

DIN EN 1995-1-1**DIN**

ICS 91.010.30; 91.080.20

Entwurf

Einsprüche bis 2023-10-25
 Vorgesehen als Ersatz für
 DIN EN 1995-1-1:2010-12 und
 DIN EN 1995-1-1/A2:2014-07

**Eurocode 5 –
 Bemessung und Konstruktion von Holzbauten –
 Teil 1-1: Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau;
 Deutsche und Englische Fassung prEN 1995-1-1:2023**

Eurocode 5 –
 Design of timber structures –
 Part 1-1: General rules and rules for buildings;
 German and English version prEN 1995-1-1:2023

Eurocode 5 –
 Calcul des structures en bois –
 Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments;
 Version allemande et anglaise prEN 1995-1-1:2023

Anwendungswarnvermerk

Dieser Norm-Entwurf mit Erscheinungsdatum 2023-08-25 wird der Öffentlichkeit zur Prüfung und Stellungnahme vorgelegt.

Weil die beabsichtigte Norm von der vorliegenden Fassung abweichen kann, ist die Anwendung dieses Entwurfs besonders zu vereinbaren.

Stellungnahmen werden erbeten

- vorzugsweise online im Norm-Entwurfs-Portal von DIN unter www.din.de/go/entwuerfe bzw. für Norm-Entwürfe der DKE auch im Norm-Entwurfs-Portal der DKE unter www.entwuerfe.normenbibliothek.de, sofern dort wiedergegeben;
- oder als Datei per E-Mail an nabau@din.de möglichst in Form einer Tabelle. Die Vorlage dieser Tabelle kann im Internet unter www.din.de/go/stellungnahmen-norm-entwuerfe oder für Stellungnahmen zu Norm-Entwürfen der DKE unter www.dke.de/stellungnahme abgerufen werden;
- oder in Papierform an den DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau), 10772 Berlin oder Am DIN-Platz, Burggrafenstr. 6, 10787 Berlin.

Es wird gebeten, mit den Kommentaren zu diesem Entwurf jegliche relevanten Patentrechte, die bekannt sind, mitzuteilen und unterstützende Dokumentationen zur Verfügung zu stellen.

Gesamtumfang 910 Seiten

DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau)



- *Entwurf* -

E DIN EN 1995-1-1:2023-10

Nationales Vorwort

Dieses Dokument (prEN 1995-1-1:2023) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat von BSI (Vereinigtes Königreich) gehalten wird. CEN/TC 250 ist verantwortlich für alle Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau und hat von CEN die Verantwortung für Angelegenheiten der Tragwerksplanung erhalten.

Das zuständige nationale Normungsgremium ist der Arbeitsausschuss NA 005-04-01 AA „Holzbau (SpA zu CEN/TC 124, CEN/TC 250/SC 5, ISO/TC 165)“ im DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau).

Um Zweifelsfälle in der Übersetzung auszuschließen, ist die englische Originalfassung beigefügt. Die Nutzungsbedingungen für den deutschen Text des Norm-Entwurfs gelten gleichermaßen auch für den englischen Text.

Aktuelle Informationen zu diesem Dokument können über die Internetseiten von DIN (www.din.de) durch eine Suche nach der Dokumentennummer aufgerufen werden.

Änderungen

Gegenüber DIN EN 1995-1-1:2010-12 und DIN EN 1995-1-1/A2:2014-07 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) vollständige technische Überarbeitung der Norm;
- b) Norm redaktionell überarbeitet.

- Entwurf -

2023-09

prEN 1995-1-1:2023

- Titel de:* Eurocode 5 — Bemessung und Konstruktion von Holzbauten — Teil 1-1: Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau
- Titel en:* Eurocode 5 — Design of timber structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings
- Titel fr:* Eurocode 5 — Calcul des structures en bois — Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments

Inhalt

	Seite
Europäisches Vorwort	7
0 Einleitung.....	8
1 Anwendungsbereich.....	11
1.1 Anwendungsbereich von prEN 1995-1-1.....	11
1.2 Annahmen	11
2 Normative Verweisungen.....	11
3 Begriffe und Symbole	12
3.1 Begriffe	12
3.2 Symbole und Abkürzungen.....	20
3.2.1 Symbole	20
3.2.2 Abkürzungen.....	56
3.2.3 Bezeichnung von Festigkeiten, Steifigkeiten, Dichten, Kräften, Momenten und Spannungen	58
4 Bemessungsgrundlagen	59
4.1 Allgemeine Regeln.....	59
4.1.1 Wesentliche Anforderungen.....	59
4.1.2 Robustheit.....	60
4.2 Grundsätzliches zur Auslegung mit Grenzzuständen.....	60
4.2.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS).....	60
4.2.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS)	60
4.2.3 Tragwerksmodelle	60
4.3 Grundlegende Variablen.....	61
4.3.1 Einwirkungen und Umgebungseinflüsse	61
4.3.2 Material- und Produkteigenschaften	64
4.3.3 Geometrische Eigenschaften	65
4.4 Steifigkeitswerte für die statische Berechnung	65
4.5 Verifizierung durch das Teilsicherheitsbeiwertverfahren.....	67
4.5.1 Bemessungswert der Materialfestigkeit.....	67
4.5.2 Bemessungswert des Widerstands	68
5 Materialien.....	69
5.1 Allgemeines	69
5.1.1 Übersicht der Produkte für tragende Bauteile	69
5.1.2 Übersicht der Befestigungselemente und Verbindungsteile.....	71
5.1.3 Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften.....	72
5.1.4 Spannungs-Dehnungs- und Kraft-Verschiebungs-Beziehungen	72
5.1.5 Festigkeitsänderungsfaktoren für Nutzungsklassen und Lastdauerklassen	72
5.1.6 Verformungsänderungsfaktor für Nutzungsklassen.....	74
5.1.7 Schrumpf- und Schwellwerte	75
5.2 Nach Festigkeit bewertetes Bauholz für tragende Zwecke (ST) mit rechteckigem Querschnitt und Bauholz für tragende Zwecke mit Keilzinkenverbindung (FST)	76
5.3 Balkenschichtholz (GST)	77
5.4 Brettschichtholz (GL)	78
5.5 Brettsperrholz (CLT)	79
5.6 Furnierschichtholz (LVL)	79
5.7 Verklebtes Furnierschichtholz (GLVL)	80

5.8	Poröse Platten (SB).....	80
5.9	Klebstoffe	81
6	Dauerhaftigkeit.....	81
6.1	Allgemeines	81
6.2	Maßnahmen zur Verhinderung eines biologischen Angriffs	82
6.2.1	Allgemeine Maßnahmen.....	82
6.2.2	Maßnahmen für Bauteile ohne Kontakt zu Boden, Süß- oder Salzwasser	82
6.3	Widerstand gegen Korrosion.....	86
6.3.1	Metallische Verbindungsmittel und Verbinder.....	86
6.3.2	Korrosivität von Holz und Atmosphäre - Expositionskategorien.....	86
6.3.3	Widerstandsklasse.....	88
7	Statische Berechnung.....	90
7.1	Allgemeines	90
7.2	Modellierung des Tragwerks	91
7.2.1	Allgemeines	91
7.2.2	Aussteifungen	92
7.2.3	Bauteile	94
7.2.4	Verbindungen	95
7.3	Imperfektionen	96
7.3.1	Allgemeines	96
7.3.2	Äquivalente Imperfektionen.....	96
7.3.3	Äquivalente Einwirkungen	101
7.4	Vereinfachtes Verfahren für die Bewertung der Auswirkungen der Einwirkungen auf der Grundlage der Theorie der zweiten Ordnung.....	102
7.4.1	Allgemeines	102
7.4.2	Biegeknicken.....	102
7.4.3	Biegendrillknicken.....	104
8	Grenzzustände der Tragfähigkeit.....	105
8.1	Verifizierung des Widerstands von Bauteilen	105
8.1.1	Allgemeines	105
8.1.2	Zug parallel zur Faser	106
8.1.3	Zug senkrecht zur Faser.....	106
8.1.4	Zug in einem Winkel zur Faser	106
8.1.5	Druck parallel zur Faser	107
8.1.6	Druck senkrecht zur Faser	107
8.1.7	Stauchung in einem Winkel zur Faser	116
8.1.8	Biegemoment.....	117
8.1.9	Axialzug und -biegung	118
8.1.10	Axiale Stauchung und Biegung	118
8.1.11	Schub	119
8.1.12	Torsion oder kombinierter Schub und Torsion	122
8.1.13	Schub und Stauchung senkrecht zur Faser	122
8.1.14	Schub und Zug senkrecht zur Faser	123
8.2	Stabilität von Bauteilen: vereinfachte Verifizierung.....	123
8.2.1	Allgemeines	123
8.2.2	Verifizierung des Beulens von Bauteilen durch Faktoren (k_c/k_m -Verfahren)	124
8.3	Zusätzliche Regeln für Bauteile mit besonderen Geometrien	129
8.3.1	Allgemeines	129
8.3.2	Verstärkung	129
8.3.3	Einfach konische Balken	132
8.3.4	Doppelt konische, gekrümmte und geschürzte gewölbte Balken	134
8.3.5	Genutete Bauteile	140
8.3.6	Bauteile mit Löchern	145
8.4	Systemfestigkeit.....	158

9	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit.....	158
9.1	Allgemeines	158
9.2	Verformungen.....	159
9.2.1	Allgemeines	159
9.2.2	Verformungen in Bauwerken aus Materialien mit gleichem Kriechverhalten.....	160
9.2.3	Verformungen in Bauwerken aus Materialien mit unterschiedlichem Kriechverhalten.....	161
9.3	Schwingungen.....	163
9.3.1	Allgemeines	163
9.3.2	Schwingungen durch Maschinen	164
9.3.3	Schwingungen durch Schritte	164
9.3.4	Eigenfrequenz.....	165
9.3.5	Steifigkeit.....	167
9.3.6	Beschleunigung	169
9.3.7	Geschwindigkeit.....	170
9.3.8	Schwingungskriterien.....	172
9.3.9	Alternative Verifizierung.....	173
9.4	Druckverformung senkrecht zur Faser	173
10	Ermüdung.....	174
10.1	Allgemeines	174
10.2	Ermüdungsverifizierung für Ermüdungsbeanspruchung mit äquivalenter konstanter Amplitude	175
10.3	Ermüdungsverifizierung für Ermüdungsbeanspruchung mit variabler Amplitude.....	177
11	Verbindungen	177
11.1	Allgemeines	177
11.1.1	Einleitung	177
11.1.2	Allgemeine Anforderungen.....	177
11.1.3	Bemessungsverfahren für Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln.....	178
11.2	Widerstand eines einzelnen stiftförmigen Verbindungsmittels.....	179
11.2.1	Allgemeines	179
11.2.2	Achsenwiderstand eines Befestigungselements.....	182
11.2.3	Seitlicher Widerstand eines Befestigungselements je Schubebene.....	189
11.3	Bemessung von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln	200
11.3.1	Allgemeines	200
11.3.2	Bemessungssachsenkapazität	200
11.3.3	Seitliche Bemessungskapazität	200
11.3.4	Effektive Anzahl der stiftförmigen Verbindungsmittel	201
11.3.5	Verstärkte Verbindungen mit seitlich belasteten Befestigungselementen	203
11.3.6	Wechselwirkung von Axiallasten und Seitenlasten	204
11.3.7	Verschiebungsmodul.....	205
11.3.8	Zusätzliche Bemessungsregeln für Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln....	209
11.3.9	Mindestdicke von Bauteilen	212
11.3.10	Anforderungen an das Vorbohren für stiftförmige Verbindungsmittel.....	212
11.3.11	Stiftförmige Verbindungsmittel in Hirnholz	213
11.4	Abstände, Kantenabstände und Endabstände.....	213
11.4.1	Allgemeines	213
11.4.2	Mindestabstände, Kantenabstände und Endabstände für seitlich belastete Befestigungselemente.....	214
11.4.3	Mindestabstände versetzter seitlich belasteter stiftförmiger Verbindungsmittel	217
11.4.4	Mindestabstände, Kantenabstände und Endabstände für axial belastete und geneigte Befestigungsmittel	220
11.4.5	Maximale Abstände, Kantenabstände und Endabstände für seitlich belastete Klammern, Nägel und Schrauben.....	222
11.5	Sprödbruchversagensarten von Verbindungen mit seitlich belasteten stiftförmigen Verbindungsmitteln parallel zur Faser	222

11.5.1	Allgemeines	222
11.5.2	Vereinfachung.....	224
11.5.3	Bemessungs-Sprödbruchversagenskapazität der Verbindung.....	224
11.5.4	Bemessungskapazität eines Holzbauteils	225
11.5.5	Reihenschubkapazität.....	226
11.5.6	Blockschubkapazität.....	226
11.5.7	Kernschubkapazität	227
11.5.8	Nettozugversagen.....	227
11.5.9	Bemessungswiderstände der einzelnen Ausfallebene	227
11.5.10	Effektive Dicke der Versagensebenen	229
11.6	Sprödbruchversagen von senkrecht zur Faser belasteten Verbindungen.....	232
11.6.1	Allgemeines	232
11.6.2	Verstärkte Verbindungen.....	234
11.7	Schubverbinder.....	236
11.7.1	Allgemeines	236
11.7.2	Spaltring- und Schubscheibendübel.....	236
11.7.3	Scheibendübel mit Zähnen	239
11.7.4	Spaltringdübel und Schubscheibendübel in Hirnholz	241
11.8	Gestanzte Nagelplatten aus Metall	243
11.9	Expandierte Rohrbefestigungselemente	243
11.10	Eingeklebte Stangen	244
11.10.1	Allgemeines	244
11.10.2	Wirkung von Veränderungen des Feuchtegehalts	245
11.10.3	Materialanforderungen	246
11.10.4	Geometrische Anforderungen an eingeklebte Stangen.....	247
11.10.5	Axialwiderstand.....	247
11.10.6	Seitlicher Widerstand	250
11.10.7	Abstand, Kantenabstände und Endabstände	251
11.11	Tischerverbindungen	253
11.11.1	Einstufige und zweistufige Verbindungen	253
11.11.2	Nut und Zapfen	258
11.11.3	Schwalbenschwanzverbindung.....	259
12	Mechanisch verbundene und geklebte, stegige oder geflanschte Balken	262
12.1	Geklebte dünnstegige Balken	262
12.2	Geklebte dünn geflanschte Balken.....	265
12.3	Mechanisch verbundene Balken	267
12.4	Mechanisch verbundene und geklebte Säulen	267
13	Zwischenträger	267
13.1	Allgemeines	267
13.2	Aus Holzrahmenelementen gebaute Zwischenträger	268
13.2.1	Allgemeines	268
13.2.2	Konstruktionsregeln	269
13.2.3	Grenzzustände der Tragfähigkeit.....	271
13.2.4	Verifizierung des Widerstands von Bekleidungsplatten	274
13.2.5	Kleine Öffnungen	276
13.2.6	Große Öffnungen	276
13.3	Rahmenwände	276
13.3.1	Allgemeines	276
13.3.2	Grenzzustand der Tragfähigkeit	278
13.3.3	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	281
13.4	Rahmenböden	284
13.4.1	Allgemeines	284
13.4.2	Grenzzustand der Tragfähigkeit	286
13.4.3	Ebene Baugruppen des Typs 1	288

13.4.4 Ebene Baugruppen des Typs 2	290
13.4.5 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	291
13.5 Rahmendächer	293
13.6 Zwischenträger aus CLT, LVL und GLVL	294
13.6.1 Wandzwischenträger	294
13.6.2 Boden- und Dachbauteile	295
14 Holzgründungspfähle	296
Anhang A (informativ) Zusätzliche Anleitung für die Erhöhung der Robustheit in Holzbauten	297
Anhang B (informativ) Stabilität und Aussteifung von Bauteilen und Tragsystemen	301
Anhang C (informativ) Knicken von Balkenstützen – nicht-lineares Verfahren	329
Anhang D (normativ) Zusätzliche Bemessungsbestimmungen für Brettsperrholz (CLT)	340
Anhang E (informativ) Mechanisch verbundene Bauteile	348
Anhang F (informativ) Aufgebaute Stützen	352
Anhang G (informativ) Alternatives Verfahren für die Schwingungsanalyse von Böden	361
Anhang H (normativ) Verbindungen mit Nagelplatten (PMPF)	367
Anhang I (informativ) Verbindungen mit dreidimensionalen Verbindern	384
Anhang J (informativ) Verbindungen mit expandierten Rohrverbindern	389
Anhang K (normativ) Verbindungen mit Zwischenlagen	396
Anhang L (normativ) Lamellierte Holzplatten (LTD)	408
Anhang M (normativ) Material- und Produkteigenschaften für die Bemessung	415
Anhang N (informativ) Klassen und Bestimmung einiger Materialeigenschaften	427
Anhang O (informativ) Numerische Analyse für unidirektionale Holzbauteile	433
Anhang P (informativ) Gründungen mit Holzpfählen	435
Anhang Q (informativ) Anforderung an als Gründungspfähle verwendete Rundhölzer und Pfahlerweiterungen	442
Anhang R (informativ) Seitliche Verschiebung mehrgeschoßiger einteiliger Schubwände und eingeschossiger segmentierter Schubwände	447
Anhang S (informativ) Rahmenwände mit kombinierter Verankerung	456
Literaturhinweise	465

Europäisches Vorwort

Dieses Dokument (prEN 1995-1-1:2023) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat von BSI gehalten wird. CEN/TC 250 ist verantwortlich für alle Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau und hat von CEN die Verantwortung für Angelegenheiten der Tragwerksplanung erhalten.

Dieses Dokument ist derzeit zur CEN-Umfrage vorgelegt.

Dieses Dokument wird EN 1995-1-1:2004 und seine Änderungen und Berichtigungen ersetzen.

Die erste Generation der EN Eurocodes wurde zwischen 2002 und 2007 veröffentlicht. Dieses Dokument wurde als Teil der zweiten Generation der Eurocodes im Rahmen des Mandats M/515 erarbeitet, das die Europäische Kommission und die Europäische Freihandelsassoziation CEN erteilt haben.

Die Eurocodes wurden erarbeitet, um in Verbindung mit einschlägigen Ausführungs-, Werkstoff-, Produkt- und Prüfnormen angewendet zu werden und um Anforderungen an Ausführung, Werkstoffe, Produkte und Prüfung zu identifizieren, auf denen die Eurocodes beruhen.

Die Eurocodes erkennen die Verantwortlichkeit aller Mitgliedstaaten an und wahren deren Recht, sicherheitsbezogene Werte auf nationaler Ebene in Nationalen Anhängen festzulegen.

Die wesentlichen Änderungen im Vergleich zur Vorgängerausgabe sind folgende:

- Aufnahme von wesentlichen Holzprodukten wie etwa Brettsperrholz (CLT, en: cross laminated timber);
- Aufnahme von Produktgruppen mit ähnlichem Materialverhalten;
- Aufnahme erforderlicher Materialparameter für die Bemessung entsprechend diesem Dokument;
- verbesserte Anleitung zur Dauerhaftigkeit;
- Einbeziehung von Bestimmungen zu Löchern in Balken;
- Erweiterung der Verifizierungen der Druck senkrecht zur Faser auf den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit;
- Einbeziehung von Bestimmungen zu Verstärkungen;
- verbesserte Anleitung zur Verifizierung von Schwingungen;
- Einbeziehung der Anleitung zur Verifizierung von Ermüdung;
- Einbeziehung der Bestimmungen zu Tischerverbindungen;
- Einbeziehung der Bestimmungen zu eingeklebten Stäben;
- Einbeziehung der Bestimmungen zu Gründungen mit Holzpfählen;
- verbesserte Bestimmungen zur Robustheit.

0 Einleitung

0.1 Einleitung zu den Eurocodes

Die Eurocodes des konstruktiven Ingenieurbaus umfassen die folgenden Normen, die in der Regel aus mehreren Teilen bestehen:

- EN 1990, *Eurocode — Grundlagen der Tragwerksplanung*
- EN 1991, *Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke*
- EN 1992, *Eurocode 2 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*
- EN 1993, *Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten*
- EN 1994, *Eurocode 4 — Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton*
- EN 1995, *Eurocode 5 — Bemessung und Konstruktion von Holzbauten*
- EN 1996, *Eurocode 6 — Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten*
- EN 1997, *Eurocode 7 — Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik*
- EN 1998, *Eurocode 8 — Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*
- EN 1999, *Eurocode 9 — Bemessung und Konstruktion von Aluminiumtragwerken*
- Neue Teile befinden sich in der Entwicklung, z. B. Eurocode für die Bemessung und Konstruktion von Glas in Bauwerken

Die Eurocodes sind für die Anwendung durch Tragwerksplaner, Bauherren, Hersteller, Ausführende, zuständige Behörden (bei der Wahrnehmung ihrer Aufgaben in Übereinstimmung mit nationalen oder internationalen Vorschriften), Lehrkräfte, Softwareentwickler und Normenausschüsse, in denen verwandte Produktnormen, Prüfnormen und Ausführungsnormen erarbeitet werden, gedacht.

ANMERKUNG Einige Entwurfs- und Bemessungsaspekte werden in geeigneter Weise von den zuständigen Behörden festgelegt oder können, sofern keine Festlegungen getroffen wurden, für ein bestimmtes Bauvorhaben zwischen den beteiligten Parteien wie Tragwerksplanern und Bauherren vereinbart werden. In den Eurocodes werden solche Aspekte durch ausdrückliche Bezugnahme auf die zuständigen Behörden und die beteiligten Parteien gekennzeichnet.

0.2 Einführung in EN 1995 (alle Teile)

EN 1995 (alle Teile) gilt für die Bemessung von Holzbauwerken und enthält spezifische Bemessungsregeln für Hochbauten und Tiefbauten aus Holz.

EN 1995 ist in verschiedene Teile unterteilt:

EN 1995-2, *Eurocode 5 — Bemessung und Konstruktion von Holzbauten — Teil 2: Brücken*

EN 1995-3, *Eurocode 5 — Bemessung und Konstruktion von Holzbauten — Teil 3: Ausführung*

EN 1995-1 existiert nicht als physisches Dokument, sondern umfasst die folgenden drei separaten Dokumente, wobei EN 1995-1-1 der grundlegende Teil ist:

EN 1995-1-1, Eurocode 5 — Bemessung und Konstruktion von Holzbauten — Teil 1-1: Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau

EN 1995-1-2, Eurocode 5 — Bemessung und Konstruktion von Holzbauten — Teil 1-2: Tragwerksbemessung für den Brandfall

CEN/TS 19103, Bemessung und Konstruktion von Holzbauten — Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen — Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau

EN 1995-2 „Brücken“ nimmt Bezug auf die allgemeinen Regeln in EN 1995-1-1. Die Abschnitte in EN 1995-2 ergänzen oder ändern diese Regeln oder setzen sie außer Kraft, sofern zutreffend.

EN 1995-3 „Ausführung“ nimmt Bezug auf die allgemeinen Regeln in EN 1995-1-1. Die Abschnitte in EN 1995-3 ergänzen die Abschnitte in EN 1995-1 und 1995-2.

0.3 Einführung in EN 1995-1-1

EN 1995-1-1 enthält allgemeine Bemessungsregeln für Hochbauten und Tiefbauten aus Holz.

0.4 In den Eurocodes verwendete Verbformen

Das Verb „muss“ beschreibt eine Anforderung, die zwingend zu befolgen ist und von der bei Anwendung der Eurocodes keine Abweichung zulässig ist.

Das Verb „sollte“ beschreibt eine streng empfohlene Auswahl oder Vorgehensweise. In Abhängigkeit von nationalen Regeln und/oder relevanten Vertragsbestimmungen können alternative Lösungen verwendet/angenommen werden, wenn sie technisch gerechtfertigt sind.

Das Verb „darf“ beschreibt eine erlaubte Vorgehensweise innerhalb der Anwendungsgrenzen der Eurocodes.

Das Verb „kann“ beschreibt Möglichkeiten und Fähigkeiten; es wird für Tatsachenfeststellungen und Erklärungen verwendet.

0.5 Nationaler Anhang zu EN 1995-1-1

Nationale Festlegungen sind in diesem Dokument zulässig, wenn in den Anmerkungen ausdrücklich angegeben. Die nationale Festlegung beinhaltet die Auswahl von Werten für national festzulegende Parameter (NDP, en: Nationally Determined Parameters).

Die jeweilige nationale Ausgabe von EN 1995-1-1 kann einen Nationalen Anhang mit allen nationalen Festlegungen enthalten, die für den Entwurf und die Bemessung von Hoch- und Ingenieurbauten im jeweiligen Land Verwendung finden.

Wird keine nationale Festlegung angeführt, ist die in diesem Dokument angegebene Standardfestlegung anzuwenden.

Wenn keine nationale Festlegung angeführt wird und kein Standardwert in dieser Norm angegeben ist, kann die Festlegung durch eine zuständige Behörde getroffen werden, oder sofern keine Festlegungen getroffen wurden, können die beteiligten Parteien im Einzelfall eine Vereinbarung treffen.

- Entwurf -

Nationale Festlegungen sind in EN 1995-1-1 zu den folgenden Abschnitten gestattet:

4.3.1.3(2)	4.3.1.4(1)	4.5.1(1)	4.5.2(1)
9.3.8(5)	10.1(2)	10.2(6)	H.3(1)
L.3(1)	L.3(2)		

Die nationale Festlegung ist in EN 1995-1-1 bezüglich der Anwendung der folgenden informativen Anhänge erlaubt:

Anhang A	Anhang B	Anhang C	Anhang E
Anhang F	Anhang G	Anhang I	Anhang J
Anhang N	Anhang O	Anhang P	Anhang Q
Anhang R	Anhang S		

Der Nationale Anhang kann, direkt oder durch Verweisungen, ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Erleichterung der Umsetzung enthalten, sofern dadurch keine Bestimmungen der Eurocodes geändert werden.

1 Anwendungsbereich

1.1 Anwendungsbereich von prEN 1995-1-1

- (1) prEN 1995-1-1 enthält allgemeine Bemessungsregeln für Holzbauten.
- (2) prEN 1995-1-1 enthält ebenfalls spezifische Bemessungsregeln für Hochbauten und Tiefbauten aus Holz.

1.2 Annahmen

- (1) Die Annahmen von EN 1990 sind auf dieses Dokument anzuwenden.

(2) prEN 1995-1-1 ist für die Anwendung in Verbindung mit EN 1990, EN 1991 (alle Teile), EN 1998 (alle Teile) vorgesehen, wenn Holzbauten in Erdbebenzonen errichtet werden.

2 Normative Verweisungen

Die folgenden Dokumente werden im Text in solcher Weise in Bezug genommen, dass einige Teile davon oder ihr gesamter Inhalt Anforderungen des vorliegenden Dokuments darstellen. Bei datierten Verweisungen gilt nur die in Bezug genommene Ausgabe. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe des in Bezug genommenen Dokuments (einschließlich aller Änderungen).

ANMERKUNG Siehe Literaturhinweise für eine Liste weiterer zitierter Dokumente, die keine normativen Verweisungen sind, einschließlich als Empfehlungen in Bezug genommener Dokumente (d. h. durch „sollte“-Abschnitte) und Genehmigungen (d. h. durch „darf“-Abschnitte).

EN 1990:2023, *Eurocode — Grundlagen der Planung von Tragwerken und geotechnischen Bauwerken*

EN 1991 (alle Teile), *Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke*

prEN 1991-1-1:2023, *Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-1: Spezifisches Gewicht von Baustoffen und Lagergütern, Eigengewicht von Bauwerken und Nutzlasten im Hochbau*

prEN 1992-1-1, *Eurocode 2 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 1-1: Allgemeine Regeln und Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke*

prEN 1993-1-9, *Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-9: Ermüdung*

prEN 1995-3, *Eurocode 5 — Bemessung und Konstruktion von Holzbauten — Teil 3: Ausführung*

prEN 1997-3, *Eurocode 7 — Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 3: Geotechnische Bauwerke*

EN 1998 (alle Teile), *Eurocode 8 — Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*

EN 1999-1-1, *Eurocode 9 — Bemessung und Konstruktion von Aluminiumtragwerken — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln*

EN 10255:2004+A1:2007, *Rohre aus unlegiertem Stahl mit Eignung zum Schweißen und Gewindeschneiden — Technische Lieferbedingungen*

EN 14080:2013, *Holzbauwerke — Brettschichtholz und Balkenschichtholz — Anforderungen*

3 Begriffe und Symbole

3.1 Begriffe

Für die Anwendung dieses Dokuments gelten die Begriffe nach EN 1990 und die folgenden Begriffe.

3.1.1

3D-Verbinder

gefaltete oder geschweißte Metall-Verbinder zur Verbindung und Lagesicherung von *Komponenten* (3.1.9) und *Bauteilen* (3.1.43), unter Verwendung von *stiftförmigen Verbindungsmitteln* (3.1.17)

BEISPIEL Winkel, Balkenschuhe, Anker.

3.1.2

Klebstoff

nichtmetallischer Stoff, der Werkstoffe durch Oberflächenhaftung (Adhäsion) so verbinden kann, dass die *Verbindung* (3.1.5) eine ausreichende innere Festigkeit (Kohäsion) besitzt

[QUELLE EN 923:2015, 2.1.1]

3.1.3

Winkel

L-förmiges metallisches *3D-Verbindungselement* (3.1.1) mit oder ohne verstifende Sicken für die Verbindung von zwei Elementen mithilfe von *Nägeln* (3.1.47), Schrauben oder Bolzen

3.1.4

zusammengesetztes Tragwerk

Zusammensetzung von Elementen

3.1.5

Verklebung

Verbindung von Oberflächen unter Verwendung eines *Klebstoffs* (3.1.2)

3.1.6

eingeklebte Stange

Verbindungsmittel, das in *Verbindungen* (3.1.10) oder als Verstärkung von Holzbauteilen verwendet wird und durch die Wechselwirkung zwischen *Stab* (3.1.59), *Klebstoff* (3.1.2) und Holzbauteilen entsteht

3.1.7

Vorkrümmung

Abstand zwischen der Schwerpunktlinie und der perfekten Schwerpunktlinie

3.1.8

Zimmermannsmäßige Verbindung

Verbindung (3.1.10), die auf dem direkten Kontakt zwischen den verbundenen Bauteilen basiert; die Kraftübertragung wird durch Druck- und Schubspannungen in den Kontaktbereichen sichergestellt und möglicherweise durch metallische Verbindungsmittel ergänzt, um die Lage zu sichern.

3.1.9

Komponente

Teil eines *zusammengesetzten Tragwerks* (3.1.4)

3.1.10

Verbindung

Bereich, in dem zwei oder mehr Elemente durch mechanische Mittel aneinander befestigt oder durch *Klebstoffe* (3.1.2) miteinander verklebt werden

3.1.11**Verbinder**

Verbindungselement mit zusätzlichen *stiftförmigen Verbindungsmittern* (3.1.17) auf oder in Elementen zur Verbindung oder Lagesicherung der Elemente

BEISPIEL Schubverbinder, Lochblech, metallisches 3D-Verbinder.

3.1.12**Kriechen**

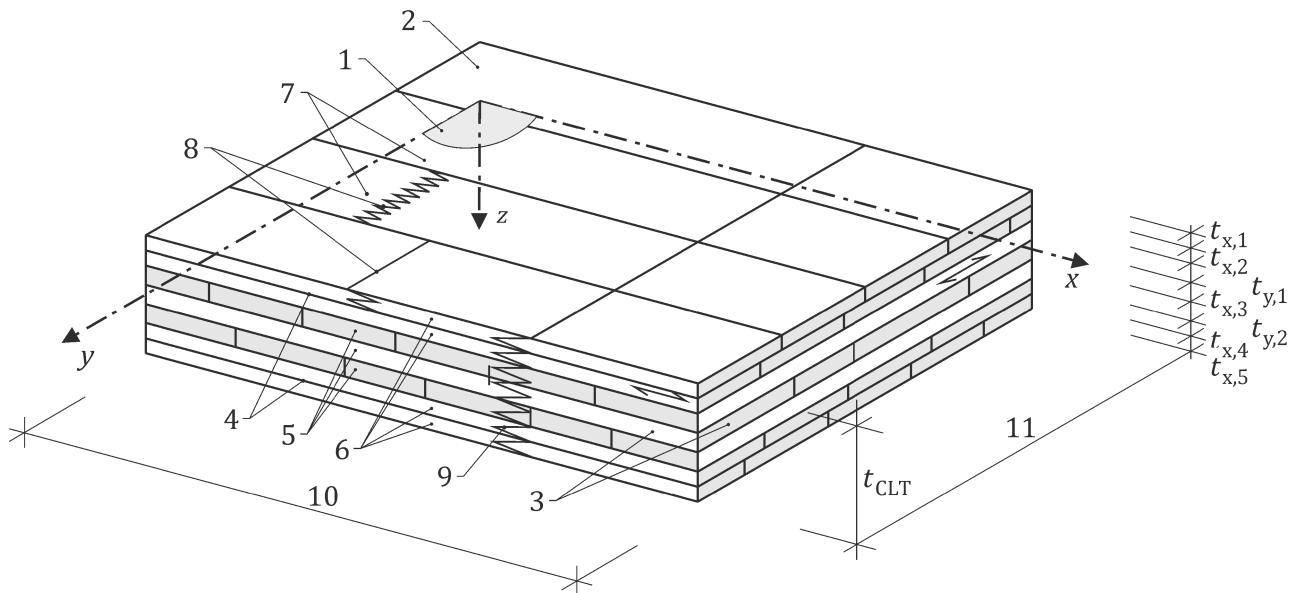
Zunahme der Verformung, deren Größenordnung von dem Spannungsniveau, der Dauer der Beanspruchung, dem *Feuchtegehalt* (3.1.45) und den Schwankungen des Feuchtegehalts abhängt

3.1.13**Brettsperrholz**

CLT, en: cross laminated timber

verklebtes Bauholzprodukt aus mindestens drei verklebten Lagen aus Bauholz - *Lamellen* (3.1.36) und ggf. *Holzwerkstoffplatten* (3.1.80) mit mindestens einer *Lage* (3.1.38) die orthogonal zwischen den beiden angrenzenden Lagen ausgerichtet ist.

Anmerkung 1 zum Begriff: Siehe Bild 3.1

**Legende**

1	Ebene des Elements	9	große Keilzinkenverbindung
2	breite Seite	10	üblicherweise die Länge
3	schmale Seite	11	üblicherweise die Breite b_{CLT} einer Platte oder die Höhe h_{CLT} eines Balkens
4	Außenlage	t_{CLT}	Gesamtdicke des Brettsperrholzes
5	Innenlage	$t_{x,i}$	Dicke der Lage i mit Fasern parallel zur x -Richtung
6	parallele äußere Lamellen	$t_{y,i}$	Dicke der Lage i mit Fasern parallel zur y -Richtung
7	Lamelle		
8	Keilzinkenverbindung in einer Lamelle		

Bild 3.1 — Brettsperrholz (CLT)

3.1.14**Schubfeldwirkung**

Kräfte in Plattenebene, denen durch ein *ebenes Bauteil* (3.1.52) widerstanden wird

3.1.15**Doppelversatz**

Zimmermannsmäßige Verbindung (3.1.8), bei der zwei Holz-Bauteile (3.1.43) in der Tragwerksebene miteinander in einem Winkel zur Faser unter Verwendung einer vorderen und hinteren Kerve verbunden werden und die Kraft hauptsächlich durch Druck übertragen wird

3.1.16**stiftförmige Verbindung**

Verbindung zwischen zwei oder mehr Elementen durch die Verwendung *stiftförmiger Verbindungsmittel* (3.1.17)

3.1.17**stiftförmiges Verbindungsmittel**

Stab mit oder ohne Profilaufnahme, Spitze und Kopf, und mit oder ohne BeLamelle

3.1.18**Schwalbenschwanzverbindung**

Zimmermannsmäßige Verbindung (3.1.8), bei der ein sekundäres Element mit einem Schwalbenschwanzende (Zapfen), das in eine profilierte Nut (Zapfenloch) eines Hauptelements passt, selbstklemmend und Kräfte übertragend verbunden wird

3.1.19**wirksames ebenes Tragwerk**

Teil eines ebenen *zusammengesetzten Tragwerks* (3.1.4), das der *Schubfeldwirkung* (3.1.14) widersteht

3.1.20**Gleichgewichtsfeuchtegehalt**

Feuchtegehalt (3.1.45), bei dem Holz weder Feuchte annimmt noch in die Umgebungsluft abgibt

3.1.21**europäische technische Produktspezifikation**

Europäische Norm (EN), Europäische Technische Bewertung (ETA) basierend auf einem Europäischen Bewertungsdokument (EAD) oder einer transparenten nachvollziehbaren Bewertung, die allen Anforderungen der entsprechenden EAD entspricht

[QUELLE: EN 1992-4:2018, 3.1.27]

3.1.22**expandierter Rohrverbinder**

Stahlrohr, das als *stiftförmiges Verbindungsmittel* (3.1.17) verwendet und dessen Durchmesser expandiert wird

3.1.23**Fasersättigungspunkt**

Feuchtegehalt (3.1.45), bei dem Holzzellwände vollständig wassergesättigt sind

3.1.24**Passplatte**

Beplankung (3.1.62) kleinerer Größe als die Normplatte für die Beplankung

3.1.25**schwimmend verlegter Estrich**

Bodenlage, die nicht mit dem Tragwerk verbunden ist

Anmerkung 1 zum Begriff: Schwimmend verlegte Estriche werden üblicherweise über einer Isolierlage verlegt.

3.1.26**Holztafelbau**

Zusammengesetztes Tragwerk (3.1.4) bestehend aus Rippen und einer oder mehreren aufeinander folgenden *Beplankungen* (3.1.62), die mit einer oder beiden Seiten der Rippen verbunden sind

3.1.27**Holztafelbauwand**

durchgehende Holztafelbauwand bestehend aus einer oder mehreren Holztafelbau-Baugruppen

3.1.28**freier Plattenrand**

Rand einer *Verkleidung* (3.1.62), der keine Scherkräfte in der Ebene in angrenzende Bekleidungsplatten oder den Rahmen überträgt

3.1.29**verklebtes Furnierschichtholz (GLVL, en: glued laminated veneer lumber)**

verklebtes tragendes Holzbauprodukt bestehend aus mindestens zwei *LVL* (3.1.40) Platten oder *Lamellen* (3.1.36) durch Flächenverklebung

3.1.30**Brettschichtholz****GL, en: glued laminated timber**

verklebtes tragendes Holzbauprodukt bestehend aus mindestens zwei im Wesentlichen parallel zur Faser ausgerichteten *Lamellen* (3.1.36), das aus einem oder zwei Brettern nebeneinander mit *Dicken* (3.1.75) von 6 mm bis 45 mm (inklusive) besteht

3.1.31**GLVL-C**

GLVL (3.1.29) bestehend aus Platten aus *LVL* (3.1.40) oder *Lamellen* (3.1.36), die parallel zur Faser der Deckfurniere verklebt sind und wo mindestens eine Platte oder *Lamelle* (3.1.36) aus *LVL-C* (3.1.41) besteht

3.1.32**GLVL-P**

GLVL (3.1.29) bestehend aus Platten aus *LVL-P* (3.1.42) oder *Lamellen* (3.1.36), die parallel zur Faser der Deckschichten verklebt sind

3.1.33**Faserrichtung**

Richtung parallel zu den Holzfasern oder bei geschichteten Produkten die Richtung parallel zu den Holzfasern der äußersten *Lage* (3.1.38) oder des Deckfurniers

3.1.34**Balkendecke**

Decke, bei der die Beplankung durch eng und im Wesentlichen gleichmäßig verteilte parallele Träger gestützt wird

3.1.35**lamellierte Holzplatte****LTD, en: laminated timber deck**

ebenes Element (3.1.52) bestehend aus parallelen, mechanisch befestigten, vorgespannten oder verklebten Holzelementen ausschließlich mit parallel ausgerichteten Fasern

3.1.36**Lamelle**

Teil eines tragenden verklebten Holzprodukts bestehend aus einem Brett oder zwei oder mehr Brettern mit Keilzinkenverbindung

3.1.37**Generalkeilzinkenverbindung**

Keilzinkenverbindung durch die gesamte Querschnittsfläche zweier geschichteter Holzbauteile

3.1.38**Lage**

Teil eines tragenden geschichteten Holzprodukts bestehend aus angrenzenden *Lamellen* (3.1.36)

3.1.39**Aufbau**

Querschnittsanordnungen von *Lamellen* (3.1.36) oder *Holzwerkstoffplatten* (3.1.80)

3.1.40**Furnierschichtholz**

LVL, en: laminated veneer lumber

verklebtes tragendes Holzbauprodukt bestehend aus Holzfurnier, hauptsächlich parallel zur Faser in angrenzenden *Lagen* (3.1.38) verklebt, wobei die Holzfasern vorwiegend in der gleichen Richtung ausgerichtet sind

3.1.41**LVL-C**

symmetrisch aufgebautes *Furnierschichtholz* (3.1.40) mit einigen Absperrfurnieren

3.1.42**LVL-P**

symmetrisch aufgebautes *Furnierschichtholz* (3.1.40) bestehend aus Furnieren, deren Faser im Wesentlichen in der gleichen Richtung verläuft

3.1.43**Bauteil**

physisch unterscheidbares Element eines Tragwerks

3.1.44**metallischer Lochverbinder**

ebene Metallkopplungsvorrichtung an zu verbindenden Elementen, die mit *stiftförmigen Verbindungsmittel* (3.1.17) in Position gehalten wird

BEISPIEL

Rispen, Lochblech.

3.1.45**Feuchtegehalt**

Masse des in einem Material enthaltenen Wassers, ausgedrückt als Anteil der Trockenmasse des Holzes

3.1.46**Loch- und Zapfenverbindung**

positiv verriegelnde Verbindung zweier Holz-Bauteile (3.1.43), bei denen ein quaderförmiges Ende eines Bauteils (3.1.43) in ein Loch des anderen Bauteils (3.1.43) passt

3.1.47**Nagel**

beschichtetes oder unbeschichtetes *stiftförmiges Verbindungsmittel* (3.1.17) mit konstantem Querschnitt entlang seiner gesamten Länge, üblicherweise mit Spitze und Kopf

3.1.48**natürliche Dauerhaftigkeit**

inhärente Beständigkeit von Holzarten gegen Angriffe durch *holzzerstörende Pilze* (3.1.78) und *holzzerstörende Insekten* (3.1.79)

Anmerkung 1 zum Begriff: Holzprodukte können aus Arten mit unterschiedlicher inhärenter Widerstandsfähigkeit bestehen. Die Verarbeitung und insbesondere Kamertrocknung und der Aufbau, z. B. Zusammensetzungen aus dünnen Lagern oder Furnieren, können die inhärente Widerstandsfähigkeit ebenfalls beeinflussen.

3.1.49**schmale Seite**

Oberfläche von *Brettsperrholz* (3.1.13), furnierbasierten oder massiven Holzplatten, senkrecht zu den Furnieren oder den *Lagen-Ebenen* (3.1.38)

3.1.50**nicht imprägniertes Kunstharpzpressholz**

DLW, en: densified laminated wood

Pressholz, hergestellt aus *geschichtetem* (3.1.38) Holzfurnieren, die unter geregelten Wärme- und Druckbedingungen unter Verwendung eines warmhärtenden Kunstharpz-Klebers (3.1.2) zusammengeklebt werden

[QUELLE: EN 61061-1:2007]

3.1.51**zulässige geometrische Abweichung**

zulässiger Unterschied zwischen einem linearen oder Winkelmaß und dem entsprechenden Zielmaß

3.1.52**ebenes Bauteil**

tragendes Bauteil mit zwei dominanten Maßen

3.1.53**Spitzenlänge**

Länge zwischen dem letzten vollständig gebildeten Abschnitt oder Gewinde und dem spitzen Ende eines *stiftförmigen Verbindungsmittel* (3.1.17)

3.1.54**Nagelplatte**

Metallplatte mit integrierten, in eine Richtung herausgestanzten Vorsprüngen senkrecht zum Boden der Platte

Anmerkung 1 zum Begriff: Baustellen-Verbindungsplatten sind zweiteilige Blechverbinder, bei denen ein Teil eine Nagelplatte und der zweite Teil ein Lochblech ist.

3.1.55**Rippe**

Bauteil (3.1.43) in einem ebenen *zusammengesetzten Tragwerk* (3.1.4)

BEISPIEL Stiele, Rähm und Schwellen in Holztafelbauwänden und Träger in Holztafelbaudecken.

3.1.56**profilierter Bewehrungsstahl**

Bewehrungsstäbe mit mindestens zwei Reihen gleichmäßig über die gesamte Länge verteilter Rippen

[QUELLE: prEN 1992-1-1:2021, 3.1.70]

3.1.57**Rippendecke**

Verbunddecken, die aus einer mit Balken verbundenen Plattenstruktur bestehen

BEISPIEL

Verbunddecken aus Holz und Beton, SWB- oder LVL-Rippendecken.

3.1.58**Rillennagel**

Nagel (3.1.47) mit einem profilierten Schaft mit einer Mindestlänge, die dem 4,5-fachen des Schaftdurchmessers entspricht

3.1.59**Stab**

Stahlstab mit Gewinde oder Rippen

3.1.60**Stab mit metrischem Gewinde**

Stab (3.1.59) mit metrischem Gewinde nach ISO 68-1

3.1.61**Schubverbinder**

zwischen zwei Bauteilen eingebaute Kopplungsvorrichtung, die durch *stiftförmige Verbindungs-mittel* (3.1.17) in Position gehalten wird und dazu dient, Scherkraft über die Verbindungsebene zu übertragen

BEISPIEL

Scheibendübel, Ringdübel und Scheibendübel mit Zähnen.

3.1.62**Beplankung**

tragendes Bauprodukt mit zwei dominanten Maßen wie etwa Holzwerkstoffplatten, Produkte aus gipsbasiertem Werkstoff oder andere geeignete Produkte

3.1.63**einstufige Verbindung**

zimmermannsmäßige Verbindung (3.1.8), bei der zwei *Bauteile* (3.1.43) in der Ebene in einem Winkel zur Faser unter Verwendung einer vorderen Kerve miteinander verbunden werden und die Last hauptsächlich durch Druck übertragen wird

3.1.64**Plattendecke**

Decke aus großformatigen Platten

BEISPIEL

CLT-Platte, LVL-Platte, Brettstapelplatte oder Verbundplatte aus Brettsperrholz und Beton.

3.1.65**Verschiebung**

relative Verschiebung zwischen zwei Elementen in einer *Verbindung* (3.1.10) in Richtung der Kraft

3.1.66**Verschiebungsmodul**

Verhältnis zwischen Last und *Verschiebung* (3.1.65)

3.1.67**Glattschaftnagel**

beschichteter oder unbeschichteter *Nagel* (3.1.47) mit einem konstanten Querschnitt entlang seiner gesamten Schaftlänge

3.1.68**Holzweichfaserplatte**

Holzfaserplatte nach EN 13986 mit EN 622-4 oder entsprechend einer *Europäischen Technischen Produktspezifikation* (3.1.21)

3.1.69**Klammer**

beschichtetes oder unbeschichtetes U-förmiges rundes oder flaches Drahtbefestigungselement aus Stahl

3.1.70**Klammerrücken**

Teil einer *Klammer* (6.1.69), der die Schenkel verbindet

3.1.71**Steifigkeitseigenschaft**

Eigenschaft, die bei der Berechnung von Verformungen des Bauwerks verwendet wird

BEISPIEL

Elastizitätsmodul, Schubmodul, Verschiebungsmodul.

3.1.72**Vorverdrehung eines Bauteils an einer Gabellagerung**

Starrkörper-Rotation eines *Bauteils* (3.1.43) aus der perfekten Lage, ausgedrückt als z-Achsen-Neigung $\theta_{\text{twist},1}$

3.1.73**Vorverdrehung einer Bauteilachse**

Starrkörper-Rotation eines *Bauteils* (3.1.43) aus der perfekten Lage, ausgedrückt als x-Achsen-Neigung Φ

3.1.74**Dicke**

Querschnittsmaß senkrecht zur *breiten Seite* (3.1.76)

3.1.75**Verwindung**

Differenz zwischen der Rotation des Querschnitts an der Feldmitte und der Rotation des Querschnitts am Tragwerk

3.1.76**breite Seite**

Fläche einer Platte parallel zu den Furnier- oder Lagenebenen

3.1.77**Breite**

Querschnittsmaß in der Ebene der *breiten Seite* (3.1.76) senkrecht zur Faserrichtung

3.1.78**holzzerstörende Pilze**

Pilze, die das Holzsubstanz schädigen und so die Festigkeit, Steifigkeit und Dichte von Holzbauprodukten reduzieren können

Anmerkung 1 zum Begriff: Klassifizierungen holzzerstörender Pilze können EN 335:2013, Anhang C.2.2, entnommen werden.

Anmerkung 2 zum Begriff: Blaufäule und Schimmel beeinträchtigen nicht die mechanischen Eigenschaften, sondern das Erscheinungsbild.

3.1.79**holzzerstörende Insekten**

Insekten, welche die Holzsubstanz schädigen und so die Festigkeit, Steifigkeit und Dichte von Holzprodukten reduzieren können

Anmerkung 1 zum Begriff: Die Klassifizierung holzzerstörender Insekten kann EN 335:2013, Anhang C3, entnommen werden.

3.1.80**Holzwerkstoffplatte**

Holzbauprodukt nach EN 13986

3.2 Symbole und Abkürzungen**3.2.1 Symbole**

Für dieses Dokument sind die folgenden Symbole anwendbar:

Große lateinische Buchstaben

A	Querschnittsfläche oder Kontaktfläche
A_i	Querschnittsfläche des i -nummerierten Teils des Querschnitts
A_B	Schwalbenschwanzfläche
A_{chord}	Querschnittsfläche der Kantenrippe
A_D	Querschnittsfläche der Diagonale
A_{DLW}	Fläche der nicht imprägnierten verdichteten Schichtholzbewehrung
A_{ef}	wirksame Fläche
$A_{ef,x/y}$	wirksame Nettoquerschnittsfläche in x - oder y -Richtung
A_f	Flanschfläche
A_{head}	Fläche des Kopfs des Befestigungselements
A_m	Parameter für die Berechnung der tatsächlichen und imaginären Beschleunigung
A_{olap}	Überlappungsfläche gestanzter Nagelplatten aus Metall
A_{rail}	Querschnittsfläche einer Schiene
A_s	Fläche des Befestigungselements unter Nennspannung
A_{stud}	Querschnittsfläche eines Zapfens
A_{tim}	Querschnittsfläche eines Holzbauteils
A_{tot}	Gesamtquerschnittsfläche
B	Biegesteifigkeiten der Aussteifung
B_m	Parameter für die Berechnung der tatsächlichen und imaginären Beschleunigung
C_E	Kategorie für die Korrosionsbeständigkeit in Luft

D_0	Steifigkeit parallel zur Faser
D_{90}	Steifigkeit senkrecht zur Faser
D_{tor}	Verdrehsteifigkeit
E	Elastizitätsmodul
EA	axiale Steifigkeit
$(EA)_x$	axiale Steifigkeit in x -Richtung
$E_{c,0}$	Druckelastizitätsmodul parallel zur Faser
$E_{c,0,k}$	charakteristischer Druckelastizitätsmodul parallel zur Faser
$E_{c,0,k,\text{sat}}$	charakteristischer Druckelastizitätsmodul parallel zur Faser im vollständig gesättigten Zustand
$E_{c,0,\text{mean}}$	mittlerer Druckelastizitätsmodul parallel zur Faser
$E_{c,0,\text{mean,sat}}$	mittlerer Druckelastizitätsmodul parallel zur Faser im vollständig gesättigten Zustand
$E_{c,90}$	Druckelastizitätsmodul senkrecht zur Faser
$E_{c,90,\text{edge}}$	Kanten-Druckelastizitätsmodul senkrecht zur Faser
$E_{c,90,\text{edge},k}$	charakteristischer Kanten-Druckelastizitätsmodul senkrecht zur Faser
$E_{c,90,\text{edge},\text{mean}}$	mittlerer Kanten-Druckelastizitätsmodul senkrecht zur Faser
$E_{c,90,\text{mean}}$	mittlerer Druckelastizitätsmodul senkrecht zur Faser
$E_{c,\text{mean}}$	mittlerer Druckelastizitätsmodul
E_d	Bemessungswert einer Beanspruchung
$E_{\text{D}}A_{\text{D}}$	kombinierte axiale Steifigkeit diagonaler und respektiver Endverbindungen
$E_{\text{fuse,d}}$	Bemessungswert einer Beanspruchung, die ein Schmelzbauteil im Fall eines Einsturzes trägt
E_i	Elastizitätsmodul parallel zur Faser des i -nummerierten Teils des Querschnitts
EI	Biegesteifigkeit
$(EI)_{\text{ef}}$	wirksame Biegesteifigkeit
$(EI)_{\text{ef},i}$	wirksame Biegesteifigkeit einer Schubwand im i -ten Obergeschoss
$(EI)_{\text{ef},i-j}$	wirksame Biegesteifigkeit einer Schubwand im $(i-j)$ -ten Obergeschoss
$(EI)_{\text{L}}$	Boden-Biegesteifigkeit in Richtung der Spannweite
$(EI)_{\text{ST}}$	Biegesteifigkeit der einzelnen Querbiegestäbe des Bodens
$(EI)_{\text{T}}$	Boden-Biegesteifigkeit quer zur Spannweite
$(EI)_{y/z}$	Biegesteifigkeit um die x - oder y -Achse

E_k	charakteristischer Elastizitätsmodul
E_{mean}	mittlerer Elastizitätsmodul
$E_{\text{mean,fin}}$	Endwert des mittleren Elastizitätsmoduls
$E_{m,\text{mean}}$	mittlerer Biege-Elastizitätsmodul
$E_{m,0}$	Biege-Elastizitätsmodul parallel zur Faser
$E_{m,0,\text{edge},k}$	charakteristischer Kanten-Biege-Elastizitätsmodul parallel zur Faser
$E_{m,0,\text{edge,mean}}$	mittlerer Kanten-Biege-Elastizitätsmodul parallel zur Faser
$E_{m,0,\text{flat},k}$	flacher charakteristischer Biege-Elastizitätsmodul parallel zur Faser
$E_{m,0,\text{flat,mean}}$	flacher mittlerer Biege-Elastizitätsmodul parallel zur Faser
$E_{m,0,k}$	charakteristischer Biege-Elastizitätsmodul parallel zur Faser
$E_{m,0,\text{mean}}$	mittlerer Biege-Elastizitätsmodul parallel zur Faser
$E_{m,90}$	Biege-Elastizitätsmodul senkrecht zur Faser
$E_{m,90,\text{edge},k}$	charakteristischer Kanten-Biege-Elastizitätsmodul senkrecht zur Faser
$E_{m,90,\text{edge,mean}}$	mittlerer Kanten-Biege-Elastizitätsmodul senkrecht zur Faser
$E_{m,90,\text{flat},mean}$	mittlerer flacher Biege-Elastizitätsmodul senkrecht zur Faser
$E_{m,90,\text{flat},k}$	charakteristischer flacher Biege-Elastizitätsmodul senkrecht zur Faser
$E_{m,90,k}$	charakteristischer Biege-Elastizitätsmodul senkrecht zur Faser
$E_{m,90,\text{mean}}$	mittlerer Biege-Elastizitätsmodul senkrecht zur Faser
E_s	Elastizitätsmodul des Befestigungselements
$E_s A_s$	axiale Steifigkeit des Befestigungselements
E_T	Quer-Elastizitätsmodul
$E_{t,\text{mean}}$	mittlerer Elastizitätsmodul unter Zugbeanspruchung
$E_{t,0}$	Elastizitätsmodul unter Zugbeanspruchung parallel zur Faser
$E_{t,0,k}$	charakteristischer Elastizitätsmodul unter Zugbeanspruchung parallel zur Faser
$E_{t,0,\text{mean}}$	mittlerer Elastizitätsmodul unter Zugbeanspruchung parallel zur Faser
$E_{t,90}$	Elastizitätsmodul unter Zugbeanspruchung senkrecht zur Faser
$E_{t,90,\text{edge},k}$	Kanten-Elastizitätsmodul unter Zugbeanspruchung senkrecht zur Faser
$E_{t,90,\text{edge,mean}}$	mittlerer Kanten-Elastizitätsmodul unter Zugbeanspruchung senkrecht zur Faser
E_0	Elastizitätsmodul parallel zur Faser
$E_{0,D}$	Elastizitätsmodul der Diagonalen

$E_{0,k}$	charakteristischer Elastizitätsmodul parallel zur Faser
$E_{0,1,mean}$	mittlerer Elastizitätsmodul von Lamellen parallel zur Faser
$E_{0,i}$	Elastizitätsmodul eines i -nummerierten Teils eines Querschnitts
$E_{0,mean}$	mittlerer Elastizitätsmodul parallel zur Faser
$E_{0,mean}A_{tim}$	axiale Steifigkeit des Holzbauteils
$E_{90,edge,k}$	charakteristischer Kanten-Elastizitätsmodul senkrecht zur Faser
$E_{90,edge,mean}$	mittlerer Kanten-Elastizitätsmodul senkrecht zur Faser
$E_{90,mean}$	mittlerer Elastizitätsmodul senkrecht zur Faser
$E_{90,k}$	charakteristischer Elastizitätsmodul senkrecht zur Faser
E_{90}	Elastizitätsmodul senkrecht zur Faser
F	Kraft oder Last
$F_{A,Ed}$	auf den Schwerpunkt einer wirksamen Fläche einwirkende Bemessungskraft
F_{ax}	Normalkraft
$F_{ax,c,d}$	axialer Bemessungs-Druckwiderstand
$F_{ax,d}$	Bemessungswert des Widerstands
$F_{ax,Ed}$	Bemessungssaxialkraft
$F_{ax,Ek,i}$	charakteristische Axialkraft des i -nummerierten Bauteils
$F_{ax,t,Ed}$	axiale Bemessungszugkraft
$F_{ax,t,Rk}$	charakteristische axiale Zugkapazität
$F_{ax,Rd}$	axiale Bemessungskapazität
$F_{ax,t,d}$	axiale Bemessungszugfestigkeit
$F_{ax,t,d,i}$	Bemessungszugfestigkeit in i -nummeriertem Bauteil
$F_{ax,t,k}$	charakteristische axiale Zugfestigkeit
$F_{ax,t,Rd}$	axiale Bemessungszugkapazität
$F_{ax,45,Rk}$	charakteristische axiale Kapazität in einem Winkel von 45 Grad zur Faser
$F_{br,Rd}$	Bemessungs-Sprödbruchkapazität
$F_{bs,Rd}$	Bemessungs-Blockschubkapazität
$F_{b,i,d}$	Bemessungs-Sprödbruchwiderstand des i -nummerierten Bauteils
$F_{c,Ed}$	Bemessungsdruckkraft
$F_{car,Ed}$	Bemessungsdruckkraft

$F_{car,i,d}$	Bemessungsdruckwiderstand des i -nummerierten Teils des Bauteils
$F_{c,k}$	charakteristischer Druckwiderstand
F_{crit}	kritische Last
$F_{c,90,d}$	Bemessungsdruckkraft quer zur Faser
$F_{c,90,k}$	charakteristischer Druckwiderstand senkrecht zur Faser
$F_{c,90,SLS}$	Druckkraft senkrecht zur Faser für die Verifizierung der Gebrauchstauglichkeit
F_d	Bemessungseinwirkung
F_D	Dübelwirkungsbeitrag
$F_{d,accidental}$	Bemessungszufallseinwirkung
$F_{D,k}$	charakteristischer Dübelwirkungsbeitrag
F_{dyn}	vertikale dynamische Kraft
$F_{D,i-j}$	Dübelwirkungsbeitrag je Schubebene zwischen den i - und j -nummerierten Bauteilen
F_{Ed}	Bemessungskraft
$F_{Ed,i}$	Bemessungswert einer Beanspruchung in i -Richtung
F_h	harmonische Kraft
F_i	Kraft in Befestigungselementen zwischen Querschnitt 2 und einem i -nummerierten Querschnitt
$F_{i,Ed}$	Bemessungskraft am i -nummerierten Element
F_{la}	Querkraft
$F_{la,i}$	Querkraft am i -nummerierten Element
$F_{M,Ed}$	Bemessungskraft infolge eines Moments
$F_{t,max}$	maximale Zuglast
$F_{n,Ed}$	Bemessungskraft am n -nummerierten Element
$F_{ps,Rd}$	Bemessungszapfenscherbruch
$F_{pull,k}$	charakteristischer Kopfteil-Durchzugwiderstand
$F_{Rd,i}$	Bemessungskapazität in Verbindung mit der i -Richtung
F_{Rk}	charakteristische Kapazität
$F_{rp,d}$	Bemessungsseilwirkungsbeitrag
$F_{rp,k}$	charakteristischer Seilwirkungsbeitrag
$F_{rs,Rd}$	Bemessungsreihenschubkapazität
F_{SLS}	Höchstlast im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

$F_{sp,Rd}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit senkrecht zur Faser
$F_{sp,Rk}$	charakteristische Tragfähigkeit senkrecht zur Faser
$F_{t,Ed}$	Bemessungszugkraft
$F_{t,d}$	Bemessungszugkraft oder -widerstand
$F_{t,k}$	charakteristische Zugfestigkeit
$F_{t,M,d}$	Bemessungszugkraftkomponente durch die Übertragung von Biegespannungen
$F_{t,V,d}$	Bemessungszugkraftkomponente durch die Übertragung von Schubspannungen
$F_{t,0,Rd}$	Bemessungszugkapazität parallel zur Faser
$F_{t,0,95}$	95. Perzentil der Zugfestigkeit
$F_{t,90}$	Zugkraft senkrecht zur Faser
$F_{t,90,d}$	Bemessungszugkraft senkrecht zur Faser
$F_{t,90,Ed}$	Bemessungszugkraft in der Verstärkung
$F_{t,90,Ek}$	charakteristische Zugkraft in der Verstärkung
$F_{t,90,M,Ed}$	Bemessungszugkraftkomponente senkrecht zur Faser durch die Übertragung von Biegespannungen
$F_{t,90,M,I/III,Ed}$	Bemessungszugkraftkomponente senkrecht zur Faser durch die Übertragung von Biegespannungen im ersten und dritten Quadranten
$F_{t,90,Rd}$	Bemessungszugkapazität der Verstärkung
$F_{t,90,V,Ed}$	Bemessungszugkraftkomponente senkrecht zur Faser durch die Übertragung von Schubspannungen
$F_{t,90,V,I/III,Ed}$	Bemessungszugkraftkomponente senkrecht zur Faser durch die Übertragung von Schubspannungen im ersten und dritten Quadranten
F_v	Querkraft oder charakteristischer Querwiderstand je Rohr
$F_{v,A,0,Ed}$	Bemessungsquerkraftkomponente parallel zur Faser im Bauteil A
$F_{v,A,90,Ed}$	Bemessungsquerkraftkomponente senkrecht zur Faser im Bauteil A
$F_{v,b,d}$	Bemessungswiderstand der unteren Schubebene
$F_{v,B,0,Ed}$	Bemessungsquerkraft parallel zur Faser im Bauteil B
$F_{v,d}$	Bemessungsquerwiderstand
$F_{v,d,1}$	auf den Zugteil der Wand angewendete Horizontalkraft
$F_{v,d,2}$	auf den Schubteil der Wand angewendete Horizontalkraft
$F_{v,Ed}$	Bemessungsquerkraft oder -horizontalkraft
$F_{v,Ed,1}$	Bemessungshorizontalkraft im Zugteil der Wand

$F_{v,Ed,2}$	Bemessungshorizontalkraft im Druckteil der Wand
$F_{v,H,d}$	Bemessungsquerkapazität oder Bemessungsquerwiderstand an der Hängerseite
$F_{v,H,k}$	charakteristischer Querwiderstand
$F_{v,J,k}$	charakteristischer Querwiderstand auf der Querträgerseite
$F_{v,k}$	charakteristischer Querwiderstand
$F_{v,la,d}$	Bemessungsseitenwiderstand der Schubebene
$F_{v,Rd}$	Bemessungsquerkapazität
$F_{v,Rk}$	charakteristische Querkapazität
$F_{v,y/z,k}$	charakteristischer Querwiderstand in y - oder z -Richtung
$F_{v,\alpha,k}$	charakteristischer Widerstand in einem Winkel α zur Faser
$F_{v,0,k}$	charakteristischer Widerstand parallel zur Faser
$F_{v,90,k}$	charakteristischer Widerstand senkrecht zur Faser
$F_{web,v,Ed}$	Bemessungswert der Scherkraft im Steg
$F_{w,d}$	Bemessungsrückzugswiderstand
$F_{w,k}$	charakteristischer Rückzugswiderstand
F_x	in x -Richtung wirkende Kraft
$F_{x/y,Ed}$	in x - oder y -Richtung wirkende Bemessungskraft des Bauteils
$F_{x/y,Rk}$	Bemessungskapazität in x - oder y -Richtung
$F_{x/y,i}$	in x - oder y -Richtung an dem Ende des i -nummerierten Bauteils einwirkende Kraft
$F_{x/y,i,Ed}$	auf ein Bauteil in x - oder y -Richtung an dem Ende des i -nummerierten Bauteils einwirkende Bemessungskräfte
$F_{x/y,i,Rd}$	Bemessungskapazität in x - oder y -Richtung an dem Ende des i -nummerierten Bauteils
$F_{0,Ed}$	Bemessungskraft parallel zur Faser oder vertikale Einwirkung an der Vorderkante einer Wand
F_i	i -nummerierte Kraft oder Last
$F_{1,c/t}$	i -nummerierte Druck-/Zugkraft
$F_{90,Ed}$	Bemessungskraft oder -last senkrecht zur Faser
$F_{90,Rd}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit senkrecht zur Faser
$F_{90,Rk}$	charakteristische Tragfähigkeit senkrecht zur Faser
G	Schubmodul
$(GA)_{xy}$	Schubsteifigkeit

G_k	charakteristischer Schubmodul
$G_{k,i}$	charakteristische ständige Einwirkung i
G_{mean}	Mittelwert des Schubmoduls
$G_{\text{mean,fin}}$	finaler Mittelwert des Schubmoduls
G_p	Schubmodul der Bekleidungsplatte
$G_{p,i}$	Schubmodul der Bekleidungsplatte an der i -nummerierten Seite des Rahmens
$G_{r,\text{mean}}$	mittlerer Rollschubmodul
$G_{v,\text{mean}}$	mittlerer Schubmodul (Beanspruchung in der Ebene)
$G_{v,xy,\text{mean}}$	mittlerer Schubmodul (Beanspruchung in der Ebene)
$G_{xy,\text{mean},i}$	mittlerer Schubmodul in der Ebene der Wand im i -ten Geschoss
G_0	Schubmodul parallel zur Faser
$G_{0,\text{edge},k}$	charakteristischer Kantenschubmodul parallel zur Faser
$G_{0,\text{edge,mean}}$	mittlerer Kantenschubmodul parallel zur Faser
$G_{0,\text{flat},k}$	charakteristischer flacher Schubmodul parallel zur Faser
$G_{0,\text{flat,mean}}$	mittlerer flacher Schubmodul parallel zur Faser
$G_{0,k}$	charakteristischer Schubmodul parallel zur Faser
$G_{0,l,\text{mean}}$	mittlerer Schubmodul der Lamelle parallel zur Faser
$G_{0,\text{mean}}$	mittlerer Schubmodul parallel zur Faser
$G_{0,T}$	Querschubmodul parallel zur Faser
$G_{0,90}$	Schubmodul in der Ebene eines Bauteils
$G_{0,90,\text{mean}}$	mittlerer Schubmodul in der Ebene eines Bauteils
$G_{90,\text{edge},k}$	charakteristischer Kantenschubmodul senkrecht zur Faser
$G_{90,\text{edge,mean}}$	mittlerer Kantenschubmodul senkrecht zur Faser
$G_{90,\text{flat},k}$	charakteristischer flacher Schubmodul senkrecht zur Faser
$G_{90,\text{flat,mean}}$	mittlerer flacher Schubmodul senkrecht zur Faser
$G_{90,\text{mean}}$	mittlerer Schubmodul senkrecht zur Faser
$G_{90,T}$	Querschubmodul senkrecht zur Faser
H_i	Höhe zwischen Geschossen des i -ten Geschosses
H_{i-1}	Höhe zwischen Geschossen des ($i-1$). Geschosses
I_{ef}	effektives Trägheitsmoment

I_f	Flanschträgheitsmoment
I_i	zweites Trägheitsmoment des i -nummerierten Teils des Querschnitts
$I_{\text{mod,mean}}$	mittlerer modaler Impuls
$I_{\text{mod,ef}}$	effektiver Schrittimpuls
I_p	polares Trägheitsmoment
$I_{p,H,\text{ax}}$	polares Trägheitsmoment der Gruppe aus Hängern und Befestigungselementen
I_{tot}	Gesamtträgheitsmoment
I_x	Torsionsträgheitsmoment
$I_{y/z}$	zweites Trägheitsmoment um die y - oder z -Achse
$I_{y/z,\text{ef}}$	effektives zweites Trägheitsmoment um die y - oder z -Achse
J	Torsionskonstante
K	Steifigkeit
$K_{A,i}$	Gleitsteifigkeit der Schubwand im i -ten Geschoss
$K_{a,z,j}$	vertikale Zugsteifigkeit der j -ten mechanischen Verbindungsteile
K_f	Steifigkeit des Befestigungselements
$K_{f,D}$	Steifigkeit des Befestigungselements in der Diagonalen
K_i	Steifigkeit des i -nummerierten Bauteils
$K_{R,i}$	Schaukelsteifigkeit der Schubwand im i -ten Geschoss
$K_{R,1,\text{CP}}$	Schaukelsteifigkeit der Schubwand im kinematischen Modus der gekoppelten Wand
$K_{R,i,\text{SW}}$	Schaukelsteifigkeit der Schubwand im kinematischen Modus der einzelnen Wand
$K_{\text{SLS,anc}}$	mittlere Steifigkeit des Schubwandankers für Verifizierungen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit
$K_{\text{SLS,con}}$	mittlere Steifigkeit der vertikalen Verbindung in Schubwänden für Verifizierungen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit
K_{SLS}	mittlere Steifigkeit oder Verschiebungsmodul für Verifizierungen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit
$K_{\text{SLS,A}}$	Steifigkeit von Verankerungssystemen gegen Umkippen für Verifizierungen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit
$K_{\text{SLS,ax}}$	mittleres axiales Verschiebungsmodul für Verifizierungen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit
$K_{\text{SLS,fin}}$	finaler mittlerer Steifigkeitswert für Verifizierungen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit

$K_{SLS,ref}$	mittlerer Verschiebungsmodul bei einer mittleren Referenzdichte für Verifizierungen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit
$K_{SLS,rot}$	mittlerer Drehverschiebungsmodul für Verifizierungen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit
$K_{SLS,v}$	mittlerer Querverschiebungsmodul für Verifizierungen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit
$K_{SLS,v,y}$	mittlerer Querverschiebungsmodul senkrecht zur Einführungsrichtung eines Schwabenschwanzes für Verifizierungen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit
$K_{SLS,v,z}$	mittlerer Querverschiebungsmodul in Einführungsrichtung eines Schwabenschwanzes für Verifizierungen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit
$K_{SLS,i}$	mittlerer Verschiebungsmodul für Verifizierungen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit an der i -nummerierten Seite des Rahmens
K_{ULS}	mittlerer Verschiebungsmodul für Verifizierungen des Grenzzustands der Tragfähigkeit
$K_{ULS,fin}$	finaler mittlerer Verschiebungsmodul für Verifizierungen des Grenzzustands der Tragfähigkeit
K_i	Verschiebungsmodul der Verbindung zwischen dem Querschnitt 2 und dem i -nummerierten Querschnitt
L_{sea}	Abstand zum Meer
L_{street}	Abstand zu verkehrsreichen Straßen mit Streusalz
M	Biegemoment
$M_{A/B/C}$	Biegemoment bei $\frac{1}{4}$; $\frac{1}{2}$ und $\frac{3}{4}$ Spannweite
$M_{A,Ed}$	auf eine einzelne Platte einwirkendes Biegemoment
$M_{ap,d}$	Bemessungsbiegemoment am Scheitelpunkt
M_{beam}	Biegemoment im Balken
$M_{beam,max}$	maximales Biegemoment im Balken
M_{Ed}	Bemessungsbiegemoment oder ergänzendes Kippmoment
$M_{i,Ed}$	auf die Unterseite einer Schubwand im i -ten Geschoss einwirkendes Bemessungsmoment
$M_{i,Top,Ed}$	auf die Oberseite einer Schubwand im i -ten Geschoss einwirkendes Bemessungsmoment
$M_{i-1,Top,Ed}$	auf die Oberseite einer Schubwand im ($i-1$). Geschoss einwirkendes Bemessungsmoment
M_m	Modalmasse des Modus m
M_{max}	maximales Biegemoment
M_{Rd}	Bemessungsbiegemomentkapazität
$M_{res,d}$	Bemessungsbiegemoment durch die Rahmeneinwirkung um das Loch
$M_{x,d}^{nl}$	nichtlineares Bemessungstorsionsmoment

$M_{y/z}$	lineares Moment um die y- oder z-Achse
$M_{y/z,crit}$	kritisches Biegemoment um die y- oder z-Achse
$M_{y/z,d}$	Bemessungsbiegemoment um die y- oder z-Achse
$M_{y/z,Ed}$	Bemessungsbiegemoment um die y- oder z-Achse
$M_{y/z,d}^{nl}$	nichtlineares Bemessungsbiegemoment um die y- oder z-Achse
$M_{y,k}$	charakteristisches Fließmoment
$M_{y/z,Quasi,SLS}$	Moment aufgrund der quasi-ständigen Kombination von Lasten für Verifizierungen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit um die y- oder z-Achse
$M_{y,0.95}$	95. Perzentil des Fließmoments
M^*	Modalmasse
N_{crit}	kritische Kraft
$N_{cr,T}$	mittleres torsionskritisches Moment
$N_{cr,T,d}$	charakteristisches torsionskritisches Moment
$N_{cr,y/z}$	mittlere kritische Last für das Beulen um die y- oder z-Achse
$N_{cr,y/z,d}$	charakteristische kritische Last für das Beulen um die y- oder z-Achse
$N_{c/t,0}$	axiale Druck-/Zugkraft parallel zur Faser
$N_{c/t,0,d}$	axiale Bemessungs-Druck-/Zugkraft parallel zur Faser
$N_{c,0,Quasi,SLS}$	axiale Druckkraft aufgrund der quasi-ständigen Lastkombination für die Verifizierung des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit parallel zur Faser
N_{Ed}	Bemessungsaxialkraft
$N_{i,Ed}$	Bemessungsaxialkraft im i -ten Geschoss
\tilde{N}_l	dimensionslose vertikale Last an der Schubwand
$N_{pl,k}$	charakteristische Fließkapazität der Schraube
N_{Rd}	Bemessungsschubwiderstand oder Bemessungsnormalkraftkapazität einer Verbindung, übertragen durch den Klebstofffugenbereich
\overline{N}_T	Verteilung zwischen torsionskritischem Moment und Axialkraft
$\overline{N}_{T,d}$	Verteilung zwischen torsionskritischem Bemessungsmoment und Bemessungsaxialkraft
$\overline{N}_{y/z}$	Verteilung zwischen kritischer Axiallast und Axialkraft
$\overline{N}_{y/z,d}$	Verteilung zwischen kritischer Bemessungsaxiallast und Bemessungsaxialkraft
$N_{y/z,crit}$	kritische Kraft um die y- oder z-Achse
P	Last

Q	variable Einwirkung oder Last
Q_i	Kraft für die Bemessung von Zwischenrückhaltevorrichtungen
Q_{inst}	kurzzeitiger (momentaner) Teil der variablen Einwirkung
Q_j	begleitende variable Einwirkung
$Q_{j,\text{inst}}$	kurzzeitiger (momentaner) Teil der begleitenden variablen Einwirkung
$Q_{j,\text{qper}}$	Langzeit- (quasi-ständiger) Teil der begleitenden variablen Einwirkung
$Q_{k,j}$	charakteristische begleitende variable Einwirkung
$Q_{k,1}$	charakteristische variable Leiteinwirkung
Q_{qper}	Langzeit- (quasi-ständiger) Teil der variablen Einwirkung
$Q_{\text{s-R}}$	Kraft in der Verbindung zwischen dem versteiften Bauteil und der Rückhaltevorrichtung
Q_1	variable Leiteinwirkung
$Q_{1,\text{inst}}$	kurzzeitiger (momentaner) Teil der variablen Leiteinwirkung
$Q_{1,\text{qper}}$	Langzeit- (quasi-ständiger) Teil der variablen Leiteinwirkung
R	Reaktionsfaktor
R_d	Bemessungswiderstand (Tragfähigkeit)
R_h	Reaktionsfaktor für spezifische Oberschwingung
R_k	charakteristischer Widerstand (Tragfähigkeit)
$R_{0.95}$	95. Perzentilwert des Widerstands
$R_{\text{sup,d}}$	oberer Bemessungswiderstand (Tragfähigkeit) eines Schmelzbauteils
R_T	Spannungsverhältnis in Holzbauten
R_i	Reaktionsfaktor für i -nummerierte Oberschwingung
$S_{i,j}$	Masseschwerpunkt der Schraube i in Bauteil j
T	Zeitraum eines Schritts oder Zeit
T_d	Bemessungsschubkraft
T_E	Korrosionsbeständigkeitskategorie in Holz
T_{Lf}	Bemessungsbetriebslebensdauer
V	Sektionalkraft
V_d	Bemessungsschubkraft oder -last
V_{Ed}	Bemessungsschubkraft
$V_{i,Ed}$	auf das i -te Geschoss einwirkende Bemessungsquerkraft oder Schublast

$V_{i-1,Ed}$	auf das ($i-1$). Geschoss einwirkende Bemessungsquerkraft oder Schublast
V_{Rd}	Bemessungsschubkraftkapazität der Verbindung, übertragen durch den Klebefugenbereich
$V_{r,Ed}$	Bemessungsschubkraft senkrecht zur Faser
$V_{r,Rd}$	Bemessungsscherkraftkapazität
$V_{ef}(F)$	reduzierte Scherkraft, induziert durch konzentrierte Last F
V_{ref}	Referenzvolumen
V_z	Schubkraft
W_{net}	Widerstandsmoment des Nettoquerschnitts
W_{pl}	plastische Rotation des Widerstandsmoments
W_{res}	Widerstandsmoment des verbleibenden Restquerschnitts über und unter dem Loch
$W_{y/z}$	Widerstandsmoment um die y - oder z -Achse

Kleine lateinische Buchstaben

a	Abstands- oder Lastverformungsparameter je Rohr in der Scherebene
a_c	Abstand zwischen zwei Abschnitten, wo die seitliche Ablenkung eines Druckflansches verhindert wird
a_h	Beschleunigung
$a_{imag,h}$	gesamte imaginäre Beschleunigung
$a_{imag,h,m}$	imaginäre Reaktionen im Modus m
$a_{1/2}$	Abstand parallel/senkrecht zur Faser
$a_{1,i}$	Abstand der Befestigungselemente zwischen Verkleidung und Rahmen an der i -nummerierten Seite des Rahmens
$a_{1,m}$	Kreisabstand
$a_{1,s}$	versetzter Abstand parallel zur Faser
$a_{2,c}$	unbelasteter Abstand senkrecht zur Faser
$a_{2,m}$	Kreisabstand
$a_{2,s}$	versetzter Abstand senkrecht zur Faser
a_3	Abstand von der EndFaser zum nächsten Befestigungselement parallel zur Faser
$a_{3,t/c}$	belasteter/unbelasteter Endabstand parallel zur Faser
$a_{3,CG}$	Endabstand parallel zur Faser des Masseschwerpunkts
a_4	Kantenabstand senkrecht zur Faser
$a_{4,t/c}$	belasteter/unbelasteter Kantenabstand senkrecht zur Faser

$a_{4,CG}$	Kantenabstand senkrecht zur Faser des Masseschwerpunkts
a_{4c}	unbelasteter Kantenabstand senkrecht zur Faser
$a_{ef,2}$	effektiver Abstand der Schrauben
a_{fat}	Koeffizient für die Art der Ermüdungseinwirkung
a_i	Abstand zwischen der Schwerpunktlinie des Verbundquerschnitts und der Schwerpunktlinie des i -nummerierten Teils des Querschnitts
$a_{net,rib}$	lichter Rippenabstand
a_R	Abstand zwischen Rückhaltevorrichtungen
$a_{R=1,h}$	Ausgangs-Spitzenbeschleunigung für eine Reaktionsfaktor 1 bei einer Oberschwingungsfrequenz
$a_{real,h}$	gesamte tatsächliche Beschleunigung
$a_{real,h,m}$	tatsächliche Beschleunigungsreaktionen im Modus m
a_{rib}	Abstand der Rippen
a_{rms}	Effektivwert der Beschleunigung
a_z	Abstand zwischen der Schwerpunktlinie des Querschnitts und dem Lastangriffspunkt
$a_{z,B}$	Hebelarm der Aussteifung entlang der z -Achse
$a_{z,p}$	Hebelarm der Last p entlang der z -Achse
$a_{z,y}$	Abstand zwischen der Schwerpunktlinie des versteiften Bauteils und der Aussteifungsebene
b	Breite oder Lastverformungsparameter je Rohr und je Schubebene
$b_{A/B}$	Breite des Bauteils A/B
$b_{A,x/y}$	Kontaktbreite in x - oder y -Richtung
$b_{Ai/Bi}$	i -nummerierte Breite des Bauteils A/B
$b_{c,middle}$	Breite der belasteten Fläche in der mittleren Ebene der Schichtholzplatte
$b_{c,middle,x/y}$	Breite der belasteten Fläche in der mittleren Ebene der Schichtholzplatte in x - oder y -Richtung
$b_{c,t,ef}$	effektive Breite der Druck-/Zugzone
$b_{c,system}$	effektive Breite in Abhängigkeit von der Art der Verbindung zwischen den Komponenten der Schichtholzplatte
b_{CLT}	Breite des Brettsperrholzbauteils
b_{con}	Breite des Verbindungselements
b_{crn}	Klammerrückenbreite
$b_{c,90}$	Breite der Kontaktfläche senkrecht zur Faser

b_{DLW}	Maß des Kunstharzpressholzes parallel zur Faser
b_{ef}	effektive Breite
$b_{ef,i}$	i -nummerierte Breite einer dispergierten Last in mittlerer Höhe oder effektive Breite an einer i -nummerierten Seite einer Rippe
$b_{ef,x/y}$	effektive Breite in x - oder y -Richtung
b_f	Flanschbreite
$b_{f,i}$	i -nummerierte Flanschbreite
$b_{f,c/t,ef}$	effektive Flanschbreite der Druck-/Zugzone
$b_{f,ef}$	effektive Flanschbreite
b_{fat}	Koeffizient für die Art der Ermüdungseinwirkung
b'_i	i -nummerierte Breite der Lasteinleitung an der Unterseite der Wand
b_i	i -nummerierte Seite der Lasteinleitung oder i -nummerierter lichter Abstand zwischen Rippen oder Breite eines i -nummerierten Teils eines Querschnitts
b_l	Lamellesbreite
b_{min}	Mindestbreite
b_{mrt}	Nutbreite
b_{net}	Nettobreite
b_p	Breite des Elements
$b_{PMPF,0}$	Breite der gestanzten Nagelplatte aus Metall parallel zur Faser
b_r	Breite der Ebenenverstärkung
b_{rib}	Rippenbreite
b_{ten}	Zapfenbreite
b_{web}	Stegbreite
c	zulässige geometrische Abweichung aufgrund einer Fehlausrichtung der Befestigungselemente der gestanzten Metallplatte oder Lastverformungsparameter je Rohr und je Schubebene
c_{lower}	Exponent nach EN ISO 8970
d	Durchmesser
d_1	Innendurchmesser des Gewindes
$d_{1,2}$	Innendurchmesser des sekundären Gewindes
d_2	Durchmesser der Unterlegscheibe oder des sekundären Gewindes
dA	Segmentfläche der gestanzten Nagelplatte aus Metall

d_{con}	Durchmesser des Verbindungselements
$d_{\text{con},1}$	Zentrierlochdurchmesser des Schubverbindungselements
d_{drill}	Bohrlochdurchmesser
d_e	Äquivalenter Durchmesser bei Zugspannung
d_{exp}	erweiterter Rohrdurchmesser
d_{head}	Kopfdurchmesser
d_{hole}	Lochdurchmesser
$d_{\text{hole,max}}$	größter Lochdurchmesser
d_r	Durchmesser der stiftförmigen Verstärkung
d_s	Schaftdurchmesser
e	Längskrümmung oder äquivalente Vorkrümmung oder Exzentrizität
e_c	Exzentrizität der Lasteinleitung in der Druckzone
e_{F_i}	Exzentrizität der i -nummerierten Kraft
e_i	Längskrümmung eines Bauteils entsprechend einer i -nummerierten äquivalenten Länge
$e_{\text{twist},1}$	Exzentrizität eines Bauteils aufgrund von Winkelabweichung am Gabeltragwerk
$e_{\text{twist},2}$	Längskrümmung eines Bauteils aufgrund von Verwindung
$e_{y/z}$	äquivalente Vorkrümmung in y - oder z -Richtung
$e_{y/z}^{\text{nl}}$	nichtlineare Ablenkung in y - oder z -Richtung
$e_{y/z,\text{inst},\text{Quasi,SL}}^{\text{nl}}$	nichtlineare Ablenkung in y - oder z -Richtung aufgrund von Kräften und Momenten, die aus dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der quasi-ständigen Lastkombination, berechnet anhand des momentanen Elastizitätsmoduls und des Schubs, resultieren
$e_{y/z,\text{fin},\text{Quasi,SLS}}^{\text{nl}}$	nichtlineare Ablenkung in y - oder z -Richtung aufgrund von Kräften und Momenten, die aus dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der quasi-ständigen Lastkombination, berechnet anhand des momentanen Elastizitätsmoduls und des Schubs, resultieren
e_0	Anfangsvorkrümmung
$e_{0,y/z}$	Anfangsvorkrümmung in y - oder z -Richtung
$e_{0+c,y/z}$	durch Kriechen verstärkte Vorkrümmung in y - oder z -Richtung
$f_{ax,k}$	charakteristische(r) Rückzugsfestigkeit oder Parameter
$f_{a,\alpha,\beta,k,\text{ref}}$	charakteristische Referenz-Verankerungsfestigkeit je Flächeneinheit der Platte für den Winkel α zwischen x -Richtung und Kraft und Winkel β zwischen Faserrichtung und Kraft
$f_{a,\alpha,\beta,d}$	Bemessungs-Verankerungsfestigkeit je Flächeneinheit der Platte für den Winkel α zwischen x -Richtung und Kraft und Winkel β zwischen Faserrichtung und Kraft

$f_{a,\alpha,\beta,k}$	Charakteristische Verankerungsfestigkeit je Flächeneinheit der Platte für den Winkel α zwischen x-Richtung und Kraft und Winkel β zwischen Faserrichtung und Kraft
$f_{b,2,d}$	Bemessungsfestigkeit der Klebefuge
$f_{b,2,k}$	charakteristische Festigkeit der Klebefuge
$f_{c,head,k}$	charakteristische Druckfestigkeit unter dem Kopf
$f_{c/t,p,\alpha,k}$	charakteristische Druck-/Zugfestigkeit je Breiteneinheit der Platte für den Winkel α
$f_{c,\alpha,d}$	Bemessungsdruckfestigkeit in einem Winkel α zur Faser
$f_{c,0,d}$	Bemessungsdruckfestigkeit parallel zur Faser
$f_{c,0,k}$	charakteristische Druckfestigkeit parallel zur Faser
$f_{c,0,k,sat}$	charakteristische Druckfestigkeit parallel zur Faser im vollständig gesättigten Zustand
$f_{c,90,d}$	charakteristische Druckfestigkeit senkrecht zur Faser
$f_{c,90,edge,k}$	charakteristische Kantendruckfestigkeit senkrecht zur Faser
$f_{c,90,flat,k}$	charakteristische flache Druckfestigkeit senkrecht zur Faser
$f_{c,90,flat,k,pine}$	charakteristische flache Druckfestigkeit senkrecht zur Faser der Kiefer
$f_{c,90,k}$	charakteristische Druckfestigkeit senkrecht zur Faser
f_d	Bemessungsfestigkeitseigenschaft (Spannungstragfähigkeit)
$f_{fat,d}$	Bemessungsermüdungsfestigkeit
$f_{f,c/t,d}$	Bemessungs-Druck-/Zugfestigkeit von Flanschen
f_h	Oberschwingungen verursachende Frequenz
$f_{head,k}$	charakteristische(r) Kopfdurchziehfestigkeit oder Parameter
$f_{head,k}^{EN1383}$	charakteristischer Kopfdurchziehparameter nach EN 1383
$f_{head,0.95}$	Kopfdurchziehfestigkeit des 95. Perzentils
$f_{h,k}$	charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit
$f_{h,i,k}$	charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit der Zwischenlage zwischen den Holzbauteilen 1 und 2
$f_{h,\alpha,k}$	charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit bei einem Winkel α
$f_{h,\alpha,\beta,k}$	charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit bei einem Winkel α und β
$f_{h,\beta,\varepsilon,k}$	charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit bei einem Winkel β und ε
$f_{h,\varepsilon,k}$	charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit bei einem Winkel ε
$f_{h,0,k}$	charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit des Holzes parallel zur Faser
$f_{h,1,k}$	charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit des Holzbauteils 1

$f_{h,1/2,k}$	charakteristischer Wert der Lochleibungsfestigkeit des Holzteils 1 oder 2
f_k	charakteristische Festigkeitseigenschaft
$f_{m,d}$	Bemessungsbiegefestigkeit
$f_{m,edge,k}$	Bemessungskantenbiegefestigkeit
$f_{m,k}$	charakteristische Biegefestigkeit
$f_{m,l,d}$	Bemessungsbiegefestigkeit der Lamelle
$f_{m,y/z,d}$	Bemessungsbiegefestigkeit um die y- oder z-Achse
$f_{m,y/z,k}$	charakteristische Biegefestigkeit um die y- oder z-Achse
$f_{m,0,d}$	Bemessungsbiegefestigkeit parallel zur Faser
$f_{m,0,edge,k}$	charakteristische Bemessungskantenbiegefestigkeit parallel zur Faser
$f_{m,0,flat,k}$	charakteristische flache Bemessungsbiegefestigkeit parallel zur Faser
$f_{m,0,k}$	charakteristische Biegefestigkeit parallel zur Faser
$f_{m,90,d}$	Bemessungsbiegefestigkeit senkrecht zur Faser
$f_{m,90,flat,k}$	charakteristische flache Biegefestigkeit senkrecht zur Faser
$f_{m,90,k}$	charakteristische Biegefestigkeit senkrecht zur Faser
$f_{n,m}$	Eigenfrequenz des Modus m
$f_{n,p,\alpha,k}$	charakteristische Normalfestigkeit je Breiteneinheit der Platte für einen Winkel α
$f_{p,v,d}$	Bemessungsscherfestigkeit der Bekleidungsplatte
$f_{p,c,\alpha,d}$	Bemessungsschubfestigkeit der Platte für einen Winkel α
$f_{p,t,\alpha,d}$	Bemessungszugfestigkeit der Platte für einen Winkel α
$f_{p,t,\alpha,k}$	Bemessungszugfestigkeit der Bekleidungsplatte für einen Winkel α
$f_{p,v,k}$	charakteristische Schubfestigkeit der Bekleidungsplatte
$f_{r,d}$	Bemessungsrollschenkelfestigkeit
$f_{r,k}$	charakteristische Rollschubfestigkeit
$f_{s,d}$	Bemessungsschubfestigkeit von Befestigungselementen zwischen Verkleidung und Rahmen je Längeneinheit
$f_{s,d,i}$	Bemessungsschubfestigkeit von Befestigungselementen zwischen Verkleidung und Rahmen der i -nummerierten Bekleidungslage je Längeneinheit
$f_{t,d}$	Bemessungszugfestigkeit
$f_{tens,d}$	Bemessungszugkapazität
$f_{t,k}$	charakteristische Zugfestigkeit

$f_{t,0,node,d}$	Bemessungstorsionsschubfestigkeit der Klebefugen zwischen Lamellen angrenzender orthogonaler Lagen
$f_{t,0,node,k}$	charakteristische Torsionsschubfestigkeit der Klebefugen zwischen Lamellen angrenzender orthogonaler Lagen
$f_{t,0,k}$	charakteristische Zugfestigkeit parallel zur Faser
$f_{t,0,d}$	Bemessungszugfestigkeit parallel zur Faser
$f_{t,90,d}$	Bemessungszugfestigkeit senkrecht zur Faser
$f_{t,90,edge,k}$	charakteristische Kantenzugfestigkeit senkrecht zur Faser
$f_{t,90,k}$	charakteristische Zugfestigkeit senkrecht zur Faser
$f_{u,k}$	charakteristische Zugfestigkeit von stiftförmigen Verbindungsmitteln
$f_{u,min}$	Mindestdrahtfestigkeit
$f_{u,0.95}$	95. Perzentil der Zugfestigkeit
$f_{v,d}$	Bemessungsschubfestigkeit
$f_{v,k}$	charakteristische Schubfestigkeit
$f_{v,k,ref}$	charakteristische Referenz-Schubfestigkeit
$f_{v,l,d}$	Bemessungsschubfestigkeit der Lamelle
$f_{v,p,0,k}$	charakteristische Schubfestigkeit je Längeneinheit der Platte in x-Richtung
$f_{v,p,90,k}$	charakteristische Schubfestigkeit je Längeneinheit der Platte in y-Richtung
$f_{v,xy,k}$	charakteristische Schubfestigkeit senkrecht zur Beanspruchung der Ebene
$f_{v,y/z,d}$	Bemessungsschubfestigkeit in y- oder z-Richtung
$f_{v,0,d}$	Bemessungsschubfestigkeit parallel zur Faser
$f_{v,0,edge,k}$	charakteristische Kanten-Schubfestigkeit parallel zur Faser
$f_{v,0,flat,k}$	charakteristische flache Schubfestigkeit parallel zur Faser
$f_{v,90,d}$	Bemessungsrollschubfestigkeit
$f_{v,90,edge,k}$	charakteristische Kanten-Schubfestigkeit senkrecht zur Faser
$f_{v,90,flat,k}$	charakteristische flache Schubfestigkeit senkrecht zur Faser
f_w	Gehfrequenz
$f_{w,c/t,d}$	Bemessungs-Druck-/Zugbiegefestigkeit des Stegs
$f_{w,d}$	Bemessungsausziehfestigkeit
$f_{w,k}$	charakteristische Ausziehfestigkeit
$f_{w,k,ref}$	charakteristische Referenz-Ausziehfestigkeit

$f_{w,0.95}$	95. Perzentil der Ausziehfestigkeit
f_y	Nennstreckgrenze
$f_{y,d}$	Bemessungsstreckgrenze
$f_{y,k}$	charakteristische Streckgrenze
$f_{y,mean}$	mittlere Streckgrenze
$f_{y,0.95}$	95. Perzentil der Streckgrenze
f_1	Grundfrequenz
$f_{1,beam,i}$	Grundfrequenz des Stützbalkens am i -bezeichneten Ende der Spannweite
$f_{1,lim}$	Grenzwert der Grundfrequenz
$f_{1,rigid}$	Grundfrequenz an starren Auflagern
h	Höhe oder Tiefe
$h_{A/B}$	Höhe des Bauteils A/B
$h_{Ai/Bi}$	i -nummerierte Höhe des Bauteils A/B
h_{ap}	Höhe des Scheitelpunkts
h_{CLT}	Höhe des Brettsperrholz-Bauteils
h_{DLW}	Maß des Kunstharzpressholzes senkrecht zur Faser
h_e	Abstand zur belasteten Kante der Stelle, an der die volle Verbindungs kraft übertragen wird
$h_{e,A/B}$	Abstand zu der belasteten Kante der Stelle, an der die volle Verbindungs kraft in das Bauteil A/B übertragen wird
$h_{e,net}$	Abstand zu der belasteten Kante der Stelle, an der die volle Verbindungs kraft übertragen wird, reduziert durch die zulässige geometrische Abweichung aufgrund von Fehlausrichtung
h_{ef}	effektive Höhe oder Tiefe
h_{eq}	äquivalente Tiefe
h_f	Flanschtiefe
$h_{f,c/t}$	Flanschtiefe in der Druck-/Zugzone
$h_{f,c/t,ef}$	effektive Flanschtiefe in der Druck-/Zugzone
h_{hole}	Lochhöhe
h_i	i -nummerierte Höhe oder Tiefe
h_{i-1}	($i-1$)-nummerierte Höhe
$h_{l,bj}$	Höhe der Lamellen in einer Stoßfuge
h_o	Höhe der Öffnung

$h_{o,i}$	Höhe der i -nummerierten Öffnung
h_p	Höhe der Bekleidungsplatte
h_{pi}	Höhe der Bekleidungsplatte mit i -nummerierten freien Kanten
$h_{r,ef}$	effektive Tiefe der Verstärkung
h_{raf}	Sparrentiefe
h_{red}	reduzierte Tiefe
h_{ref}	Referenztiefe
$h_{ref,flat}$	Referenzhöhe der flachen Biegung
h_{res}	Resttiefe
h_{rib}	Rippenhöhe
h_{rl}	Resttiefe an der unteren Kante
h_{rp}	Höhe der Ebenenverstärkung
h_{ru}	Resttiefe an der oberen Kante
h_s	Bauteiltiefe am Auflager
h_{ten}	Zapfentiefe
h_{web}	lichter Abstand zwischen Flanschen
i	Nut-Neigung oder polarer Trägheitsradius
i_{bow}	globale äquivalente Vorkrümmung
i_{sway}	globale äquivalente Vorverdrehung
i_{twist}	Verwindung
k	Knickpunkt oder Steifigkeit je Meter
k_{bj}	Stoßfugenfaktor
k_{br}	Erhöhungsfaktor für Abstände in der Sprödbruchberechnung
k_c	Reduzierungsfaktor zur Berücksichtigung der Stabilitätsauswirkungen aufgrund von Druckspannungen
$k_{c,90}$	Spannungsausbreitungsfaktor
$k_{c,90,CLT}$	Spannungsausbreitungsfaktor für Brettsperrholz
$k_{c,y/z}$	Reduzierungsfaktor zur Berücksichtigung der Stabilitätsauswirkungen um die y - oder z -Achse aufgrund von Druckspannungen
k_{comb}	Bekleidungskombinationsbeiwert
$k_{con,0}$	Faktor für die Anzahl der Säulen von Befestigungselementen parallel zur Faser innerhalb einer Verbindung

$k_{\text{con},90}$	Faktor für die Anzahl der Säulen von Befestigungselementen senkrecht zur Faser innerhalb einer Verbindung
k_{couple}	Faktor für den reduzierten Hebelarm zwischen stabilisierenden Kräften
k_{def}	Kriechverformungsfaktor
$k_{\text{def},i}$	Kriechverformungsfaktor für i -nummeriertes Holzprodukt
k_{dens}	Referenzdichtefaktor
k_{diam}	Faktor für die Spannungsverteilung und den Ort des Rissbeginns
k_{dis}	Faktor zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung in der Scheitelpunktzone
k_{DLF}	dynamischer Lastfaktor
k_{dyn}	dynamischer Verstärkungsfaktor
$k_{e,2}$	Frequenzfaktor für die Quersteifigkeit des Bodens
k_{E90}	Querfaktor des System-Elastizitätsmoduls
k_{ecc}	Faktor für die exzentrische Position einer Last
$k_{\text{ecc,b}}$	Faktor für die exzentrische Position einer Last für das ausgesteifte Bauteil
$k_{\text{ecc,I/III}}$	Faktor für die Auswirkung einer Exzentrizität auf die Übertragung von Schubspannungen für den ersten und dritten Quadranten
k_{fat}	Ermüdungsreduzierungsfaktor
k_{fb}	Faktor für den Einfluss von Grenzbedingungen
k_G	Bruchparameter
k_{G05}	Anpassungsfaktor für den Schubmodul
k_{G90}	Querfaktor für den System-Schubmodul
k_h	Tiefenänderungsfaktor
k_H	Faktor für den Einfluss von Hirnholz
$k_{h,\text{max}}$	maximaler Tiefenänderungsfaktor
$k_{h,v}$	Tiefenänderungsfaktor für die Schubfestigkeit
k_i	i -nummerierter Änderungsfaktor
k_{imp}	Faktor für höhere Modi in der transienten Reaktion
k_k	Faktor für die ungleichmäßige Verteilung von Spannungen in der Ebenenverstärkung
k_{ka}	Faktor für die Verteilung von Zugspannungen senkrecht zur Faser entlang der Balkenachse
k_l	Längenänderungsfaktor
$k_{l,\text{ap}}$	Faktor für erhöhte Biegespannungen in der Scheitelpunktzone

$k_{l,\max}$	maximaler Längenänderungsfaktor
k_m	Reduzierungsfaktor zur Berücksichtigung der Stabilitätswirkungen aufgrund von Biegespannungen
$k_{m,\alpha}$	Faktor für eine Spannungskombination an der angeschrägten Kante
k_{mat}	Faktor für das Materialverhalten oder Materialparameter für die Anzahl der Lamellen oder Reduzierungsfaktor für den Abstand der Verbindung des Befestigungselementes der gestanzten Nagelplatte aus Metall zu jedem Ende des Bauteils
k_{mod}	Festigkeitsänderungsfaktor für die Auswirkung der Lastdauer und des Feuchtegehalts
$k_{\text{mod},i}$	Festigkeitsänderungsfaktor für die Auswirkung der Lastdauer und des Feuchtegehalts für i -nummerierte Holzprodukte
$k_{\text{mod,sat}}$	Festigkeitsänderungsfaktor für die Auswirkung der Lastdauer und des Feuchtegehalts im vollständig gesättigten Zustand
k_n	Materialkonstante-Faktor
$k_{n,1}$	Änderungsfaktor der Tragfähigkeit senkrecht zur Faser
$k_{p,\text{ap}}$	Faktor für die Wirkungen von Zugspannungen senkrecht zur Faser aufgrund einer Abweichung der Biegespannungen in der Scheitelpunktzone
$k_{p,c}$	Faktor für das Beulen einer Platte unter Druck
$k_{p,\text{model}}$	Modellfaktor für die Kapazität der Bekleidungsplatte
$k_{p,v}$	Faktor für das Beulen einer Platte unter Schubbeanspruchung
k_{pl}	Bekleidungs-Wechselwirkungsfaktor für das plastische Verhalten von Befestigungselementen zwischen Verkleidung und Rahmen
k_{pos}	Faktor zur Berücksichtigung der Position eines Holzbauteils
k_q	Lastpositions faktor
k_r	Festigkeitsreduzierungsfaktor für die Wirkungen der Biegung von Lamellen während der Herstellung
$k_{r,pu}$	Faktor für das nichtlineare Verhalten und die Festigkeitskombination
k_{rad}	Faktor für die Wirkung des Eckenradius auf die Schubspannung
$k_{r,\text{red}}$	Reduzierungsfaktor für den Tragfähigkeitswiderstand zur Berücksichtigung eines reduzierten Abstands der Schubverbindungselemente
k_{red}	Reduzierungsfaktor für die geringe Wahrscheinlichkeit, die geringste Festigkeit über der Breite an dem Punkt der maximalen Spannung zu erhalten, oder Faktor zur Berücksichtigung der Tatsache, dass sich die Erregungsquelle üblicherweise in demselben Abstand zu der Person befindet, die die Schwingung spürt, oder Reduzierungsfaktor zur Berücksichtigung der ungleichmäßigen Spannungsverteilung über die Länge der Klebefuge parallel zu der Faser
$k_{\text{red,b}}$	Faktor für reduzierte Breite
k_{res}	Faktor zur Berücksichtigung höherer Eigenformen der Schwingung

$k_{rp,1}$	Seileffektfaktor
$k_{rp,2}$	Begrenzung des Seileffektfaktors
$k_{s,red}$	Abstandreduzierungsfaktor für das Schubverbindungselement
k_{screw}	Faktor für die charakteristische Ausziehfestigkeit
k_{shape}	Faktor für die Wirkung der Form
$k_{sigx/sigy}$	Faktor für die Berechnung von in x - oder y -Richtung auf gestanzte Nagelplatten aus Metall einwirkenden Kräften
k_{sim}	Wahrscheinlichkeitsfaktor für Konstellationen identischer Imperfektionen
$k_{SLS,ref}$	mittlerer Steifigkeits- oder Verschiebungsmodul für Verifizierungen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit je Meter
$k_{SLS,rot}$	mittlerer Drehverschiebungsmodul für Verifizierungen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit je Meter
$k_{SLS,rot,ref}$	Mittlerer Referenz-Drehverschiebungsmodul für Verifizierungen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit je Meter
k_{space}	Faktor für die Möglichkeit der Platzierung von bis zu 3 kreisrunden Löchern in einem engeren Abstand
k_{sys}	Systemfestigkeitsfaktor
k_t	Zugerhöhungsfaktor
k_v	Anpassungsfaktor für die Schubfestigkeit oder die Eigenschaftskonstante von Plattenstahl
$k_{v,n}$	Faktor für die Wirkung einer Nut
$k_{v,y/z}$	Anpassungsfaktor für die Schubfestigkeit in y - oder z -Richtung
k_{var}	Faktor für Wirkungen der Betriebsbedingungen
k_{vol}	Faktor für die Volumenwirkung
k_w	Änderungsfaktor für die Breite von gestanzten Nagelplatten aus Metall
k_z	durch die Zapfengeometrie bestimmter Koeffizient
$k_{\alpha/\beta}$	Faktoren für die Nutgeometrie
k_p	Referenz-Dichteexponent für die Bestimmung der Ausziehfestigkeit
k_t	Faktor für erhöhte Schubspannung oder Schubverteilungsfaktor für Wechselwirkungen von Bekleidungen
$k_{t,c/t}$	Faktor für die Wirkung von Druck-/Zugspannungen senkrecht zur Faser auf die Schubfestigkeit
k_{90}	Faktor für die Berechnung der charakteristischen Lochleibungsfestigkeit
l	Länge oder Spannweite

l_i	i -nummerierte Länge
$l_{1,\text{bot/top}}$	Teillänge der Zugzone an der Unterseite/Oberseite einer Wand
$l_{2,\text{bot}}$	Teillänge der Schubzone an der Unterseite der Wand
l_A	Länge zwischen dem Auflager und der Kante des Lochs
$l_{a,1/2}$	Schraubenlänge an der i -nummerierten Seite der Achse der maßgeblichen Lage
l_c	Abstand zwischen dem Rotationszentrum und dem Ende der Wand oder Abstand zwischen Abschnitten, in denen seitliche Ablenkungen des Druckflansches verhindert werden
$l_{c,\text{ef}}$	effektive Biegeknicklänge
$l_{c,y/z,\text{ef}}$	effektive Biegeknicklänge um die y - oder z -Achse
l_{can}	Abstand zwischen Last und Klebefuge
$l_{c,90}$	Länge der Kontaktfläche
l_D	diagonale Länge der Aussteifung
l_{drill}	Bohrlochlänge
l_e	lichter Abstand parallel zur Faser zwischen dem Ende des Bauteils und der Kontaktfläche
l_{ef}	effektive Ausbreitungslänge oder effektive Sondierlänge des Gewindeteils einer Schraube
$l_{\text{ef},1}$	effektive Kontaktlänge parallel zur Faser in der durch die Kontaktfläche definierten Ebene
$l_{\text{ef},2}$	effektive Verteilungslänge parallel zur Faser in der durch die Schrauben- oder Stabspitzen definierten Ebene
l_G	Gesamtlänge einer Gruppe von Löchern parallel zur Faser
l_g	Profil-/Gewindelänge
$l_{g,2}$	sekundäre Gewindelänge
l_{g1}	Länge des zweiten Profilteils
l_h	Einlasstiefe
l_{head}	Länge eines Schraubenkopfs ohne voll ausgebildetes Gewinde
l_{hole}	Lochlänge
l_i	Länge einer Schubwand im i -ten Geschoß
l_j	j -nummerierte Plattenlänge
$l_{m,\text{ef}}$	effektive Länge für Biegendrillknicken
$l_{MB,\text{ef}}$	effektive Länge der Rückhaltevorrichtung unter Berücksichtigung der zunehmenden Normalkraft entlang der Länge
l_{nb}	nicht verklebte Länge
l_o	maximale Öffnungslänge

$l_{o,i}$	i -nummerierte Öffnungslänge
l_p	Punktlänge oder Bekleidungsplattenlänge
$l_{p,j}$	j -nummerierte variierende Plattenlänge
$l_{p,std}$	Norm-Bekleidungsplattenlänge
$l_{p1/2}$	Länge der Verkleidung oder Montageplatte mit einer oder zwei freien Kanten
l_{per}	Umfangslänge der Bekleidungsplatten
$l_{per,i}$	Umfangslängen der an der i -nummerierten Seite des Rahmens angebrachten Bekleidungsplatten
$l_{per,j}$	j -nummerierte variierende Plattenlänge
l_r	verstärkte Länge
$l_{r,l/u}$	verstärkte Länge über/unter der spaltanfälligen Achse
l_{ref}	Referenzlänge
l_s	licher Abstand parallel zur Faser zwischen einer Kontaktfläche und einer Punktlast
$l_{s,w}$	Länge des Befestigungselements der gestanzten Nagelplatte aus Metall entlang der Verbindungsleitung, gegebenenfalls reduziert um einen Kantenabstand von 5 mm
l_{screw}	Schraubenlänge
$l_{t,90}$	Verteilungslänge für Zugspannungen senkrecht zur Faser
$l_{t,90,M}$	Verteilungslänge für Zugspannungen senkrecht zur Faser aufgrund der Übertragung von Biegespannungen
$l_{t,90,M,I/III}$	Verteilungslänge für Zugspannungen senkrecht zur Faser für die Übertragung von Biegespannungen im ersten und dritten Quadranten
$l_{t,90,V}$	Verteilungslänge für Zugspannungen senkrecht zur Faser aufgrund der Übertragung von Schubspannungen
$l_{t,90,V,I/III}$	Verteilungslänge für Zugspannungen senkrecht zur Faser aufgrund der Übertragung von Schubspannungen im ersten und dritten Quadranten
l_{ten}	Zapfenlänge
$l_{ten,ef}$	effektive Zapfenlänge
l_v	licher Abstand parallel zur Faser zwischen der Kante eines Auflagers und einer Punktlast oder Abstand zwischen dem Ende eines Balkens und der nächstgelegenen Kante eines Lochs
$l_{v,1/2}$	Hirnholz-Abstand für einstufige/zweistufige Verbindungen
$l_{v,ef}$	effektive Schublänge parallel zur Faser
l_w	Ausziehlänge
$l_{w,i}$	Ausziehlänge in i -nummeriertem Bauteil

$l_{w,ef}$	effektive Ausziehlänge
l_z	Abstand zwischen Löchern parallel zur Faser
m	Masse oder Zahl
mc	mittlerer jährlicher Feuchtegehalt
m_{plate}	Plattenbiegemoment
$m_{plate,max}$	maximales Plattenbiegemoment
m_w	Läufergewicht
n	Zahl
n_0	Anzahl der Befestigungselemente parallel zur Faser
$n_{1/2}$	Anzahl der inneren/äußeren Holzbauteile
n_{90}	Anzahl der Befestigungselemente senkrecht zur Faser
n_{con}	Anzahl der Schubverbindereinheiten in einer Verbindung
n_{ef}	effektive Anzahl von Verbindungselementen
n_f	Anzahl der stiftförmigen Verbindungsmittel in einer Hängeverbindung
$n_{f,B}$	Anzahl der Befestigungselemente in den Verbindungen der Rückhaltevorrichtungen zu einer Aussteifung
$n_{f,C}$	Anzahl der Befestigungselemente in den Verbindungen des ausgesteiften Bauteils zu den Rückhaltevorrichtungen
$n_{f,D}$	Anzahl der Befestigungselemente in den Verbindungen zu jedem Ende der Diagonalen einer Aussteifung
$n_{f,h}$	Anzahl der Reihen von Befestigungselementen entlang einer Höhe
$n_{f,l,mean}$	mittlere Anzahl der Reihen von Befestigungselementen entlang einer Bekleidungsplattenlänge
$n_{f,l,p}$	Anzahl der Reihen von Befestigungselementen entlang der Bekleidungsplattenlänge
n_h	Anzahl der Oberschwingungen
$n_{l,bj}$	Anzahl der Lamellen zwischen zwei angrenzenden Stoßfugen
n_{min}	Mindestanzahl an Verbindungselementen
n_{obs}	Anzahl der Spannungszyklen mit konstanter Amplitude je Jahr
n_p	Anzahl der penetrierten Lagen
$n_{p,h}$	Anzahl der aufeinander folgenden Bekleidungsplatten entlang einer Höhe
$n_{p,l}$	Anzahl der aufeinander folgenden Bekleidungsplatten entlang einer Länge
n_{perp}	Anzahl der Schraubenlinien senkrecht zur Richtung der betrachteten Lastübertragung

n_r	Anzahl der Verstärkungselemente
n_R	Anzahl der Zwischen-Rückhaltevorrichtungen
$n_{R,sp}$	Anzahl der Rückhaltefedern (ohne Endrückhaltevorrichtungen)
n_v	Anzahl der Wandsockelverbindungen im Hinblick auf die horizontale Übertragung
p	Last oder Exponent zur Berücksichtigung der probabilistischen Wirkungen auf die kombinierte Biege- und Druckfestigkeit des Querschnitts
pH	pH-Wert von Holzarten
q	Kraft
q_i	i -nummerierte Punktlast an der Oberseite einer Wand
q'_i	i -nummerierte Punktlast an der Unterseite einer Wand
q_{Ed}	Bemessungseinwirkung/verteilte Last
q_z	verteilte Last in z -Richtung
r	Radius oder Abstand zwischen dem Masseschwerpunkt der effektiven Plattenfläche und der Segmentplattenfläche
r_{in}	Innenradius
s	Größeneffekt-Parameter oder Abstand
$s_{0,d}$	Bemessungsschubspannung an den Befestigungselementen zwischen Verkleidung und Rahmen je Längeneinheit, parallel zu den Rippen einwirkend
$s_{0,d,1}$	Bemessungsschubspannung an den Befestigungselementen zwischen Verkleidung und Rahmen je Längeneinheit, parallel zu den Rippen in der Spannungszone einwirkend
$s_{0,d,2}$	Bemessungsschubspannung an den Befestigungselementen zwischen Verkleidung und Rahmen je Längeneinheit, parallel zu den Rippen in der Schubzone einwirkend
s_1	Abstand von Befestigungselementen zwischen Querschnitt 1 und 2
s_2	Abstand von Befestigungselementen zwischen Querschnitt 2 und 3
$s_{90,d}$	Bemessungsschubspannung an den Befestigungselementen zwischen Verkleidung und Rahmen je Längeneinheit, senkrecht zu den Rippen einwirkend
$s_{90,d,1}$	Bemessungsschubspannung an den Befestigungselementen zwischen Verkleidung und Rahmen je Längeneinheit, parallel zu den Rippen in der Spannungszone einwirkend
$s_{90,min}$	minimale vertikale Schubkapazität an den Befestigungselementen zwischen Verkleidung und Rahmen je Längeneinheit, senkrecht zu den Rippen in der Spannungszone einwirkend
$s_{a,j}$	Abstand des j -ten mechanischen Ankers zu der Schubwandkante
s_B	Breite der Aussteifungsstrebe
s_{ef}	effektiver Abstand
s_i	Abstände zwischen Verbindungselementen für $i = 1$ und $i = 3$

$s_{m,flat}$	Größeneffektparameter für flache Biegung
s_{max}	maximaler Abstand
s_{min}	Mindestabstand
$s_{res,d}$	resultierende Bemessungsschubspannung an den Befestigungselementen zwischen Verkleidung und Rahmen je Längeneinheit
s_t	Größenwirkungsparameter für die Spannung
$s_{v,flat}$	Größenwirkungsparameter für flachen Schub
t	Dicke oder Nutlänge oder Zeit
t_b	Dicke der Klebefuge
t_{CLT}	Dicke des Brettsperrholzelements
t_{ef}	effektive Dicke
$t_{ef,el}$	elastische effektive Dicke
$t_{ef,el,2}$	elastische effektive Restdicke
$t_{ef,pl}$	plastische effektive Dicke
$t_{ef,ps}$	effektive Dicke von Versagensebenen für teilweise penetrierte Holzbauteile
t_h	Einlasstiefe
$t_{h,1/2/3}$	Einlasstiefe in Bauteil 1, 2 oder 3
$t_{h,i}$	Einlasstiefe in Zwischenlage
$t_{h,pl}$	plastische Sondierlänge
$t_{h,req}$	erforderliche Mindesteinlasstiefe von Holzbauteilen
$t_{h,1/2,req}$	erforderliche Mindesteinlasstiefe in Bauteil 1 oder 2
t_{h2-1}	Einlasstiefe in Bauteil 2 auf der Seite von Bauteil 1
t_{h2-3}	Einlasstiefe in Bauteil 2 auf der Seite von Bauteil 3
t_{h3}	Einlasstiefe in Bauteil 3
t_i	Dicke der Zwischenlage
t_i	Dicke des oder Einlasstiefe in dem i -nummerierten Bauteil(s)
t_l	Lamellesdicke
$t_{l,max}$	maximale Lamellesdicke
$t_{l,min}$	MindestLamellesdicke
t_{layer}	Lagendicke
t_{min}	Mindestdicke

t_p	Dicke der Bekleidungsplatte oder Stahlplatte
$t_{p,i}$	Dicke der an der i -nummerierten Seite eines Rahmens angebrachten Bekleidungsplatte
t_r	Dicke der Ebenenverstärkung
t_s	Dicke der Unterlegscheibe
t_v	Nuttiefe
$t_{v1/2}$	vordere/hintere Nuttiefe einer einstufigen oder zweistufigen Verbindung
$t_{w,1}$	Ausziehdicke
$t_{x/y}$	Summe der Lagendicken in x - oder y -Richtung
$t_{x/y,i}$	i -nummerierte Lagendicke in x - oder y -Richtung
$t_{z,i}$	Gesamtdicke der vertikalen Lagen für CLT oder Gesamtdicke für GLVL-C-Schubwände, die im i -ten Geschoss verwendet werden
$u_{\theta,i}$	seitliche Verschiebung des Geschosses durch die Rotation an der Oberseite der darunter liegenden ($i-1$)-nummerierten Schubwand
u	Verformung
$u_{A,i}$	seitliche Verschiebung zwischen Geschossen aufgrund des Starrkörpergleitens der Wand
$u_{B,i}$	seitliche Verschiebung zwischen Geschossen durch Biegeverformung in der Ebene
$u_{B,V,i}$	Beitrag der Biegeverformung aufgrund von Querkraft zu der seitlichen Verschiebung zwischen Geschossen in der Ebene $V_{i,Ed}$
$u_{C,i}$	seitliche Verschiebung zwischen Geschossen aufgrund der Verformung der Bodenschiene senkrecht zur Faser in Leichtbaurahmen-Holzwänden
$u_{C,i-1}$	seitliche Geschossverschiebung aufgrund des kinematischen Schaukelmodus der Schubwand im ($i-1$). Geschoss
u_i	seitliche Verschiebung zwischen Geschossen
u_{inst}	Gesamtverschiebung in der Ebene
$u_{inst,C}$	Verschiebung aufgrund der Verformung der Bodenschiene senkrecht zur Faser
$u_{inst,G}$	Verschiebung aufgrund der Schubverformung der Bekleidungsplatte
$u_{inst,KSLS,0}$	Verschiebung aufgrund der Verformung der Verbindung zwischen Verkleidung und Rahmen parallel zu den Haupttrippen
$u_{inst,KSLS,90}$	Verschiebung aufgrund der Verformung der Verbindung zwischen Verkleidung und Rahmen senkrecht zu den Haupttrippen
$u_{inst,M}$	Verschiebung durch die Dehnung in einem Wandverankerungssystem (Starrkörperrotation)
$u_{inst,N}$	Verschiebung aufgrund der axialen Verformung des Rahmens
$u_{inst,V}$	Verschiebung durch Starrkörpertranslation

$u_{N,i}$	seitliche Verschiebung zwischen Geschossen aufgrund der Verformung der Befestigungselemente zur Verbindung der Verkleidung mit dem Rahmen in Leichtbaurahmen-Holzwänden
$u_{R,1}$	seitliche Verschiebung des Geschosses aufgrund des kinematischen Schaukelmodus der Schubwand
$u_{R,i}$	seitliche Verschiebung zwischen Geschossen aufgrund des kinematischen Schaukelmodus der Schubwand
$u_{R,i-1}$	Beitrag der seitlichen Verschiebung des Geschosses zur Rotation aufgrund des Schaukelns der Schubwand im (i-1). Geschoss
$u_{S,1}$	seitliche Verschiebung des Geschosses aufgrund von Schubverformung in der Ebene
$u_{S,i}$	seitliche Verschiebung zwischen Geschossen aufgrund von Schubverformung in der Ebene
$u_{sum,j}$	gesamte seitliche Verschiebung einer Schubwand an der Oberseite des j-ten Geschosses
$u_{y/z,nl,lim}$	maximale nichtlineare Verformung in y- oder z-Richtung
$u_{y/z,1st,lim}$	maximale Verformung 1. Ordnung in y- oder z-Richtung
$u_{z,A}$	vertikale Dehnung des Wandverankerungssystems
v	Verformung
$v(t)$	Gesamtgeschwindigkeit zum Zeitpunkt t
$v_{1,peak}$	Spitzengeschwindigkeitsreaktion für den Grundmodus
$v_m(t)$	Geschwindigkeit in jedem Modus zum Zeitpunkt t
$v_{m,peak}$	Spitzengeschwindigkeit in jedem Modus
v^{nl}	nichtlineare Ablenkung
$v_{R=1}$	Ausgangsgeschwindigkeit
v_{rms}	Effektivwert der Geschwindigkeitsreaktion
$v_{tot,peak}$	gesamte Spitzengeschwindigkeitsreaktion
w	Verformung oder Breite der Stahlplatte
w_0	Überhöhung in dem unbelasteten tragenden Bauteil
w_1	Anfangsteil der Verformung unter ständigen (einschließlich quasi-ständiger) Lasten der relevanten Kombination von Einwirkungen
w_{1kN}	maximale Ablenkung aufgrund vertikaler statischer Punktlast von 1 kN
w_2	Langzeittteil der Verformung unter ständigen Lasten einschließlich des quasi-ständigen Teils variabler Einwirkungen
w_3	momentane Verformung aufgrund variabler Einwirkungen ohne deren quasi-ständigen Teil

$w_{beam,1/2}$	Ablenkung des Stützbalkens 1 oder 2 aufgrund einer vertikalen statischen Punktlast von 0,5 kN
w_{lim}	Grenzwert der maximalen Ablenkungen aufgrund einer vertikalen statischen Punktlast von 1 kN
$w_{lim,max}$	oberer Grenzwert der Ablenkung
w_{max}	gesamte Restverformung unter Berücksichtigung der Überhöhung
w^{nl}	nichtlineare Ablenkung
w_{pl}	effektive Breite der gestanzten Nagelplatte aus Metall
w_{rigid}	Ablenkung eines Bodens zwischen starren Auflagern aufgrund einer vertikalen statischen Punktlast von 1 kN
w_{SLS}	Druckverformung senkrecht zur Faser
$w_{SLS,z}$	Druckverformung der Bodenschiene senkrecht zur Faser
w_{sys}	Ablenkung eines Bodens mit einer einzelnen Spannweite (einschließlich der Wirkung eventueller Stützbalken, von Schub und Verbindungen in Verbundbauten) unter der durch die Bodenmasse induzierten Last m
w_{tot}	gesamte Verformung
x	Abstand parallel zur Faser zwischen der Wirkungslinie der Auflagerreaktion und der Ecke der Nut
z_i	Abstand des i -nummerierten Befestigungselementes zu dem Rotationszentrum des Balkenauflagers
z_{max}	Abstand des obersten Befestigungselements zu dem Rotationszentrum des Balkenauflagers

Große griechische Buchstaben

Δh	Abweichung der Tiefe oder Höhe
$\Delta_{nl,lim}$	oberer Grenzwert für den durch geometrische nichtlineare Verstärkung induzierten Anteil der Ablenkung
ΔQ	Bremsreaktionskraft
Δw	relative Verformung eines Bauteils durch Rotation an der Kontaktkante
$\Delta \omega_1$	Variation der mittleren Feuchte zur Berechnung von Maßänderungen des Abschnitts
$\Delta \omega_2$	Feuchtedifferenz zur Schätzung von TrocknungsrisSEN in der Zone eines Bauteils in der Nähe seiner Oberfläche
$\Delta \omega_3$	Feuchtevariation an der Oberfläche
$\Delta_{y/z}$	Ablenkung des Aussteifungssystems
$\Delta_{1st,lim}$	maximale zulässige Ablenkung aus der Analyse erster Ordnung, die die Anfangs-Imperfektion e_0 überlagert

Πk_i	Produkt der anzuwendenden Änderungsfaktoren
$\Sigma F_{d,\text{accidental}}$	Summe der außergewöhnlichen Bemessungskräfte
Σt_{pen}	Summe der Sondertiefen
ϕ	Winkelabweichung oder äquivalente Vorverdrehung
ϕ_0	Anfangswinkelabweichung
$\phi_{c,y/z}$	Zwischenparameter für die Berechnung von $k_{c,y/z}$
ϕ_m	Zwischenparameter für die Berechnung von k_m
ϕ_s	Winkelabweichung am Beulknickpunkt, einschließlich Vorverdrehung und Verformung

Kleine griechische Buchstaben

α	Winkel, Verhältnis oder Faktor
α_{ap}	Verjüngungswinkel
$\alpha_{c,y/z}$	Verstärkungsfaktor für kritische Normalkräfte in y- oder z-Richtung
α_{cl}	Faktor in Verbindung mit dem Klemmzustand des Befestigungselements
α_m	Verstärkungsfaktor kritischer Biegemomente
α_n	Winkel einer Nut
β	Verhältnis, Faktor oder Winkel
$\beta_{c,y/z}$	Imperfektionsfaktor für Biegeknicken um die y- oder z-Achse
β_m	Vorkrümmungsfaktor für Biegendrillknicken
β_θ	Vorverwindungsfaktor für Biegendrillknicken
γ	Winkel
γ_i	Faktor für den Wirkungsgrad mechanischer Verbindungen im i -nummerierten Teil eines Querschnitts
$\gamma_M, \gamma_{M1}, \gamma_{M2}$	Teilsicherheitsbeiwert für Materialeigenschaften
$\gamma_{M,con}$	Teilsicherheitsbeiwert für Verbindungen
$\gamma_{M,fat}$	Teilsicherheitsbeiwert für Ermüdungsfestigkeit
$\gamma_{M,NA}$	Teilsicherheitsbeiwert im nationalen Anhang
$\gamma_{M,s}$	Teilsicherheitsbeiwert für das Vorspannen von Stahlelementen
$\gamma_{M,tim}$	Teilsicherheitsbeiwert für Holz
γ_P	Teilsicherheitsbeiwert für Vorspannungskräfte
γ_R	Teilsicherheitsbeiwert für Widerstand
γ_0	Eigenschaftskonstante für Plattenstahl

δ	Winkel
$\delta_{y/z}$	Dischinger-Koeffizient unter Berücksichtigung der Verteilung von M_y oder M_z
ε	(Einführ-) Winkel
$\varepsilon_{u,tim}$	Versagensdehnung von Holz parallel zur Faser
ε_0	dimensionslose Vorkrümmung
ζ	modaler Dämpfungsgrad
η	Parameter oder Faktor
θ	Winkel
θ_{i-1}	Rotation an der Oberseite der Schubwand im ($i-1$). Geschoss
θ_{i-2}	Rotation an der Oberseite der Schubwand im ($i-2$). Geschoss
$\theta_{\text{inf},\text{Quasi,SLS}}^{\text{nl}}$	nichtlineare Verwindungsverformung aufgrund einer quasi-ständigen Lastkombination unter Verwendung des endgültigen Elastizitätsmoduls und des Schubs
$\theta_{\text{inst},\text{Quasi,SLS}}^{\text{nl}}$	nichtlineare Verwindungsverformung aus der quasi-ständigen Lastkombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unter Verwendung des momentanen Elastizitätsmoduls und des Schubs
$\theta_{\text{load},i}$	Winkel der Lastdispersion in i -nummeriertem Material
θ^{nl}	nichtlineare Verwindungsverformung
θ_{twist}	äquivalente Vorverwindung
$\theta_{\text{twist},1}$	äquivalente Vorverdrehung am Gabeltragwerk
$\theta_{\text{twist},2}$	äquivalente Rotation in der Mitte der Spannweite
θ_0	Anfangs-Vorverwindung
θ_{0+c}	durch Kriechen verstärkte Vorverwindung
κ	Schubkorrekturfaktor
λ	Schlankheitsgrad einer massiven Säule
$\lambda_{c,y/z,\text{rel}}$	relativer Schlankheitsgrad für Biegeknicken um die y - oder z -Achse
λ_{ef}	effektiver Schlankheitsgrad
$\lambda_{\text{m,rel}}$	relativer Schlankheitsgrad für Biegendrillknicken
λ_{tot}	Gesamtschlankheitsgrad
$\lambda_{z,\text{rel}}$	relativer Schlankheitsgrad um die z -Achse
λ_1	Schlankheitsgrad für den Schaft
μ	Reibungskoeffizient
μ_B	Nuttiefengrad

$\mu_{e,m}$	Modalform am Erregungspunkt
μ_{res}	resonanter Aufbaufaktor
$\mu_{r,m}$	Modalform am Reaktionspunkt
μ_t	Änderungsfaktor für das Plattenmoment in Spannungsklebestellen
μ_0	Reibungskoeffizient parallel zur Faser
μ_{90}	Reibungskoeffizient senkrecht zur Faser
μ_λ	Wert in der Berechnung von Gittersäulen mit geklebten oder genagelten Verbindungen
v_2	Ablenkung von Druckbauteilen
ρ_{dowel}	Dichte von Holzdübeln
ρ_k	charakteristische Rohdichte
$\rho_{k,\text{ref}}$	charakteristische Bezugsdichte
ρ_{mean}	mittlere Rohdichte
$\rho_{\text{mean},i}$	mittlere Rohdichte des i -nummerierten Bauteils
$\rho_{\text{mean,ref}}$	mittlere Bezugsdichte
$\rho_{\text{SB,mean}}$	mittlere Rohdichte der porösen Platte
$\sigma_{c,0}$	Druckspannung parallel zur Faser
$\sigma_{c,0,d}$	Bemessungsdruckspannung parallel zur Faser
$\sigma_{c,90,d}$	Bemessungsdruckspannung senkrecht zur Faser
$\sigma_{c,\alpha,d}$	Bemessungsdruckspannung in einem Winkel zur Faser
$\sigma_{d,\text{min/max}}$	minimale/maximale Bemessungs-Ermüdungsbeanspruchung
$\sigma_{f,c/t,d}$	axiale Druck-/Zugspannung der äußersten Fasern des Flansches
$\sigma_{f,c/t,\text{max},d}$	axiale Bemessungs-Druck-/Zugspannung der äußersten Fasern des Flansches
σ_i	axiale Spannung im i -nummerierten Teil des Querschnitts
σ_m	Biegespannung
$\sigma_{m,0,d}$	Bemessungsbiegespannung parallel zur Faser
$\sigma_{m,\text{crit}}$	kritische Biegespannung
$\sigma_{m,d}$	Bemessungsbiegespannung
$\sigma_{m,i}$	Biegespannung im i -nummerierten Teil des Querschnitts
$\sigma_{m,y}$	Biegespannung um die y -Achse
$\sigma_{m,y,\text{crit}}$	kritische Spannung für die Biegung um die y -Achse

$\sigma_{m,y/z,d}$	Bemessungsbiegespannung um die y - oder z -Achse
$\sigma_{m,\alpha,d}$	Bemessungsbiegespannung in einem Winkel zur Faser
$\sigma_{t,0}$	Zugspannung parallel zur Faser
$\sigma_{t,0,d}$	Bemessungszugspannung parallel zur Faser
$\sigma_{t,90}$	Zugspannung senkrecht zur Faser
$\sigma_{t,90,d}$	Bemessungszugspannung senkrecht zur Faser
$\sigma_{t,\alpha,d}$	Bemessungszugspannung in einem Winkel zur Faser
$\sigma_{web,c/t,d}$	Bemessungsdruck-/Zugspannung im Steg
σ_w,d	Bemessungsausziehspannung
$\sigma_{y/z,crit}$	kritische Spannung für Biegeknicken um die y - oder z -Achse
τ	Schubspannung
τ_d	Bemessungsschubspannung
$\tau_{F,d}$	Bemessungsverbundspannung aus Kraft
$\tau_{M,d}$	Bemessungsverbundspannung aus Moment
τ_{max}	maximale Schubspannung
$\tau_{max,d}$	maximale Bemessungsschubspannung
$\tau_{mean,d}$	gleichmäßig verteilte Bemessungsschubspannung
$\tau_{r,d}$	Bemessungsrollschubspannung
$\tau_{tor,d}$	Bemessungstorsionsspannung
$\tau_{tor,node,d}$	Bemessungstorsionsschubspannung in Klebefugen zwischen Lamellen angrenzender orthogonaler Lagen
$\tau_{v,xy,d}$	Bemessungsschubspannung in der Ebene
$\tau_{y/z,d}$	Bemessungsschubspannung
$\tau_{2,max}$	maximale Schubspannung im zweiten Teil des Querschnitts
φ	Rotation oder Winkel
$\varphi_{B,i}$	Rotation durch Plattenbiegeverformung an der Oberseite der Schubwand im i -ten Geschoss
$\varphi_{B,i-1}$	Rotation durch Plattenbiegeverformung an der Oberseite der Schubwand im $(i-1)$. Geschoss
$\varphi_{C,i}$	Rotationsbeitrag aufgrund von Druck senkrecht zur Faser der Schubwand im i -ten Geschoss
$\varphi_{C,i-1}$	Rotationsbeitrag aufgrund von Druck senkrecht zur Faser der Schubwand im $(i-1)$. Geschoss

$\varphi_{R,i}$	Rotationsbeitrag durch Schaukeln der Schubwand im i -ten Geschoss
$\varphi_{R,i-1}$	Rotationsbeitrag durch Schaukeln der Schubwand im ($i-1$). Geschoss
$\psi_{0,j}$	auf eine begleitende veränderliche Einwirkung angewendeter Kombinationsfaktor
$\psi_{1,1}$	auf eine veränderliche Leiteinwirkung angewendeter Kombinationsfaktor zur Bestimmung ihres häufigen Werts
$\psi_{2,1}$	auf eine veränderliche Leiteinwirkung angewendeter Kombinationsfaktor zur Bestimmung ihres quasi-ständigen Werts
$\psi_{2,j}$	auf eine begleitende veränderliche Einwirkung angewendeter Kombinationsfaktor zur Bestimmung ihres quasi-ständigen Werts
$\omega_{low,mean}$	unterer Grenzwert des mittleren Feuchtegehalts
ω_{mean}	jährlicher mittlerer Feuchtegehalt
$\omega_{up,mean}$	oberer Grenzwert des mittleren Feuchtegehalts

3.2.2 Abkürzungen

In diesem Dokument sind die folgenden Abkürzungen anwendbar:

BGL	blockverklebtes Brettschichtholz (en: block glued glulam)
CC	Versagensfolgeklasse (en: consequence class)
CE	atmosphärische Expositionsklasse (en: atmospheric exposure class)
CL	Holzbauprodukt mit Querlagen (en: cross layered timber)
CLT	Brettsperrholz (en: cross laminated timber)
CPB	Zementgebundene Spanplatte (en: cement bonded particle board)
CRC	Korrosionswiderstandsklasse (en: corrosion resistance class)
DC	Dauerhaftigkeitsklasse (en: durability class)
DLW	nichtimprägniertes Kunstharzpressholz (en: non-impregnated densified laminated wood)
DoP	Leistungserklärung (en: Declaration of Performance)
EAD	europäisches Bewertungsdokument (en: European Assessment Document)
FST	tragendes Bauteil mit Keilzinkenverbindung (en: structural finger jointed timber)
GFB	Gipsfaserplatten (en: gypsum fibreboards)
GL	Brettschichtholz (en: glued laminated timber)
GLVL	Brettschichtholz aus Furnierschichtholz (en: glued laminated veneer lumber)
GLVL-C	Furnierschichtholz mit Absperrfurnier (en: glued laminated veneer lumber with crossband veneers)

GLVL-P	Furnierschichtholz mit parallelem Furnier (en: glued laminated veneer lumber with parallel veneers)
GPB	Gipsplatten (en: gypsum plasterboards)
GST	Balkenschichtholz (en: glued solid timber)
GYB	Gipsbasiert (en: gypsum-based)
HB	Faserplatte, hart (en: fibreboard, hard)
hEN	harmonisierte Europäische Norm (en: harmonized European Standard)
LVL	Furnierschichtholz (en: laminated veneer lumber)
LVL-C	Furnierschichtholz mit Furnier-Querlagen (en: laminated veneer lumber with crossband veneers)
LVL-P	Furnierschichtholz mit parallelen Furnieren (en: laminated veneer lumber with parallel veneers)
MB	Faserplatte, mittel (en: Fibreboard, medium)
MDF	mitteldichte Faserplatte nach dem Trockenverfahren (en: dry process fibreboard)
OSSB	Platte aus langen, schlanken, ausgerichteten Spänen (en: oriented strand board)
PL	Balkenschichtholz (en: parallel laminated timber)
PMPF	Nagelplatte (en: punched metal plate fastener)
PW	Sperrholz (en: plywood)
RPB	kunstharzverklebte Faserplatte (en: resinoid-bonded particle board)
SB	poröse Holzfaserplatte (en: softboard)
SC	Nutzungsklasse (en: service class)
SL	Bauholz für tragende Zwecke (en: structural lumber)
SLS	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (en: serviceability limit state)
ST	nach Festigkeit klassifiziertes tragendes Bauholz mit rechteckigem Querschnitt (en: strength graded structural timber with rectangular cross-section)
STB	spanbasiert (en: strand based)
SWB	massivholzbasiert (en: solid wood based)
SWP-C	mehrlagige Massivholzplatte (en: multi-layered solid wood panel)
SWP-P	einlagige Massivholzplatte (en: single layered solid wood panel)
TTC	Holz-Holz-Verbund (en: timber-timber-composite)
ULS	Grenzzustand der Tragfähigkeit (en: ultimate limit state)
VB	furnierbasiert (en: veneer-based)

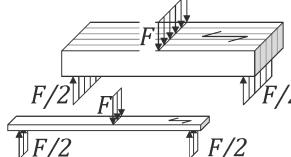
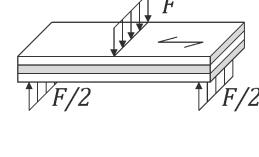
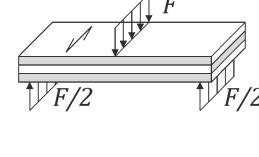
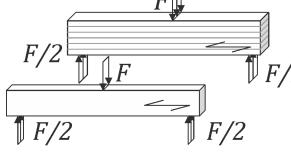
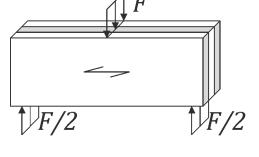
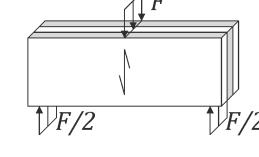
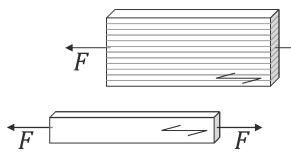
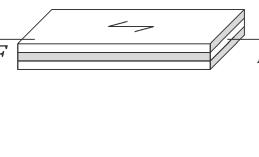
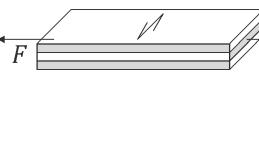
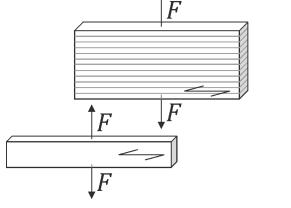
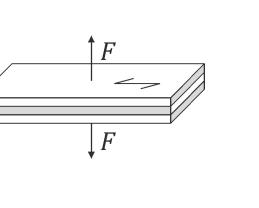
WFB holzfaserbasiert (en: wood-fibre-based)

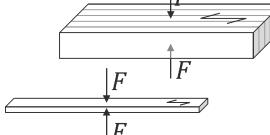
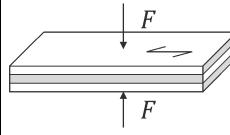
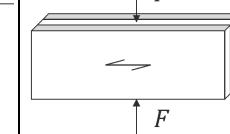
WPB holzpartikelbasiert (en: wood-particle-based)

3.2.3 Bezeichnung von Festigkeiten, Steifigkeiten, Dichten, Kräften, Momenten und Spannungen

(1) Die Bezeichnungen von Spannungen, Steifigkeiten und Dichten können Tabelle 3.1 entnommen werden.

Tabelle 3.1 — Symbole für Festigkeiten, Elastizitätsmodule und Schubmodule^{a b}

Üblicherweise in EN 1995-1-1 verwendete Symbole	Verifizierung des Bruttoquerschnitts z. B. parallel geschichtetes Holz (PL)	Verifizierung des Nettoquerschnitts z. B. Brettsperrholz (CLT)	Verifizierung des Bruttoquerschnitts z. B. furnierbasierte Produkte (VB)	
$f_m, s_{m,flat}^e$		für die betrachtete Richtung		
$f_v, f_r, s_{v,flat}^e$	f_m	f_m	$f_{m,0}$ oder $f_{m,0,flat}^d$ mit $s_{m,flat}^e$	$f_{m,90}$ oder $f_{m,90,flat}^d$
E	E_0	E_0	$E_{m,0}$	$E_{m,90}$
G	G	G und G_r	$G_{r,0}$	$G_{r,90}$
f_m, s^d		für die betrachtete Richtung		
f_v und/oder $f_{tor,node}$	f_m	$f_{m,edge}$	$f_{m,0,edge}$ mit s^d or $f_{p,0}$	$f_{m,90,edge}$ oder $f_{p,90}$
f_v und/oder $f_{tor,node}$	f_v	$f_{v,xy}$ und $f_{tor,node}$	$f_{v,0,edge}$ oder $f_{v,0}$	$f_{v,90,edge}$ oder $f_{v,90}$
E	E_0	E_0	$E_{m,0}$ oder $E_{p,0}$	$E_{m,90}$ oder $E_{p,90}$
G, G_r	G	G_{xy}	G_v oder $G_{v,0}$	G_v oder $G_{v,90}$
$f_{t,0}$		für die betrachtete Richtung		
$E_{t,0}$	$f_{t,0}$	$f_{t,0}$	$f_{t,0}$ mit s^d oder s_t^f	$f_{t,90,edge}$ oder $f_{t,90}$
	$E_{t,0}$	$E_{t,0}$	$E_{t,0}$	$E_{t,90}$
				

Üblicherweise in EN 1995-1-1 verwendete Symbole	Verifizierung des Bruttoquerschnitts	Verifizierung des Nettoquerschnitts	Verifizierung des Bruttoquerschnitts	
	z. B. parallel geschichtetes Holz (PL)	z. B. Brettsperrholz (CLT)	z. B. furnierbasierte Produkte (VB)	
$f_{t,90}$ E_{90}	$f_{t,90}$ E_{90}	$f_{t,90}$ E_{90}	$f_{t,90}$ oder $f_{t,90,flat}^d$ E_{90}	
$f_{c,0}$ $E_{c,0}$	$f_{c,0}$ $E_{c,0}$	$f_{c,0}$ $E_{c,0}$	$f_{c,0}$ $E_{c,0}$	$f_{c,90,edge}^d$ oder $f_{c,90}$ $E_{c,90,edge}^d$ oder $E_{c,90}$
$f_{c,90}$ E_{90}			 	$f_{c,90}$ oder $f_{c,90,flat}$ E_{90} oder $E_{90,flat}$

a Diese Tabelle basiert auf den in den verschiedenen Produktnormen angegebenen Symbolen.
b Wenn in dieser Tabelle alternative Symbole angegeben sind (gekennzeichnet durch „oder“), beziehen sie sich auf verschiedene Produkte oder verschiedene Richtungen. Im Fall von „und“ werden üblicherweise beide Symbole für eine Bemessungssituation benötigt.
c Lageneigenschaften für Brettsperrholz (CLT), sofern zutreffend, beziehen sich auf die Richtungen des Elements x und y. Für die Bemessung in Bezug auf die Lagen wird auf diese Indizes verzichtet (weil nicht erforderlich). Die Eigenschaften beziehen sich auf die Faserrichtung der betrachteten Lage und die Symbole entsprechen EN 338.
d Für Furnierschichtholz (LVL).
e Nur für geklebtes Furnierschichtholz (GLVL).
f Nur für hartholzverklebtes Furnierschichtholz (GLVL).

4 Bemessungsgrundlagen

4.1 Allgemeine Regeln

4.1.1 Wesentliche Anforderungen

(1) Die Bemessung von Holzbauten muss den allgemeinen Regeln nach EN 1990 und den spezifischen Bemessungsvorschriften für Holzbauten in diesem Dokument entsprechen.

ANMERKUNG Die grundlegenden Anforderungen an die Zuverlässigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit nach EN 1990 gelten für Holzbauten als erfüllt, wenn der Grenzzustand der Tragfähigkeit in Verbindung mit dem Teilsicherheitsbeiwertverfahren unter Verwendung von EN 1990 und EN 1991 für Einwirkungen und ihre Kombinationen und EN 1995 für Widerstände und Regeln für die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit angewendet wird.

4.1.2 Robustheit

(1) Die Empfehlungen in EN 1990 hinsichtlich der Robustheit müssen befolgt werden.

ANMERKUNG 1 Indikative Bemessungsverfahren für eine erhöhte Robustheit auf der Grundlage der Versagensfolgeklasse (CC) des Bauwerks sind in EN 1990:2023, Tabelle E.1, angegeben.

ANMERKUNG 2 Anhang A enthält weitere Informationen über die Erhöhung der Robustheit von Holzbauten.

ANMERKUNG 3 Die Bemessung für die Robustheit ist mehr mit der statischen Berechnung, der Redundanz, der angemessenen Wahl der Baustoffe und der Tragwerksplanung als mit komplexen Analysen verbunden.

4.2 Grundsätzliches zur Auslegung mit Grenzzuständen**4.2.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS)**

(1) Grenzzustände der Tragfähigkeit müssen in Übereinstimmung mit EN 1990:2023, 5.3, und EN 1990:2023, 8.3, verifiziert werden.

(2) Die folgenden Grenzzustände der Tragfähigkeit müssen verifiziert werden, sofern zutreffend:

- Versagen von Querschnitten, Kontaktflächen und Bauteilen, siehe Abschnitt 8;
- Versagen von Bauteilen aufgrund von Ermüdung, siehe Abschnitt 10;
- Versagen von Verbindungen, siehe Abschnitt 11;
- Versagen mechanisch verbundener und geklebter mit Stegen verstärkter oder geflanschter Bauteile, siehe Abschnitt 12;
- Versagen ebener Elemente, die der Scheibenwirkung widerstehen, siehe Abschnitt 13;
- Versagen von Holzgründungspfählen, siehe Abschnitt 14.

4.2.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

(1) Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit müssen in Übereinstimmung mit EN 1990:2023, 5.4, und EN 1990:2023, 8.4, verifiziert werden.

(2) Die Verifizierung des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit sollte auf Kriterien im Hinblick auf Folgendes basieren:

- Verformungen, siehe 9.2;
- Schwingungen, siehe 9.3;
- Verformungen in der Ebene von Rahmenwänden, siehe 13.3.3;
- Verformungen in der Ebene von Rahmenböden, siehe 13.4.5.

4.2.3 Tragwerksmodelle

(1) Die Tragwerksmodelle für die verschiedenen Grenzzustände müssen die Anforderungen nach 7.1(2) erfüllen.

4.3 Grundlegende Variablen

4.3.1 Einwirkungen und Umgebungseinflüsse

4.3.1.1 Allgemeines

(1) Für die Bemessung von Holzbauten zu verwendende Einwirkungen müssen den relevanten Teilen von EN 1991 und EN 1998 entnommen und in Übereinstimmung mit EN 1990 kombiniert werden.

(2) In besonderen Fällen dürfen projektspezifische Einwirkungen auf der Grundlage besonderer Bedingungen oder Aktivitäten, die nicht durch die in 4.3.1.1(1) erwähnten Dokumente behandelt werden, zugewiesen werden.

ANMERKUNG 1 Die relevanten Teile von EN 1991 und EN 1998 für die Anwendung bei der Bemessung von Holzbauten umfassen:

- prEN 1991-1-1, *Einwirkungen auf Tragwerke: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke — Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau;*
- prEN 1991-1-3, *Einwirkungen auf Tragwerke: Schneelasten;*
- prEN 1991-1-4, *Einwirkungen auf Tragwerke: Windlasten;*
- prEN 1991-1-5, *Einwirkungen auf Tragwerke: Temperatureinwirkungen;*
- prEN 1991-1-6, *Einwirkungen auf Tragwerke: Einwirkungen während der Bauausführung;*
- prEN 1991-1-7, *Einwirkungen auf Tragwerke: Außergewöhnliche Einwirkungen;*
- prEN 1998-1-1, *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben: Grundlagen und Erdbebeneinwirkung;*
- prEN 1998-1-2, *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben: Hochbauten;*
- prEN 1998-3, *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden.*

ANMERKUNG 2 Ein Eigengewicht von 5 kN/m³, das einen Aufschlag für das zusätzliche Gewicht gemeinsamer Stahlverbindungen umfasst, ist üblicherweise eine konservative Annahme für Massivholzprodukte aus Weichholz.

4.3.1.2 Feuchtegehalt

(1) Die Wirkungen von Änderungen des Feuchtegehalts in Holz müssen berücksichtigt werden. Diese Wirkungen beinhalten:

- Einwirkungen aufgrund eingeschränkter Maßänderungen (innere Spannungen);
- Schrumpfrissbildung.

ANMERKUNG 1 Änderungen des Feuchtegehalts in Holz werden z. B. durch Veränderungen der Umgebungslufttemperatur und/oder der relativen Feuchte oder durch direkten Kontakt mit Wasser oder Materialien, die Feuchte enthalten, verursacht.

ANMERKUNG 2 Bild 4.1 enthält eine schematische Darstellung des Feuchtegehaltsprofils eines Holzquerschnitts bei hohem und niedrigem Feuchtegehalt.

ANMERKUNG 3 Die Wirkung der Schrumpfrissbildung ist implizit in dem Anpassungsfaktor k_v nach 8.1.11.1 enthalten und wird bei der Verifizierung von Schubspannungen angewendet.

(2) Die Wirkungen von Änderungen des Feuchtegehalts im Holz sollten minimiert werden. Vor der Verwendung im Bau sollte Holz auf den geeigneten Feuchtegehalt für die vorgesehenen klimatischen Bedingungen in dem Gebäude während seiner Nutzungsphase konditioniert werden, außer wenn das Holz in der Lage ist, Feuchte ohne schädliche Wirkung auf die Tragfähigkeit oder Steifigkeit des Bauwerks zu desorbieren oder absorbieren.

ANMERKUNG Maßnahmen zur Kontrolle von Änderungen des Feuchtegehalts während des Transports und der Errichtung können prEN 1995-3 entnommen werden.

4.3.1.3 Lastdauerklassen

(1) Einwirkungen müssen einer der Lastdauerklassen nach Tabelle 4.1 für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit zugewiesen werden.

(2) Für eine veränderliche Einwirkung muss die entsprechende Lastdauerklasse auf der Grundlage einer Schätzung der üblichen Dauer der Wirkung der Einwirkung bestimmt werden.

Tabelle 4.1 — Lastdauerklassen und Beispiele für die Zuweisung der Lastdauer

Lastdauerklassen	Größenordnung der kumulierten Dauer der charakteristischen Last	Beispiele für die Beanspruchung (NDP)
Dauerhaft	mehr als 10 Jahre	Eigengewicht, Vorspannung
Langfristig	6 Monate bis 10 Jahre	Lagerung
Mittelfristig	1 Woche bis 6 Monate	Bodennutzlast, Schnee
Kurz	weniger als eine Woche	Schnee, Wind
Momentan	üblicherweise weniger als eine Minute	Wind, Stoß, Erdbebeneinwirkung

ANMERKUNG 1 Die Lastdauerklassen sind durch die Wirkung einer über einen bestimmten Zeitraum während der Bemessungslebensdauer des Bauwerks einwirkenden konstanten Last charakterisiert.

ANMERKUNG 2 Tabelle 4.1 (NDP) enthält Beispiele für Lasten in Lastdauerklassen, sofern der nationale Anhang keine anderen Beispiele enthält.

4.3.1.4 Nutzungsklassen (SC)

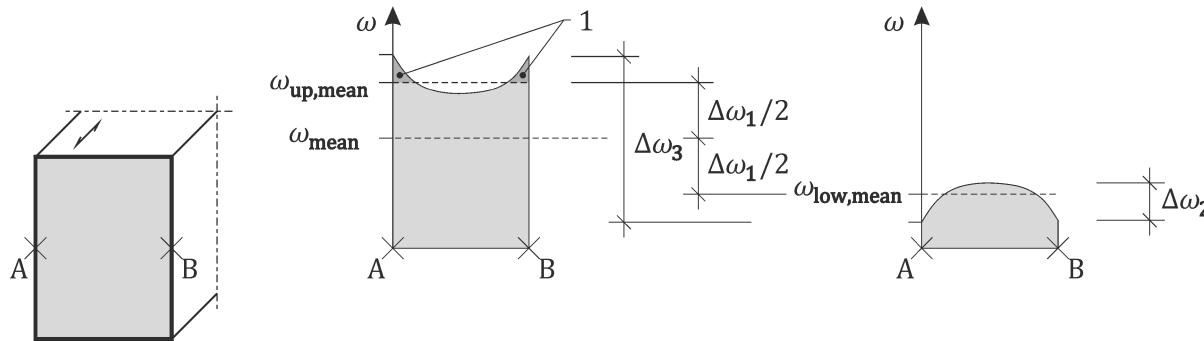
(1) Bauwerke oder, sofern zutreffend, Teile eines Bauwerks oder einzelne Bauteile müssen einer der in Tabelle 4.2 festgelegten Nutzungsklassen zugewiesen werden.

(2) Die oberen Grenzwerte der relativen Feuchte für jede Nutzungsklasse in Tabelle 4.2 sollten für die Zuweisung von Festigkeitswerten und die Berechnung von Verformungen unter definierten Umgebungsbedingungen verwendet werden.

(3) Die mittlere jährliche relative Feuchte über einen Zeitraum von mindestens zehn Jahren darf verwendet werden, um Holzbauteile zu Holzkorrosivitätskategorien für stiftförmige Verbindungsmitte aus Stahl und Verbindungsteile aus Stahl nach 6.3 unter Verwendung der jährlichen mittleren relativen Feuchte für jede Nutzungsklasse nach Tabelle 4.2 und Bild 4.1 zuzuweisen.

Tabelle 4.2 — Nutzungsklassen (SC)

Relative Feuchte der Umgebungsluft bei einer Temperatur von 20 °C	Nutzungsklasse (SC)			
	1	2	3	4
Oberer Grenzwert ^a (entsprechender repräsentativer Feuchtegehalt $\omega_{up,mean}$ von Massivholzprodukten (SWB) ^{c d)}	65 % (12 %)	85 % (20 %)	95 % (24 %)	b (gesättigt)
Jährlicher Mittelwert ^e (entsprechender repräsentativer Feuchtegehalt ω_{mean} von Massivholzprodukten (SWB) ^{c d)}	50 % (10 %)	75 % (16 %)	85 % (20 %)	b (gesättigt)
ANMERKUNG 1 Der Feuchtegehalt eines Bauwerks ist beispielsweise von der Abschnittsgröße des Bauteils, der Art des Gebäudes, der Nutzung des Gebäudes, der Lage des Gebäudes, der Klimasteuerung des Gebäudes sowie dem jahreszeitlichen Außenklima abhängig. Die folgenden sind Beispiele für verschiedenen Nutzungsklassen zugewiesene Bauteile:				
SC 1: Bauteile in isolierten und beheizten Gebäuden;				
SC 2: überdachte Bauteile (d. h. nicht dem Regen ausgesetzt) unter nichtisolierten und unbeheizten Bedingungen;				
SC 3: der Witterung ausgesetzte Bauteile mit begrenzter Trocknungsfähigkeit;				
SC 4: in Boden oder Wasser eingetauchte Bauteile (z. B. Gründungspfähle und maritime Bauten).				
Informationen zur Zuweisung von Bauwerken zu Nutzungsklassen in dieser ANMERKUNG können in dem nationalen Anhang (NDP) bereitgestellt werden.				
ANMERKUNG 2 In SC 1 liegt der allgemein für Weichholz verwendete Gleichgewichtsfeuchtegehalt üblicherweise im Bereich von 7 % bis 10 %. Eine übliche jährliche Schwankung des mittleren Feuchtegehalts ($\Delta\omega_1$ in Bild 4.1) über einen Querschnitt von ungefähr 50 mm Breite beträgt in SC 1 etwa $\pm 2 \%$ und in SC 2 etwa $\pm 3 \%$.				
<p>a Der obere Grenzwert der relativen Feuchte und/oder der obere Grenzwert des mittleren Feuchtegehalts sollten nicht über einen längeren Zeitraum als wenige aufeinander folgende Wochen je Jahr überschritten werden, siehe $\omega_{up,mean}$ in Bild 4.1.</p> <p>b Der Feuchtegehalt der Bauteile in SC 4 (weitestgehend vollständig gesättigt) wird durch das Umgebungselement (z. B. Boden oder Wasser) beeinflusst.</p> <p>c Für Bauholz für tragende Zwecke aus Weichholz mit einer ungefähren Dicke von 50 mm bei einer Temperatur von 20 °C.</p> <p>d Feuchtegehalte gelten möglicherweise nicht für Furnierschichtholz oder Produkte aus Holzwerkstoffplatten.</p> <p>e Der jährliche mittlere relative Feuchtegehalt über einen Zeitraum von zehn Jahren wird verwendet, um Holzbauteile Korrosivitätskategorien für stiftförmige Verbindungsmitte aus Stahl zuzuweisen, siehe ω_{mean} in Bild 4.1.</p>				



a) Querschnitt

b) Feuchtegehalt bei hoher relativer Feuchte

c) Feuchtegehalt bei geringer relativer Feuchte

Legende

$\omega_{\text{up,mean}}$	oberer Grenzwert des mittleren Feuchtegehalts, der verwendet wird, um die Festigkeit und Steifigkeit von Bauteilen und Verbindungen zu berechnen
ω_{mean}	jährlicher mittlerer Feuchtegehalt, der verwendet wird, um Holzbauteile zu Korrosivitätskategorien für stiftförmige Verbindungsmittel aus Stahl zuzuweisen
$\omega_{\text{low,mean}}$	unterer Grenzwert des mittleren Feuchtegehalts
$\Delta\omega_1$	Schwankung des mittleren Feuchtegehalts, der für die Berechnung von Maßänderungen des Querschnitts (im Fall uneingeschränkter Schrumpfung) verwendet werden darf
$\Delta\omega_2$	Feuchtedifferenz, die verwendet werden darf, um Trockenrissbildung in der Zone des Bauteils nahe seiner Oberfläche zu schätzen
$\Delta\omega_3$	Feuchteschwankung an der Oberfläche
1	der obere Grenzwert des mittleren Feuchtegehalts darf für einige wenige Wochen je Jahr überschritten werden

Bild 4.1 — Schematische Darstellung des Feuchtegehaltsprofils eines Holzquerschnitts bei hohem und niedrigem Feuchtegehalt**4.3.2 Material- und Produkteigenschaften**

(1) Eigenschaften von tragenden Bauprodukten für die Bemessung nach diesem Dokument müssen durch charakteristische Werte dargestellt werden, basierend auf:

- diesem Dokument;
- der Europäischen Technischen Produktspezifikation, siehe 3.1.21;
- andere Europäischen oder Nationalen Normen oder Herstellerspezifikationen, die den Bauvorschriften (Vorschriften für Bauarbeiten), die in dem jeweiligen Mitgliedstaat anwendbar sind, entsprechen.

ANMERKUNG Nach EN 1990:2023, 6.2, können charakteristische Werte das 5. Perzentil, (wenn ein geringer Wert der Material- oder Produkteigenschaft ungünstig ist), das 95. Perzentil (wenn ein hoher Wert der Material- oder Produkteigenschaft ungünstig ist) oder der Mittelwert sein (wenn die Verifizierung eines Grenzzustands nicht durch die Variabilität der Materialeigenschaft beeinflusst wird).

(2) Wenn die Dokumente nach 4.3.2(1) keine charakteristischen Werte der Material- oder Produkteigenschaften festlegen, sollten ihre Werte so bestimmt werden, dass der Zielwert der strukturellen Zuverlässigkeit nicht beeinträchtigt wird.

ANMERKUNG Zielwerte der strukturellen Zuverlässigkeit sind in EN 1990:2023, Anhang C, festgelegt und Verfahrensanweisungen für die Ableitung von charakteristischen oder Bemessungswerten sind in EN 1990:2023, Anhang B, enthalten.

4.3.3 Geometrische Eigenschaften

(1) Geometrische Daten für Querschnitte und Systeme dürfen als Nennwerte aus Europäischen Technischen Produktspezifikationen, siehe 3.1.21, oder Ausführungszeichnungen entnommen werden.

ANMERKUNG Geometrische Imperfektionen werden nach 7.3 berücksichtigt.

(2) Geometrische Eigenschaften müssen vor Ort geprüft und es muss sichergestellt werden, dass die geometrischen Imperfektionen in dem Bauwerk kleiner sind als die in der Bemessung verwendeten Imperfektionen (siehe prEN 1995-3).

4.4 Steifigkeitswerte für die statische Berechnung

(1) Sofern nicht die zusätzlichen Anforderungen von 4.4(2), (3) oder (4) anwendbar sind, sollten die inneren Kräfte für die Verifizierung der Grenzzustände der Querschnitte, Bauteile und Verbindungen unter Verwendung der mittleren Steifigkeitswerte E_{mean} , G_{mean} und K_{ULS} bestimmt werden.

(2) Für geometrische linear elastische Tragwerksberechnungen der zweiten Ordnung für Bauwerke aus relativ wenigen Bauteilen sollten die Steifigkeitswerte $E_{0,k}$, $G_{0,k}$ und K_{ULS} verwendet werden.

(3) Für einige unbestimmte Bauwerke mit Sprödbruchmodi sollte eine Empfindlichkeitsanalyse der Verteilung der Innenkräfte in Bezug auf die Variabilität der Steifigkeit durchgeführt werden.

(4) Für Bauwerke, die Materialien mit anderem zeitabhängigem Verhalten beinhalten, sollte eine separate statische Berechnung in Bezug auf Grenzzustände zu Beginn und zum Ende der Nutzungslebensdauer des Bauwerks unter Verwendung des Folgenden durchgeführt werden:

- mittlere Steifigkeitswerte E_{mean} , G_{mean} und K_{ULS} für momentane, kurzzeitige und mittelfristige Beanspruchungskomponenten;
- endgültige mittlere Steifigkeitswerte $E_{\text{mean,fin}}$, $G_{\text{mean,fin}}$ und $K_{\text{ULS,fin}}$ für langfristige und ständige Beanspruchungskomponenten.

(5) Statische Berechnungen in Verbindung mit der Verifizierung von Verformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sollten unter Verwendung der mittleren Steifigkeitswerte E_{mean} , G_{mean} und K_{SLS} durchgeführt werden.

ANMERKUNG In Verifizierungen von Verformungen nach 9.2.3 werden ebenfalls endgültige mittlere Steifigkeitswerte verwendet.

(6) Statische Berechnungen in Verbindung mit der Verifizierung von Schwingungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sollten unter Verwendung der mittleren Steifigkeitswerte E_{mean} , G_{mean} und K_{SLS} durchgeführt werden.

(7) Die endgültigen mittleren Werte des Elastizitätsmoduls $E_{\text{mean,fin}}$, des Schubmoduls $G_{\text{mean,fin}}$ und des Verschiebungsmoduls $K_{\text{SLS,fin}}$ für Verifizierungen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit sollten wie folgt bestimmt werden:

$$E_{\text{mean,fin}} = \frac{E_{\text{mean}}}{1 + k_{\text{def}}} \quad (4.1)$$

$$G_{\text{mean,fin}} = \frac{G_{\text{mean}}}{1 + k_{\text{def}}} \quad (4.2)$$

$$K_{\text{SLS,fin}} = \frac{K_{\text{SLS}}}{1 + k_{\text{def}}} \quad (4.3)$$

Dabei ist

- E_{mean} der mittlere Elastizitätsmodul;
- k_{def} der Faktor für die Bewertung der Kriechverformung unter Berücksichtigung der relevanten Nutzungsklasse;
- G_{mean} der mittlere Schubmodul;
- K_{SLS} der mittlere Verschiebungsmodul einer Verbindung für statische Berechnungen in Verbindung mit SLS-Verifizierungen, siehe 11.3.7.

ANMERKUNG Endgültige Mittelwerte der Steifigkeitseigenschaften sind nominell und keine physischen Werte und werden beispielsweise verwendet, um Verformungen aufgrund des quasi-ständigen Teils der Kombination von Einwirkungen in Bauwerken, die aus Materialien mit unterschiedlichem zeitabhängigem Verhalten bestehen, zu berechnen (siehe 9.2.3(2)).

(8) Der mittlere Verschiebungsmodul einer Verbindung für statische Berechnungen in Bezug auf Verifizierungen des Grenzzustands der Tragfähigkeit K_{ULS} sollte wie folgt bestimmt werden:

$$K_{\text{ULS}} = \frac{K_{\text{SLS}}}{1,5} \quad (4.4)$$

Dabei ist

- K_{SLS} der mittlere Verschiebungsmodul einer Verbindung für statische Berechnungen in Bezug auf SLS-Verifizierungen, siehe 11.3.7.

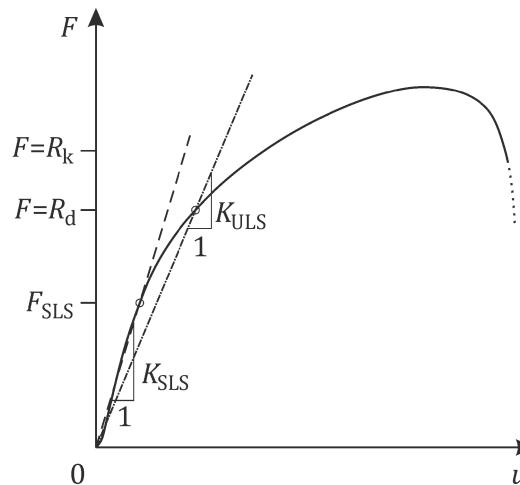
ANMERKUNG Bild 4.2 enthält eine schematische Darstellung der Lastverformungskurve einer Verbindung mit seitlich belasteten stiftförmigen Verbindungsmitteln aus Stahl. Bild 4.2 zeigt nicht die Anfangsverschiebung, die bei Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln auftreten kann. Für nichtlineare Berechnungen siehe die Lastverformungsbeziehungen dissipativer Komponenten nach prEN 1998-1-2:2023, Anhang H.

(9) Der endgültige mittlere Verschiebungsmodul einer Verbindung für die statische Berechnung in Bezug auf Verifizierungen des Grenzzustands der Tragfähigkeit $K_{\text{ULS,fin}}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$K_{\text{ULS,fin}} = \frac{K_{\text{SLS,fin}}}{1,5} \quad (4.5)$$

Dabei ist

- $K_{\text{SLS,fin}}$ der endgültige mittlere Verschiebungsmodul einer Verbindung für statische Berechnungen in Bezug auf SLS-Verifizierungen.

**Legende**

F	Last
u	Verformung
R_k	charakteristischer Widerstand (Tragfähigkeit)
R_d	Bemessungswiderstand (Tragfähigkeit)
K_{SLS}	mittlerer Verschiebungsmodul für SLS-Verifizierungen
K_{ULT}	mittlerer Verschiebungsmodul für ULS-Verifizierungen
1	maximale Last im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Bild 4.2 — Schematische Darstellung der Lastverformungskurve einer Verbindung**4.5 Verifizierung durch das Teilsicherheitsbeiwertverfahren****4.5.1 Bemessungswert der Materialfestigkeit**

(1) Die Bemessungsfestigkeitseigenschaft f_d (Spannungstragfähigkeitseigenschaft) muss wie folgt bestimmt werden:

$$f_d = k_{\text{mod}} \prod k_i \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (4.6)$$

Dabei ist

- k_{mod} der Änderungsfaktor zur Berücksichtigung der Wirkung der Lastdauer und des Feuchtegehalts, siehe 5.1.5;
- $\prod k_i$ das Produkt der anzuwendenden Änderungsfaktoren zusätzlich zu k_{mod} ;
- f_k die charakteristische Festigkeitseigenschaft des Materials;
- γ_M der Teilsicherheitsbeiwert für die Materialeigenschaft.

ANMERKUNG 1 Werte der Teilsicherheitsbeiwerte für Materialeigenschaften γ_M sind in Tabelle 4.3, Tabelle 4.4 und Tabelle 4.5 (NDP) enthalten, sofern der nationale Anhang keine anderen Werte angibt.

ANMERKUNG 2 Zusätzliche anzuwendende Änderungsfaktoren k_i beinhalten z. B. $k_{c,90}$, k_v , k_h und k_{sys} .

ANMERKUNG 3 Einige der Änderungsfaktoren (z. B. k_{sys} oder $k_{c,90}$) können mit spezifischen Bemessungssituationen verbunden sein und sind daher nicht systematisch auf die charakteristische Festigkeit, sondern vielmehr auf den Bemessungswert der Festigkeitseigenschaft anwendbar.

4.5.2 Bemessungswert des Widerstands(1) Der Bemessungswiderstand R_d (Tragfähigkeit) muss wie folgt bestimmt werden:

$$R_d = k_{\text{mod}} \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (4.7)$$

Dabei ist

- k_{mod} der Änderungsfaktor zur Berücksichtigung der Wirkung der Lastdauer und des Feuchtegehalts, siehe 5.1.5;
- R_k der charakteristische Widerstand (Tragfähigkeit);
- γ_R der Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand.

ANMERKUNG Werte der Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände γ_R sind in Tabelle 4.3, Tabelle 4.4 und Tabelle 4.5 (NDP) enthalten, sofern der nationale Anhang keine anderen Werte angibt.

Tabelle 4.3 (NDP) — Teilsicherheitsbeiwert γ_M für Materialien in grundlegenden Bemessungssituationen

Gruppen und Teilgruppen		Produkt	Abkürzung	Teilsicherheitsbeiwert	
Massivholzbasiert (SWB)	Bauholz (SL)	Nach Festigkeit klassifiziertes tragendes Bauholz mit rechteckigem Querschnitt	ST	$\gamma_M = 1,3$	
		Tragendes Bauteil mit Keilzinkenverbindung	FST		
	Holz mit paralleler Lamelle (PL)	Geklebtes Brettschichtholz	GST	$\gamma_M = 1,25$	
		Brettschichtholz	GL		
		Verbundbauteil aus Brettschichtholz	BGL		
		Einlagige Massivholzplatte	SWP-P		
	Querlagenholz (CL)	Brettsperrholz	CLT	$\gamma_M = 1,25$	
		Mehrlagige Massivholzplatte	SWP-C		
Furnierbasiert (VB)	Furnierschichtholz (LVL)	LVL mit parallelem Furnier	LVL-P	$\gamma_M = 1,2$	
		LVL mit Absperrfurnier	LVL-C		
	Geklebtes Furnierschichtholz (GLVL)	GLVL mit parallelem Furnier	GLVL-P		
		GLVL mit Absperrfurnier	GLVL-C		
	PLY	Sperrholz	PW		
		Kunstharzpressholz	DLW		
Spanbasiert (STB)		Platte aus langen, schlanken, ausgerichteten Spänen	OSB	$\gamma_M = 1,2$	
Holzfaserbasiert (WFB)		Faserplatte, hart	HB	$\gamma_M = 1,3$	
		Faserplatte, mittel	MB		
		Poröse Holzfaserplatte	SB		
		Faserplatte nach dem Trockenverfahren	MDF		
Holzpartikelbasiert (WPB)		Kunstharzverklebte Faserplatte	RPB	$\gamma_M = 1,3$	
		Zementgebundene Spanplatte	CPB		
Gipsbasiert (GYB)		Gipsplatten	GPB	$\gamma_M = 1,3$	
		Gipsfaserplatten	GFB		
ANMERKUNG Der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M,\text{fat}}$ entspricht γ_M für persistente und transiente Bemessungssituationen, sofern der nationale Anhang keine anderen Werte angibt.					

Tabelle 4.4 (NDP) — Teilsicherheitsbeiwerte γ_M und γ_R für Verbindungen in grundlegenden Bemessungssituationen

Verbindungsart	Teilsicherheitsbeiwert
Verbindung mit stiftförmigen Verbindungsmitteln und Verbindungsteilen	$\gamma_R = 1,3$
Versagen der Klebefuge	$\gamma_M = 1,3$
Bemessungswiderstand von Stahl auf der Grundlage einer (semi-) empirischen Analyse mit einer duktilen Versagensart	$\gamma_{M1} = 1,1$
Bemessungswiderstand von Stahl von Querschnitten unter Bruchspannung	$\gamma_{M2} = 1,25$
ANMERKUNG 1 Der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{R/M,fat}$ entspricht $\gamma_{R/Mi}$ für persistente und transiente Bemessungssituationen, sofern der nationale Anhang keine anderen Werte angibt.	
ANMERKUNG 2 Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für Verbindungen mit gestanzten Nagelplatten aus Metall sind in Anhang H, H.3, angegeben.	
ANMERKUNG 3 Anhang L, Tabelle L.2, enthält Teilsicherheitsbeiwerte für die Vorspannung von Stahlelementen.	

Tabelle 4.5 (NDP) — Teilsicherheitsbeiwerte γ_M und γ_R für außergewöhnliche Bemessungssituationen

Material- oder Verbindungsart	Teilsicherheitsbeiwert
Alle Materialien und Verbindungsteile	$\gamma_M = \gamma_R = 1,0$

5 Materialien

5.1 Allgemeines

5.1.1 Übersicht der Produkte für tragende Bauteile

(1) Tabelle 5.1 fasst Produkte und Materialien zusammen, die für die Bemessung entsprechend diesem Dokument verwendet werden dürfen.

Tabelle 5.1 — Produkte und Materialien

Nr.	Gruppen und Teilgruppen	Produkt	EN	EAD ^a
1	Massivholzbasiert (SWB) ^c	Festigkeitssortiertes tragendes Bauholz mit rechteckigem Querschnitt (ST) ^{b c}	EN 14081-1	—
2		Tragende Keilzinkenverbindung (FST) ^{c d}	EN 15497	—
3		Geklebtes Massivholz (GST) ^{c d}	EN 14080	—
4		Brettschichtholz (GL) ^{c d}	EN 14080	EAD 130320-00-0304
5		Verbundbauteil aus Brettschichtholz (BGL) ^{c d}	EN 14080	—
6		Einlagige Massivholzplatte (SWP-P) ^{c e}	EN 13986 in Verbindung mit EN 13353	—

Nr.	Gruppen und Teilgruppen	Produkt	EN	EAD ^a
7	Furnierbasiert (VB) ^c	Brettsperrholz (CLT) ^{c d}	—	EAD 130005-00-0304
8		Mehrlagige Massivholzplatte (SWP-C) ^{c e}	EN 13986 in Verbindung mit EN 13353	—
9		LVL mit parallelem Furnier (LVL-P) ^{c e}	EN 14374	—
10		LVL mit Absperrfurnier (LVL-C) ^{c e}	EN 14374	—
11		GLVL mit parallelem Furnier (GLVL-P) ^{c d}	—	EAD 130337-00-0304 EAD 130010-01-0304
12		GLVL mit Absperrfurnier (GLVL-C) ^{c d}	—	EAD 130010-01-0304 EAD 130337-00-0304
13		Sperrholz (PW) ^{c e}	EN 13986 in Verbindung mit EN 636	—
14		Nicht imprägniertes Kunstharzpressholz (DLW) ^{c e}	EN 61061-3-1	—
15		Platte aus langen, schlanken, ausgerichteten Spänen (OSB) ^{c e}	EN 13986 in Verbindung mit EN 300	EAD 140015-00-0304
17	Holzfaserbasiert (WFB) ^{c e}	Faserplatte, hart (HB) ^{c e}	EN 13986 in Verbindung mit EN 622-2	—
18		Faserplatte, mittel (MB) ^{c e}	EN 13986 in Verbindung mit EN 622-3	—
19		Poröse Platte (SB) ^{c e}	EN 13986 in Verbindung mit EN 622-4	—
20		Faserplatte nach dem Trockenverfahren (MDF) ^{c e}	EN 13986 in Verbindung mit EN 622-5	—
21	Holzpartikel basiert (WPB) ^e	Kunstharzverklebte Faserplatte (RPB) ^{c e}	EN 13986 in Verbindung mit EN 312	—
22		Zementgebundene Spanplatte (CPB) ^e	EN 13986 in Verbindung mit EN 634-2	—
23	Gips-basiert (GYB)	Gipsplatten (GPB)	EN 520	—
24		Gipsfaserplatten (GFB)	EN 15283-2	—
25	Holz-Holz-Verbundwerkstoff (TTC)	Verbundholzbasierte Balken und Säulen	—	EAD 130367-00-0304

^a Die Spalte hat den Status einer informativen ANMERKUNG und ist nicht erschöpfend.^b Kreisrunde Querschnitte in statischen Anwendungen werden aktuell nicht durch eine Europäische Technische Produktspezifikation behandelt.^c Holz zugewiesen^d holzbasierten Produkten zugewiesen^e Holzwerkstoffplatten zugewiesen

5.1.2 Übersicht der Befestigungselemente und Verbindungsteile

(1) Tabelle 5.2 enthält Befestigungselemente und Verbindungsteile, die für die Bemessung nach diesem Dokument verwendet werden dürfen.

Tabelle 5.2 — Befestigungselemente und Verbindungsteile

Nr.	Gruppe	Teilgruppe	Produkt	EN	EAD ^a
1	Stiftförmige Verbindungsmitte	Nägel	Glattschaftnagel	EN 14592	—
2			Rillenschaftnagel		EAD 130287-00-0603
3		Heftklammer	Heftklammer		EAD 130019-00-0603
4		Dübel, Schraube mit Mutter	Dübel, Schraube mit Mutter		—
5			Ankerschraube		—
6		Schraube	Selbstbohrende und selbstschneidende Schraube		EAD 130118-01-0603
7			Gewindestange		EAD 130033-00-0603
8		Gewindestange	Stange mit Holzschraubengewinde		EAD 130118-01-0603
9			Stange mit metrischem Gewinde	EN ISO 898-1, EN ISO 3506-1	—
10	Expandierte Rohrbefestigungselemente	—	Rohre aus unlegiertem Stahl	EN 10255:2004+A1:2007, Tabelle 2 – M (mittlere Serie)	—
11	Schubverbinder	Einseitiger Schubverbinder	Schubplattenverbinder, Scheibendübel mit Zähnen	EN 14545	—
12		Doppelseitiger Schubverbinder	Schubplattenverbinder, Ringdübel, Scheibendübel mit Zähnen		—
13	Gestanzte Nagelplatten aus Metall	—	Gestanzte Nagelplatten aus Metall	EN 14545	—
14	Verbinderplatten	—	Lochblech, Zugband, L-Zugband, T-Zugband	EN 14545	—
15	Metallische 3D-Verbindungs-teile	—	Drehgurt, Winkelauflager, Balkenauflager, Niederhalteeinrichtung	—	EAD 130186-00-0603

^a Die Spalte hat den Status einer informativen ANMERKUNG und ist nicht erschöpfend.

5.1.3 Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften

(1) Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften müssen den Europäischen Technischen Produktspezifikationen entsprechen.

ANMERKUNG Tabelle 5.1 und Tabelle 5.2 enthalten informative Listen der Europäischen Technischen Produktspezifikationen.

(2) Der in Anhang M enthaltene Mindestsatz an Eigenschaften ist erforderlich, um die Bemessung entsprechend diesem Dokument zu ermöglichen.

5.1.4 Spannungs-Dehnungs- und Kraft-Verschiebungs-Beziehungen

(1) Die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften von Bauholz für tragende Zwecke sollten auf der linearen Beziehung zwischen Spannung und Dehnung basieren.

ANMERKUNG 1 Charakteristische Werte von Bauholz für tragende Zwecke werden üblicherweise auf der Grundlage der Annahme einer linearen Beziehung zwischen Spannung und Dehnung bestimmt.

ANMERKUNG 2 Nichtlineares Materialverhalten von Bauholz für tragende Zwecke wird in einigen Bemessungssituationen berücksichtigt, die in diesem Dokument betrachtet werden (z. B. Druck parallel und senkrecht zur Faser).

5.1.5 Festigkeitsänderungsfaktoren für Nutzungsklassen und Lastdauerklassen

(1) Der Bemessungswert der Festigkeitseigenschaften und Widerstände von Verbindungen sollte unter Verwendung der Werte des Änderungsfaktors k_{mod} in Tabelle 5.3 bestimmt werden.

(2) Wenn eine Lastkombination Einwirkungen beinhaltet, die verschiedenen Lastdauerklassen angehören, sollte der bestimmte Wert k_{mod} der Einwirkung mit der kürzesten Dauer entsprechen.

BEISPIEL Für eine Kombination aus ständiger und kurzzeitiger Last entspricht der Wert k_{mod} der kurzzeitigen Last.

(3) Wenn eine Verbindung mit mechanischen Befestigungselementen aus zwei in Tabelle 5.3 aufgeführten Materialien mit unterschiedlichem zeitabhängigem Verhalten besteht, sollte die Bemessungstragkraft unter Verwendung des Änderungsfaktors k_{mod} , der die Wirkung der Lastdauer und des Feuchtegehalts berücksichtigt, wie folgt berechnet werden:

$$k_{\text{mod}} = \sqrt{k_{\text{mod},1} k_{\text{mod},2}} \quad (5.1)$$

Dabei ist

$k_{\text{mod},i}$ der Änderungsfaktor für die beiden holzbasierten Materialien.

Tabelle 5.3 — Werte von k_{mod}

Material	Nutzungs-klasse	Lastdauer der Einwirkung				
		Dauerhaft	Ständig	Mittel-fristig	Kurzfristig	Momentan
Festigkeitssortiertes tragendes Bauholz mit rechteckigem Querschnitt (ST), Holz mit Keilzinkenverbindung (FST), Balkenschichtholz (GST), Brettschichtholz (GL), Verbundbauteil aus Brettschichtholz (BGL), Brettsperrholz (CLT), Massivholzplatten (SWP-P, SWP-C), Furnierschichtholz (LVL), geklebtes Furnierschichtholz (GLVL), Sperrholz (PW) ^a , Kunstharzpressholz (DLW)	1 und 2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Festigkeitssortiertes tragendes Bauholz mit rechteckigem Querschnitt (ST), Brettschichtholz (GL), Furnierschichtholz (LVL), Sperrholz (PW) ^a	3	0,55	0,60	0,70	0,80	1,00
Festigkeitssortiertes tragendes Bauholz mit rechteckigem Querschnitt (ST)	4	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Platte aus langen, schlanken, ausgerichteten Spänen (OSB)	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85
	OSB/3, OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90
		2	0,30	0,40	0,55	0,70
Faserplatte, hart (HB)	HB.LA, HB.HLA 1 oder 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85
	HB.HLA 1 oder 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60
Faserplatte, mittel (MB)	MBH.LA 1 oder 2, MBH.HLS 1 oder 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80
	MBH.HLS 1 oder 2	2	—	—	—	0,45
Faserplatte (MDF)	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80
	MDF.HLS	2	—	—	—	0,45
Poröse Platte (SB)	SB.LS oder SB.HLS	1	—	—	—	0,65
	SB.HLS	2	—	—	—	0,40
Zementgebundene Spanplatte (CPB)		1	0,30	0,45	0,65	0,85
		2	0,20	0,30	0,45	0,60
Kunstharzverklebte Faserplatte (RPB)	Typ 4, Typ 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85
	Typ 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60
	Typ 6, Typ 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90
	Typ 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70
Gipsplatte (GPB), Gipsfaserplatte (GFB)		1	0,20	0,40	0,60	0,80
		2	0,15	0,30	0,45	0,60
Verbindungen mit eingeklebten Stäben		1	0,60	0,70	0,80	0,90
		2	0,50	0,55	0,65	0,70

^a Nur PW nach EN 636:2012+A1:2015, 3.1 in SC 1; PW nur nach EN 636:2012+A1:2015, 3.2 in SC 1 und SC 2.

5.1.6 Verformungsänderungsfaktor für Nutzungsklassen

(1) Verformungen aus ständigen und quasi-ständigen Einwirkungen für einzelne Elemente sollten anhand der Werte der Modifikationsfaktoren für Verformungen k_{def} in Tabelle 5.4 berechnet werden.

(2) Bei der Berechnung der Verformung einzelner Elemente sollten die Werte in Tabelle 5.4 angewendet werden.

(3) Für mechanische Verbindungen, die aus Bauteilen mit unterschiedlichem zeitabhängigem Verhalten bestehen, sollte die Berechnung der endgültigen Verformung mit dem Modifikationsfaktor für Verformungen k_{def} wie folgt durchgeführt werden:

$$k_{\text{def}} = 2 \sqrt{k_{\text{def},1} k_{\text{def},2}} \quad (5.2)$$

Dabei sind

$k_{\text{def},i}$ die Modifikationsfaktoren für Verformungen für die beiden holzbasierten Materialien.

Tabelle 5.4 — Werte für k_{def}

Material	Art des Materials oder der Beanspruchung	Nutzungsklasse		
		1	2	3
Bauholz für tragende Zwecke (ST) ^a		0,60	0,80	2,00 ^b
Bauholz für tragende Zwecke mit Keilzinkenverbindung (FST)		0,60	0,80	–
Brettschichtholz (GL und BGL)		0,60	0,80	2,00
Geklebtes Bauholz für tragende Zwecke (GST)		0,60	0,80	–
Massivholzplatte (SWP-P)		0,60	0,80	–
Brettsperrholz (CLT)		0,80	1,00	–
Massivholzplatte (SWP-C)		0,80	1,00	–
Furnierschichtholz mit parallelem Furnier (LVL-P)		0,60	0,80	2,00
Geklebtes Furnierschichtholz mit parallelem Furnier (GLVL-P)		0,60	0,80	–
Furnierschichtholz mit Absperrfurnier (LVL-C)	außer bei Exposition gegenüber flachem Biegen oder flachem Schub	0,60	0,80	2,00
	Exposition gegenüber flachem Biegen oder flachem Schub	0,80	1,00	2,50
Geklebtes Furnierschichtholz mit Absperrfurnier (GLVL-C)	außer bei Exposition gegenüber flachem Biegen oder flachem Schub	0,60	0,80	–
	Exposition gegenüber flachem Biegen oder flachem Schub	0,80	1,00	–
Sperrholz (PW)		0,80	1,00	2,50
Kunstharzpressholz (DLW)		0,80	1,00	–
Platte aus langen, schlanken, ausgerichteten Spänen (OSB)	OSB/2	2,25	–	–
	OSB/3, OSB/4	1,50	2,25	–
kunstharzgebundene Spanplatte (RPB)	Typ 4	2,25	–	–
	Typ 5	2,25	3,00	–
	Typ 6	1,50	–	–

Material	Art des Materials oder der Beanspruchung	Nutzungsklasse		
		1	2	3
	Typ 7	1,50	2,25	-
Faserplatte, hart (HB)	HB.LA	2,25	-	-
	HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	-
Faserplatte, mittel (MB)	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-	-
	MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	-
Faserplatte nach dem Trockenverfahren (MDF)	MDF.LA	2,25	-	-
	MDF.HLS	2,25	3,00	-
Zementgebundene Spanplatte (CPB)		2,25	3,00	-
Gipsfaserplatte (GFB)		3,00	4,00	-
Gipsplatte (GPB)		3,00	4,00	-

a Für Holzbauteile für tragende Zwecke, die mit oder nahe ihrem Fasersättigungspunkt installiert werden und wahrscheinlich unter Last austrocknen, sollten die Werte von k_{def} um 1,0 erhöht werden.
 b Gilt auch für SC 4.
 c PW nach EN 636:2012+A1:2015, 3.1 nur in SC 1; PW nach EN 636:2012+A1:2015, 3.2 nur in SC 1 und SC 2.

5.1.7 Schrumpf- und Schwellwerte

(1) Maßänderungen von Holz für tragende Zwecke (SL) und Holz mit paralleler Lamelle (PL) unter freien Schrumpfungs- oder Schwellungsbedingungen dürfen unter Verwendung der Werte in Tabelle 5.5 je 1 % Änderung des mittleren Feuchtegehalts berechnet werden, wenn dieser unter dem Fasersättigungspunkt liegt.

(2) Maßänderungen anderer holzbasierter Produkte (CLT, SWP-C, LVL, GLVL, PW, OSB, RPB, HB, MB, CPB) unter freien Schrumpfungs- und Schwellungsbedingungen dürfen unter Verwendung der Werte in Tabelle 5.6 je 1 % Veränderung des mittleren Feuchtegehalts berechnet werden.

ANMERKUNG Gehemmte Maßänderungen aufgrund von Schwankungen des Feuchtegehalts (Schwinden oder Schwellen) führen zu inneren Spannungen, selbst wenn die Dehnungen sehr gering sind, siehe 4.3.1.2.

Tabelle 5.5 — Werte für das freie Schwinden und Quellen für Holz für tragende Zwecke (SL) und parallel geschichtetes Holz (PL)

Material	Schrumpfungs-/Schwellungswert in % für eine mittlere Differenz des Materialfeuchtegehalts von 1 %	
	Senkrecht zur Faser ^a	Parallel zur Faser
Holz für tragende Zwecke (SL) und parallel geschichtetes Holz (PL) aus Weichholz	0,25	0,01
Holz für tragende Zwecke (SL) und parallel geschichtetes Holz (PL) aus Hartholz	0,28 bis 0,45	0,01

a Vereinfachter Wert, gemittelt aus höheren Schrumpfungs-/Schwellungswerten für die tangentiale Richtung und niedrigerem Wert für die radiale Richtung.

Tabelle 5.6 — Werte für freie Schrumpfung und Schwellung für holzbasierte Produkte (CLT, SWP-C, LVL, GLVL, PW, OSB, RPB, HB, MB, CPB)

Material	Schrumpfungs-/Schwellungswert in % für eine mittlere Differenz des Materialfeuchtegehalts von 1 %	
	Senkrecht zur Plattenebene	In der Plattenebene
Brettsperrholz (CLT) und Massivholzplatte (SWP-C)	0,24	0,02 – 0,04 ^a
Furnierschichtholz ohne Absperrfurnier (LVL-P), geklebtes Furnierschichtholz ohne Absperrfurnier (GLVL-P)		
— parallel zur Faser	0,32; (0,45 ^b)	0,01
— senkrecht zur Faser (parallel zu den Seiten)		0,32; (0,40 ^b)
Furnierschichtholz mit Absperrfurnier (LVL-C), geklebtes Furnierschichtholz mit Absperrfurnier (GLVL-C)		
— parallel zur Faser des Deckfurniers	0,32; (0,45 ^b)	0,01
— senkrecht zur Faser des Deckfurniers (parallel zu den Seiten)		0,03
Sperrholz (PW)	0,32	0,02
Platte aus langen, schlanken, ausgerichteten Spänen (OSB)		
— Typen OSB/2 und OSB/3	0,70	0,03
— Typ OSB/4	0,50	0,015
kunstharzgebundene Spanplatte(RPB), Faserplatte (HB + MB)	0,70	0,035
Zementgebundene Spanplatte (CPB)	0,05	0,03

^a Die Schwellungs- und Schrumpfungswerte in der Ebene hängen von dem Aufbau ab. Für einen üblichen Aufbau beziehen sich der niedrigere Wert auf die x-Richtung und der höhere Wert auf die y-Richtung.

^b Furnierschichtholz (LVL) oder geklebtes Furnierschichtholz (GLVL) aus Rotbuchenholz.

5.2 Nach Festigkeit bewertetes Bauholz für tragende Zwecke (ST) mit rechteckigem Querschnitt und Bauholz für tragende Zwecke mit Keilzinkenverbindung (FST)

(1) Die Wirkung der Größe des Bauteils oder des gespannten Volumens auf die Festigkeit muss berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Die Wirkung der Größe des Bauteils oder des gespannten Volumens wird in den Verifizierungen der Zugfestigkeit senkrecht zur Faser, siehe 8.3, der Zugfestigkeit parallel zur Faser, siehe 5.2(3), und der Biegefestsigkeit, siehe 5.2(3), sowie der Schubfestigkeit, siehe 5.2(4), berücksichtigt.

(2) Für ST- oder FST-Bauteile muss die Referenztiefe in Biegung oder die Breite (maximales Querschnittsmaß) unter Spannung 150 mm betragen.

(3) Für ST- oder FST-Bauteile mit einer charakteristischen Holzdichte $\rho_k \leq 700 \text{ kg/m}^3$ und Tiefe unter Biegung oder Breite unter Spannung von weniger als 150 mm dürfen die charakteristischen Werte für $f_{m,k}$ und $f_{t,0,k}$ um den Tiefenänderungsfaktor k_h wie folgt erhöht werden:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2}; 1,3 \right\} \quad (5.3)$$

Dabei ist

h die Tiefe für Biegungs-Bauteile oder Breite für Spannungsbauteile in mm.

(4) Die Wirkung der Größe auf die Scherfestigkeit ist ausdrücklich in dem Tiefenänderungsfaktor für die Schubfestigkeit k_v nach 8.1.11.1(3) enthalten. Für die Berechnung von k_v sollte der Tiefenänderungsfaktor $k_{h,v}$ wie folgt bestimmt werden:

$$k_{h,v} = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2}; 1,3 \right\} \geq 1,0 \quad (5.4)$$

Dabei ist

h die Tiefe des Bauteils in mm.

ANMERKUNG Bei einer Biegung über zwei Achsen können verschiedene Querschnittsmaße in y - und z -Richtung zu unterschiedlichen Werten von $k_{h,v}$ führen.

(5) Für ST- oder FST-Bauteile unter SC 1-Bedingungen darf die charakteristische Druckfestigkeit parallel zur Faser $f_{c,0,k}$ nach EN 14081-1 oder EN 15497 um 1,2 erhöht werden.

(6) Für das charakteristische Schubmodul des 5. Perzentils, $G_{0,k}$, sollte der Wert wie folgt bestimmt werden, sofern nicht anders angegeben:

$$G_{0,k} = k_{Gk} G_{mean} \quad (5.5)$$

mit

$$k_{Gk} = \begin{cases} 0,67 & \text{for softwoods} \\ 0,83 & \text{for hardwoods} \end{cases} \quad (5.6)$$

Dabei ist

k_{Gk} der Anpassungsfaktor für den Schubmodul.

5.3 Balkenschichtholz (GST)

(1) Die Wirkung der Größe des Bauteils oder des gespannten Volumens auf die Festigkeit muss berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Die Wirkung der Größe des Bauteils oder des gespannten Volumens wird in der Verifizierung der Zugfestigkeit senkrecht zur Faser, siehe 8.3, der Zugfestigkeit parallel zur Faser, siehe 5.3(2), der Biegefesteitigkeit, siehe 5.3(2), und der Schubfestigkeit, siehe 5.3(3), berücksichtigt.

(2) Für Tiefen unter Biegung oder Breiten (maximales Querschnittsmaß) unter Spannung von GST von weniger als 150 mm dürfen die charakteristischen Werte für $f_{m,k}$ und $f_{t,0,k}$ um den Tiefenänderungsfaktor k_h wie folgt erhöht werden:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2}; 1,3 \right\} \quad (5.7)$$

Dabei ist

h die Tiefe für Bauteile unter Biegung oder Breite für Bauteile unter Spannung in mm.

(3) Die Wirkung der Größe auf die Schubfestigkeit ist ausdrücklich in dem Anpassungsfaktor für die Schubfestigkeit k_v nach 8.1.11.1(3) enthalten. Für die Berechnung von k_v sollte der Tiefenänderungsfaktor $k_{h,v}$ wie folgt bestimmt werden:

$$k_{h,v} = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2}; 1,3 \right\} \geq 1,0 \quad (5.8)$$

Dabei ist

h die Tiefe des Bauteils in mm.

ANMERKUNG In der Biegung über zwei Achsen können verschiedene Querschnittsmaße in y - und z -Richtung zu verschiedenen Werten von $k_{h,v}$ führen.

(4) Für GST-Bauteile unter SC 1-Bedingungen darf die charakteristische Druckfestigkeit parallel zur Faser $f_{c,0,k}$ nach EN 14080 um 1,2 erhöht werden.

5.4 Brettschichtholz (GL)

(1) Die Wirkung der Größe des Bauteils oder des gespannten Volumens muss berücksichtigt werden.

ANMERKUNG 1 Die Wirkung der Größe des Bauteils oder des gespannten Volumens wird in den Verifizierungen der Zugfestigkeit senkrecht zur Faser, siehe 8.3, der Biegefestigkeit, siehe 5.4(3), und der Schubfestigkeit, siehe 5.4(4), berücksichtigt.

ANMERKUNG 2 In Übereinstimmung mit EN 14080:2013, 5.1.3, kann das Produkt $E_{0,g,k} \cdot G_{g,k}$ um einen Faktor $k = 1,40$ für Brettschichtholz-Bauteile aus mindesten 10 Lamellen erhöht werden.

(2) Für Brettschichtholz muss die Referenztiefe in Biegung 600 mm betragen.

(3) Für GL-Bauteile, die Biegung ausgesetzt sind, sollte die charakteristische Biegefestigkeit $f_{m,k}$ wie folgt mit dem Tiefenänderungsfaktor k_h multipliziert werden:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,08}; 1,1 \right\} \quad (5.9)$$

Dabei ist

h die Tiefe der biegenden Bauteile in mm.

(4) Die Wirkung der Größe auf die Schubfestigkeit ist ausdrücklich in dem Anpassungsfaktor für die Schubfestigkeit k_v nach 8.1.11.1(3) enthalten. Für die Berechnung von k_v sollte der Tiefenänderungsfaktor $k_{h,v}$ wie folgt bestimmt werden:

$$k_{h,v} = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1}; 1,1 \right\} \geq 0,9 \quad (5.10)$$

Dabei ist

h die Tiefe des Bauteils in mm.

ANMERKUNG In der Biegung über zwei Achsen können verschiedene Querschnittsmaße in y - und z -Richtung zu verschiedenen Werten von $k_{h,v}$ führen.

(5) Für GL-Bauteile in SC 1-Bedingungen darf die charakteristische Druckfestigkeit parallel zur Faser $f_{c,0,k}$ mit 1,2 multipliziert werden.

(6) Brettschichtholz mit größeren Keilzinkenverbindungen entsprechend den Anforderungen in EN 14080 darf nicht in SC 3 verwendet werden.

5.5 Brettsperrholz (CLT)

(1) Die charakteristischen Schubfestigkeitswerte des Bruttoquerschnitts $f_{v,0,\text{edge},k}$ oder $f_{v,90,\text{edge},k}$ müssen für Verifizierungen der Schubspannung auf $5,5 \text{ N/mm}^2$ begrenzt werden.

(2) Die charakteristische Torsionsschubfestigkeit des geklebten Bereichs kreuzweise gebundener Lamellen $f_{\text{tor},\text{node},k}$ darf als $f_{\text{tor},\text{node},k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ für CLT genommen werden.

(3) Festigkeitseigenschaften für außerhalb der Ebene beanspruchte CLT sollten als null angenommen werden, wenn die Breite des Bauteils b_{CLT} geringer ist als die Dicke des Bauteils t_{CLT} .

(4) Die charakteristischen Werte der Biegefestigkeit, der Druckfestigkeit parallel zur Faser und der Zugfestigkeit parallel zur Faser für CLT-Bauteile, die außerhalb der Ebene beansprucht werden, sollten um den Faktor für die reduzierte Breite $k_{\text{red},b}$ entsprechend der Gleichung (5.11) für Breiten $t_{\text{CLT}} \leq b_{\text{CLT}} \leq 600 \text{ mm}$ multipliziert werden:

$$k_{\text{red},b} = \frac{b_{\text{CLT}}}{1200} + 0,5 \quad (5.11)$$

Dabei ist

b_{CLT} die CLT-Breite in mm.

(5) Gleichung (5.11) darf ebenfalls angewendet werden, um Reduzierungen der Festigkeit bei Punktlasten durch Ersetzen von b_{CLT} durch die effektive Breite zu bestimmen.

5.6 Furnierschichtholz (LVL)

(1) Die Wirkung der Größe des Bauteils oder des gespannten Volumens muss berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Die Wirkung der Größe des Bauteils oder des gespannten Volumens wird in Verifizierungen der Zugfestigkeit senkrecht zur Faser, siehe 8.3, der Zugfestigkeit parallel zur Faser, siehe 5.6(3), und der Kantenbiegefestigkeit, siehe 5.6(2), berücksichtigt.

(2) Für Tiefen unter Kantenbiegung außer der Referenztiefe sollte der charakteristische 5. Perzentilwert für $f_{m,0,\text{edge},k}$ wie folgt mit dem Tiefenänderungsfaktor k_h multipliziert werden:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{h_{\text{ref}}}{h} \right)^s ; k_{h,\text{max}} \right\} \quad (5.12)$$

Dabei ist

h_{ref} die Referenztiefe des Bauteils in mm, $h_{\text{ref}} = 300 \text{ mm}$;

h die Dicke des Bauteils in mm;

s der Größenwirkungsparameter $s = 0,15$;

$k_{h,\text{max}}$ der maximale Tiefenänderungsfaktor $k_{h,\text{max}} = 1,2$.

ANMERKUNG Die Europäischen Technischen Produktspezifikationen können andere Werte für die Größenwirkungsparameter und die Referenztiefe enthalten.

(3) Für andere Längen unter Zug als die Referenzlänge sollte der charakteristische 5. Perzentilwert für $f_{t,0,k}$ wie folgt mit dem Längenänderungsfaktor k_l multipliziert werden:

$$k_l = \min \left\{ \left(\frac{l_{\text{ref}}}{l} \right)^{s/2}; k_{l,\max} \right\} \quad (5.13)$$

Dabei ist

- l_{ref} die Referenzlänge des Bauteils $l_{\text{ref}} = 3\,000 \text{ mm}$;
- l die Länge des Bauteils in mm;
- s der Größenwirkungsparameter $s = 0,15$;
- $k_{l,\max}$ die maximale Längenänderung $k_{l,\max} = 1,1$.

ANMERKUNG Andere Werte für Größenwirkungsparameter und die Referenzlänge können gegeben sein.

(4) Für LVL-Bauteile unter SC 2- oder SC 3-Bedingungen sollte die charakteristische Druckfestigkeit parallel zur Faser $f_{c,0,k}$ mit 0,83 multipliziert werden.

5.7 Verklebtes Furnierschichtholz (GLVL)

(1) Die Wirkung der Größe des Bauteils oder des gespannten Volumens auf die Festigkeit muss berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Die Wirkung der Größe des Bauteils oder des gespannten Volumens wird in den entsprechenden Verifizierungen der Zugfestigkeit senkrecht zur Faser, siehe 8.3, der Zugfestigkeit parallel zur Faser, siehe 5.7(3), der Kantenbiegefesteitigkeit, siehe 5.7(2), der flachen Biegefesteitigkeit, siehe 5.7(4), und der flachen Schubfesteitigkeit, siehe 5.7(5), berücksichtigt.

(2) Für die Kantenbiegung muss 5.6(2) angewendet werden.

(3) Für Zug parallel zur Faser von Weichholz-GLVL muss 5.6(3) angewendet werden. Für Zug parallel zur Faser von Hartholz-GLVL sollte die Zugfestigkeit mit dem durch die Gleichung (5.12) gegebenen Tiefenänderungsfaktor multipliziert werden, indem der Größenwirkungsparameter s durch den Größenwirkungsparameter für Zug s_t ersetzt und die Referenztiefe verwendet wird.

(4) Die flache Biegefesteitigkeit von GLVL sollte mit dem durch die Gleichung (5.12) gegebenen Tiefenänderungsfaktor multipliziert werden, indem der Größenwirkungsparameter s durch den Größenwirkungsparameter für die flache Biegung $s_{m,flat}$ ersetzt und die Referenztiefe verwendet wird.

(5) Die flache Schubfesteitigkeit von GLVL sollte mit dem durch die Gleichung (5.12) gegebenen Tiefenänderungsfaktor multipliziert werden, indem der Größenwirkungsparameter s durch den Größenwirkungsparameter für den flachen Schub $s_{v,flat}$ ersetzt und die Referenztiefe verwendet wird.

ANMERKUNG Größenwirkungsparameter von GLVL entsprechend den Europäischen Technischen Produktspezifikationen.

(6) Für GLVL-Bauteile unter SC 2-Bedingungen sollte die entsprechend der Europäischen Technischen Produktspezifikation angegebene charakteristische Druckfestigkeit $f_{c,0,k}$ mit 0,83 multipliziert werden.

5.8 Poröse Platten (SB)

(1) Die Verwendung von porösen Platten SB.LS oder SB.HLS nach EN 13986 und EN 622-4 oder einer anderen Europäischen Technischen Produktspezifikation mit einer charakteristischen Dichte von mindestens 150 kg/m^3 und einer Dicke von mindestens 18 mm sollte auf SC 1 und SC 2 begrenzt werden.

5.9 Klebstoffe

(1) Klebstoffe für tragende Zwecke im Bauwesen müssen eine so feste und dauerhafte Haftfestigkeit erzeugen, dass die Eigenschaften der Klebung in der entsprechenden Nutzungsklasse während der gesamten Nutzungslebensdauer des Bauwerks erhalten bleiben.

(2) Ein geeigneter Klebstofftyp entsprechend den Bestimmungen der Tabelle 5.7 sollte bestimmt werden.

Tabelle 5.7 — Zuweisung von Klebstofftypen zu Nutzungsklassen

Europäische Norm	SC 1	SC 2	SC 3
EN 301 und EN 15425	Typ I oder Typ II	Typ I	Typ I
EN 16254	Typ I oder Typ II	Typ I	—
EN 17418 und EN 17334	Typ I	Typ I	—

ANMERKUNG 1 Für Klebstoffe des Typs I ist die maximale geprüfte Temperatur in der Klebstofftypbezeichnung der entsprechenden Klebstoffnorm angegeben. Klebstoffe des Typs II sind nicht geeignet, wenn die maximale Nutzungstemperatur im Gebrauch mehr als 50 °C beträgt.

ANMERKUNG 2 Zusätzliche spezifische Regeln für die Verwendung von Klebstoffen in Holzbauten können im nationalen Anhang enthalten sein.

6 Dauerhaftigkeit

6.1 Allgemeines

(1) Ein dauerhaftes Holzbauwerk muss die Anforderungen an den mechanischen Widerstand und die Gebrauchstauglichkeit während der geplanten Nutzungsdauer bei erwarteter Instandhaltung, aber ohne dass eine größere Instandsetzung notwendig ist, entsprechend den allgemeinen Anforderungen von EN 1990 erfüllen.

(2) Die erforderlichen Maßnahmen zum dauerhaften Schutz von Bauwerken müssen unter Berücksichtigung der Umgebungsbedingungen, des bestimmungsgemäßen Gebrauchs, der geplanten Nutzungsdauer des Instandhaltungsprogramms und der Einwirkungen festgelegt werden.

Maßnahmen müssen während aller Phasen der vorgesehenen Nutzungslebensdauer berücksichtigt werden, einschließlich:

- Bemessung des Bauwerks einschließlich konstruktiver Ausführung;
- Materialauswahl;
- Ausführung (d. h. handwerkliche Ausführung, Schutz während des Transports, der Lagerung und der Errichtung);
- Instandhaltung während der gesamten Nutzungsdauer.

ANMERKUNG 1 Regeln für die Ausführung sind in prEN 1995-3 enthalten.

ANMERKUNG 2 Die Verantwortlichkeit während der Geplante Nutzungsdauer unterliegt dem gesetzlichen Rahmenwerk und wird nicht in diesem Dokument behandelt.

(3) Die Bemessung und konstruktive Ausführung der Konstruktion sollte einen Austausch von Bauteilen mit einer kürzeren vorgesehenen Lebensdauer als der Lebensdauer des gesamten Bauwerks ermöglichen.

6.2 Maßnahmen zur Verhinderung eines biologischen Angriffs

6.2.1 Allgemeine Maßnahmen

(1) Das Risiko eines biologischen Angriffs durch holzzerstörende Pilze und Insekten sollte für alle Bauteile beurteilt werden. Wenn verschiedene Risiken für verschiedene Teile eines Bauwerks beurteilt werden, sollten Schutzmaßnahmen für das höchste Risiko für das gesamte Bauteil ergriffen werden, sofern nicht unterschiedliche Maßnahmen für verschiedene Teile möglich sind.

ANMERKUNG 1 Bauteile können z. B. Nutzungsklassen nach EN 335 zugewiesen werden.

ANMERKUNG 2 Ein biologischer Angriff durch holzzerstörende Pilze kann durch einen höheren lokalen Feuchtegehalt verursacht werden, z. B. durch einen höhereren Feuchtegehalt an der Oberfläche oder Wasser nahe der Holzoberfläche oder ein Feuchtenest. Aus diesem Grund können Gebrauchsklassen nicht direkt mit Nutzungsklassen verknüpft werden, welche die Auswirkung von Feuchteänderungen des gesamten Bauteils auf die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften berücksichtigen.

(2) Bauteile müssen aus Materialien hergestellt werden, die eine ausreichende Dauerhaftigkeit während der geplanten Nutzungsdauer gewährleisten durch:

- natürliche Dauerhaftigkeit oder
- Holzschutzmittelbehandlung.

ANMERKUNG 1 Holzprodukte können durch Holzschutzmittelbehandlung gegen Schädigung geschützt werden. Die Anwendung solcher Verfahren kann von verschiedenen Aspekten, die in jedem Zustand des Bauteils variabel sind, abhängen, wie etwa gesetzliche Anforderungen an chemische Behandlungen, Abfallmanagement und Kreislaufwirtschaft, gesellschaftliche Akzeptanz, verschiedene Klimata, Anwesenheit oder Abwesenheit von Termiten, verschiedene Baustile.

ANMERKUNG 2 Schutzmittelbehandlungen für Holz für tragende Zwecke (ST), die die Festigkeit und Steifigkeit nicht beeinträchtigen, sind in EN 15228 angegeben.

(3) Holzbauteile sollten durch konstruktive Maßnahmen einschließlich der Wahl von Holzprodukten mit einer geeigneten natürlichen Dauerhaftigkeit gegen holzzerstörende Pilze und Insekten geschützt werden.

(4) Holzbauteile ohne Kontakt zum Boden sowie zu Süß- oder Salzwasser sollten durch grundlegende konstruktive Maßnahmen nach 6.2.2.1 geschützt werden. Um keine Schutzmittelbehandlung anwenden zu müssen, sollten zusätzliche spezielle konstruktive Maßnahmen nach 6.2.2.2 angewendet werden.

(5) Ausführungsregeln bezüglich der Haltbarkeit nach prEN 1995-3 sollten angewendet werden.

(6) Für Bauteile und Verbindungen, die direkt der Witterung ausgesetzt sind (einschließlich des Eindringens von Feuchte aufgrund von Wind oder Turbulenz), in Bauwerken wie Holztürmen darf prEN 1995-2 angewendet werden.

6.2.2 Maßnahmen für Bauteile ohne Kontakt zu Boden, Süß- oder Salzwasser

6.2.2.1 Grundlegende konstruktive Maßnahmen

(1) Holzprodukte sollten einen maximalen Feuchtegehalt von 20 % aufweisen, sofern nicht die Trocknung nach dem Einbau ohne schädliche Wirkungen sichergestellt werden kann.

ANMERKUNG 1 Niedrigere Feuchtegehalte können erforderlich sein, z. B. um Schwinden oder Rissbildung zu reduzieren, siehe 4.3.1.2.

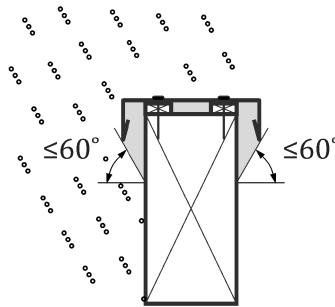
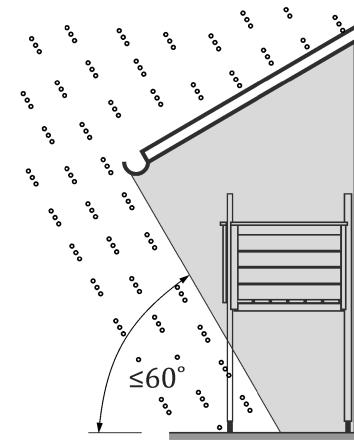
ANMERKUNG 2 Die Gefahr eines Befalls oder der Schädigung von Holzbauprodukten durch holzzerstörende Pilze hängt von der Dauer eines Feuchtegehalts bei oder oberhalb der Fasersättigung, Temperatur und Pilzspezies ab. Der Befall durch holzzerstörende Pilze kann beginnen, wenn der Feuchtegehalt in Abhängigkeit von der Temperatur mehrere Monate über der Fasersättigung liegt. Die Fasersättigung liegt zwischen 24 % und 32 % Holzfeuchte. Für den Grenzwert nach 6.2.2.1(1) wurden die Messunsicherheiten für den höchsten Feuchtegehalt in einem Bauteil und die Toleranzen von Feuchtemessgeräten berücksichtigt. Es tritt üblicherweise keine Reduzierung der Festigkeit oder Steifigkeit durch holzzerstörende Pilze ein, wenn der Feuchtegehalt die oben angegebenen Grenzwerte für bis zu drei Monate überschreitet. Holzzerstörende Pilze entwickeln sich nicht bei Temperaturen unter 0 °C.

ANMERKUNG 3 Holz für tragende Zwecke mit kleinen Querschnitten wie etwa Latten hinter Vorhangfassaden oder unter Dachdeckungen wird innerhalb weniger Monate auf einen Feuchtegehalt von 20 % trocknen, wenn es vor Niederschlag geschützt wird und der Einbauort gut belüftet ist. Es ist unwahrscheinlich, dass infolge wiederkehrender hoher sommerlicher Temperaturen solche kleinen Querschnitte von holzzerstörenden Insekten außer Termiten bei den vorgenannten Anwendungen befallen werden.

(2) Niederschläge sollten so weit wie möglich von Holzbauteilen fern gehalten werden oder müssen durch konstruktive Maßnahmen schnell abgeleitet werden. Bei Außenbauteilen sollte die Konstruktion den folgenden Grundsätzen unter Berücksichtigung der Anforderungen der Planung und Bemessung entsprechen:

- Wasser fernhalten, z. B. durch Bedachungen, Abdeckungen, Bekleidungen, ausreichende Sockelhöhe gegen Spritzwasser;
- Wasser schnell ableiten (auch von dem Bauwerk), z. B. durch Abschrägen, Tropfkanten, Leitbleche oder eine zweite wasserführende Ebene;
- Vermeiden von Feuchtenestern in bewitterten Bauteilen, z. B. durch Vermeidung:
 - bewitterter Sacklöcher in Nut- und Zapfenverbindungen;
 - bewitterter dünner Fugen aufgrund nicht dauerhafter Dichtungen;
 - bewitterter horizontaler Fugen in Holzbauteilen oder zwischen Bauteilen;
 - bewitterter Risse z. B. auf den oberen Oberflächen von Bauteilen oder in den vertikalen Oberflächen, wenn Wasser in das Bauteil geleitet wird;
 - bewitterter dünner Klebstofffugen (entweder Holz zu Holz oder Holz zu einem anderen Material);
 - von ungeschütztem Hirnholz, z. B. durch Abdeckung oder Anordnung an einer regengeschützten Stelle.

ANMERKUNG Beispiele für Regenschutz durch Regenschatten sind in Bild 6.1 gegeben. Die in dem Bild dargestellte Neigung hängt von der Windgeschwindigkeit während des Regens ab, die sich je nach Standort unterscheiden kann, z.B. im Gebirge oder am Meer.

**a) Schutz eines einzelnen Bauteils****b) Schutz eines Bauwerks****Bild 6.1 — Beispiele für den Schutz von Bauteilen durch Abdeckungen**

(3) Holzbauteile sollten durch geeignete Anordnung der Unterseite des Bauteils an einer regengeschützten Stelle oder auf einem gegen Spritzwasser geschützten Sockel geschützt werden.

ANMERKUNG Die erforderliche Mindestsockelhöhe für den Schutz von Holz gegen Spritzwasser ist von der angrenzenden Bodenhöhe und den klimatischen Bedingungen, dem Material des angrenzenden Bodens und speziellen technischen Maßnahmen wie der effektiven Entwässerung durch Kiesbette oder Beläge aus Beton oder Stein abhängig.

(4) Für bewitterte Holzbauteile sollte die Detaillierung sicherstellen, dass:

- erneutes Trocknen nicht durch Vegetation verhindert wird;
- Blätter, Schmutz oder Grobstaub sich nicht ansammeln, nass werden oder Wasser zurückhalten können;
- eine einfache und regelmäßige Reinigung möglich ist.

ANMERKUNG Bauteile in direktem Kontakt mit nassem oder feuchtem Laub, Schmutz oder Grobstaub unterliegen einem hohen Risiko des Befalls durch für die Nutzungsklasse 4 übliche, holzzerstörende Pilze.

(5) Holzbauteile sollten vor dem Eindringen von Feuchte aus angrenzenden kapillar wasserführenden Materialien durch geeignete Feuchtesperren (z. B. Dichtungsbahnen) geschützt werden. Bei mineralischen Baumaterialien (z. B. Ortbeton) sollte die Restgebäudefeuchte berücksichtigt werden. Für Holzbauteile mit direktem Kontakt zu Betonkomponenten, die sich mindestens 1 m über der äußeren Bodenhöhe befinden, darf auf die Feuchtesperre verzichtet werden.

(6) Die schädliche Wirkung von Tauwasserbildung auf der Oberfläche oder in dem Holzbauteil muss durch einen geeigneten Aufbau der Baukonstruktion für die erwarteten klimatischen Bedingungen vermieden werden.

(7) Unter Verwendung transienter hygrothermischer numerischer Simulationsmodelle bestimmte Feuchtegehalte dürfen die in 6.2.2.1(1) angegebenen Grenzwerte überschreiten.

ANMERKUNG Grenzwerte können aufgrund der größeren Sicherheit der Berechnung der höchsten Feuchtegehalte in einem Bauteil im Vergleich zu ihrer Messung überschritten werden.

(8) Folgendes sollte bei der Detaillierung berücksichtigt werden:

- luftdichte Lagen in beheizten und gedämmten Gebäuden;

- Isolierung wasserführender Leitungen in Außenbauteilen;
- Schutz von Oberflächen, die direkt Spritzwasser ausgesetzt sind (einschließlich Abläufen und Armaturen) in Badezimmern und Räumen mit vergleichbarer Exposition.

(9) Im Fall eines möglichen biologischen Angriffs durch unterirdische Termiten sollten zusätzliche Maßnahmen erwogen werden, z. B.:

- Schutzmittelbehandlungen von/physische Barrieren in Gründungen oder Auflagern des Holzbauwerks;
- ein regelmäßiger Inspektionsplan für die Erkennung von Bereichen mit einem möglichen Zugang für Termiten;
- Vermeidung unkontrollierter Feuchtequellen nahe dem Gebäude;
- Überwachungskörper und vorinstallierte Einbaueinrichtungen, die im Fall eines Befalls aktiviert werden, insbesondere in Hochrisikobereichen.

6.2.2.2 Besondere konstruktive Maßnahmen

(1) Um Schutzmittelbehandlungen zu vermeiden, muss 6.2.2.2 zusätzlich zu 6.2.2.1(1) bis (6) auf Holzbauteile angewendet werden. Bereiche mit einem Risiko von Termitenbefall erfordern zusätzliche Maßnahmen.

(2) Holzbauteile müssen einen Feuchtegehalt kleiner oder gleich 20 % aufweisen.

(3) Durch entsprechende Detaillierung und Konstruktion müssen Holzbauteile gegen den Befall durch holzzerstörende Pilze durch die Begrenzung der Gleichgewichtsfeuchte während der Nutzung in jedem Teil des Holzbauteils auf 20 % geschützt werden.

ANMERKUNG Die empfohlene Konstruktion und Detaillierung hängt z. B. von dem regionalen Klima, der geplanten Nutzungsdauer, dem architektonischen Stil, den Materialien und Bauvorschriften ab und kann in nationalen Normen enthalten sein.

(4) Holzbauteile müssen eine geeignete natürliche Dauerhaftigkeit gegen holzzerstörende Insekten aufweisen, indem Bauteile ausgewählt werden:

- die aus technisch getrocknetem Nadelholz bestehen oder

ANMERKUNG 1 Technische Trocknung bezeichnet die Trocknung durch ein automatisiertes und kontrolliertes Trocknungssystem bei einer Temperatur von mindestens 55 °C über den gesamten Querschnitt für mindestens 48 Stunden.

- die aus reinem Kernholz mit geeigneter Dauerhaftigkeit mindestens für die Gebrauchsklasse 1 nach EN 335 bestehen.

(5) Dunkles Kernholz mit einem Anteil an Splintholz von nicht mehr als 5 % des Querschnitts darf

- als reines Kernholz klassifiziert werden oder

ANMERKUNG 2 Üblicherweise wird Kernholz benötigt, weil nach EN 350 Splintholz der Dauerhaftigkeitsklasse 5 zugeordnet ist.

- aus Holzwerkstoffplatten, LVL oder GLVL bestehen.

(6) Alternativ müssen Holzbauteile für den Schutz gegen holzzerstörende Insekten:

- sich in Räumen mit üblichem Innenraumklima mit Heizung wie etwa in Wohn- oder Büroräumen befinden oder
- sich in Räumen, die mit geringem Aufwand zugänglich sind und in denen Holzbauteile überprüft werden können, wie etwa in unbeheizten zugänglichen Dachräumen oder unter Dachüberhängen befinden oder
- durch eine vollständig geschlossene Verkleidung gegen Eindringen geschützt werden.

6.3 Widerstand gegen Korrosion

6.3.1 Metallische Verbindungsmitte und Verbinder

(1) Befestigungselemente und Verbindungsteile aus Metall müssen in der Lage sein, korrosiven Angriffen durch Holz und die Atmosphäre über die gesamte Geplante Nutzungsdauer zu widerstehen.

(2) Die angenommene Geplante Nutzungsdauer von Befestigungselementen oder Verbindungsteilen aus Metall in Tabelle 6.1 und Tabelle 6.2 beträgt 50 Jahre. Wenn die Geplante Nutzungsdauer nicht 50 Jahre beträgt, sollten die Korrosionsschutzmaßnahmen angepasst werden.

(3) Falls erforderlich, müssen Befestigungselemente und Verbindungsteile aus Metall entweder inhärent korrosionsbeständig sein, indem z. B. geeignete Edelstähle verwendet werden, oder gegen Korrosion geschützt werden.

6.3.2 Korrosivität von Holz und Atmosphäre - Expositionskategorien

(1) Die durch Holz verursachte Korrosion sollte als Holzexpositionskategorie T_E nach Tabelle 6.1 klassifiziert werden.

ANMERKUNG 1 Die durch Holz verursachte Korrosion hängt von der Art, dem pH-Wert, der Holzbehandlung und dem Feuchtegehalt ab.

ANMERKUNG 2 T_R -Klassen für Tabelle 6.1 können den relevanten Europäischen Technischen Produktspezifikationen entnommen werden.

ANMERKUNG 3 Zementbasierte Produkte haben eine korrosive Wirkung auf verzinkten Stahl bei Verwendung in Umgebungen, die zu einem jährlichen mittleren Feuchtegehalt ω_{mean} von mehr als 16 % führen.

Tabelle 6.1 — Definition von Holzexpositionskategorien T_E in Abhängigkeit von Feuchtegehalt, Behandlung und pH-Wert des Holzes und Beispiele für Widerstandsklassen

Holzexpositionskategorie	T_E1	T_E2	T_E3	T_E4		T_E5
Jährlicher mittlerer Feuchtegehalt ω_{mean} (siehe Bild 4.1)	$\leq 10 \%$	$10 \% < \omega_{mean} \leq 16 \%$	$16 < \omega_{mean} \leq 20 \%$		$> 20 \%$	
pH-Wert von Holzarten	Alle	Alle	$pH > 4^a$	$pH > 4^a$	$pH \leq 4^b$	Alle
Behandlung ^c von Holz	Alle	Alle	Unbehandeltes Holz	Behandeltes Holz	Alle	Alle
Mindestdicke der Zinkschicht auf Kohlenstoffstahl	$T_R1:$ —	$T_R2:$ $10 \mu\text{m}$	$T_R3:$ $20 \mu\text{m}$	$T_R4:$ $55 \mu\text{m}$		$T_R5:$ Nicht zutreffend

Holzexpositionskategorie	T _E 1	T _E 2	T _E 3	T _E 4	T _E 5
Mindestkorrosionswiderstandsklasse für Edelstahl (CRC)	—	CRC I	CRC II	CRC III	CRC III
Nutzungsklasse für SWB ^d (informativ)	SC 1	SC 2		SC 3	SC 4

^a Beispiele für Holzarten: Europäische Lärche (*Larix decidua*), Waldkiefer (*Pinus sylvestris*), weißbirke (*Betula pendula*) Gemeine Fichte (*Picea abies*), Weißtanne (*Abies alba*).

^b Beispiele für Holzarten: Stiel- und Traubeneiche (*Quercus robur or petraea*), Edelkastanie (*Castanea sativa*), Riesenlebensbaum (*Thuja plicata*), Douglasie (*Pseudotsuga menziesii*).

^c Die Behandlung von Holz beinhaltet die Behandlung mit Chlor, Kupfer und Feuerschutzmitteln. Im Fall von wärmebehandeltem Holz ist der pH-Wert entscheidend.

^d Jede Holzexpositionskategorie entspricht für Massivholzprodukte dem jährlichen mittleren Feuchtegehalt in der gegebenen Nutzungsklasse nach 4.3.1.4.

(2) Die Widerstandsklasse sollte nach Tabelle 6.2 bestimmt werden.

ANMERKUNG 1 Die durch die C_E-Kategorie beschriebene Exposition basiert auf der C-Kategorie nach EN ISO 9223.

ANMERKUNG 2 C_R-Klassen für Tabelle 6.2 können den relevanten Europäischen Technischen Produktspezifikationen entnommen werden.

ANMERKUNG 3 Die durch die Atmosphäre verursachte Korrosion hängt von der relativen Feuchte, der Luftverunreinigung, dem Chloridgehalt und davon ab, ob die Verbindung sich in einem Innenraum, einem geschützten Außenbereich (nicht bewittert) oder einem Außenbereich (bewittert) befindet.

(3) Die atmosphärische Korrosion kann nach Tabelle 6.3 klassifiziert werden.

(4) Im Fall der Klassifizierung von Befestigungselementen und Verbindungsteilen aus Metall in den Expositionskategorien C_E und T_E muss die strengere Anforderung angewendet werden.

ANMERKUNG prEN 1993-1-4:2023 behandelt die meisten Fälle von T_E5-/SC 4-Expositionen. Ausgenommen sind Bauten in dauerhaftem Kontakt mit dem Boden oder Wasser wie etwa Pfahlgründungen.

Tabelle 6.2 — Beispiele für Widerstandsklassen für Befestigungselemente und Verbindungsteile aus Metall in Abhängigkeit von den Expositionskategorien C_E

Holzexpositions-kategorie	Atmosphärische Expositionskategorie	Expositionsbedingung	C _R -Mindestklasse und minimale Zinkdicke auf Kohlenstoffstahl	Mindestkorrosionswiderstandsklasse für Edelstahl (CRC)
T _E 1 / SC 1	C _E 1	alle	C _R 1 ^a : Keine ^b	Keine
T _E 2 / SC 2	C _E 2	Innenraum oder geschützter Außenbereich	C _R 2A: 10 µm ^c	Zu bestimmen nach prEN 1993-1-4:2023, Anhang A
	C _E 3	geschützter Außenbereich	C _R 3A: 30 µm C _R 3: 55 µm ^d	
	C _E 4	geschützter Außenbereich	C _R 4: 110 µm	
	C _E 5	geschützter Außenbereich	C _R 5: nicht zutreffend	

Holzexpositions-kategorie	Atmosphärische Expositionskategorie	Expositionsbefindung	C _R -Mindestklasse und minimale Zinkdicke auf Kohlenstoffstahl	Mindestkorrosionswiderstandsklasse für Edelstahl (CRC)
T _E 3 / T _E 4/ SC 3	C _E 3	Innenraum	C _R 3: 55 µm	
	C _E 4	Innenraum	C _R 4: 110 µm	
	C _E 2	Außerbereich	C _R 2: 20 µm ^c	
	C _E 3	Außerbereich	C _R 3: 55 µm	
	C _E 4	Außerbereich	C _R 4: 110 µm	
	C _E 5	Außerbereich	C _R 5: nicht zutreffend	
<p>^a Innenraumumgebung, aber mit relativer Feuchte wie in SC 1.</p> <p>^b Für Befestigungselemente und Verbindungsteile aus Metall ist kein Korrosionsschutz erforderlich. Sie können vorübergehend für den Transport und die Lagerung geschützt werden.</p> <p>^c Im Fall chromatischer CrIII- und CrVI-Passivierung nach EN 14592:2022, 4.1.2.2, ist eine Reduzierung der Zinkdicke von 25 % bzw. 50 % möglich, um die Anforderungen der zugewiesenen C_R-Klasse zu erfüllen.</p> <p>^d C_R3 darf für ZinkbeLamellen auf Kohlenstoffstahl auf C_R3A reduziert werden, wenn <ul style="list-style-type: none"> — kein Einfluss von Chloriden aus dem Straßenverkehr oder maritimer Umgebung besteht. (Das Eindringen von Streusalz durch Fahrzeuge in das Gebäude ist ein erheblicher Einfluss.) — kein wesentlicher Einfluss von SO₂ aus Industrieanlagen in der Nähe besteht. </p>				

6.3.3 Widerstandsklasse

6.3.3.1 Kohlenstoffstahl

(1) Der Widerstand eines Befestigungselements oder Verbindungsteils aus Kohlenstoffstahl gegen Korrosion in Abhängigkeit vom Zustand des Holzes und der Atmosphäre sollte durch die T_R-Klasse bzw. C_R-Klasse beschrieben werden.

ANMERKUNG 1 Die T_R-Klasse und die C_R-Klasse sind in den relevanten Europäischen Technischen Produktspezifikationen enthalten.

ANMERKUNG 2 Beispiele für den Schutz zur Erlangung der T_R-Klasse sind in Tabelle 6.1 und für die C_R-Klasse in Tabelle 6.2 enthalten.

(2) Alternative Beschichtungssysteme dürfen angewendet werden, sofern sie einen ausreichenden Widerstand gegen Korrosion über die geplante Nutzungsdauer nach der relevanten Europäischen Technischen Produktspezifikation, z. B. EN 14592, aufweisen.

(3) Die Nummer der Widerstandsklasse sollte mindestens der Nummer der jeweiligen Expositionskategorie entsprechen.

6.3.3.2 Nichtrostender Stahl

(1) Der Widerstand von Befestigungselementen oder Verbindungsteilen aus nichtrostendem Stahl gegen Korrosion sollte als Korrosionswiderstandsklasse (CRC) nach prEN 1993-1-4:2023, Anhang A, klassifiziert werden.

ANMERKUNG Tabelle 6.1 enthält Beispiele für Korrosionswiderstandsklassen für die Beständigkeit gegen Korrosion durch den Zustand des Holzes.

Tabelle 6.3 — Beschreibung üblicher atmosphärischer Expositionskategorien C_E basierend auf EN ISO 9223:2012, Anhang C

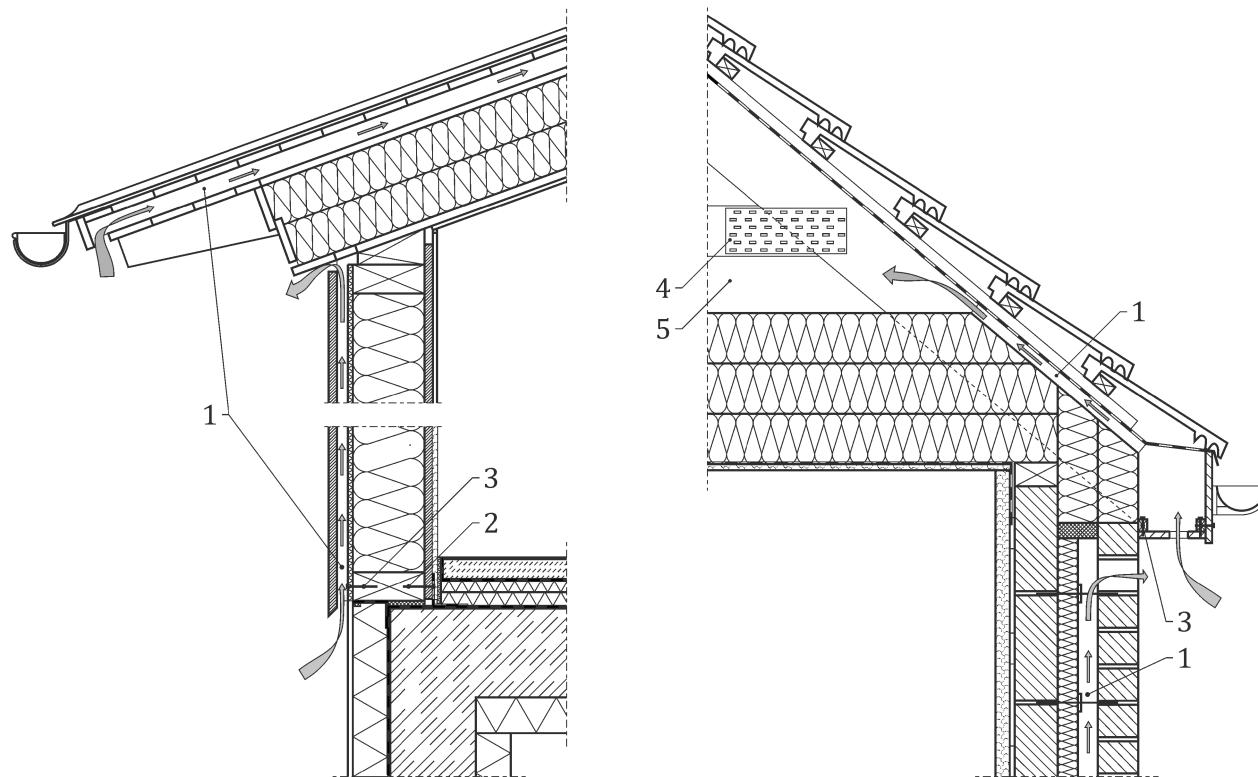
Atmosphärische Expositionskategorie	Innenraum	Außenbereich^a	Geschützter Außenbereich
C _{E1}	Beheizte Räume mit geringer relativer Feuchte und unwesentlicher Verunreinigung, z. B. beheizte Schul-, Büro- oder Wohnräume	—	—
C _{E2}	Unbeheizte Räume mit schwankender Temperatur und relativer Feuchte ohne direkten Transport von Verunreinigung aus Außenbereichen, z. B. unbeheizte Lagerbereiche, Sporthallen oder Ställe, belüftete Dachräume in SC 2 ^b	Tragendes Bauteil, das der Witterung vollständig ausgesetzt ist, mit geringer Häufigkeit von Kondensation und geringer Verunreinigung.	Überdeckter Außenbereich ohne Beregnung oder anderem Feuchteintrag infolge Reinigung an folgendem Ort: $L_{sea} > 10 \text{ km}$, $L_{street} > 100 \text{ m}$ und/oder gering verunreinigter Bereich ($< 5 \mu\text{g}/\text{m}^3 \text{SO}_2$), z. B. hinterlüftete Hohlräume in Dächern und Wänden ^b
C _{E3}	Innenräume mit moderater Häufigkeit von Kondensation und moderater Verunreinigung aus Produktionsprozessen, z. B. lebensmittelverarbeitende Betriebe, Wäschereien, Brauereien	Tragendes Bauteil, das der Witterung vollständig ausgesetzt ist, an folgendem Ort: $L_{sea} > 3 \text{ km}$, $L_{street} > 10 \text{ m}$ und/oder Bereich mit geringer oder mittlerer Verunreinigung ($< 30 \mu\text{g}/\text{m}^3 \text{SO}_2$)	Überdeckter Außenbereich ohne Beregnung oder anderem Feuchteintrag infolge Reinigung an folgendem Ort: $10 \text{ km} > L_{sea} > 3 \text{ km}$, $100 \text{ m} > L_{street} > 10 \text{ m}$ und/oder Bereich mit mittlerer Verunreinigung ($(5 - 30) \mu\text{g}/\text{m}^3 \text{SO}_2$), z. B. hinterlüftete Hohlräume in Dächern oder Wänden ^b
C _{E4}	Innenräume mit hoher Häufigkeit von Kondensation und starker Verunreinigung durch Produktionsprozesse, z. B. Industrieprozessanlagen, Salzlagerscheunen, Schwimmbecken	Tragendes Bauteil, das der Witterung vollständig ausgesetzt ist, an folgendem Ort: $3 \text{ km} > L_{sea} > 0,25 \text{ km}$, $L_{street} < 10 \text{ m}$ und/oder stark verunreinigter Bereich ($(30 - 90) \mu\text{g}/\text{m}^3 \text{SO}_2$)	Überdeckter Außenbereich ohne Beregnung oder anderem Feuchteintrag infolge Reinigung an folgendem Ort: $3 \text{ km} > L_{sea} > 0,25 \text{ km}$, $L_{street} < 10 \text{ m}$ und/oder stark verunreinigter Bereich ($(30 - 90) \mu\text{g}/\text{m}^3 \text{SO}_2$), z. B. hinterlüftete Hohlräume in Dächern und Wänden ^b
C _{E5}		Tragendes Bauteil, das der Witterung vollständig ausgesetzt ist, an folgendem Ort: $L_{sea} < 0,25 \text{ km}$ und/oder sehr stark verunreinigter Bereiche ($> 90 \mu\text{g}/\text{m}^3 \text{SO}_2$)	Überdeckter Außenbereich ohne Zugang für Regen oder anderen Reinigungsplan an folgendem Ort: $L_{sea} < 0,25 \text{ km}$ und/oder sehr stark verunreinigter Bereich ($> 90 \mu\text{g}/\text{m}^3 \text{SO}_2$), z.B. hinterlüftete Hohlräume in Dächern oder Wänden ^b

Legende

L_{sea} gibt den Abstand zum Meer an. Die tatsächliche Exposition hängt von der vorherrschenden Windrichtung und der Topografie der Küste zu Salzwassermeeren wie dem Atlantik, der Nordsee, der Ostsee, dem Mittelmeer, dem Schwarzen Meer und der Irischen See ab.

L_{street} gibt den Abstand zu Straßen mit hohem Verkehrsaufkommen mit Streusalz-Einsatz an.

Atmosphärische Expositionskategorie	Innenraum	Außenbereich ^a	Geschützter Außenbereich
<p>a Im Fall von Verbindungsmittern oder Verbindern in Außenbereichen wird angenommen, dass Regenwasser von der bewitterten Oberfläche abläuft und nicht darauf stehen bleibt, d. h. die Oberfläche kann nach dem Ende des Regens wieder trocknen, womit das Regenwasser korrosive Stoffe abwaschen kann. Ausgenommen hiervon sind Fälle, in denen korrosive Stoffe nicht vorhanden sind, z. B. C_E2-Innenräume und -Außenräume, die Dauer der Nässe ist der bestimmende Faktor und führt zu dem Unterschied zwischen C_R2 und C_R2A in Tabelle 6.2.</p> <p>b Bild 6.2 zeigt Beispiele für hinterlüftete Hohlräume und hinterlüftete Dachräume.</p>			

**Legende**

- | | | | |
|---|--|---|--|
| 1 | hinterlüfteter Hohlraum | 4 | Befestigungselement in hinterlüftetem Hohlraum |
| 2 | Befestigungselement in der atmosphärischen Expositionskategorie C _E 1 | 5 | hinterlüfteter Dachraum |
| 3 | Befestigungselement, dessen Kopf in dem hinterlüfteten Hohlraum exponiert ist | | |

Bild 6.2 — Belüftete Hohlräume und belüfteter Dachraum**7 Statische Berechnung****7.1 Allgemeines**

(1) Die Berechnung muss unter Verwendung geeigneter Bemessungssmodelle durchgeführt werden, um die Auswirkungen der Einwirkungen E_d unter Einbeziehung aller relevanten Variablen zu bestimmen.

ANMERKUNG 1 Die Berechnung kann durch Versuche unterstützt werden, siehe EN 1990:2023, Abschnitt 7.

ANMERKUNG 2 Die statische Berechnung kann in die folgenden wesentlichen Schritte unterteilt werden: (i) Identifizierung des Tragwerksystems, (ii) Modellierung des Tragwerks, (iii) mechanische Modellierung, (iv) statische Modellierung, (v) Anwendung von Berechnungsverfahren und (vi) Bestimmung der Auswirkungen der Einwirkungen.

(2) Tragwerksmodelle für die verschiedenen Grenzzustände müssen angemessen berücksichtigen:

- Materialeigenschaften, z. B. Festigkeit und Steifigkeit (je nach Faserrichtung, einschließlich verschiedener Werte in der Ebene und außerhalb der Ebene und Schwankungen innerhalb des Tragwerks sofern zutreffend);
- Spannungs-Dehnungsverhalten der Materialien, z. B. spröde, duktil;
- zeitabhängiges Verhalten der Materialien, z. B. Dauer der Last, Kriechen;
- Umgebungsbedingungen, z. B. Temperatur, Feuchteschwankungen;
- Exzentrizitäten, z. B. Schwenkpunkt außerhalb einer Verbindung;
- Imperfektionen, z. B. geometrische und strukturelle (siehe 7.3);
- Auswirkungen nach Theorie II. zweiter Ordnung, z. B. wenn Verformungen die Auswirkungen der Einwirkungen beeinflussen;
- Auflagerbedingungen, z. B. Steifigkeit der Verbindung, Steifigkeit angrenzender Elemente, Wechselbeziehung von Tragwerk und Boden;
- Bemessungssituationen, z. B. Bauphasen, Änderung der Auflagerbedingungen;
- Einfluss benachbarter Bauwerke, z. B. Wechselwirkung von Schwingungen.

(3) Modelle für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sollten konsistent sein.

(4) Statische Berechnungen sollten unter Verwendung der geeigneten Steifigkeitswerte nach 4.4 erfolgen.

7.2 Modellierung des Tragwerks

7.2.1 Allgemeines

(1) Auswirkungen der Einwirkungen E_d für die Bemessung von Tragwerken aus Holz für tragende Zwecke sollten grundsätzlich mit den folgenden Randbedingungen ermittelt werden:

- entweder geometrisch linear am unverformten System (d. h. nach Theorie I. Ordnung), materiell linear-elastische Berechnungsverfahren, unter Verwendung der ursprünglichen Geometrie des Bauwerks, wenn die elastischen Verformungen das Gleichgewicht des Tragwerks nicht beeinflussen, oder
- geometrisch linear am verformten System (d. h. nach Theorie II. Ordnung), materiell linear-elastische Berechnungsverfahren unter Berücksichtigung des Einflusses von Verformungen des Tragwerks, oder
- geometrisch nichtlinear am verformten System (d. h. nach Theorie III. Ordnung), materiell linear-elastische Berechnungsverfahren, unter Berücksichtigung des Einflusses der Verformungen des Bauwerks, wenn das Verhältnis zwischen Verformungen und Systemgeometrien relevant ist.

(2) In der linear-elastischen Berechnung nach Theorie I. Ordnung dürfen die Auswirkungen von Anfangsverformungen und induzierten Verformungen vernachlässigt werden, wenn sie durch den Nachweis der Beanspruchbarkeit des Bauteils berücksichtigt werden, siehe z. B. 8.2.

(3) Eine geometrisch nichtlineare Berechnung sollte angewendet werden, wenn Imperfektionen und Verformungen (Effekte zweiter Ordnung) die Auswirkungen der Einwirkungen erheblich verstärken oder das Tragwerksverhalten wesentlich verändern.

ANMERKUNG 1 7.3 enthält weitere Informationen zu Imperfektionen.

ANMERKUNG 2 7.4 und Anhang C enthalten zusätzliche Informationen zu geometrisch nichtlinearen Berechnungen.

(4) Wenn die Zunahme der Auswirkungen der Einwirkungen aufgrund von Imperfektionen und Verformungen weniger als 10 % beträgt, darf die Berechnung mit linear-elastischer Berechnung nach Theorie I. Ordnung durchgeführt werden.

(5) Sofern Bauteile und Verbindungen mit ausreichender Duktilität in Tragwerken verwendet werden, dürfen ideale elastisch-plastische Modelle verwendet und eine duktile Neuverteilung der Kräfte für die Berechnung der inneren Kräfte der Bauteile angenommen werden.

(6) Wenn Holz- und Betonelemente verbunden werden, wird die Anwendung der linearen Berechnung für die Bestimmung der auf Verbindungsmittel einwirkenden Kräfte empfohlen. Andere Ansätze auf der Grundlage der Fähigkeit zur Neuverteilung von Kräften in der Verbindung (z. B. Berücksichtigung lokaler plastischer Verformungen) sollten nur angewendet werden, wenn sichergestellt werden kann, dass kein Sprödbruchverhalten in den Holz- und Betonelementen auftritt.

(7) Starre plastische Modelle dürfen verwendet werden, wenn keine Verformungen (z. B. Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung) berücksichtigt werden müssen.

ANMERKUNG Plastische Modellierung wird z. B. für die Berechnung der Auswirkungen der Einwirkungen E_d in Scheibenebene für Wände, Decken und Dächer in Holztafelbauweise verwendet, indem das nichtlineare Verhalten von Verbindungsmitteln entlang des Umfangs der Bekleidungsplatten berücksichtigt wird, siehe 13.1 bis 13.5.

(8) Für hybride Tragwerksysteme, die aus Bauholzprodukten für tragende Zwecke und anderen Materialien bestehen, muss die Neuverteilung der Last aufgrund heterogener Materialeigenschaften berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Feuchte, Temperatur, Lasten und Kriechen können zu abweichenden Auswirkungen der Einwirkungen und Last-Neuverteilungen in hybriden Strukturen führen.

(9) Wo die Steifigkeit von Verbindungen die Verteilung von Kräften und Momenten in dem Bauwerk wesentlich beeinflusst, sollte eine Empfindlichkeitsanalyse durchgeführt werden, um ungünstige Verteilungen von Momenten und Kräften oder ungünstige Verschiebungen zu identifizieren.

7.2.2 Aussteifungen

7.2.2.1 Allgemeines

(1) Bauwerke und einzelne Bauteile müssen versteift, d. h. eingespannt und ausgesteift werden, um Versagen oder übermäßige Ablenkung zu verhindern, sofern zutreffend.

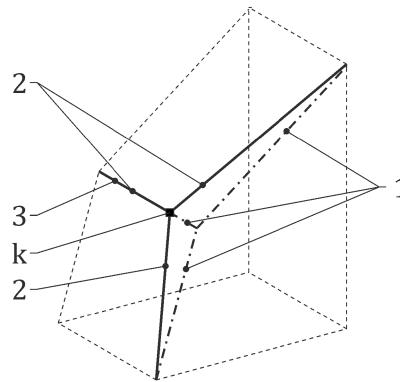
ANMERKUNG Anhang B enthält zusätzliche Anleitungen für imperfektionsanfällige Bauteile und ihre Aussteifungsstrukturen.

(2) Eine seitliche Verformung von Verbindungen und Knickpunkten, siehe z. B. Bild 7.1, muss begrenzt werden.

(3) Wechselnde mathematische Zeichen (Zug/Druck) innerer Kräfte in Aussteifungsstrukturen und damit verbundenen Verbindungen sollten berücksichtigt werden, sofern relevant.

(4) Der Einfluss der Verbindungen zwischen verstiften Bauteilen und dem Aussteifungssystem auf die allgemeine Steifigkeit des Aussteifungssystems muss berücksichtigt werden.

(5) Versteifungs Kräfte sollten unter Berücksichtigung der ungünstigsten Kombination aus Flexibilitäten und Verschiebungen berechnet werden.



Legende

- k Knickpunkt
- 1 perfekte Geometrie
- 2 imperfekte Geometrie
- 3 Einspannung

Bild 7.1 — Beispiel für eine räumliche Knickpunksituation

7.2.2.2 Bemessung von Tragwerken, die empfindlich für die Lastfälle Handhabung, Transport und Montage sind

(1) Für Rahmentragwerke mit geringer Quersteifigkeit (z. B. Dachbinder mit PMPF, Lochblechen oder Feldverbindungslaschen) müssen die Einwirkungen während der Handhabung, des Transports und der Errichtung in einem separaten Lastfall berücksichtigt werden. Die Lastdauer sollte als momentan angenommen werden, siehe Tabelle 4.1.

(2) Die Bemessung muss die spezifische Geometrie und die Anschlagpunkte berücksichtigen. Darüber hinaus sollten 7.2.2.2(3) – (5) erfüllt werden.

(3) Die Mindestbreite des Bauteils b , in mm, sollte wie folgt bestimmt werden:

$$b = \frac{1,8 l^2}{f_{m,k}} \quad (7.1)$$

Dabei ist

l die Gesamtlänge des Bauteils in m;

$f_{m,k}$ die charakteristische Biegefestigkeit in N/mm².

(4) An Firstpunkten sowie Obergurt- und Untergurtstößen sollte die Tragfähigkeit der Nagelplatte entsprechend Gleichung (H.25) bis Gleichung (H.32) überprüft werden, mit einer Mindestbemessungszugkraft $F_{t,Ed}$, in N, je Verbindung senkrecht zur Fugenlinie der verbundenen Gurthölzer:

$$F_{t,Ed} = 0,2 h l^2 \quad (7.2)$$

Dabei ist

h die Höhe des Gurtholzes in mm;

l die Länge des Fachwekrträgers in m.

(5) Die Tragfähigkeit einer Nagelplatte oder eines Verbinders am First oder an Gurtstößen sollte mit der Mindestbemessungszugkraft $F_{t,Ed}$ aus Gleichung (7.2) und einer zusätzlichen Bemessungsschubkraft V_{Ed} , in N, senkrecht zur Ebene des Rahmenbauwerks aus Gleichung (7.3) geprüft werden:

$$V_{Ed} = 1,25 b h l \times 10^{-3} \quad (7.3)$$

Dabei ist

b die Breite des Gurtholzes in mm;

h die Höhe des Gurtholzes in mm;

l die Länge des Rahmenbauwerks in m.

7.2.3 Bauteile

(1) Reduzierungen der Querschnittsfläche sollten bei der Verifizierung der Festigkeit von Bauteilen und, sofern zutreffend, in der Modellierung berücksichtigt werden.

(2) Fugen zwischen Lamellen innerhalb einer CLT-Lage und Nuten in Lamellen sollten bei den Nachweisen der Beanspruchungen in Plattenebene und der Bauteilverformungen nicht als Querschnittsschwächungen berücksichtigt werden.

(3) Querschnittsschwächungen von Bauteilen durch Befestigungselemente mit einem Durchmesser von 6 mm oder weniger, die ohne Vorbohren eingetrieben werden, dürfen vernachlässigt werden.

(4) Bei der Beurteilung des effektiven Querschnitts an einer Verbindung mit mehreren Befestigungselementen sollten alle Löcher innerhalb einer Entfernung entsprechend der Hälfte des Abstands zwischen Befestigungselementen, gemessen parallel zur Faser ab einem gegebenen Querschnitt als an diesem Querschnitt auftretend betrachtet werden, siehe Bild 7.2.

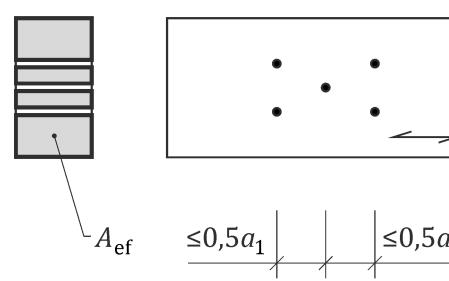


Bild 7.2 — Beispiel für einen effektiven Nettoquerschnitt

(5) Folgendes muss bei der Bemessung von CLT berücksichtigt werden:

- Einfluss des Aufbaus, z. B. Dicke, Material und Ausrichtung von Lagen, siehe Bild 7.3, und Einfluss von Spalten, Rillen und Lamellesgrößen auf die CLT-Eigenschaften;
- Einfluss der Lastverteilung, des statischen Systems und des Aufbaus des CLT auf die Querschnittsverteilung von Spannungen und Verformungen;

- Einfluss der Schubverformung, sofern nicht später andere Bestimmungen eingeführt werden;
- Wirkungen lokaler Spannungskonzentrationen, z. B. Lastaufbringung an Auflagern, in Verbindungen und an einzelnen Lasten;
- Wirkung von Öffnungen, Ausschnitten; und
- innere Lastübertragung (z. B. Torsion von Klebstofffugen, Blockschub durch Verbindungen), sofern zutreffend.

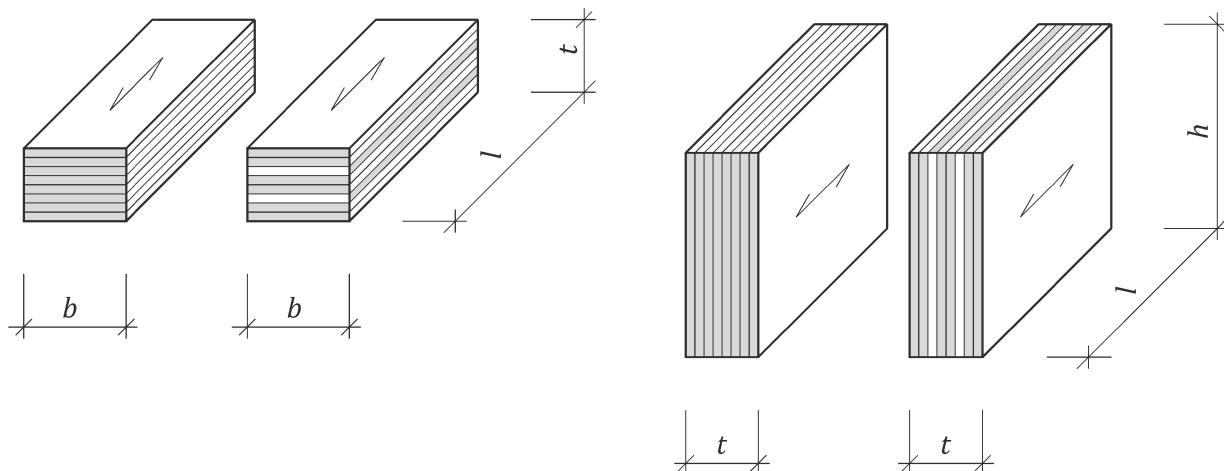
**a) Flach, ohne und mit Absperrlagen****b) Kante, ohne und mit Absperrlagen**

Bild 7.3 — Modellierung von Schichtbauteilen

(6) Verifizierung von CLT sollten mit durch Lagen in Faserrichtung parallel zu den jeweiligen Auswirkungen der Einwirkungen dargestelltem Nettoquerschnitt erfolgen, sofern nicht die in der entsprechenden Produktspezifikation angegebenen Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften mit Bruttoquerschnitten verbunden sind.

(7) Der Einfluss der Schubverformung in CLT darf bei Bauteilen mit einzelner Spannweite mit einem Verhältnis zwischen der Spannweite l und der Dicke t_{CLT} von $l/t_{CLT} \geq 30$ oder einem Verhältnis zwischen der Spannweite l und der Höhe h_{CLT} von $l/h_{CLT} \geq 30$ für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit außer Acht gelassen werden.

(8) Für Schichtbauteile aus Furnier- und Massivholzmaterialien darf grundsätzlich angenommen werden, dass sie homogene mechanische Eigenschaften über ihre gesamte Dicke t aufweisen.

7.2.4 Verbindungen

(1) Der Einfluss der Verbindungen auf das globale Tragwerksmodell muss berücksichtigt werden.

(2) Die Analyse von Verbindungen muss das Verhalten aller Elemente, aus denen die Verbindung besteht, berücksichtigen.

(3) Der Einfluss von Verformungen in den Verbindungen sollte durch ihre Anfangsverschiebung, Steifigkeit (z. B. Rotations- oder Translationssteifigkeit) oder durch vorgeschriebene Verschiebungswerte in Abhängigkeit von dem Lastgrad in den Verbindungen berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Verschiebungskurven für die Bemessung für Erdbeben sind in prEN 1998-1-2 enthalten.

(4) Die Anfangsverschiebung, der Verschiebungsmodul aller Teile und die Steifigkeit aller Teile einer Verbindung sollten bei der Bestimmung des Verformungsverhaltens der Verbindung berücksichtigt werden (z. B. durch entsprechende parallele oder serielle Kopplung).

7.3 Imperfektionen

7.3.1 Allgemeines

(1) Die folgenden Imperfektionen müssen in der statischen Berechnung berücksichtigt werden:

- geometrische Imperfektionen, z. B. Abweichungen von der Geradheit oder der Querschnittsmaße, die durch die erreichbaren Produktions- und Ausführungsungenauigkeiten verursacht werden können;
- strukturelle Imperfektionen, z. B. Inhomogenitäten des Materials.

ANMERKUNG 1 Imperfektionen von Bauteilen werden implizit durch die Bemessungsregeln nach 8.2 berücksichtigt.

ANMERKUNG 2 Exzentrizitäten aufgrund von Lastübertragung sind nicht in den Imperfektionen enthalten.

ANMERKUNG 3 Zulässige geometrische Abweichungen für Bauteile und Verbindungen können prEN 1995-3 entnommen werden.

(2) Um geometrische und strukturelle Imperfektionen zu berücksichtigen, sollten äquivalente Imperfektionen nach 7.3.2 verwendet werden, die die möglichen Wirkungen beider Arten von Imperfektionen wiedergeben.

ANMERKUNG Äquivalente Imperfektionen i werden durch Abweichungen der Vertikalität (Verdrehen: $\pm i_{\text{sway}}$ und $\pm \phi$) und fehlende Geradheit oder Ebenheit (Krümmung: $\pm i_{\text{bow}}$ und $\pm e$ sowie Verwindung: $\pm i_{\text{twist}}$ und $\pm \theta_{\text{twist}}$) dargestellt.

(3) Die Imperfektionsform, die die maximalen Kräfte und Momente in dem jeweiligen Bauteil oder seinen Verbindungen induziert, sollte als kritischer Zustand berücksichtigt werden.

(4) Äquivalente Imperfektionen erfüllen möglicherweise nicht die Grenzbedingungen des Berechnungsmodells.

(5) Die angenommenen Formen der Ersatzimperfektionen sollten aus den elastischen Beulmodi des globalen Bauwerks und/oder Bauteils für tragende Zwecke im Hinblick auf die Steifigkeit von Verbindungen abgeleitet werden.

(6) Die angenommenen Formen äquivalenter Imperfektionen dürfen aus Erfahrungswerten unter Berücksichtigung alternativer Eigenformen ausbestimmt werden.

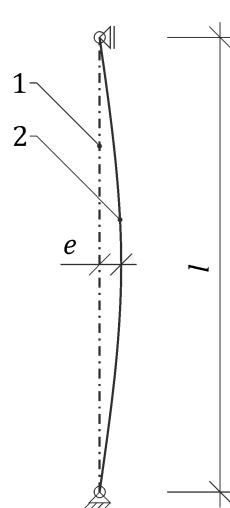
ANMERKUNG Jede Lastkonfiguration induziert einen Satz von Eigenformen.

(7) Wirkungen von Imperfektionen dürfen z. B. durch Systeme äquivalenter Einwirkungen ersetzt werden, siehe 7.3.3.

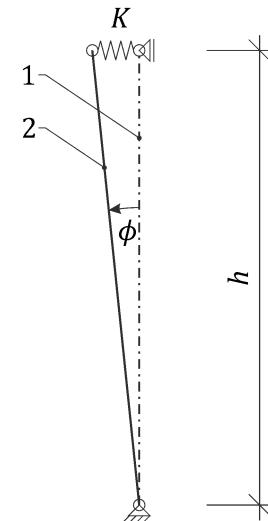
7.3.2 Äquivalente Imperfektionen

(1) Für einzelne Bauteile für tragende Zwecke dürfen die Formen äquivalenter Imperfektionen in Bild 7.4 bestimmt werden.

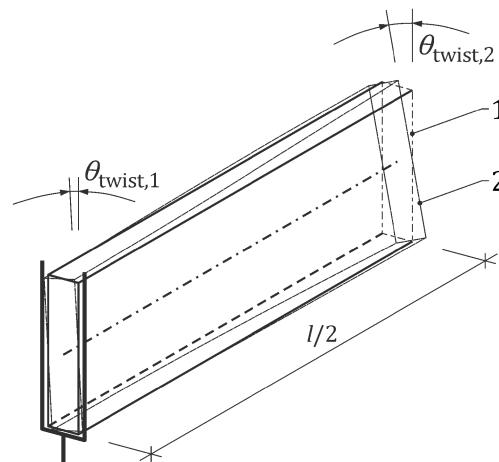
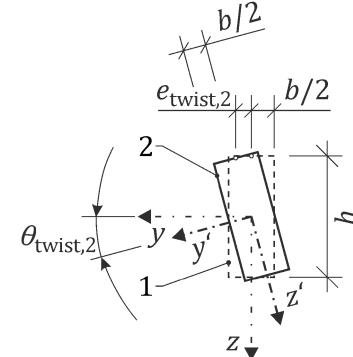
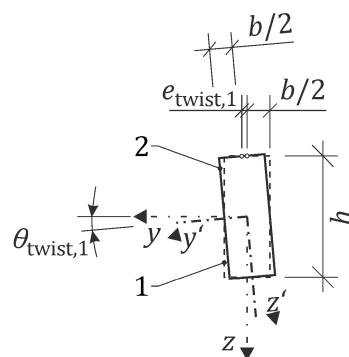
(2) Sofern Ersatzimperfektionen kleiner kleiner als in 7.3.2 angenommen werden, sollten durch spezifische Maßnahmen sichergestellt werden, dass sie nach der Errichtung nicht überschritten werden, die vorgesehenen Maßnahmen sollten überwacht werden.



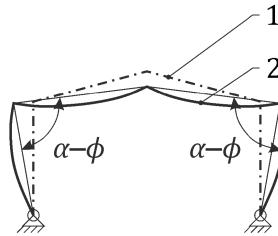
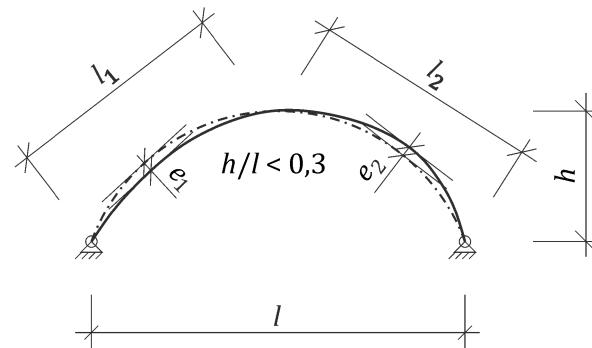
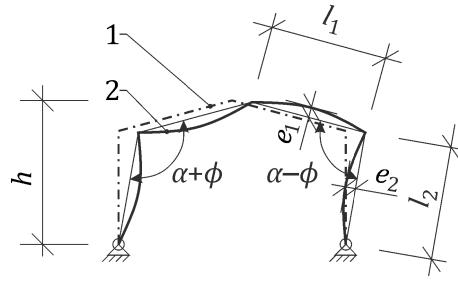
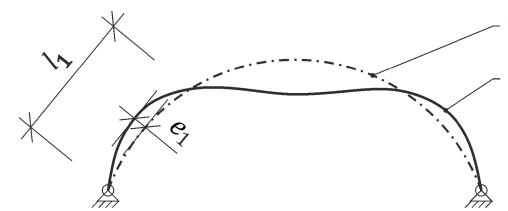
a) Flach, ohne und mit Absperrlagen



b) Kante, ohne und mit Absperrlagen



c) Äquivalente Vorverwindung des Querschnitts an dem Gabeltragwerk und in der Mitte der Spannweite

- Entwurf -**d) Symmetrische äquivalente Imperfektionen****e) Asymmetrische äquivalente Imperfektionen****Legende**

- 1 perfekte Geometrie des Bauteils
- 2 tragendes Bauteil
- e Krümmung des Bauteils
- l Spannweite des Bauteils
- K Steifigkeit der Einspannung
- ϕ Verdrehung des Bauteils
- h Höhe des Bauteils oder Bauwerks
- e_i Krümmung des Bauteils entsprechend einer äquivalenten Länge
- l_i äquivalente Länge des Bauteils
- $\theta_{\text{twist},1}$ Verdrehung eines Bauteils an einem Gabeltragwerk
- $\epsilon_{\text{twist},1}$ Exzentrizität des Bauteils aufgrund des Verdrehens eines Bauteils an einem Gabeltragwerk
- $\theta_{\text{twist},2}$ gesamte Rotation des Bauteils in der Mitte der Spannweite
- $\epsilon_{\text{twist},2}$ Krümmung des Bauteils aufgrund der Gesamtrotation

ANMERKUNG 1 Unter Berücksichtigung von Querlasten, kann eine anfängliche Vorkrümmung, z.B. die anfängliche Vorkrümmung des oberen Gurtes eines Fachwerkbinders zu einer lokalen Vorverdrehung des Tragwerks als Ganzes führen.

ANMERKUNG 2 Eine Vorverdrehung von Bauteilen unter Biegungsbeanspruchung und eine Vorverdrehung von Bauteilen unter Druckbeanspruchung kann auftreten.

Bild 7.4 — Beispiele äquivalenter geometrischer Imperfektionen drehbarer tragender Bauteile

(3) Die äquivalente Vorverdrehung ϕ als Bogenmaß sollte mindestens wie folgt bestimmt werden:

$$\phi = \pm \begin{cases} \frac{1}{200} & \text{for } h \leq 5 \text{ m} \\ \frac{1}{200} \sqrt{\frac{5}{h}} & \text{for } h > 5 \text{ m} \end{cases} \quad (7.4)$$

Dabei ist

h die Höhe der Struktur oder der Länge des Bauteils.

(4) Die äquivalente Vorkrümmung e sollte mindestens wie folgt bestimmt werden:

$$e = \pm \begin{cases} \frac{l}{400} & \text{for SL} \\ \frac{l}{1000} & \text{for GL, CLT, LVL, GLVL} \end{cases} \quad (7.5)$$

Dabei ist

l die äquivalente Länge.

ANMERKUNG Die äquivalente Exzentrizität eines Bauteils kann auf der Grundlage der effektiven Verdrehung des Bauteils an dem Gabeltragwerk $\theta_{\text{twist},1}$, der äquivalenten gesamten Rotations-Imperfektion eines Bauteils in der Mitte der Spannweite $\theta_{\text{twist},2}$ und der äquivalenten Vorkrümmung e berechnet werden.

(5) Die äquivalente Vorverdrehung an einem Gabeltragwerk $\theta_{\text{twist},1}$ sollte mindestens wie folgt bestimmt werden:

— Gabeltragwerk mit geringen zulässigen Abweichungen

$$\theta_{\text{twist},1} = \pm \frac{1}{150} \quad (7.6)$$

— Gabeltragwerk mit hohen zulässigen Abweichungen

$$\theta_{\text{twist},1} = \pm \frac{1}{100} \quad (7.7)$$

ANMERKUNG Gabeltragwerke mit geringen zulässigen Abweichungen sind Gabeltragwerke ohne Spalt zwischen Gabel und Balken, z. B. geklemmte Balken mit einer direkt nach der Errichtung am Balken angebrachten Gabel. Gabeltragwerke mit hohen zulässigen Abweichungen sind Gabeltragwerke mit einem Spalt zwischen der Gabel und dem Balken, selbst wenn der Spalt nach der Errichtung mit Keilen oder vergleichbaren Mitteln geschlossen wird, z. B. Betonsäulen mit einer Aussparung für den Balken.

(6) Die äquivalente Vorverdrehung θ_{twist} sollte wie folgt bestimmt werden:

$$\theta_{\text{twist}} = \pm \frac{l}{1500 h_{\text{mid}}} \quad (7.8)$$

Dabei ist

l die Länge des Balkens zwischen den Gabeltragwerken;

h_{mid} die Höhe des Balkens in der Mitte der Spannweite zwischen den Gabeltragwerken.

ANMERKUNG Die gesamte äquivalente Rotation eines Balkens in der Mitte der Spannweite $\theta_{\text{twist},2}$ ist die Summe der äquivalenten Vorverdrehung des Balkens an dem Auflager $\theta_{\text{twist},1}$ und der äquivalenten Vorverwindung θ_{twist} .

(7) Mögliche Translations- und Torsionswirkungen auf ein Bauwerk durch Verdrehungskräfte auf zwei gegenüberliegenden Seiten, die separat oder in Kombination auftreten können, sollten berücksichtigt werden.

(8) Die äquivalenten globalen Imperfektionen einer Reihe primärer Systeme, siehe Bild 7.5, dürfen wie folgt bestimmt werden:

$$i_{\text{sway}} = \pm k_{\text{sim}} \phi \quad (7.9)$$

$$i_{\text{bow}} = \pm k_{\text{sim}} e \quad (7.10)$$

$$i_{\text{twist}} = \pm k_{\text{sim}} \theta_{\text{twist}} \quad (7.11)$$

mit

$$k_{\text{sim}} = \sqrt{\frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{n} \right)} \quad (7.12)$$

Dabei ist

i_{sway} die äquivalente globale Vorverdrehung;

k_{sim} der Wahrscheinlichkeitsfaktor für Konstellationen identischer Imperfektionen einschließlich nur solcher primärer Systeme, die eine Last F_d oder q_d von nicht weniger als 50 % des Mittelwerts der betrachteten Reihe primärer Systeme tragen;

ϕ die äquivalente Vorverdrehung als Bogenmaß;

i_{bow} die äquivalente globale Vorkrümmung;

e die äquivalente Vorkrümmung;

i_{twist} die äquivalente globale Vorverwindung;

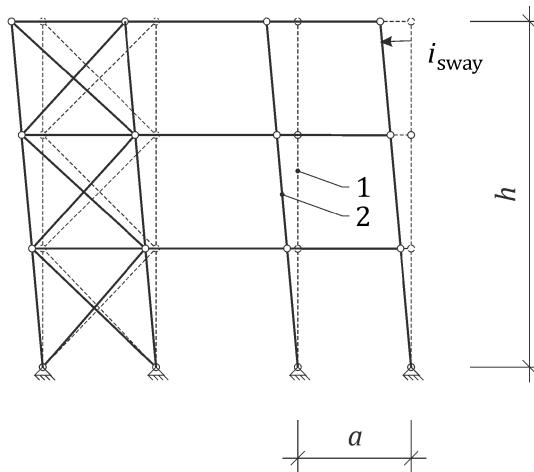
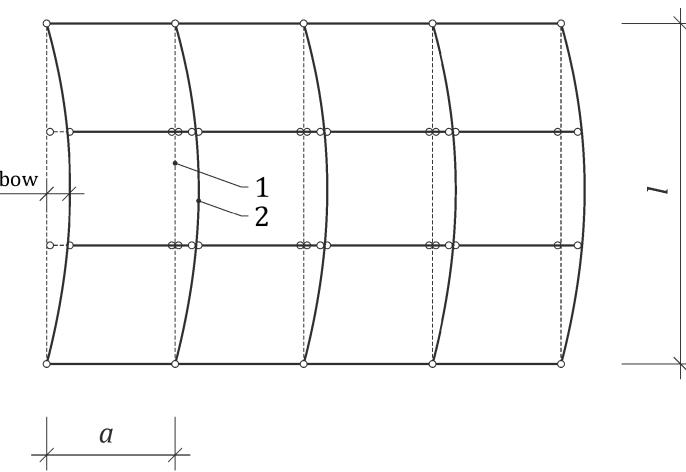
θ_{twist} die Vorverwindung des Bauteils;

n die Anzahl der durch die Aussteifung versteiften Bauteile.

ANMERKUNG Es wird angenommen, dass eine Reihe primärer Systeme durch ein einzelnes Aussteifungssystem ausgesteift ist.

(9) Wo globale statische Berechnungen nur unter Berücksichtigung der globalen Imperfektionen aus 7.3.2 durchgeführt werden, sollten lokale Imperfektionen der einzelnen Bauteile rückwirkend in der Verifizierung des Querschnitts oder des tragenden Elements berücksichtigt werden.

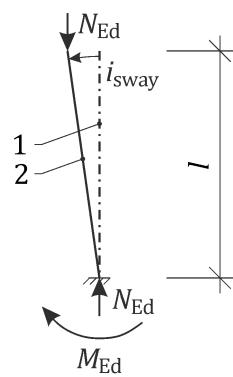
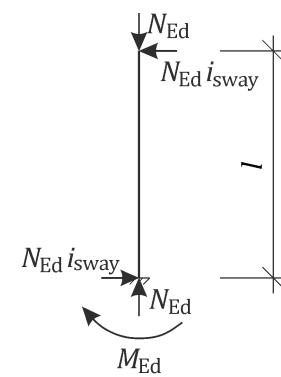
(10) Beulen in und außerhalb der Ebene einschließlich seitlichen Torsionsbeulen mit symmetrischen und asymmetrischen Beulformen (Eigenmoden mit entgegengesetzten Vorzeichen) sollten in der ungünstigsten Richtung und Form berücksichtigt werden.

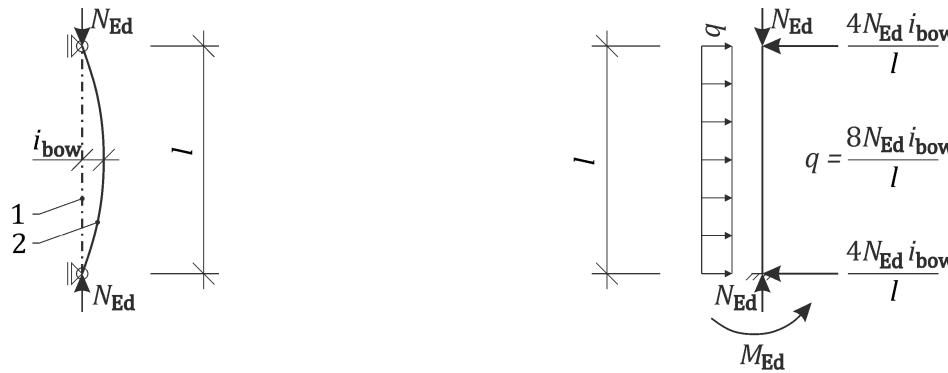
**a) Verdrehung in der Ebene****b) Krümmung in der Ebene****Legende**

- 1 perfekte Geometrie des Bauteils
- 2 tragendes Bauteil

Bild 7.5 — Beispiele für angenommene Anfangsabweichungen in der Geometrie von Systemen**7.3.3 Äquivalente Einwirkungen**

- (1) Als Alternative zu äquivalenten Imperfektionen dürfen äquivalente Einwirkungen angewendet werden.
- (2) Äquivalente Einwirkungen sollten in allen relevanten Richtungen auf das Bauwerk angewendet, aber nur in einer Richtung gleichzeitig berücksichtigt werden, siehe Bild 7.6.
- (3) Wo äquivalente Einwirkungen in mehrgeschossigen Balken- und Säulen-Gebäuderahmen verwendet werden, sollten sie auf jede Boden- und Deckenebene angewendet werden.

**a) Imperfekte Verdrehungskonfiguration im Gleichgewicht****b) Perfekte Konfiguration und entsprechende äquivalente Kräfte erster Ordnung (Verdrehung)**



c) Imperfekte Krümmungskonfiguration im Gleichgewicht

d) Perfekte Konfiguration und entsprechende äquivalente Kräfte erster Ordnung (Krümmung)

Bild 7.6 — Äquivalente geometrische Imperfektionen tragender Bauteile und äquivalente Einwirkungen

7.4 Vereinfachtes Verfahren für die Bewertung der Auswirkungen der Einwirkungen auf der Grundlage der Theorie der zweiten Ordnung

7.4.1 Allgemeines

(1) 7.4 darf auf eine gerade Balken-Säule mit einem konstanten Querschnitt entlang der x -Achse, einfach gestützt und torsionsbeschränkt (auf Gabeltragwerk) an beiden Enden, wo eine äquivalente Imperfektion e_z oder e_y nach 7.4.2 Biegeknicken induziert, siehe Bild 8.8 a), und wo äquivalente Imperfektionen e_y und/oder $\theta_{twist,2}$ nach 7.4.3 seitliches Torsionsbeulen induzieren, siehe 8.8 b), angewendet werden.

(2) Beulen in der Ebene und seitliches Torsionsbeulen darf separat behandelt werden.

(3) Geplante Überhöhungen müssen als zusätzliche Vorkrümmung behandelt werden.

ANMERKUNG Die positiven Wirkungen der Überhöhung werden durch das algebraische Zeichen berücksichtigt.

(4) Die Wirkung von Kriechen darf durch die Anwendung einer durch Kriechen verstärkten Vorkrümmung oder eines Endsteifigkeitswerts, siehe 4.4(7), berücksichtigt werden, um $N_{y/z,crit}$ und $M_{y/z,crit}$ zu berechnen.

ANMERKUNG Anhang C enthält allgemeine analytische Gleichungen für Wirkungen zweiter Ordnung.

7.4.2 Biegeknicken

(1) Für ein Bauteil mit einer äquivalenten Vorkrümmung e_z oder e_y mit einer konstanten Bemessungsdruckkraft N_{Ed} und einem angewendeten einachsigen Bemessungsbiegemoment $M_{y/z,Ed}$ um die y - oder z -Achse kann das nichtlineare Bemessungsmoment $M_{y/z,d}^{nl}$ um die jeweilige Achse wie folgt bestimmt werden:

$$M_{y/z,d}^{nl} = \frac{e_{y/z}}{1 - \alpha_{c,y/z}} N_{Ed} + \frac{1 + \delta_{y/z} \alpha_{c,y/z}}{1 - \alpha_{c,y/z}} M_{y/z,Ed} \quad (7.13)$$

mit

$$\alpha_{c,y/z} = \frac{N_{Ed}}{N_{y/z,crit}} \quad (7.14)$$

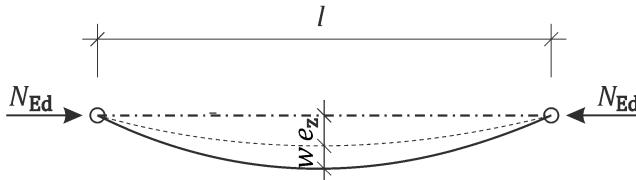
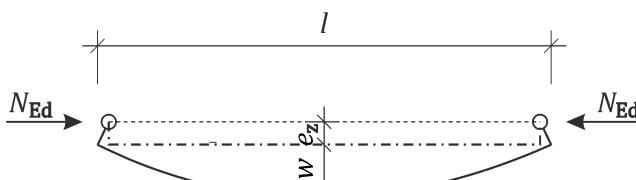
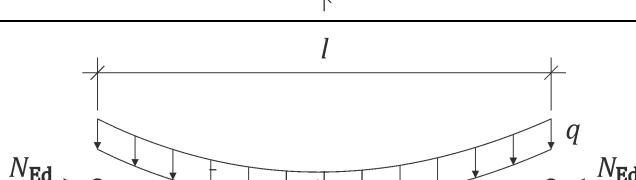
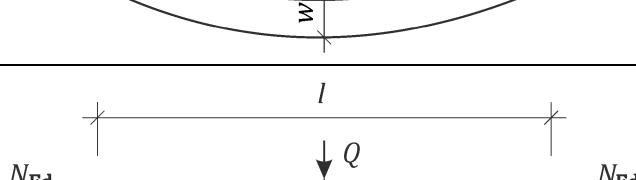
$$N_{y/z,\text{crit}} = \frac{\pi^2 E_{0,k} I_{y/z}}{l_{c,y/z,\text{ef}}^2} \quad (7.15)$$

Dabei ist

- $e_{y/z}$ die äquivalente Vorkrümmung in y - oder z -Richtung nach 7.3.2;
- $\alpha_{c,y/z}$ der Verstärkungsfaktor für kritische Normalkräfte;
- $\delta_{y/z}$ der Dischinger-Koeffizient unter Berücksichtigung der jeweiligen Verteilung von $M_{y,\text{Ed}}$ oder $M_{z,\text{Ed}}$ entlang der x -Achse nach Tabelle 7.1;
- $N_{y/z,\text{crit}}$ die kritische Kraft für das Biegeknicken um die y - oder z -Achse;
- $E_{0,k}$ der charakteristische Elastizitätsmodul parallel zur Faser nach 4.4;
- $I_{y/z}$ das zweite Trägheitsmoment um die y - oder z -Achse;
- $l_{c,y/z,\text{ef}}$ die effektive komprimierte Länge um die y - oder z -Achse.

ANMERKUNG Anhang B enthält Hinweise zur Berechnung der effektiven Längen bezüglich der Druck $l_{c,y/z,\text{ef}}$.

Tabelle 7.1 — Beispiele für Dischinger-Koeffizienten $\delta_{z/y}$

	Art der Beanspruchung	Moment $M_{y/z,\text{Ed}}$	$\delta z/y$
1		$N_{\text{Ed}} e_{z/y}$	0
2		$N_{\text{Ed}} e_{z/y}$	0,273
3		$\frac{q l^2}{8}$	0,0324
4		$\frac{Q l}{4}$	-0,189

BEISPIEL Wo ein konstantes internes Biegemoment anwendbar ist, beträgt $\delta_{y/z}$ 0,273. Wenn $\alpha_{c,y/z} < 0,44$, basierend auf einem Grenzwert für die Imperfektion von $l/400$ und einem Grenzwert für die Verformung von $l/500$, beträgt $\delta_{y/z}$ 0.

(2) Die Komponenten nichtlinearer Ablenkungen w^{nl} und v^{nl} dürfen wie folgt bestimmt werden:

$$w^{\text{nl}} = \frac{\alpha_{c,z} (e_z + w)}{1 - \alpha_{c,z}} \quad (7.16)$$

$$v^{\text{nl}} = \frac{\alpha_{c,y} (e_y + v)}{1 - \alpha_{c,y}} \quad (7.17)$$

Dabei ist/sind

$\alpha_{c,y/z}$ der Verstärkungsfaktor für kritische Normalkräfte für die jeweilige Richtung;

w die Ablenkung aufgrund von $M_{y,Ed}$ aus der Berechnung der ersten Ordnung;

v die Ablenkungen aufgrund von $M_{z,Ed}$ aus der Berechnung der ersten Ordnung.

7.4.3 Biegendrillknicken

(1) Für ein Bauteil mit einer äquivalenten Vorkrümmung e_y und einer äquivalenten gesamten Rotations-Imperfektion $\theta_{\text{twist},2}$, mit einer konstanten Bemessungsdruckkraft N_{Ed} mit $N_{\text{crit},y} > 10N_{Ed}$ und $\frac{G I_x A}{I_y + I_z} > 10N_{Ed}$ und einem angewendeten einachsigen konstanten Bemessungsbiegemoment $M_{y,Ed}$, siehe Bild 8.8, dürfen die nichtlinearen Bemessungsmomente $M_{z,d}^{\text{nl}}$ und $M_{x,d}^{\text{nl}}$ wie folgt bestimmt werden:

$$M_{z,d}^{\text{nl}} = \frac{1}{1 - \alpha_{c,z} - \alpha_m^2} \left[\left(N_{Ed} + \frac{M_{y,Ed}^2}{G_k I_x} \right) e_y + M_{y,Ed} \theta_{\text{twist},2} + (1 + \alpha_{c,z} \delta_z) M_{z,Ed} \right] \quad (7.18)$$

$$M_{x,d}^{\text{nl}} = \frac{1}{1 - \alpha_{c,z} - \alpha_m^2} \left[M_{y,Ed} \pi \frac{e_y}{l} + \alpha_m^2 G_k I_x \pi \frac{\theta_{\text{twist},2}}{l} \right] \quad (7.19)$$

mit

$$\alpha_{c,z} = \frac{N_{Ed}}{N_{z,\text{crit}}} \quad (7.20)$$

$$N_{z,\text{crit}} = \frac{\pi^2 E_{0,k} I_z}{l_{c,z,\text{ef}}^2} \quad (7.21)$$

$$\alpha_m = \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,\text{crit}}} \quad (7.22)$$

$$M_{y,\text{crit}} = \frac{\pi}{l_{m,\text{ef}}} \sqrt{G_k I_x E_{0,k} I_z} \quad (7.23)$$

Dabei ist

G_k der Bemessungsschubmodul nach 4.4;

I_x das Trägheitsmoment der Torsion;

- A die Querschnittsfläche des Bauteils;
- e_y die äquivalente Vorkrümmung nach 7.3.2, die seitliche Ablenkungen aufgrund von $M_{z,Ed}$ aus der Analyse der ersten Ordnung beinhaltet;
- $\theta_{twist,2}$ die äquivalente gesamte Vorverwindung nach 7.3;
- δ_z der Dischinger-Koeffizient unter Berücksichtigung der Verteilung von $M_{z,Ed}$ entlang der x -Achse nach Tabelle 7.1;
- $M_{y,Ed}$ das Bemessungsbiegemoment um die y -Achse;
- l die Länge des Bauteils;
- $N_{z,crit}$ die kritische Normalkraft um die z -Achse;
- $l_{c,z,ef}$ die äquivalente Bauteillänge bezüglich der Druck;
- α_m der Verstärkungsfaktor für kritische Biegemomente;
- $E_{0,k}$ der Bemessungs-Elastizitätsmodul parallel zur Faser nach 4.4;
- I_z das zweite Trägheitsmoment um die z -Achse;
- $M_{y,crit}$ das kritische Biegemoment;
- $l_{m,ef}$ die äquivalente Bauteillänge bezüglich Biegung.

ANMERKUNG 1 Anhang B enthält Hinweise zur Berechnung der effektiven Längen $l_{m,ef}$.

ANMERKUNG 2 N_{crit} und $M_{y,crit}$ ist ein kritisches Paar mit einzelner äquivalenten Länge $l_{c,y/z,ef} = l_{m,ef} = l$.

ANMERKUNG 3 Für axiale Zugkräfte wird N_{Ed} in Gleichung (7.18) und Gleichung (7.20) mit -1 multipliziert.

8 Grenzzustände der Tragfähigkeit

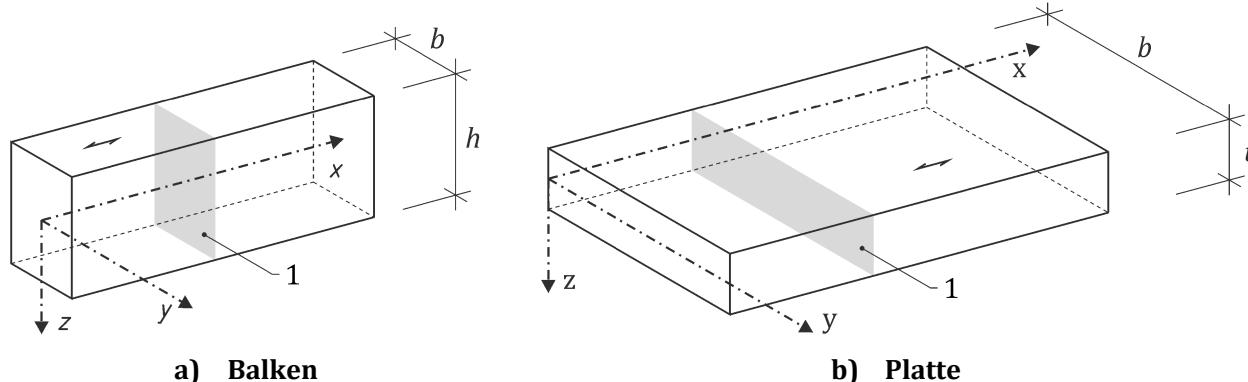
8.1 Verifizierung des Widerstands von Bauteilen

8.1.1 Allgemeines

(1) 8.1 ist für Verifizierungen des Widerstands von Produkten aus Bauholz für tragende Zwecke (einschließlich Verifizierungen von Lamellen), siehe Bild 8.1, anwendbar.

(2) Die Verifizierung des Widerstands von Bauteilen muss auf die berechneten inneren Kräfte angewendet werden. Nichtlineare Wirkungen von Imperfektionen und Verformungen sollten in der Berechnung der inneren Kräfte unter Druck und Biegung berücksichtigt werden, falls erforderlich, siehe 7.2.1, oder bei Verifizierungen des Widerstands von Bauteilen nach 8.2.

(3) Reduzierungen der Querschnittsfläche müssen berücksichtigt werden, siehe 7.2.3.

**Legende**

- 1 betrachteter Querschnitt
- b Breite des rechteckigen Querschnitts
- h Höhe des rechteckigen Querschnitts
- t Dicke des rechteckigen Querschnitts

Bild 8.1 — Achse des Bauteils**8.1.2 Zug parallel zur Faser**

(1) Für die Bemessungszugspannung parallel zur Faser $\sigma_{t,0,d}$ muss Folgendes erfüllt sein:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (8.1)$$

Dabei ist

$f_{t,0,d}$ die Bemessungszugfestigkeit parallel zur Faser.

8.1.3 Zug senkrecht zur Faser

(1) Die Wirkung der Größe des Bauteils muss berücksichtigt werden.

(2) Die Wirkung der Verteilung der Zugspannungen senkrecht zur Faser bei Widerstand darf berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Die Verifizierung wird in den Regeln in 8.1.14, 8.3.3.1 und 8.3.5 berücksichtigt.

8.1.4 Zug in einem Winkel zur Faser

(1) Für Zugspannung in der Ebene in einem Winkel von α zur Faser $\sigma_{t,\alpha,d}$ in Bauteilen aus Bauholz für tragende Zwecke mit Absperrlagen muss Folgendes erfüllt sein:

$$\sigma_{t,\alpha,d} \leq \frac{f_{t,0,d} f_{t,90,d}}{f_{t,0,d} \sin^2 \alpha + f_{t,90,d} \cos^2 \alpha} \quad (8.2)$$

Dabei ist

$f_{t,0,d}$ die Bemessungszugfestigkeit parallel zur Faser;

$f_{t,90,d}$ die Bemessungszugfestigkeit senkrecht zur Faser in der Ebene.

8.1.5 Druck parallel zur Faser

(1) Folgendes muss für die Bemessungsdruckspannung parallel zur Faser $\sigma_{c,0,d}$ erfüllt sein:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (8.3)$$

Dabei ist

$f_{c,0,d}$ die Bemessungsdruckfestigkeit parallel zur Faser.

8.1.6 Druck senkrecht zur Faser

8.1.6.1 Allgemeines

(1) Folgendes sollte für die Bemessungsdruckspannung senkrecht zur Faser $\sigma_{c,90,d}$ erfüllt sein:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{\text{mat}} k_{c,90} f_{c,90,d} \quad (8.4)$$

mit

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A} \quad (8.5)$$

Dabei ist

k_{mat} der Faktor zur Berücksichtigung des Materialverhaltens und des Grads der Druckverformung senkrecht zur Faser, siehe 8.1.6.1(2) und Tabelle 8.1;

$k_{c,90}$ der Spannungsausbreitungsfaktor zur Berücksichtigung der Verteilung von Druckspannungen in dem Bauteil nach 8.16.1(2) und 8.16.1(3);

$f_{c,90,d}$ die Bemessungsdruckfestigkeit senkrecht zur Faser;

$F_{c,90,d}$ die Bemessungsdruckkraft senkrecht zur Faser;

A der Bereich der aufgebrachten Kraft senkrecht zur Faser.

(2) Die Werte von $k_{c,90}$ und k_{mat} sollten als 1,0 bestimmt oder anhand der Gleichung (8.6) berechnet oder aus Tabelle 8.1 entnommen werden.

Tabelle 8.1 — Werte für k_{mat}

Art des Holzprodukts	Fall A ^a		Fall B ^b		Fall C ^c	
	Dehnung ^d	$k_{\text{ma}} t$	Dehnung ^d	$k_{\text{ma}} t$	Dehnung ^d	$k_{\text{ma}} t$
Massivholzbasiert (SWB) (siehe Tabelle 5.1)	0,025	1,4	0,10	2,1	0,20	2,7
Weichholz LVL und GLVL, an den Kanten belastet	0,015	1,0	—	—	—	—
Weichholz LVL und GLVL, flach belastet	0,025	1,3	für $h \geq 46 \text{ mm}$ 0,07	1,9	für $20 \text{ mm} \leq h < 46 \text{ mm}$ (0,30 – 0,005h)	2,5
Hartholz LVL und GLVL, an den Kanten belastet	0,015	1,0	0,035	1,2	—	—

Art des Holzprodukts	Fall A ^a		Fall B ^b		Fall C ^c	
	Dehnung ^d <i>t</i>	<i>k_{ma}</i>	Dehnung ^d <i>t</i>	<i>k_{ma}</i>	Dehnung ^d <i>t</i>	<i>k_{ma}</i>
Hartholz LVL und GLVL, flach belastet	0,020	1,3	0,05	1,6	—	—
ANMERKUNG 1 Die Werte von <i>k_{mat}</i> in dieser Tabelle wurden anhand der Teilsicherheitsbeiwerte γ_M in Tabelle 4.3 berechnet. Wenn die Werte in nationalen Anhängen für Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{M,NA}$ abweichend von γ_M in Tabelle 4.3 vorgeschrieben sind, können die Werte für <i>k_{mat}</i> durch Multiplizieren der Werte in dieser Tabelle mit $\gamma_{M,NA}/\gamma_M$ berechnet werden.						
ANMERKUNG 2 Siehe 9.4 für die Berechnung von Verformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.						
ANMERKUNG 3 Die Beschränkung des Tiefen-Breite-Verhältnisses in Fall A dient dazu, vorzeitiges Rollschubversagen zu verhindern.						
ANMERKUNG 4 Höhere Werte von <i>k_{mat}</i> können anwendbar sein, wenn die seitliche Verformung des belasteten Bereichs verhindert wird.						
<p>^a Fall A deckt die meisten Bemessungssituationen ab. Er ist anwendbar, wenn Verformungen zur Instabilität eines Bauteils oder Systems führen oder inakzeptablen Schaden an anderen Komponenten wie etwa Bauholz für tragende Zwecke verursachen, dabei ist $h > 5b$; dabei ist h die Tiefe des Bauteils und b die Breite. Die Dehnungswerte weisen auf das Einsetzen von Strecken hin.</p> <p>^b Fall B ist anwendbar, wenn die Verformung keinen wesentlichen Einfluss auf die Stabilität eines Bauteils oder Systems hat.</p> <p>^c Fall C ist anwendbar, wenn Verformungen keine wesentliche Wirkung auf die Stabilität von Bauteilen haben und das Versagen des Bauteils nicht zu einem Versagen des gesamten Bauwerks oder von Teilen desselben führt. Solche Fälle umfassen Bauteile, die ständig gestützt werden und für die die Breite $b \geq h$ oder für Platten- oder Balkenaufklager, bei denen lokales Eindrücken nicht zu einem Versagen des gesamten Bauwerks oder von Teilen desselben führen wird, z. B. aufgrund einer Neuverteilung der Kraft auf angrenzende Bauteile. Dies ist auch für die in 8.1.6(9) erwähnten Fälle anwendbar.</p> <p>^d Dehnung ist das Verhältnis der gesamten Verformung und der effektiven Tiefe h_{ef}. Für ständig gestützte Bauteile (siehe Bild 8.2) $h_{ef} = h$. Die Dehnungswerte sind ungefähre Größenwerte.</p>						

(3) Der Wert für den Spannungsausbreitungsfaktor $k_{c,90}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$k_{c,90} = \sqrt{\frac{l_{ef}}{l_{c,90}}} \leq 4,0 \quad (8.6)$$

Dabei ist

l_{ef} die effektive Ausbreitungslänge parallel zur Faser, siehe Bild 8.2 bis Bild 8.3;

$l_{c,90}$ die gestauchte Länge parallel zur Faser, siehe Bild 8.2 bis Bild 8.3.

(4) Die effektive Ausbreitungslänge der Druckspannung parallel zur Faser l_{ef} sollte unter Verwendung eines Spannungsausbreitungsgradienten von 45° berechnet werden.

ANMERKUNG Der Ausbreitungsfaktor der Druckspannung senkrecht zur Faser (in Richtung der Breite) wird vernachlässigt. Dies ist nicht für Brettsperrholz anwendbar, siehe 8.1.6.1(10).

(5) Im Fall von flach belastetem LVL-C, GLVL-C und PW muss der Wert des Spannungsausbreitungsfaktors $k_{c,90}$ wie für CLT bestimmt werden, siehe Gleichung (8.10).

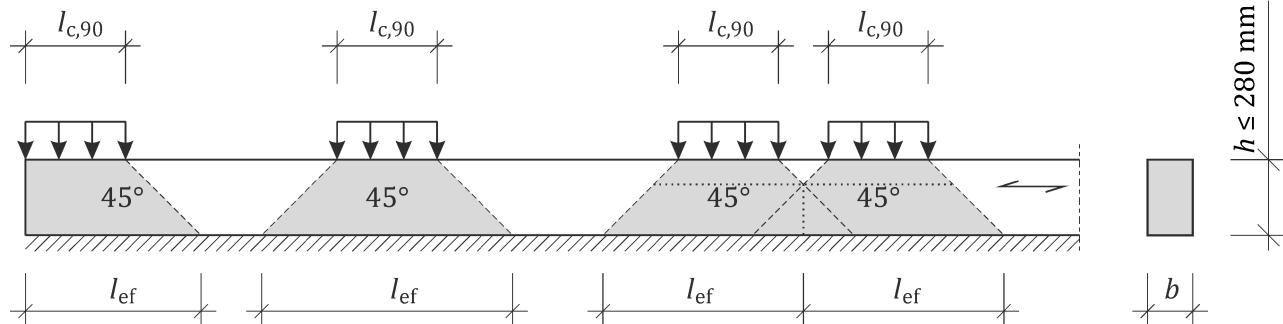
(6) Für ein kontinuierlich aufgelagertes Bauteil, das durch konzentrierte Kräfte senkrecht zur Faser auf der gegenüberliegenden Seite belastet wird, siehe Bild 8.2 a) und Bild 8.2 b), sollte der Spannungsausbreitungsfaktor $k_{c,90}$ mit einer effektiven Ausbreitungslänge der Druckspannung l_{ef} in Übereinstimmung mit 8.1.6.1(3) und einer effektiven Tiefe h_{ef} wie folgt berechnet werden:

Printed copies are uncontrolled

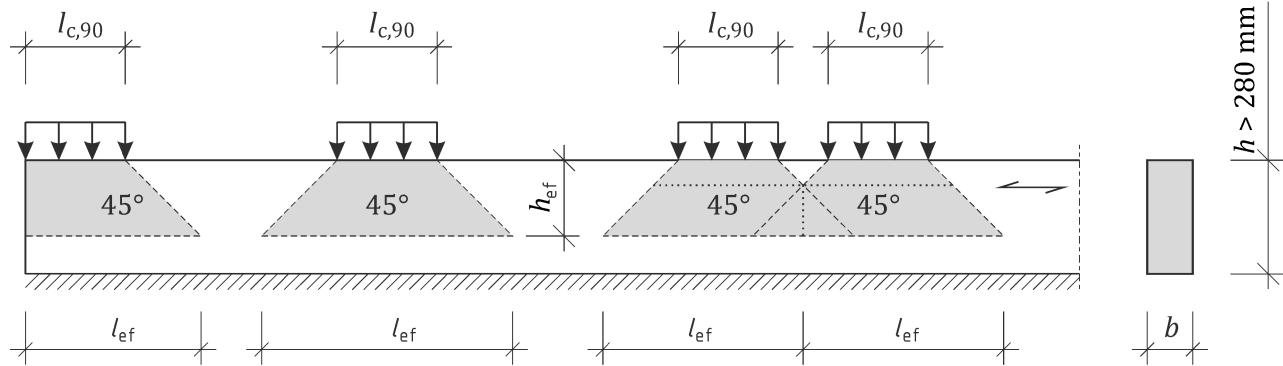
$$h_{\text{ef}} = \min\{h; 280\} \quad (8.7)$$

Dabei ist

h die Tiefe des Bauteils in mm.



a) Tiefe des Bauteils $h \leq 280$ mm



b) Tiefe des Bauteils $h > 280$ mm

Bild 8.2 — Effektive Ausbreitungslänge kontinuierlich aufgelagerter Bauteile

(7) Für Bauteile auf lokalen Auflagern, die durch verteilte und/oder konzentrierte Druckkräfte senkrecht zur Faser belastet werden, siehe Bild 8.3, sollte der Spannungsausbreitungsfaktor $k_{c,90}$ unter Verwendung einer effektiven Ausbreitungslänge der Druckspannung l_{ef} nach 8.1.6.1(4) und einer wie folgt bestimmten Tiefe h_{ef} berechnet werden:

$$h_{\text{ef}} = \min\{0,4h; 140\} \quad (8.8)$$

Dabei ist

h die Tiefe des Bauteils in mm.

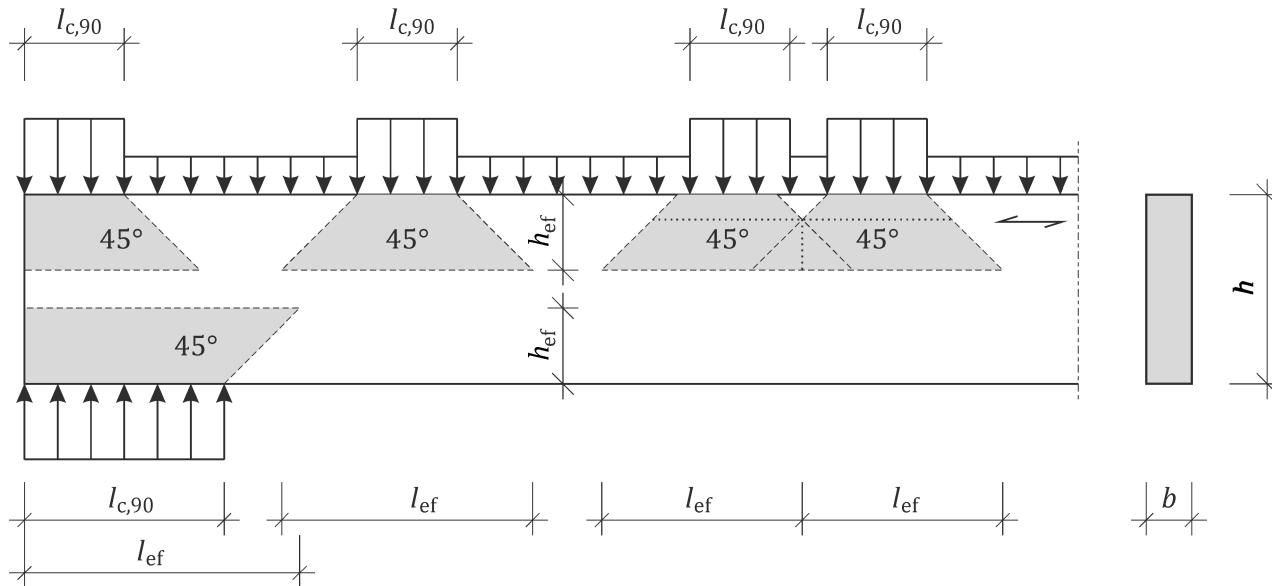


Bild 8.3 — Effektive Ausbreitungslänge eines lokal aufgelagerten Bauteils, das mit verteilten und/oder konzentrierten Druckkräften senkrecht zur Faser in engen Abständen oder in der Nähe des Endes des Bauteils belastet wird

(8) Für andere Formen der belasteten Fläche als der quadratischen Form (z. B. runde Unterlegscheiben) dürfen die effektive Ausbreitungslänge l_{ef} und die Länge der belasteten Fläche $l_{c,90}$ in Gleichung (8.6) durch die effektive Ausbreitungsfläche bzw. die Fläche der aufgebrachten Last ersetzt werden.

(9) Spannung in Druck senkrecht zur Ebene $\sigma_{c,90,d}$ ausgesetzten CLR sollte die Gleichung (8.9) erfüllen. Der Spannungsausbreitungsfaktor $k_{c,90,CLT}$ sollte als 1 angenommen oder nach 8.1.6.1(10) berechnet werden:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{mat} k_{c,90,CLT} f_{c,90,d} \quad (8.9)$$

Dabei ist

$\sigma_{c,90,d}$ die Bemessungsdruckspannung in dem Kontaktbereich senkrecht zur Faser;

k_{mat} der Faktor zur Berücksichtigung des Materialverhaltens und des Grads der Druckverformung senkrecht zur Faser;

$k_{c,90,CLT}$ der Spannungsausbreitungsfaktor zur Berücksichtigung der Verteilung von Druckspannungen in dem Bauteil und des Aufbaus des CLT-Elements;

$f_{c,90,d}$ die Bemessungsdruckfestigkeit senkrecht zur Faser des CLT.

(10) Für CLT mit einem Verhältnis von $1 \leq t_{l,max}/t_{l,min} \leq 2$, mit der größten Lamellesdicke $t_{l,max}$ und der Mindestlamellesdicke $t_{l,min}$ innerhalb des Aufbaus sollte der Wert von $k_{c,90,CLT}$ wie folgt unter Verwendung eines Spannungsausbreitungsgradienten von 35° bestimmt werden, siehe Bild 8.4:

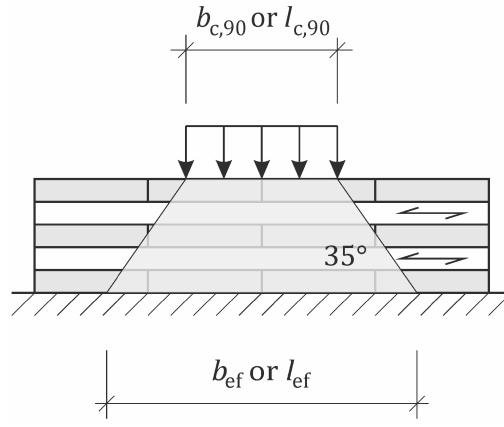
$$k_{c,90,CLT} = \sqrt{\frac{b_{ef} l_{ef}}{b_{c,90} l_{c,90}}} \leq 4 \quad (8.10)$$

Dabei ist

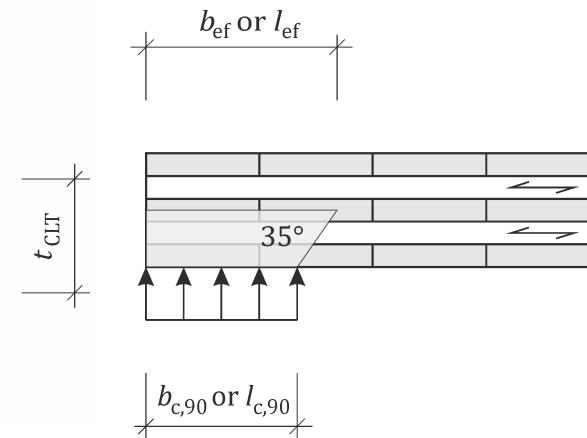
$k_{c,90,CLT}$ der Spannungsausbreitungsfaktor zur Berücksichtigung der Verteilung von Druckspannungen in dem Bauteil und des Aufbaus des CLT-Elements;

- b_{ef} die effektive Ausbreitungsbreite senkrecht zur Faser, siehe Bild 8.4;
- l_{ef} die effektive Ausbreitungslänge parallel zur Faser, siehe Bild 8.4;
- $b_{c,90}$ die Breite des belasteten Bereichs senkrecht zur Faser;
- $l_{c,90}$ die gestauchte Länge parallel zur Faser.

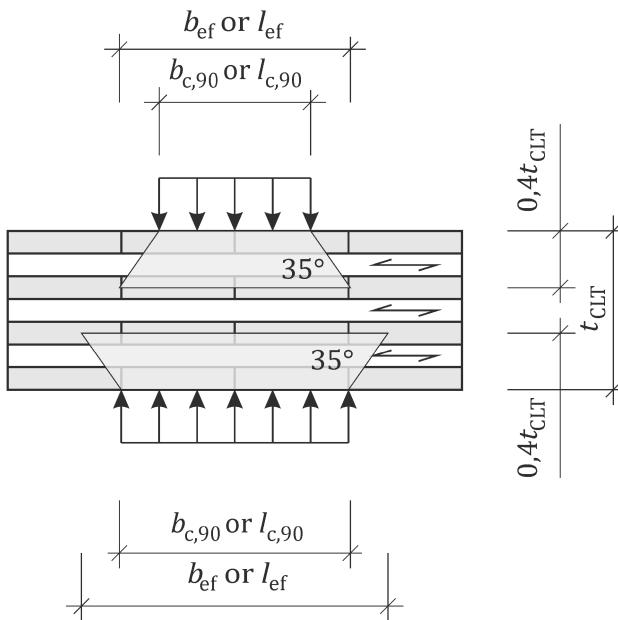
ANMERKUNG Für CLT werden die Faserrichtungen in Bezug auf die Decklagen definiert.



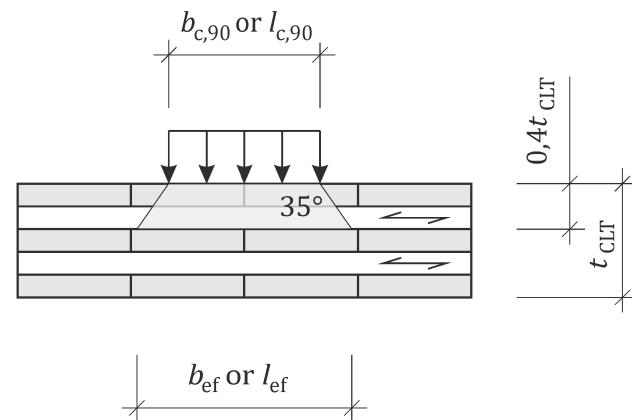
a) An kontinuierlichen Auflagern



b) An lokalen Auflagern



c) An Kontaktbereichen auf beiden gegenüberliegenden Seiten mit unterschiedlicher Größe und Position



d) Für Kräfte an lokal belasteten Stellen

Bild 8.4 — Kraftverteilungsbreite und Spannungsausbreitungslänge in Druckkräften senkrecht zur Ebene ausgesetzten CLT

8.1.6.2 Verstärkung

(1) Für Weichholz-Bauteile aus ST, FST, GST, GL, BGL und LVL-P und GLVL-P in flacher Biegung darf die Druckkapazität senkrecht zur Faser durch Verstärkungen mit Schrauben mit durchgehendem Gewinde oder Stangen mit Holzschaubengewinde erhöht werden.

(2) Die Schrauben oder Stangen mit Holzschaubengewinde sollten:

- für das jeweilige Holzprodukt und die Nutzungsklasse des verstärkten Holzbauteils anwendbar sein;
- gleichmäßig über den verstärkten Kontaktbereich verteilt sein;
- in einem Winkel zwischen Schrauben- oder Stangenachse und Faserrichtung von $45^\circ \leq \varepsilon \leq 90^\circ$ angewendet werden, siehe Bild 11.4;
- in einem Winkel zwischen der Schrauben- oder Stangenachse und der Kontaktfläche von 90° angewendet werden;
- mit ihren Köpfen bündig mit dem Kontaktbereich angewendet werden.

(3) Der Kontaktbereich sollte:

- eine ausreichende Steifigkeit aufweisen (z. B. Stahlplatte mit ausreichender Dicke, siehe 8.1.6.2(8)), und Ebenheit, um ein Eindringen der Schrauben- oder Stangenköpfe in das Kontaktbauteil zu verhindern;
- eine ausreichende Rotationskapazität sicherstellen, sofern erforderlich, um eine gleichmäßige Verteilung der Druckkraft über alle Schrauben oder Stangen zu ermöglichen, siehe Gleichung (8.17).

(4) Für die Berechnung der charakteristischen Kapazität des verstärkten Kontaktbereichs nach Gleichung (8.11) sollte die Kontaktbreite an der Spitze der Verstärkung der Breite des Bauteils b entsprechen, siehe Bild 8.5 c).

(5) Für Verstärkungen nach 8.1.6.2(1) – (3) sollte die charakteristische Kapazität des verstärkten Kontaktbereichs $F_{c,90,Rk}$ wie folgt als der Mindestwert bestimmt werden:

$$F_{c,90,Rk} = \min \left\{ k_{\text{mat}} b_{c,90} l_{\text{ef},1} f_{c,90,k} + n \min \{F_{w,k}; F_{c,k}\} \right. \\ \left. / b l_{\text{ef},2} f_{c,90,k} \right\} \quad (8.11)$$

mit

$$l_{\text{ef},1} = l_{c,90} + \min \{l_e; 30; l_s/2; l_{c,90}\} + \min \{30; l_s/2; l_{c,90}\} \quad \text{for end supports, see Figure 8.5 a)} \quad (8.12)$$

$$l_{\text{ef},1} = l_{c,90} + \min \{30; l_s/2; l_{c,90}\} \\ + \min \{30; l_s/2; l_{c,90}\} \quad \text{for intermediate supports, see Figure 8.5 b)} \quad (8.13)$$

$$l_{\text{ef},2} = l_r + (n_0 - 1) a_1 + \min \{l_r; a_{3,c}\} \quad \text{for end supports, see Figure 8.5 a)} \quad (8.14)$$

$$l_{\text{ef},2} = 2 l_r + (n_0 - 1) a_1 \quad \text{for intermediate supports, see Figure 8.5 b)} \quad (8.15)$$

Dabei ist

k_{mat} der Faktor zur Berücksichtigung des Materialverhaltens nach 8.1.6.2(6);

$b_{c,90}$ die Breite des Kontaktbereichs, siehe 8.5 c);

- $l_{ef,1}$ die effektive Kontaktlänge parallel zur Faser in der Ebene, definiert durch den Kontaktbereich, siehe Bild 8.5 a) und Bild 8.5 b) und Gleichung (8.12) und Gleichung (8.13); für $\alpha < 90^\circ$, $l_{ef} = l$;
- $f_{c,90,k}$ die charakteristische Druckfestigkeit senkrecht zur Faser;
- n das Produkt ($n_0 \cdot n_{90}$), d. h. die Anzahl der für die Verstärkung angewendeten Schrauben oder Stangen mit durchgehendem Gewinde, siehe Bild 8.5;
- $F_{w,k}$ der charakteristische Ausziehwiderstand nach 11.2.2.3;
- $F_{c,k}$ der charakteristische Widerstand einer Schraube unter Stauchung entlang der Achse nach 11.2.2.5;
- b die Breite des Bauteils, siehe Bild 8.5 c);
- $l_{ef,2}$ die effektive Verteilungslänge parallel zur Faser in der durch die Schrauben- oder Stangenspitzen definierten Ebene, siehe Bild 8.5;
- $l_{c,90}$ die Länge des Kontaktbereichs, siehe Bild 8.5 a) und Bild 8.5 b), in mm;
- l_e der lichte Abstand parallel zur Faser zwischen dem Ende des Bauteils und dem Kontaktbereich, siehe Bild 8.5 a), in mm;
- l_s der lichte Abstand parallel zur Faser zwischen dem Kontaktbereich und der konzentrierten Last, siehe Bild 8.5 a), in mm;
- l_r die verstärkte Länge ab dem Gewindeteil der Schraube oder Stange in dem Holzbauteil, siehe Bild 8.5;
- n_0 die Anzahl der in Reihe parallel zur Faser angeordneten Schrauben und Stangen mit durchgehendem Gewinde;
- a_1 der Abstand parallel zur Faser, siehe Bild 8.5;
- $a_{3,c}$ der Abstand zwischen stiftförmigem Verbindungsmittel und unbelastetem Ende, siehe Bild 8.5;
- n_{90} die Anzahl von in Reihe angeordneten Schrauben oder Stangen mit durchgehendem Gewinde senkrecht zur Faser.

(6) Der Wert von k_{mat} sollte als 1,0 genommen werden, außer wenn die folgenden Bedingungen anwendbar sind. Für Bauteile auf diskreten Auflagern, die durch verteilte Lasten und/oder konzentrierte Lasten in einem lichten Abstand zu dem Auflager l_s von mindestens $2h$ belastet werden, siehe Bild 8.5 a), sollte der Wert für k_{mat} wie folgt bestimmt werden:

- $k_{mat} = 1,5$ für Weichholzprodukte ST, GST und FST;
- $k_{mat} = 1,75$ für Weichholzprodukte GL und BGL, vorausgesetzt, dass $l_{c,90} \leq 400$ mm.

ANMERKUNG Eine Reihe von Punktlasten, die an eng beieinander liegenden Zentren wirken, kann als verteilte Last angesehen werden. Dies wird für das einzelne Bauteil entschieden unter Berücksichtigung des Verhältnisses zwischen den Mitten und der Spanne, das zu einer ungefähr gleichmäßigen Verteilung an der neutralen Achse des Bauteils führt.

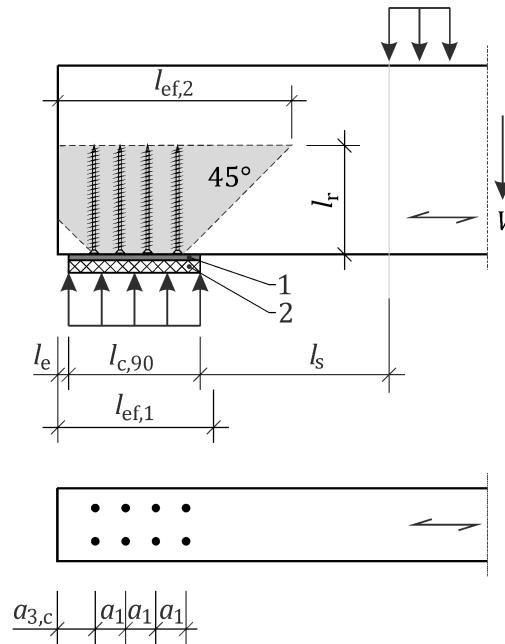
(7) Mindestabstände und Abstände zwischen Enden und Kanten sollten aus Tabelle 11.24 oder einer Europäischen Technischen Produktspezifikation entnommen werden.

(8) Das Kontaktmaterial (z. B. Stahlplatte) sollte für die durch den Schraubenkopf eingeleitete Last ausgelegt sein. Es darf angenommen werden, dass die Dicke t von Stahlplatten in mm geeignet ist, wenn Folgendes erfüllt wird:

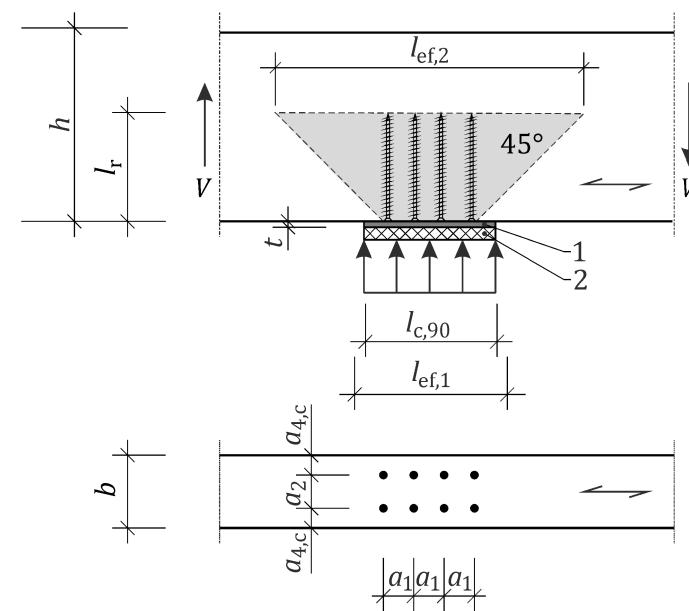
$$t \geq \max \left\{ 5,0; 1,45 \sqrt{\frac{F_{c,Ed}}{f_{y,d}}} \right\} \quad (8.16)$$

Dabei ist

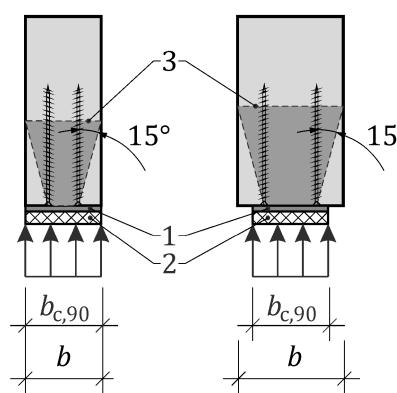
- $F_{c,Ed}$ die Bemessungsdruckkraft in einer Schraube oder Stange;
 $f_{y,d}$ die Bemessungsstreckgrenze der Stahlplatte (bestimmt mit γ_{M0} nach EN 1993-1-1:2022, 6.1).



a) Diskretes Endauflager mit Verstärkung



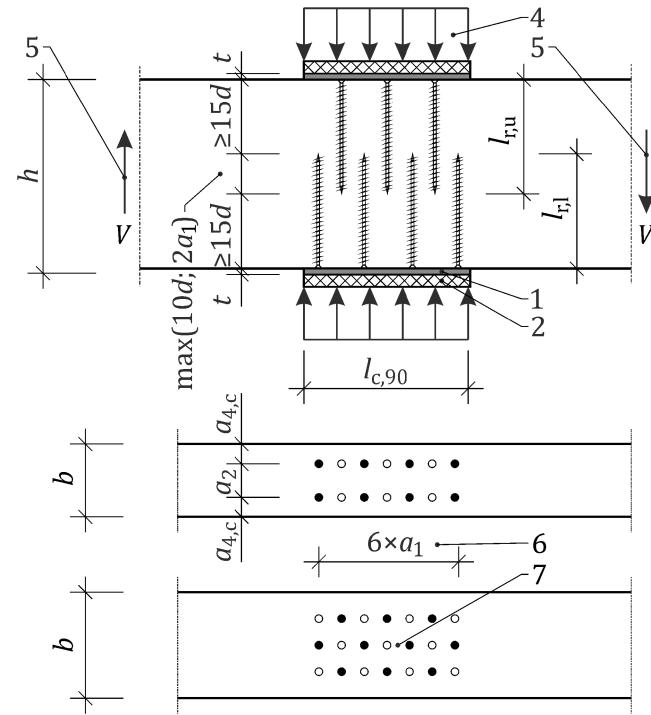
b) Zwischenauflager mit Verstärkung



c) Diskretes Auflager mit Verstärkung

Legende

- 1 steifes Lagermaterial (z.B. Stahlplatte)
- 2 z. B. Elastomerlager (optional)
- 3 Ebene der vollständig aktivierte Bauteilbreite b , siehe 8.1.6.2(4)
- 4 durch das Bauteil zu übertragende Drucklast
- 5 Sektionalkräfte in dem Bauteil
- 6 empfohlener Abstand parallel zur Faser $a_{1,max} = 5d$
- 7 alternative Anordnung



d) Überlappende Verstärkung

Bild 8.5 — Verstärkung durch Schrauben mit durchgehendem Gewinde oder Gewindestangen in Bereichen mit konzentrierten Druckspannungen senkrecht zur Faser

(9) Wo die Rotation des Bauteils zu einem Eindrücken desselben aufgrund von steifem Kontaktmaterial (z. B. Stahlplatte) führt, wird empfohlen, die Rotationskapazität zu erhöhen (z. B. durch Elastomerlagermaterial), wenn Folgendes überschritten wird:

$$\Delta w = \varphi l_{c,90}/2 \geq 1,0 \quad (8.17)$$

Dabei ist

Δw die relative Verformung des Bauteils durch die Rotation an der Kontaktkante;

φ die Rotation des Bauteils am Auflager bei w_{tot} siehe 9.2.1(2);

$l_{c,90}$ die Kontaktlänge, siehe Bild 8.5, in mm.

(10) Schrauben oder Stangen mit Holzschraubengewinde, die in die Oberseite und Unterseite eines Bauteils eingeschraubt werden, dürfen überlappen.

(11) Die charakteristische Kapazität darf anhand des oberen Teils der Gleichung (8.11) bestimmt werden, wenn:

- die Kontaktbereiche und die Schrauben achsensymmetrisch an beiden gegenüberliegenden Seiten angeordnet sind; und
- die Schrauben oder Stangen um mindestens $10d$ überlappen, dabei ist d der Durchmesser der Schraube oder Stange; und
- der Abstand zwischen den Schrauben- oder Stangenspitzen und dem gegenüberliegenden Kontaktbereich mindestens $15d$ beträgt, siehe Bild 8.5 d).

(12) Wenn auf einen Kontaktbereich einwirkende Druckkräfte höher sind als die auf den gegenüberliegenden Bereich einwirkenden Druckkräfte (z. B. Kraftübertragung zweier gegenüberliegender Säulen durch einen Träger zusätzlich zu der Stützung des Trägers durch die untere Säule), dürfen die charakteristischen Kapazitäten der verstärkten Kontaktbereiche entsprechend dem oberen Teil der Gleichung (8.11) bestimmt werden, wenn die Kapazitäten der Kontaktbereiche proportional zu den jeweiligen Druckkräften sind, siehe Bild 8.5 d). In diesem Fall darf die lineare Addition der charakteristischen Kapazitäten der verstärkten Kontaktbereiche, berechnet für die Übertragung verschiedener Arten von Lasten oder Sektionalkräfte (z. B. für Sektionalkräfte (Schubkräfte) in den Bauteilen nach 8.1.6.2(5) und für die Übertragung der äußeren Druckkräfte durch das Bauteil nach diesem Unterabschnitt) angewendet werden.

(13) Die Verstärkung mit eingeklebten Stangen darf analog zu 8.1.6.2(1) bis (10) gestaltet werden.

(14) Die Regeln zur Reduzierung der Einspannwirkung der Verstärkung nach 8.3.2(13) bis (16) müssen angewendet werden.

8.1.7 Stauchung in einem Winkel zur Faser

(1) Die Wechselwirkung von Druckspannungen in zwei oder mehr Richtungen muss berücksichtigt werden.

(2) Für die Druckspannung $\sigma_{c,\alpha,d}$ in einem Winkel α zur Faser, siehe Bild 8.6, sollte Folgendes erfüllt sein:

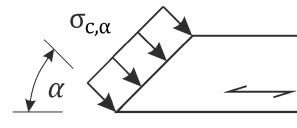
$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq f_{c,\alpha,d} \quad (8.18)$$

mit

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,90,d} f_{c,0,d}}{f_{c,0,d} \sin^2 \alpha + f_{c,90,d} \cos^2 \alpha} \quad (8.19)$$

Dabei ist

- | | |
|------------------|---|
| $f_{c,\alpha,d}$ | die Bemessungsdruckfestigkeit in einem Winkel α zur Faser; |
| $f_{c,0,d}$ | die Bemessungsdruckfestigkeit parallel zur Faser; |
| $f_{c,90,d}$ | die Bemessungsdruckfestigkeit senkrecht zur Faser; |
| α | der Winkel zwischen der Richtung der einwirkenden Spannungen und der Faserrichtung. |

**Bild 8.6 — Druckspannungen in einem Winkel zur Faser****8.1.8 Biegemoment****8.1.8.1 Allgemeines**

(1) Für die Bemessungsbiegespannungen um die Hauptachsen $\sigma_{m,y/z,d}$, siehe Bild 8.1, muss Folgendes erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_{\text{red}} \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (8.20)$$

$$k_{\text{red}} \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (8.21)$$

Dabei ist/sind

$f_{m,y/z,d}$ die entsprechenden Bemessungsbiegefestigkeiten;

k_{red} der Faktor zur Berücksichtigung der geringen Wahrscheinlichkeit einer geringsten Festigkeit über die Breite an dem Punkt der maximalen Spannung, siehe 8.1.8.1(2).

(2) Der Wert des Faktors k_{red} sollte wie folgt bestimmt werden:

- für ST, GST, FST, GL, BGL und LVL:
 - für rechteckige Abschnitte: $k_{\text{red}} = 0,7$;
 - für andere Querschnitte: $k_{\text{red}} = 1,0$;
- für andere holzbasierte Tragwerksprodukte, für alle Querschnitte: $k_{\text{red}} = 1,0$.

(3) Zusätzliche Verifizierungen von Zugspannungen parallel zur Faser in der Mitte der Lage aufgrund von Biegung dürfen für außerhalb der Ebene

- belastete CLT;
- in der Ebene belastete CLT und CLT mit einem Verhältnis von $l/h_{\text{CLT}} \geq 5$ belastet werden, dabei ist l die Spannweite und h_{CLT} die Höhe des Bauteils.

8.1.8.2 Biegespannungen in einem Winkel zur Faser in der Ebene

(1) Für die Bemessungsbiegespannungen in einem Winkel α zur Faser in der Ebene $\sigma_{m,\alpha,d}$ für Bauteile aus Weichholz LVL und GLVL sollte Folgendes erfüllt sein:

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq \frac{f_{m,0,d} f_{m,90,d}}{f_{m,0,d} \sin^2 \alpha + f_{m,90,d} \cos^2 \alpha} \quad (8.22)$$

Dabei ist

α der Winkel zwischen der Richtung der Spannung und der Faser in Grad;

$f_{m,0,d}$ die Bemessungsbiegefestigkeit parallel zur Faser in der Ebene;

$f_{m,90,d}$ die Bemessungsbiegefestigkeit senkrecht zur Faser in der Ebene.

(2) Wenn die charakteristische Biegefestigkeit $f_{m,90,k}$ nicht in der entsprechenden Festigkeitsklasse in EN 14374 gegeben oder nicht deklariert ist, darf sie als $f_{m,90,k} = f_{t,90,k}$ angenommen werden.

8.1.9 Axialzug und -biegung

(1) Für die Bemessungszugspannung parallel zur Faser $\sigma_{t,0,d}$ in Kombination mit Bemessungsbiegespannungen um die Hauptachse $\sigma_{m,y/z,d}$, siehe Bild 8.1, muss Folgendes erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_{\text{red}} \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \quad (8.23)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_{\text{red}} \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \quad (8.24)$$

Dabei ist/sind

$f_{t,0,d}$ die Bemessungszugfestigkeit parallel zur Faser;

$f_{m,y/z,d}$ die entsprechenden Bemessungsbiegefestigkeiten;

k_{red} der Faktor für kombinierte Biegespannungen nach 8.1.8.1(2).

8.1.10 Axiale Stauchung und Biegung

(1) Für die Bemessungsdruckspannung parallel zur Faser $\sigma_{c,0,d}$ in Kombination mit den Bemessungsbiegespannungen um die Hauptachsen $\sigma_{m,y/z,d}$, siehe Bild 8.1, muss Folgendes erfüllt sein:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^p + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_{\text{red}} \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (8.25)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^p + k_{\text{red}} \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (8.26)$$

Dabei ist/sind

$f_{c,0,d}$ die Bemessungsdruckfestigkeit parallel zur Faser;

p der Exponent zur Berücksichtigung der probabilistischen Wirkungen auf die kombinierte Biege- und Druckfestigkeit des Querschnitts. Der Wert ist $p = 2$ für rechteckige Querschnitte und $p = 1$ für andere Formen (z. B. kreisrunde Querschnitte);

$f_{m,y/z,d}$ die entsprechenden Bemessungsbiegefestigkeiten;

k_{red} der Faktor für kombinierte Biegespannungen nach 8.1.8.1(2).

8.1.11 Schub

8.1.11.1 Allgemeines

(1) Für die Bemessungsschubspannung τ_d muss Folgendes erfüllt sein:

$$\tau_d \leq k_v f_{v,d} \quad (8.27)$$

Dabei ist

k_v der Anpassungsfaktor für die Schubfestigkeit nach 8.1.11.1(3);

$f_{v,d}$ die Bemessungsschubfestigkeit.

(2) Für die Kombination der Bemessungsschubspannungen $\tau_{xy/z,d}$ aufgrund der Zweiachsen-Biegung muss Folgendes erfüllt sein:

$$\left(\frac{\tau_{xy,d}}{k_{v,xy} f_{v,xy,d}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xz,d}}{k_{v,xz} f_{v,xz,d}}\right)^2 \leq 1 \quad (8.28)$$

Dabei sind

$k_{v,xy/z}$ die entsprechenden Anpassungsfaktoren für die Schubfestigkeit nach 8.1.11.1(3);

$f_{v,xy/z,d}$ die entsprechenden Bemessungsschubfestigkeiten.

(3) Der Anpassungsfaktor für die Schubfestigkeit in einer der Hauptachsen in Bild 8.1 k_v sollte als 1,0 für CLT, LVL, GLVL und Holzplattenprodukte angenommen werden. Für ST, FST, GST, GL und BGL sollte k_v wie folgt bestimmt werden:

$$k_v = \min \left\{ k_{h,v} k_{var} \frac{f_{v,k,ref}}{f_{v,k}}; 1,0 \right\} \quad (8.29)$$

mit

$$f_{v,k,ref} = \begin{cases} 2,30 & \text{for ST, FST and GST} \\ 2,75 & \text{for GL and BGL} \end{cases} \quad (8.30)$$

Dabei ist

$k_{h,v}$ der Tiefenänderungsfaktor für die Schubfestigkeit aus der Gleichung (5.4) für ST und FST, der Gleichung (5.10) für GL und BGL und der Gleichung (5.8) für GST;

k_{var} der Faktor zur Berücksichtigung der Wirkungen von Betriebsbedingungen nach 8.1.11.1(4);

$f_{v,k,ref}$ die charakteristische Referenzschubfestigkeit des Materials aus der Gleichung (8.30);

$f_{v,k}$ die entsprechend der technischen Spezifikation des Materials deklarierte charakteristische Schubfestigkeit.

ANMERKUNG Bei der Zweiachsen-Biegung können verschiedene Querschnittsmaße in y -Richtung und z -Richtung zu unterschiedlichen Werten für $k_{h,v}$ und somit zu unterschiedlichen Werten des Anpassungsfaktors k_v führen.

(4) Der Faktor zur Berücksichtigung der Betriebsbedingungen k_{var} sollte unter den Betriebsbedingungen in 4.3.1.4 und sofern 4.3.1.2(2) erfüllt ist, als 1,0 angenommen werden. Alternativ, wenn die Betriebsbedingungen besser bekannt und kontrolliert sind, dürfen Werte für k_{var} größer als 1,0 für ein spezifisches Projekt durch die relevanten Parteien unter Berücksichtigung des regionalen Klimas und aller Aspekte der Feuchtegehaltschwankungen (zum Zeitpunkt der Herstellung, während des Transports, der Lagerung und der Errichtung, erste Erhöhung und Reduzierung im Betrieb, jahreszeitliche Schwankungen usw.) vereinbart werden.

(5) Werte für k_{var} sollten als kleiner als 1,0 angenommen werden, um die Wirkung hoher Feuchtegehaltschwankungen auf den Querschnitt und den lokalen Widerstand gegen Schubspannungen zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Holzbauteile, die hohen Veränderungen des Feuchtegehalts unterliegen, sind nicht von dem Anwendungsbereich nach 4.3.1.4 umfasst (z. B. für Veränderungen des Feuchtegehalts von mehr als 6–8 % in Umgebungen der Nutzungsklasse 1, insbesondere im Fall großer Bauteile und/oder großer Verbindungen oder Verstärkungen in Bauteilen).

(6) Für bestehende Bauteile (z. B. Nachrüstung) dürfen andere Werte für k_{var} unter Berücksichtigung des Ergebnisses der Inspektion des Bauteils definiert werden.

(7) Für Balken mit einem rechteckigen Querschnitt aus Weichholz aus ST, FST, GST, GL, BGL, die über die gesamte Breite des Bauteils aufgelagert und auf der Oberseite belastet sind, darf die gesamte Schubkraft in einem Abstand h oder h_{ef} zur Kante des Auflagers, siehe Bild 8.7, berechnet werden. Zusätzlich darf die Schubkraft aus diesen konzentrierten Lasten für konzentrierte Lasten F in einem Abstand $h < l_v \leq 1,5h$ zur Kante des Auflagers weiter wie folgt reduziert werden:

$$V_{\text{ef}}(F) = \frac{l_v}{1,5 h} F \quad (8.31)$$

Dabei ist

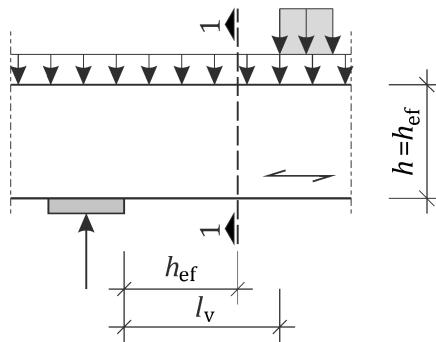
$V_{\text{ef}}(F)$ die durch die konzentrierte Last induzierte Schubkraft F in einem Abstand $h < l_v \leq 1,5h$ zur Kante des Auflagers;

l_v der lichte Abstand parallel zur Faser zwischen der Kante des Auflagers und der konzentrierten Last F ;

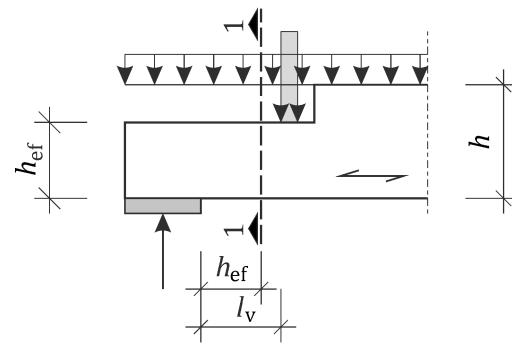
h die Höhe des Balkens oder die effektive Höhe eines gekerbten Balkens, siehe Bild 8.7.

(8) Für Balken mit einer Kerbe an dem Auflager mit der effektiven Höhe h_{ef} sollte diese Reduzierung der Schubkraft nur angewendet werden, wenn sich die Kerbe auf der gegenüberliegenden Seite des Auflagers befindet. Bei Auflagern, bei denen die Auflagerkraft nicht vollständig an dem Kontaktbereich übertragen wird (z. B. im Fall von verstärkten Auflagerbereichen, siehe Bild 8.7c)) und bei Auflagern, bei denen die Auflagerkraft über an der Endfaser befestigten Verbindungen übertragen wird, siehe Bild 8.7 d), sollte die Reduzierung der Schubkraft nicht angewendet werden.

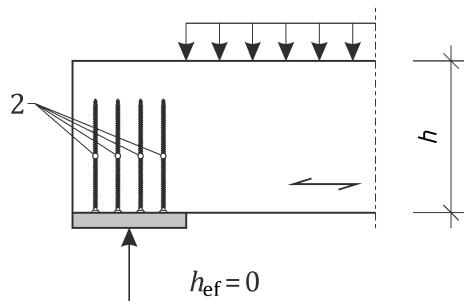
ANMERKUNG Die Höhe von Balken mit geneigten Kanten kann als Höhe über der Mittellinie des Auflagers angesehen werden.



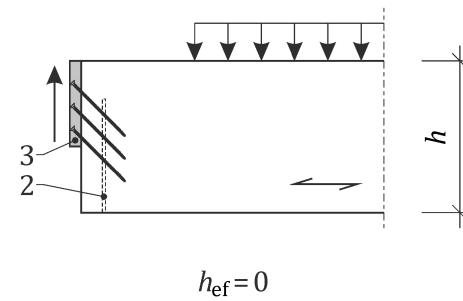
a) Diskretes Auflager mit Last in einem Abstand l_v



b) Balken mit Kerbe an der gegenüberliegenden Seite zum Auflager



c) Diskretes Auflager mit Verstärkung



d) An der EndFaser befestigte Verbindung

Legende

- 1 relevanter Abschnitt für die Schub-Verifizierung
- 2 Verstärkung
- 3 Verbindungsteil oder Gruppe von Befestigungselementen

Bild 8.7 — Bedingungen an einem Auflager zur Bestimmung der effektiven Schubkraft

8.1.11.2 Zusätzliche Anforderungen an Brettsperrholz (CLT)

(1) Verifizierungen für CLT, das Schubspannungen aufgrund von Belastung außerhalb der Ebene unterliegt, müssen für jede kritische Lage durchgeführt werden.

(2) Je nach Ausrichtung der jeweiligen Lage muss die Schub-Verifizierung mit der Bemessungsschubfestigkeit in Längsrichtung $f_{v,d}$ oder der Rollschubfestigkeit $f_{r,d}$ nach Gleichung (8.27) erfolgen.

(3) Für CLT-Zwischenträger oder Wände, die Schubspannungen aufgrund einer Belastung in der Ebene ausgesetzt sind, muss die Bemessungstorsionsschubfestigkeit in den Klebefugen zwischen Lamellen oder angrenzenden orthogonalen Lagen $\tau_{\text{tor},\text{node},d}$ in der x - oder y -Richtung von der Bemessungsschubspannung in der Ebene $\tau_{v,xy/yx,d}$ des effektiven Nettoquerschnitts $A_{\text{ef},x/y}$ nach 8.1.11.2(4) bestimmt werden und Folgendes für $b_l/t_l \leq 4$ erfüllen:

$$\tau_{\text{tor},\text{node},d} = \frac{3}{2} \tau_{v,xy,d} \left(\frac{t_l}{b_l} \right) \leq f_{\text{tor},\text{node},d} \quad (8.32)$$

Dabei ist

t_l die maximale Lamellesdicke;

b_l die Mindestbreite der Lamelle, der Abstand zwischen Kante und Nut und der Abstand zwischen Nuten innerhalb einer Lamelle, in Abwesenheit konkreterer Informationen darf ein Wert von 80 mm angenommen werden;

$f_{\text{tor},\text{node},d}$ die Bemessungstorsionsschubfestigkeit des verklebten Bereichs kreuzweise verbundener Lamellen.

ANMERKUNG Das CLT kann nicht an der Kante verklebte Lagen und Risse beinhalten.

(4) Für die Bestimmung des effektiven Nettoquerschnitts $A_{\text{ef},x}$ oder $A_{\text{ef},y}$ einschließlich der äußersten Lagen mit Faser parallel zur x - oder y -Richtung muss die Dicke der äußersten Lagen um 20 % reduziert werden.

(5) Für Kombinationen von Schubspannungen aufgrund von Belastungen in der Ebene und senkrecht zur Ebene (einschließlich Torsionsschubspannungen) in CLT sollte eine lineare Kombination angewendet werden.

8.1.12 Torsion oder kombinierter Schub und Torsion

(1) Für die mit dem Torsionssektionsmodul für isotrope Materialien $\tau_{\text{tor},d}$ in Kombination mit den Bemessungsschubspannungen in den Hauptachsen $\tau_{xy/z,d}$, siehe Bild 8.1, bestimmte Bemessungstorsionsspannung muss Folgendes erfüllt sein:

$$\frac{\tau_{\text{tor},d}}{k_{\text{shape}} f_{v,d}} + \left(\frac{\tau_{xy,d}}{k_{v,xy} f_{v,xy,d}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{xz,d}}{k_{v,xz} f_{v,xz,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (8.33)$$

mit

$$k_{\text{shape}} = \begin{cases} 1,2 & \text{for a circular cross-section} \\ \min \left(1 + 0,05 \frac{h}{b}; 1,3 \right) & \text{for a rectangular cross-section} \\ 1,0 & \text{for a rectangular CLT cross-section} \end{cases} \quad (8.34)$$

Dabei ist/sind

k_{shape} der Faktor für die Wirkung der Querschnittsform;

$f_{v,d}$ die Bemessungsschubfestigkeit;

$k_{v,xy/z}$ die entsprechenden Anpassungsfaktoren für die Schubfestigkeit nach 8.1.11.1(3);

$f_{v,xy/z,d}$ die entsprechenden Bemessungsschubfestigkeiten.

h das größere Querschnittsmaß;

b das kleinere Querschnittsmaß.

ANMERKUNG 1 Werte von k_{shape} größer als 1,0 implizieren Situationen mit einem Grenzzustand der Tragfähigkeit, der große Rotationen beinhaltet.

ANMERKUNG 2 Das Torsionsmoment der Trägheit I_x für CLT kann z. B. Gleichung (B.11 B.10) entnommen werden.

8.1.13 Schub und Stauchung senkrecht zur Faser

(1) Für die kombinierte Bemessungsschubspannung τ_d und die Bemessungsstauchung senkrecht zur Fasersspannung $\sigma_{c,90,d}$ muss Folgendes erfüllt sein:

$$\frac{\tau_d}{k_v f_{v,d}} - 0,25 \frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} \leq 1 \quad (8.35)$$

Dabei ist

k_v der Anpassungsfaktor für die Schubspannung nach 8.1.11.1(3);

$f_{v,d}$ die Bemessungsschubfestigkeit;

$f_{c,90,d}$ die Bemessungsdruckfestigkeit senkrecht zur Faser.

(2) Im Fall der Verifizierung der Kombination aus Schub und Stauchung senkrecht zu den Faserspannungen aus Gleichung (8.35) darf die Reduzierung der Schubkraft nach 8.1.11.1(5) nicht gleichzeitig angewendet werden.

8.1.14 Schub und Zug senkrecht zur Faser

(1) Für die Verifizierung der Kombination aus Schub und Zug senkrecht zu den Faserspannungen sollten die Regeln in 8.3.4.1(11) angewendet werden.

(2) Für nicht in 8.3 betrachtete Bemessungssituationen dürfen kombinierte Spannungen auch durch Analogie zu Gleichung (8.72) unter Berücksichtigung der Wirkung der Bauteilgröße und Spannungsverteilung verifiziert werden.

8.2 Stabilität von Bauteilen: vereinfachte Verifizierung

8.2.1 Allgemeines

(1) Die Verifizierung des Beulens von Bauteilen, entweder Biegeknicken oder Biegedrillknicken, muss die Momente höherer Ordnung (geometrische nichtlineare Wirkungen) aufgrund von Druckkräften und/oder -momenten durch Einwirkungen in Kombination mit Imperfektionen und induzierten Verformungen berücksichtigen.

(2) Die Verifizierung des Beulens von Bauteilen darf durchgeführt werden durch:

- Explizite Berechnung geometrischer nichtlinearer Momente und Verifizierung von Querschnitten nach 8.1 (siehe ANMERKUNG 1 unten); oder
- Implizite Berücksichtigung der geometrischen nichtlinearen Momente (zweiter Ordnung) durch die Faktoren k_c (mit Einfluss auf die Druckspannungen) und/oder k_m (mit Einfluss auf die Biegespannungen über der Hauptachse), siehe 8.2.2.

ANMERKUNG 1 Die Spannungen aus der geometrischen nichtlinearen Analyse (d. h. zweiter Ordnung) werden üblicherweise durch numerische, Berechnungs- oder analytische Verfahren wie etwa die in 7.4 und Anhang C dargestellte Theorie der zweiten Ordnung bestimmt.

ANMERKUNG 2 Anhang B enthält Hinweise zu der Berechnung kritischer Spannungen und effektiver Längen einschließlich weiterer Grenzbedingungen für ausgesteifte Bauteile, dabei ist $l_{c/m,ef} \neq l$ für Bauteile unter reiner Stauchung oder Biegung.

ANMERKUNG 3 In Fällen, in denen die Verifizierungen mit k_c/k_m -Verfahren zu Nutzungsgraden von mehr als 1 führen, kann der Widerstand des Bauteils unterschätzt werden. In diesen Fällen kann eine ausführliche Analyse durchgeführt werden, siehe explizite Berechnung in 8.2.1(2).

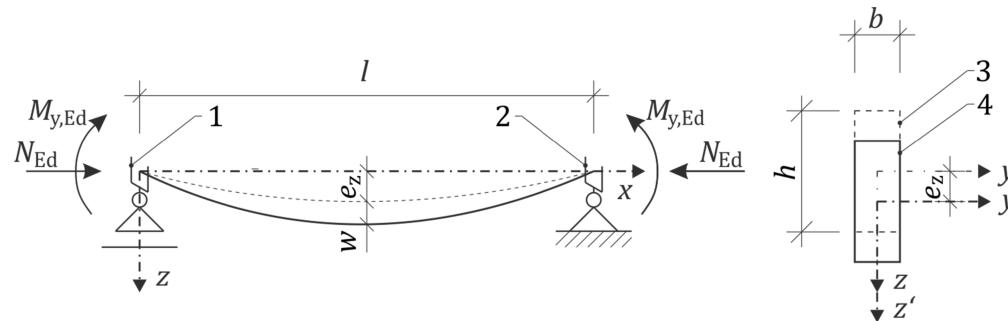
8.2.2 Verifizierung des Beulens von Bauteilen durch Faktoren (k_c/k_m -Verfahren)

8.2.2.1 Allgemeines

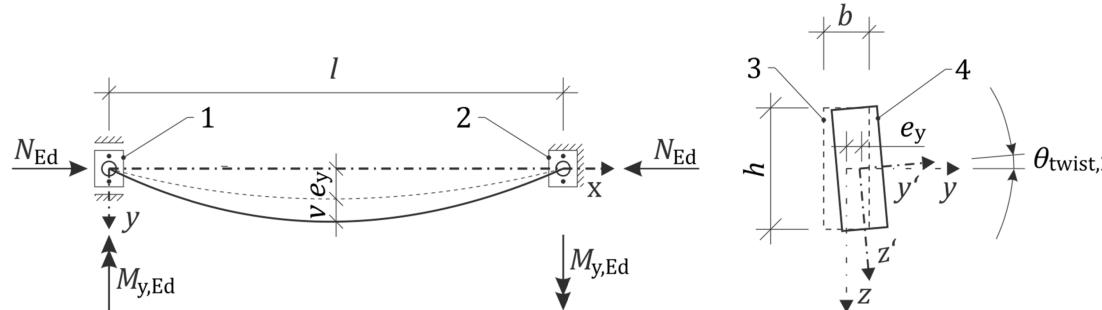
ANMERKUNG k_c/k_m -Verfahren basieren auf Kräften und Momenten aus der linearen Analyse (erster Ordnung).

(1) Für die Bestimmung kritischer Spannungen sollten die Werte des 5. Perzentils der Steifigkeitseigenschaften der Bauteile verwendet werden.

(2) Die Regeln in 8.2.2 dürfen auf gerade Bauteile mit konstantem Querschnitt mit Vorkrümmung und Vorverwindung nach 7.3, siehe Bild 8.8, die einfach aufgelagert und gegen Torsion an beiden Enden (auf Gabeltragwerken) eingespannt sind, angewendet werden.



a) Biegeknicken um die y-Achse (Seitenansicht)



b) Biegedrillknicken und Biegeknicken um die z-Achse (Draufsicht und Querschnitt)

Legende

- $e_{y/z}$ äquivalente Vorkrümmung in die jeweilige Richtung
- w, v Ablenkung in z -Richtung und y -Richtung
- l Bauteillänge
- N_{Ed} Bemessungssaxialkraft (Druckkraft)
- $M_{y,Ed}$ Bemessungsbiegemoment um die y -Achse
- h, b Tiefe und Breite des Bauteils
- $\theta_{twist,2}$ gesamte Rotationsimperfektion des Bauteils
- 1 Gabeltragwerk, eingespannt in y/z -Richtung
- 2 Gabeltragwerk, eingespannt in $x/y/z$ -Richtung
- 3 Querschnitt des perfekten Bauteils
- 4 Querschnitt des imperfekten Bauteils (Krümmung und Verwindung)

ANMERKUNG In k_c/k_m -Verfahren sind geometrische und strukturelle Imperfektionen in den k_c/k_m -Faktoren enthalten. Äquivalente Vorkrümmungen und Rotations-Imperfektionen sind null ($e_{y/z} = 0$ und $\theta_{twist} = 0$).

Bild 8.8 — Beulen von Bauteilen: Imperfektionen eines einzelnen Bauteils

(3) Die Regeln in 8.2.2 dürfen auf alle Formen massiver Querschnitte angewendet werden, wenn die Wirkung der Verwerfungstorsion vernachlässigbar ist.

ANMERKUNG 1 Die Verwerfungstorsion ist üblicherweise in rechteckigen und kreisförmigen Querschnitten vernachlässigbar.

ANMERKUNG 2 Für die Bestimmungen in 8.2.2 wird ein Querschnitt angenommen, dessen y -Achse die Hauptachse im Sinne des Hauptträgheitsmoments ist ($I_y \geq I_z$).

(4) Für CLT, das Stauchung oder kombinierter Stauchung und Biegung ausgesetzt ist, sollten der Aufbau und die Schubwirkung berücksichtigt werden.

8.2.2.2 Biegeknicken

(1) Bauteile sollten anhand des Biegeknickens um die y -Achse oder die z -Achse, wenn die Bedingungen in Gleichung (8.36) erfüllt sind, mit einem relativen Schlankheitsgrad $\lambda_{c,y/z,rel}$, der wie folgt bestimmt wird, verifiziert werden:

$$\lambda_{c,y/z,rel} > 0,3 \quad (8.36)$$

mit

$$\lambda_{c,y/z,rel} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{y/z,crit}}} \quad (8.37)$$

$$\sigma_{y/z,crit} = \frac{N_{y/z,crit}}{A} = \pi^2 \frac{E_{0,k} I_{y/z}}{A l_{c,y/z,ef}^2} \quad (8.38)$$

Dabei ist

$f_{c,0,k}$ der charakteristische Wert der Druckfestigkeit parallel zur Faser. In Situationen der feuerfesten Bemessung sollte stattdessen die Bemessungsdruckfestigkeit verwendet werden;

$\sigma_{y/z,crit}$ die kritische Spannung für das Biegeknicken um die jeweilige Achse;

$N_{y/z,crit}$ die kritische Kraft für das Biegeknicken um die jeweilige Achse;

A die Fläche des Querschnitts;

$E_{0,k}$ der charakteristische Elastizitätsmodul parallel zur Faser;

$I_{y/z}$ das zweite Trägheitsmoment um die y - oder z -Achse;

$l_{c,y/z,ef}$ die effektive Länge für das Biegeknicken um die jeweilige Achse.

ANMERKUNG Anhang B enthält Informationen zur Berechnung der effektiven Längen $l_{c,y/z,ef}$ und kritischen Spannungen $\sigma_{y/z,crit}$.

(2) Wenn die Bedingung aus Gleichung (8.36) erfüllt ist, sollte Folgendes für die Verifizierung von Bauteilen anhand des Biegeknickens um die y -Achse oder die z -Achse erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_{red} \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (8.39)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_{\text{red}} \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (8.40)$$

Dabei ist

- $\sigma_{c,0,d}$ die Bemessungsdruckspannung parallel zur Faser;
- $f_{c,0,d}$ die Bemessungsdruckfestigkeit parallel zur Faser;
- $k_{c,y/z}$ der Faktor zur Berücksichtigung der Wirkungen zweiter Ordnung auf Druckspannungen für das Biegeknicken um die jeweilige Achse, siehe (3);
- $\sigma_{m,y/z,d}$ die Bemessungsbiegespannung um die jeweilige Achse;
- $f_{m,y/z,d}$ die Bemessungsbiegefesteitigkeit um die jeweilige Achse;
- k_{red} der Faktor für kombinierte Biegespannungen nach 8.1.8.1(2);

ANMERKUNG Die Verifizierungsgleichung (8.39) und Gleichung (8.40) berücksichtigen nicht seitliches Biegedorillknicken oder nichtlineare Wechselwirkungen zwischen Kräften und Momenten.

(3) Die Faktoren zur Berücksichtigung der zweiten Ordnung für die Wirkungen des Biegeknickens um die jeweilige Achse aufgrund von Druckspannungen $k_{c,y}$ und $k_{c,z}$ sollten wie folgt bestimmt werden:

$$k_{c,y/z} = \frac{1}{\phi_{c,y/z} + \sqrt{\phi_{c,y/z}^2 - \lambda_{c,y/z,\text{rel}}^2}} \quad (8.41)$$

mit

$$\phi_{c,y/z} = 0,5 (1 + \beta_{c,y/z} (\lambda_{c,y/z,\text{rel}} - 0,3) + \lambda_{c,y/z,\text{rel}}^2) \quad (8.42)$$

Dabei ist

- $\phi_{c,y/z}$ der Zwischenparameter für die Berechnung von $k_{c,y/z}$ um die jeweilige Achse;
- $\lambda_{c,y/z,\text{rel}}$ der relative Schlankheitsgrad für das Biegeknicken um die jeweilige Achse;
- $\beta_{c,y/z}$ der Imperfektionsfaktor für das Biegeknicken um die jeweilige Achse, siehe Tabelle 8.2.

Tabelle 8.2 — Imperfektionsfaktoren für das Biegeknicken und das Biegedorillknicken

	Art des Mangels	Art der Imperfektion^{a b c}
1	Vorkrümmung (Biegeknicken)	$\beta_{c,y/z} = e \pi \sqrt{\frac{3 E_{0,k}}{f_{c,0,k}} \frac{f_{c,0,k}}{f_{m,y/z,k}}}$
2	Vorkrümmung (Biegedorillknicken)	$\beta_m = e \frac{h}{b} \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_{0,k}}{G_{0,k}}}$
3	Vorverwindung (Biegedorillknicken)	$\beta_\theta = \theta_{\text{twist}} \frac{h}{b}$

Art des Mangels	Art der Imperfektion^{a b c}
a	Die Imperfektionen e und θ_{twist} aus Gleichung (7.5) und Gleichung (7.8) müssen dimensionslos verwendet werden.
b	Die Imperfektionsfaktoren für das Biegendrillknicken wurden für h/b -Verhältnisse bis 7 für ST und bis 16 für GL, CLT, LVL und GLVL beurteilt. Oberhalb dieser Verhältnisse wird empfohlen, eine Analyse der zweiten Ordnung durchzuführen, siehe 7.4.
c	Für die Bemessung von Feuer ausgesetzten Bauteilen sollten die Imperfektionsfaktoren auf der Grundlage der Bemessungsdruck- und Bemessungsbiegefestigkeiten anstelle der charakteristischen Festigkeiten berechnet werden.

8.2.2.3 Biegendrillknicken

(1) Bauteile sollten anhand des Biegendrillknickens und Biegeknickens um die z -Achse verifiziert werden, wenn die Bedingung aus Gleichung (8.43) erfüllt ist, mit dem folgenden relativen Schlankheitsgrad:

$$\sqrt{\lambda_{c,z,\text{rel}}^2 + \lambda_{m,\text{rel}}^4} > 0,3 \quad (8.43)$$

mit

$$\lambda_{m,\text{rel}} = \sqrt{\frac{f_{m,y,k}}{\sigma_{m,y,\text{crit}}}} \quad (8.44)$$

$$\sigma_{m,y,\text{crit}} = \frac{M_{y,\text{crit}}}{W_y} = \frac{\pi}{l_{m,\text{ef}} W_y} \sqrt{E_{0,k} I_z G_{0,k} I_x} \quad (8.45)$$

Dabei ist

- $\lambda_{c,z,\text{rel}}$ der relative Schlankheitsgrad für das Biegeknicken um die z -Achse, siehe 8.2.2.2;
- $\lambda_{m,\text{rel}}$ der relative Schlankheitsgrad für das Biegendrillknicken;
- $f_{m,y,k}$ die charakteristische Biegefestigkeit um die y -Achse. Im Fall der feuerfesten Auslegung sollte stattdessen die Bemessungsbiegefestigkeit verwendet werden;
- $\sigma_{m,y,\text{crit}}$ die kritische Biegespannung um die y -Achse, Biegendrillknicken;
- $M_{y,\text{crit}}$ das kritische Biegemoment für das Biegendrillknicken;
- W_y der Sektionalmodul um die y -Achse;
- $l_{m,\text{ef}}$ die Länge für das Biegendrillknicken;
- $E_{0,k}$ der charakteristische Elastizitätsmodul parallel zur Faser;
- I_z das zweite Trägheitsmoment um die z -Achse;
- $G_{0,k}$ der charakteristische Schubmodul parallel zur Faser;
- I_x das Torsionsmoment der Trägheit.

ANMERKUNG 1 Im Fall der reinen Stauchung wird $\lambda_{m,\text{rel}}$ in Gleichung (8.43) außer Acht gelassen, was dann Gleichung (8.36) entspricht; auch für die reine Biegung oder Biegung in Verbindung mit Zug, dabei wird $\lambda_{c,z,\text{rel}}$ außer Acht gelassen.

ANMERKUNG 2 Anhang B enthält Informationen zu der Berechnung effektiver Längen $l_{m,ef}$, kritischer Spannungen $\sigma_{m,y,crit}$ und von Torsionsmomenten der Trägheit I_x .

(2) Wenn die Bedingung aus Gleichung (8.43) erfüllt ist, sollte Folgendes für die Verifizierung von Bauteilen anhand des Biegedrillknickens und des Biegeknickens um die z-Achse oder anhand des Biegedrillknickens in Kombination mit Zugspannung erfüllt werden:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m f_{m,y,d}} \leq 1 \quad (8.46)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m f_{m,y,d}} \leq 1 \quad (8.47)$$

Dabei ist

- $\sigma_{c,0,d}$ die Bemessungsdruckspannung parallel zur Faser;
- $f_{c,0,d}$ die Bemessungsdruckfestigkeit parallel zur Faser;
- $k_{c,z}$ der Faktor zur Berücksichtigung der Wirkungen zweiter Ordnung auf Druckspannungen, für das Biegeknicken um die z-Achse siehe 8.2.2.2;
- $\sigma_{m,y,d}$ die Bemessungsbiegespannung um die y-Achse;
- $f_{m,y,d}$ die Bemessungsbiegefesteitigkeit um die y-Achse;
- k_m der Faktor zur Berücksichtigung der Wirkungen zweiter Ordnung auf Biegespannungen, für Biegedrillknicken siehe (3);
- $\sigma_{t,0,d}$ die Bemessungszugspannung parallel zur Faser;
- $f_{t,0,d}$ die Bemessungszugfestigkeit parallel zur Faser.

ANMERKUNG 1 Die Verifizierungsgleichung (8.46) und Verifizierungsgleichung (8.47) berücksichtigen keine lineare Wechselwirkung zwischen Kräften.

ANMERKUNG 2 Die Gleichung (8.47) ist ein konservativer Ansatz für die Verifizierung des Biegedrillknickens in Kombination mit Zugspannung, der die vorteilhafte Wirkung von Zug ignoriert. 7.4 und Anhang C enthalten ausführlichere Informationen zu der vorteilhaften Wirkung von Zugspannung auf das Biegedrillknicken.

(3) Der Faktor k_m zur Berücksichtigung der Wirkungen zweiter Ordnung im Fall des Biegedrillknickens sollte wie folgt bestimmt werden:

$$k_m = \frac{1}{\phi_m + \sqrt{\phi_m^2 - \lambda_{m,rel}^2}} \quad (8.48)$$

mit

$$\phi_m = 0,5 (1 + \beta_\theta + \beta_m (\lambda_{m,rel} - 0,55) + \lambda_{m,rel}^2) \quad (8.49)$$

Dabei ist

- ϕ_m der Zwischenparameter für die Berechnung von k_m ;
- $\lambda_{m,rel}$ der relative Schlankheitsgrad für das Biegedrillknicken;

- β_θ der Vorverwindungsfaktor für das Biegedrillknicken, siehe Tabelle 8.2;
- β_m der Vorkrümmungsfaktor für das Biegedrillknicken, siehe Tabelle 8.2.

(4) Der Faktor k_m darf für ein Bauteil, dessen seitliche Verschiebung seiner Druckkante über seine gesamte Länge verhindert wird, als 1,0 angenommen werden.

8.3 Zusätzliche Regeln für Bauteile mit besonderen Geometrien

8.3.1 Allgemeines

(1) Für die Bemessung von Bauteilen mit variierendem Querschnitt oder gekrümmter Form, gekerbt Bauteile, Löcher in Balken und Verbindungen mit einer Zugkraftkomponente senkrecht zur Faser sollten 8.3.1 bis 8.3.6 und der relevante Abschnitt 11 angewendet werden.

ANMERKUNG In 8.3.1 bis 8.3.6, 11.3.5 und 11.6.2 wird die Zugkapazität senkrecht zur Faser des Holzes nicht bei der Bestimmung der auf die Verstärkung einwirkenden Last berücksichtigt.

(2) Gekerbt Bauteile, Löcher in Balken, doppelt konische, gekrümmte und geschürzte gewölbte Balken unter Betriebsbedingungen mit hohen Feuchteschwankungen müssen verstärkt werden.

ANMERKUNG 1 Die Verstärkung von Kerben und Löchern in Bauteilen führt zu einer robusteren Langzeitleistung, insbesondere im Fall großer Bauteile und/oder erheblicher erwarteter Änderungen des Feuchtegehalts von Holz.

ANMERKUNG 2 Inharent verstärkte Holzprodukte (z. B. Bauteile mit Absperrlagen) weisen eine robustere Langzeitleistung auf, z. B. im Fall von Details mit einer Kombination aus Schub- und Zugspannungen senkrecht zur Faser, großen Bauteilen und/oder erwarteten erheblichen Änderungen des Feuchtegehalts von Holz.

(3) Geschürzte gewölbte Balken sollten gegen Zugspannungen senkrecht zur Faser verstärkt werden.

(4) Wenn die Bemessungszugspannungen senkrecht zur Faser 60 % der Bemessungzugfestigkeit senkrecht zur Faser von gekrümmten und doppelt konischen Balken aus Weichholzprodukten GL und BGL übersteigen, müssen diese verstärkt werden.

8.3.2 Verstärkung

(1) Die Verstärkung muss für das Holzprodukt und die Nutzungsklasse des verstärkten Holzelements anwendbar sein.

ANMERKUNG Für den Korrosionsschutz von Stahlverstärkungen siehe 6.3.

(2) Die folgende innere stiftförmige Verstärkung darf angewendet werden:

- Schrauben mit durchgehendem Gewinde;
- Stangen mit Holzschraubengewinde;
- eingeklebte Gewinde- oder Rippenstahlstangen.

(3) Die folgende Ebenenverstärkung darf angewendet werden:

- eingeklebtes Sperrholz (PW) oder Massivholzplatten (SWP);
- eingeklebtes Furnierschichtholz (LVL);
- eingeklebte Lamellen aus Bauholz für tragende Zwecke (ST) oder Sperrholz (ST) oder Furnierschichtholz (LVI);
- eingepresste gestanzte Nagelplatten aus Metall.

ANMERKUNG Für eine Übersicht der Produkte und Materialien siehe Tabelle 5.1 und Tabelle 5.2.

(4) Die in 7.2.3(1) – (3) angegebenen Anforderungen an Reduzierungen der Querschnittsfläche sind anzuwenden.

(5) Die Zugspannungen in der stiftförmigen Verstärkung sollten in Übereinstimmung mit 11.2.2.4 beurteilt werden.

(6) Der Abstand zwischen den Spitzenzugspannungen senkrecht zur Faser und der stiftförmigen Verstärkung sollte minimiert werden, aber nicht die Mindestwerte in den folgenden Abschnitten unterschreiten:

- Für eingeklebte Stangen sollten die Mindestabstände aus 11.10.7 entnommen werden;
- Für Schrauben mit durchgehendem Gewinde und Stangen mit Holzschraubengewinde sollten die Abstandsregeln der Tabelle 11.24 entnommen werden;
- Für schräge stiftförmige Verstärkungen darf der Abstand auf der Grundlage des Masseschwerpunkts der stiftförmigen Verstärkung in dem Holzbauteil nach 11.4.4 bestimmt werden.

(7) In zu einem Block verklebten Bauteilen sollte jede Komponente innerhalb des Blocks verstärkt werden, entweder durch eine innere stiftförmige Verstärkung oder durch Ebenenverstärkung, die auf beiden Seiten jeder Komponente verklebt wird, siehe Bild 8.14. Die Verstärkung von Bauteilen aus anderen Parallel-Schichtholzprodukten (z. B. GLVL-P) mit Breiten von mehr als 200 mm sollte entsprechend gestaltet werden.

(8) Die Bemessungszugkraft in einer Verstärkung $F_{t,90,Ed}$ sollte Folgendes erfüllen:

$$\frac{F_{t,90,Ed}}{F_{t,90,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.50)$$

Dabei ist

$F_{t,90,Rd}$ der Bemessungszugwiderstand der stiftförmigen oder Ebenenverstärkung nach 8.3.2(9).

(9) Die Bemessungskapazität der stiftförmigen Verstärkung $F_{t,90,Rd}$, siehe 8.3.2(2), oder Ebenenverstärkung, siehe 8.3.2(3), sollte angenommen werden als:

- Für Schrauben mit durchgehendem Gewinde oder Stangen mit Holzschraubengewinde nach 11.2.2, unter Verwendung der verstärkten Länge l_r und multipliziert mit der Anzahl der Verstärkungselemente n_r ;
- Für eingeklebte Stahlstangen nach 11.10.5.1, unter Verwendung der verstärkten Länge l_r und multipliziert mit der Anzahl der Verstärkungselemente n_r ;
- Für eingeklebte Verstärkungen in der Ebene:

$$F_{t,90,Rd} = n_r \min \left\{ f_{b2,d} l_r b_r; \frac{f_{t,d}}{k_k} b_r t_r \right\} \quad (8.51)$$

mit

$$l_r = \min \{l_{r,l}; l_{r,u}\} \quad \text{see Figures 8.11, 8.14, 8.19, 11.28} \quad (8.52)$$

Wenn Bauteile aus Weichholzprodukten ST, FST, GST, GL, BGL, LVL-P und GLVL-P mit aufgeklebten Ebenenverstärkungen verstärkt werden, darf der Wert k_k wie folgt bestimmt werden:

$$k_k = \begin{cases} 1,0 & \text{for double tapered, curved and pitched cambered beams} \\ 2,0 & \text{for notched members with rectangular cross-section} \\ 2,0 & \text{for holes in beams with rectangular cross-section} \\ 1,5 & \text{for connections with a tensile force component perpendicular to grain} \end{cases} \quad (8.53)$$

Dabei ist

- n_r die Anzahl der Ebenenverstärkungen;
- $f_{b2,d}$ die Bemessungsfestigkeit der Klebefuge, siehe 8.3.2(11);
- l_r die relevante verstärkte Länge;
- b_r die Breite der Ebenenverstärkung;
- $f_{t,d}$ die Bemessungszugfestigkeit der Ebenenverstärkung;
- k_k der Faktor für die ungleichmäßige Verteilung von Spannungen in der Ebenenverstärkung;
- t_r die Dicke einer Ebenenverstärkung;
- $l_{r,l}; l_{r,u}$ die verstärkte Länge über (oben) der für Spaltung anfälligen Achse.

(10) Für die Berechnung des Widerstands der Ebenenverstärkung nach Gleichung (8.51) müssen die Regeln der maximalen Breite b_r nach 8.3.5.2, 8.3.6.2, 11.6.2 angewendet werden.

(11) Die charakteristische Festigkeit der Klebefuge $f_{b2,k}$ zwischen der Oberfläche des Bauteils und der Ebenenverstärkung für eine ungefähr dreieckige Spannungsverteilung darf als $0,75 \text{ N/mm}^2$ angenommen werden, sofern das Klebesystem für die jeweilige Nutzung verifiziert wurde.

ANMERKUNG Für die Ausführung einer aufgeklebten Verstärkung sind prEN 1995-3 oder die Bestimmungen in der jeweiligen Europäischen Technischen Spezifikation anwendbar.

(12) Verstärkungen mit gestanzten Nagelplatten aus Metall sollten analog zu Gleichung (8.50) unter Verwendung der Verankerungsfestigkeit gestaltet und entsprechend den Regeln für die Ebenenverstärkung in den folgenden Abschnitten platziert werden. Die Breite des verstärkten Bauteils sollte nicht mehr als das Dreifache der kumulierten Sondertiefe der Vorsprünge ($\sum t_{pen}$) der gestanzten Nagelplatten aus Metall betragen.

ANMERKUNG Nationale Bestimmungen können anwendbar sein.

(13) Die Wirkungen der Verstärkung (oder Verbindungen), die feuchte-induzierte Verformungen der Holzbauteile hemmen, sollten minimiert werden.

(14) Hemmungswirkungen durch Verstärkungen dürfen reduziert werden durch:

- größere Abstände zwischen Verstärkungen;
- Reduzierung der Höhe verstärkter Bereiche in dem Holzbauteil;
- Reduzierung des Winkels zwischen der stiftförmigen Verstärkung und der Faserrichtung.

(15) Wenn eine Verstärkung in Anwendungen mit dauerhaft trockenem oder häufig wechselndem Klima erforderlich ist, sollte eine äußere Ebenenverstärkung, die auf die gesamte Oberfläche unter Zugspannungen senkrecht zur Faser verklebt ist, bevorzugt werden, weil sie den Prozess der Feuchteänderungen oder der Trocknung in dem Holzbauteil beschleunigt.

ANMERKUNG Wenn eine externe Ebenenverstärkung verwendet wird, um Spitzenzugspannungen senkrecht zur Faser in der Nähe des Hirnholzes abzudecken (z. B. Nuten und Löcher in Balken), führt eine geeignete Oberflächenbehandlung zu einer Reduzierung des Hemmungseffekts der Ebenenverstärkung, insbesondere bei dauerhaft trockenem Klima.

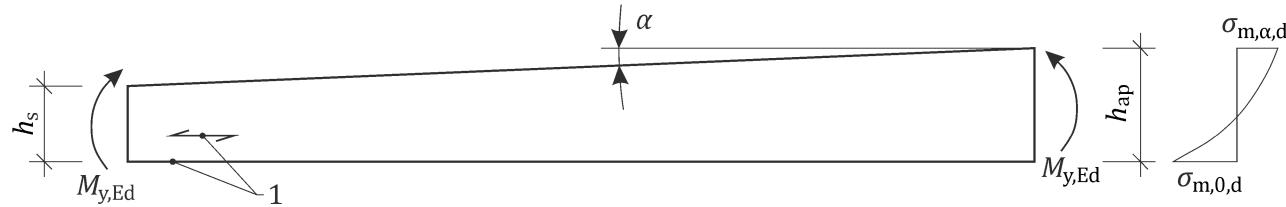
(16) Die Regeln der Wirkungen von Änderungen des Feuchtegehalts nach 4.3.1.2 müssen angewendet werden.

8.3.3 Einfach konische Balken

(1) Der Einfluss der Abholzigkeit auf die Biegespannungen parallel zur Oberfläche muss berücksichtigt werden.

(2) An konischen Kanten muss die Wirkung der Überlagerung von Normalspannungen, Schubspannungen und Spannungen senkrecht zur Faser berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Das Spannungsgleichgewicht an konischen Kanten unter Normalspannungen (z. B. durch Biegung und/oder Spannung oder Stauchung) führt zu zusätzlichen Schubspannungen und Spannungen senkrecht zur Faser.



Legende

1 (empfohlene) Faserrichtung

Bild 8.9 — Einfach konischer Balken

(3) Für Balken sollte die Bemessungsbiegespannung in einem Winkel zur Faser $\sigma_{m,\alpha,d}$ an der äußersten Faser der konischen Kante Folgendes erfüllen:

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq k_{m,\alpha} f_{m,d} \quad (8.54)$$

Dabei ist

$f_{m,d}$ die Bemessungsbiegefesteigkeit;

$k_{m,\alpha}$ der Faktor zur Berücksichtigung der Spannungskombination an der konischen Kante:

— Für Zugspannungen parallel zur konischen Kante:

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{k_{\tau,t} f_{v,d}} \tan \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \tan^2 \alpha\right)^2}} \quad (8.55)$$

mit

$$k_{\tau,t} = \begin{cases} 0,75 & \text{for softwood products GL, BGL, LVL-P and GLVL-P} \\ 1,0 & \text{for softwood products LVL-C and GLVL-C in edgewise bending} \end{cases} \quad (8.56)$$

Dabei ist

- $k_{m,\alpha}$ der Faktor für die Spannungskombination an der konischen Kante;
- $k_{\tau,t}$ der Faktor für die Wirkung der Zugspannungen senkrecht zur Faser auf die Schubfestigkeit;
- $f_{v,d}$ die Bemessungsschubfestigkeit;
- α der Winkel der konischen Kante nach Bild 8.9;
- $f_{t,90,d}$ die Bemessungszugfestigkeit senkrecht zur Faser.

— Für Druckspannungen parallel zu der konischen Kante:

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{k_{\tau,c} f_{v,d}} \tan \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \tan^2 \alpha\right)^2}} \quad (8.57)$$

mit

$$k_{\tau,c} = \begin{cases} 1,5 & \text{for softwood products GL,BGL,LVL-P and GLVL-P} \\ 1,0 & \text{for softwood products LVL-C and GLVL-C in edgewise bending} \end{cases} \quad (8.58)$$

Dabei ist

- $k_{\tau,c}$ der Faktor der Wirkung von Druckspannungen senkrecht zur Faser auf die Schubfestigkeit.

(4) Bei der Bemessung der Biegung von Bauteilen mit variierendem Querschnitt sollte entweder der Faktor $k_{m,\alpha}$ oder der Faktor k_m aus der Gleichung (8.48) berücksichtigt werden. Bei der Bemessung der Biegung von Bauteilen mit variierendem Querschnitt darf auf eine gleichzeitige Anwendung von $k_{m,\alpha}$ und k_m verzichtet werden.

(6) Die Bemessungsbiegespannungen $\sigma_{m,\alpha,d}$ und $\sigma_{m,0,d}$, siehe Bild 8.9, dürfen wie folgt bestimmt werden:

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \sigma_{m,0,d} = \frac{6 M_{y,d}}{b h^2} \quad (8.59)$$

Dabei ist

- $\sigma_{m,0,d}$ die Bemessungsbiegespannung parallel zur Faser;
- $M_{y,d}$ das Bemessungsmoment;
- b die Breite des Balkens;
- h die Höhe des Balkens.

8.3.4 Doppelt konische, gekrümmte und geschürzte gewölbte Balken**8.3.4.1 Allgemeines**

(1) 8.3.4 sollte auf Balken aus Weichholzprodukten GL und BGL und auf doppelt konische Balken aus Weichholzprodukten LVL-P und GLVL-P unter Kantenbiegung angewendet werden.

(2) Die Anforderungen des Einflusses der Abholzigkeit nach 8.3.3 müssen auf die Teile der Balken mit einer einfachen Abholzigkeit angewendet werden.

(3) Die allgemeinen Regeln in 8.3.1 und die Regeln für die Verstärkung in 8.3.2 müssen angewendet werden.

(4) Folgende Einflüsse müssen berücksichtigt werden:

- der doppelten Abholzigkeit und/oder Krümmung auf die Biegespannungen parallel zu den Balkenkanten;
- der Biegung der Lamellen auf die Biegefestigkeit;
- der doppelten Abholzigkeit und/oder Krümmung auf die Zugspannungen senkrecht zur Faser.

(5) In der Scheitelpunktzone, siehe Bild 8.10, sollten die Bemessungsbiegespannungen $\sigma_{m,d}$ Folgendes erfüllen:

$$\sigma_{m,d} \leq k_r f_{m,d} \quad (8.60)$$

Dabei ist

k_r der Faktor der Reduzierung der Festigkeit aufgrund von Biegung der Lamellen während der Produktion, siehe 8.3.4.1(7) – (8);

$f_{m,d}$ die Bemessungsbiegefestigkeit.

ANMERKUNG Bei gekrümmten und geschürzten gewölbten Balken erstreckt sich die Scheitelpunktzone über den gekrümmten Teil des Balkens.

(6) Die Bemessungsbiegespannung am Scheitelpunkt $\sigma_{m,d}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$\sigma_{m,d} = k_{l,ap} \frac{6 M_{ap,d}}{b h_{ap}^2} \quad (8.61)$$

mit

$$k_{l,ap} = k_1 + k_2 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) + k_3 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 + k_4 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^3 \quad (8.62)$$

$$k_1 = 1 + 1,4 \tan \alpha_{ap} + 5,4 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (8.63)$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \tan \alpha_{ap} \quad (8.64)$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \tan \alpha_{ap} - 7,8 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (8.65)$$

$$k_4 = 6 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (8.66)$$

$$r = r_{in} + 0,5 h_{ap} \quad (8.67)$$

Dabei ist

- $k_{l,ap}$ der Faktor der erhöhten Biegespannungen in der Scheitelpunktzone;
- $M_{ap,d}$ das Bemessungsmoment am Scheitelpunkt;
- b die Breite des Balkens;
- h_{ap} die Höhe des Balkens am Scheitelpunkt, siehe Bild 8.10;
- k_1, k_2, k_3, k_4 Änderungsfaktoren;
- r der Radius des gekrümmten Teils des Balkens, siehe Bild 8.10;
- α_{ap} der Winkel der Abholzigkeit in der Mitte der Scheitelpunktzone, siehe Bild 8.10;
- r_{in} der Innenradius des gekrümmten Teils des Balkens, siehe Bild 8.10.

(7) Für doppelt konische Balken darf der Faktor für die Reduzierung der Festigkeit aufgrund von Biegung der Lamellen während der Produktion als $k_r = 1,0$ angenommen werden.

(8) Für gekrümmte und aufgeschürzte gewölbte Balken sollte k_r wie folgt bestimmt werden:

$$k_r = \begin{cases} 1 & \text{for } \frac{r_{in}}{t_l} \geq 240 \\ 0,76 + 0,001 \frac{r_{in}}{t_l} & \text{for } \frac{r_{in}}{t_l} < 240 \end{cases} \quad (8.68)$$

Dabei ist

- r_{in} der Innenradius des gekrümmten Teils des Balkens, siehe Bild 8.10;
- t_l die Dicke der Lamelle.

(9) In der Scheitelpunktzone sollte die Bemessungszugspannung senkrecht zur Faser $\sigma_{t,90,d}$ Folgendes erfüllen:

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d} \quad (8.69)$$

mit

$$k_{dis} = \begin{cases} 1,3 & \text{for double tapered and pitched cambered beams} \\ 1,15 & \text{for curved beams} \end{cases} \quad (8.70)$$

$$k_{vol} = \left(\frac{h_{ref}}{h_{ap}} \right)^{0,3} \text{ for softwood products GL, BGL and LVL-P, GLVL-P in edewise bending} \quad (8.71)$$

Dabei ist

- k_{dis} der Faktor für die Wirkung der Spannungsverteilung in der Scheitelpunktzone;
- k_{vol} der Faktor für die Volumenwirkung;
- $f_{t,90,d}$ die Bemessungszugfestigkeit senkrecht zur Faser;
- h_{ref} die Referenzhöhe von 600 mm;
- h_{ap} die Höhe des Balkens am Scheitelpunkt, siehe Bild 8.10.

(10) Für Weichholzprodukte LVL-C und GLVL-C unter Kantenbiegung darf k_{vol} als 1,0 angenommen werden, sofern keine spezifischeren Informationen vorliegen.

(11) Die kombinierte Bemessungsspannung senkrecht zur Faser und die Bemessungsschubspannung τ_d sollten Folgendes erfüllen:

$$\frac{\tau_d}{k_v f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d}} \leq 1 \quad (8.72)$$

Dabei ist

k_v der Anpassungsfaktor für die Schubspannung nach 8.1.11.1(3);

$f_{v,d}$ die Bemessungsschubfestigkeit;

$\sigma_{t,90,d}$ die Bemessungszugspannung senkrecht zur Faser;

k_{dis}, k_{vol} sind in den Gleichung (8.70) und Gleichung (8.71) angegeben.

(12) Die maximale Zugspannung senkrecht zur Faser $\sigma_{t,90,d}$ aufgrund des Biegemoments sollte wie folgt bestimmt werden:

$$\sigma_{t,90,d} = k_{p,ap} \frac{6 M_{ap,d}}{b h_{ap}^2} \quad (8.73)$$

mit

$$k_{p,ap} = k_5 + k_6 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) + k_7 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 \quad (8.74)$$

$$k_5 = 0,2 \tan \alpha_{ap} \quad (8.75)$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \tan \alpha_{ap} + 2,6 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (8.76)$$

$$k_7 = 2,1 \tan \alpha_{ap} - 4 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (8.77)$$

Dabei ist

$k_{p,ap}$ der Faktor für die Zugspannungen senkrecht zur Faser aus der Abweichung von den Biegespannungen in der Scheitelpunktzone;

$M_{ap,d}$ das Bemessungsbiegemoment am Scheitelpunkt;

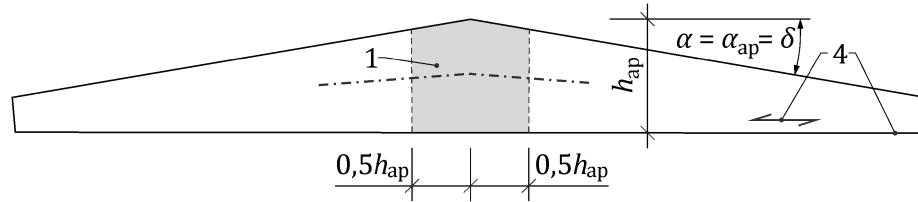
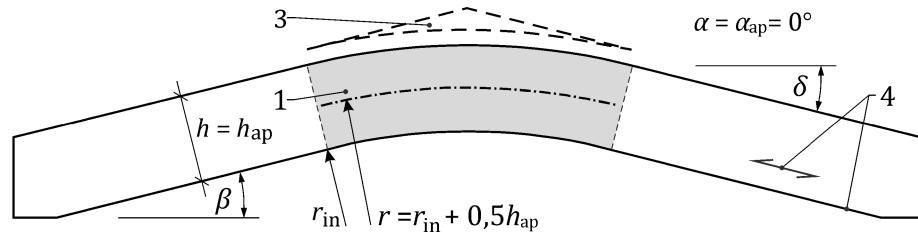
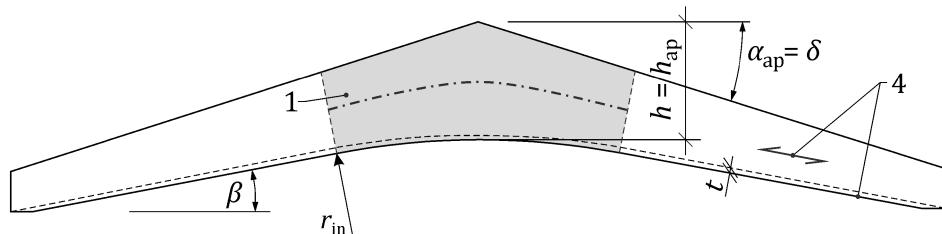
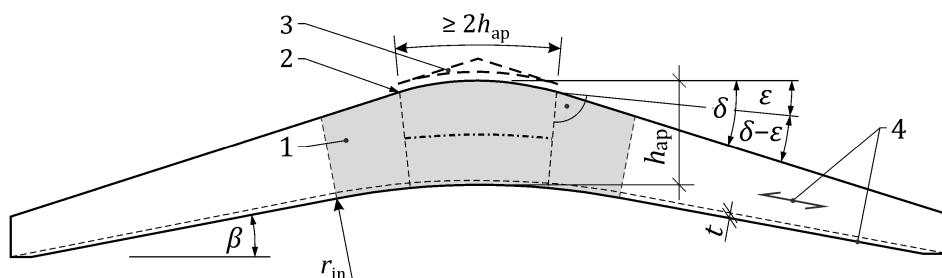
b die Breite des Balkens;

h_{ap} die Höhe des Balkens am Scheitelpunkt, siehe Bild 8.10;

k_5, k_6, k_7 die Änderungsfaktoren;

r der Radius des gekrümmten Teils des Balkens, siehe Bild 8.10;

α_{ap} der Winkel der Abholzigkeit in der Mitte der Scheitelpunktzone, siehe Bild 8.10.

**a) Doppelt konischer Balken****b) Gekrümmter Balken (mit mechanisch verbundenem Scheitelpunkt)****c) Geschürzter gewölbter Balken mit festem Scheitelpunkt****d) Geschürzter gewölbter Balken mit mechanisch verbundenem Scheitelpunkt****Legende**

- 1 Scheitelpunktzone (*grau*)
- 2 sekundärer Scheitelpunkt (Knickpunkt)
- 3 mechanisch verbundener Scheitelpunkt (kein verklebte Verbindung)
- 4 (empfohlene) Faserrichtung

ANMERKUNG Bei gekrümmten und geschürzten gewölbten Balken erstreckt sich die Scheitelpunktzone über den gekrümmten Teil des Balkens.

Bild 8.10 — Doppelt konische, gekrümmte und geschürzte gewölbte Balken

(13) Geschürzte gewölbte Balken mit mechanisch verbundenem Scheitelpunkt, siehe Bild 8.10 d) sollten wie folgt gestaltet werden:

- Für die Verifizierung der Biegespannungen anhand der Gleichung (8.62) sowie der maximalen Zugspannungen senkrecht zur Faser aus der Gleichung (8.69) oder der Gleichung (8.72) und die Bestimmung zugehöriger Faktoren (k_{vol} , k_{dis}) kann ein gekrümmter Balken in der Mitte der Scheitelpunktzone angenommen werden;
- 8.3.4.1(5) bis (12) sollten an den Knickpunkten (sekundärer Scheitelpunkt) erfüllt werden, siehe Bild 8.10 d). Ein geschürzter gewölbter Balken mit Scheitelpunkt an dem Knickpunkt, mit einer Neigung $\alpha_{ap} = (\delta - \varepsilon)/2$ darf angenommen werden, dabei ist δ die Neigung der Oberkante des Balkens außerhalb des gekrümmten Bereichs und ε der Winkel zwischen der Oberkante des Balkens und der Tangente des gekrümmten Teils an dem Knickpunkt, siehe Bild 8.10 d);
- der Einfluss kombinierter Spannungen an der Oberkante des Balkens außerhalb der Scheitelpunktzone sollte nach 8.3.3 verifiziert werden;
- die Länge zwischen den Knickpunkten sollte mindestens dem Doppelten der Höhe des Balkens in der Mitte der Scheitelpunktzone h_{ap} , siehe Bild 8.10 d), entsprechen;
- die Fugen zwischen dem mechanisch verbundenen Scheitelpunkt und dem Balken sollten für Kräfte aus den Aussteifungskomponenten ausgelegt sein, wenn diese an dem Scheitelpunkt befestigt sind.

8.3.4.2 Verstärkung

(1) Wo eine Verstärkung zur Aufnahme der gesamten Zugspannungen senkrecht zur Faser angewendet wird, darf auf Gleichung (8.69) und Gleichung (8.72) verzichtet werden.

(2) Wo eine Verstärkung aus Weichholzbalken aus GL, BGL und LVL-P, GLVL-P in flacher Biegung und doppelt konischen Balken aus Weichholzprodukten LVL-P und GLVL-P in Kantenbiegung zur Aufnahme der gesamten Zugspannungen senkrecht zur Faser verwendet wird, darf die Bemessungszugkraft in der Verstärkung $F_{t,90,Ed}$ wie folgt bestimmt werden:

$$F_{t,90,Ed} = k_{ka} \sigma_{t,90,d} b a_1 \quad (8.78)$$

Dabei ist

k_{ka} der Faktor für die Verteilung der Zugspannungen senkrecht zur Faser entlang der Balkenachse;

$k_{ka} = 1,0$ für gekrümmte Balken;

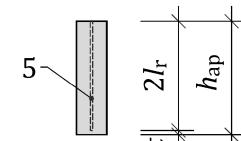
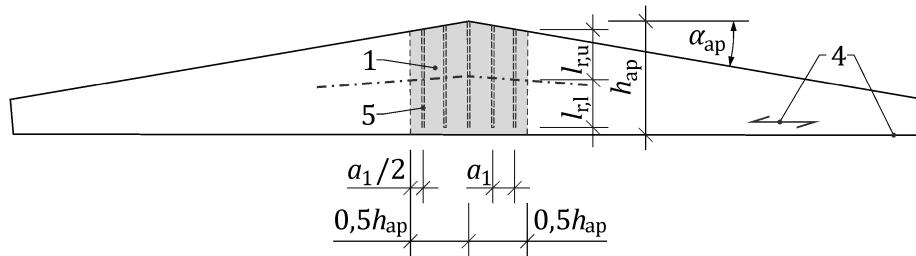
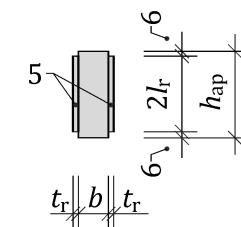
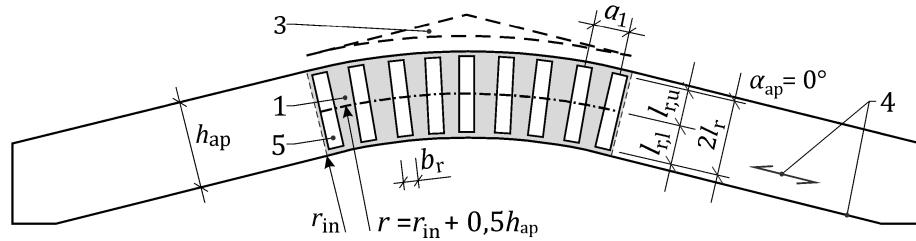
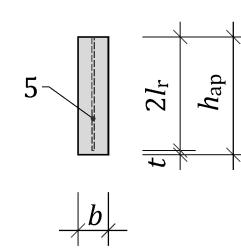
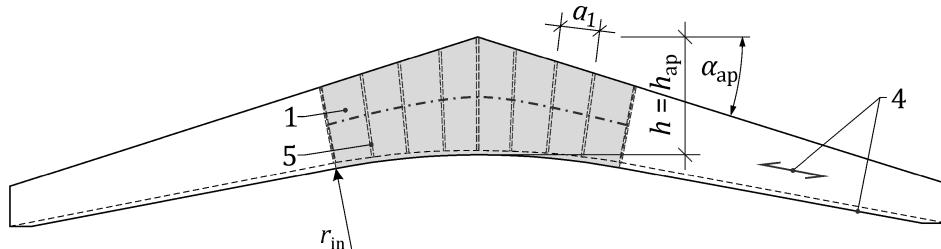
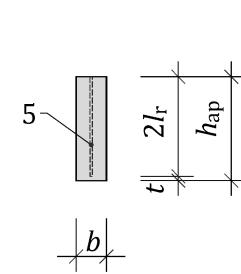
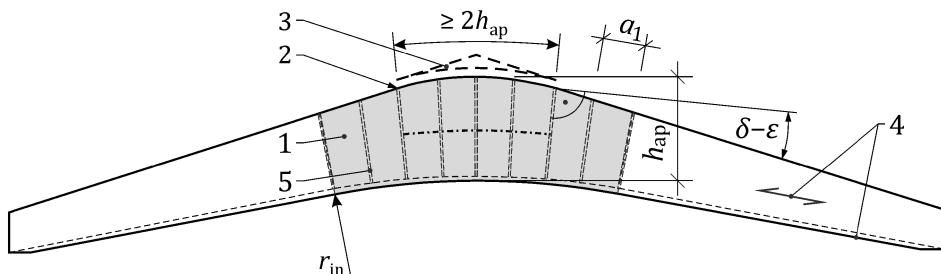
für innere Viertel der Länge der Zugspannungen senkrecht zur Faser ausgesetzten Volumens, gemessen ab dem Scheitelpunkt in doppelt konischen und geschürzten gewölbten Balken;

$k_{ka} = 0,67$ für äußere Viertel der Länge der Zugspannungen senkrecht zur Faser ausgesetzten Volumens, gemessen ab dem Scheitelpunkt in doppelt konischen und geschürzten gewölbten Balken;

$\sigma_{t,90,d}$ die Bemessungszugspannung senkrecht zur Faser entsprechend der Gleichung (8.73);

b die Balkenbreite;

a_1 der Abstand der Verstärkung parallel zur Faser in der Höhe der Balkenachse, siehe Bild 8.11.

**a) Doppelt konischer Balken****b) Gekrümmter Balken (mit mechanisch verbundenem Scheitelpunkt)****c) Geschürzter gewölbter Balken****d) Geschürzter gewölbter Balken (mit mechanisch verbundenem Scheitelpunkt)****Legende**

- 1 Scheitelpunktzone (grau)
- 2 sekundärer Scheitelpunkt (Knickpunkt)
- 3 mechanisch verbundener Scheitelpunkt (kein verklebte Verbindung)
- 4 (empfohlene) Faserrichtung
- 5 äußere/innere Verstärkung
- 6 Kantenabstand \leq Lamellesdicke

Bild 8.11 — Verstärkung doppelt konischer, gekrümmter und geschürzter gewölbter Balken

(3) Der Abstand parallel zur Faser der Verstärkung a_1 darf entsprechend der Verteilung der Zugspannungen senkrecht zur Faser entlang der Länge des Volumens unter Zugspannungen senkrecht zur Faser angepasst werden.

(4) Innere stiftförmige Verstärkungen sollten die gesamte Höhe des Balkens ohne die Decklamellen unter Biegespannung abdecken. Ein Verstärkungselement sollte in dem Querschnitt unter dem jeweiligen Knickpunkt des Scheitelpunkts (sekundärer Scheitelpunkt) platziert werden. Der Abstand parallel zur Faser der Verstärkung a_1 , gemessen an der Oberseite des Balkens, sollte nicht weniger als 250 mm und nicht mehr als $0,75 h_{ap}$ betragen.

(5) Die Ebenenverstärkung sollte an beiden Seiten des Bauteils verklebt werden und die gesamte Höhe des Balkens abdecken. Sie sollte maximal die äußeren Lamellen ausschließen, siehe Bild 8.11 e).

(6) Für gekrümmte oder geschürzte gewölbte Balken mit mechanisch verbundenem Scheitelpunkt, siehe Bild 8.11 d), sollte die Verstärkung ausgelegt sein für:

- die Zugspannungen senkrecht zur Faser an den Knickpunkten (sekundärer Scheitelpunkt am Ende des mechanisch verbundenen Scheitelpunkts), siehe Bild 8.10 d), und
- die Zugspannungen senkrecht zur Faser durch die Krümmung im Scheitelpunkt.

(7) Die Verstärkung gekrümmter oder geschürzter gewölbter Balken mit mechanisch verbundenem Scheitelpunkt sollte wie folgt angeordnet sein:

- die Verstärkung an den Knickpunkten sollte eine Länge von mindestens $2h_{ap}$ in Richtung des Scheitelpunkts (aber nicht mehr als die tatsächliche Länge bis zum Scheitelpunkt) und $1h_{ap}$ in Richtung des Balkenendes haben;
- die Verstärkung ab der Krümmung im Scheitelpunkt sollte in den verbleibenden gekrümmten Teilen angeordnet werden;
- der Abstand parallel zur Faser der Verstärkung a_1 , siehe Bild 8.11 d), darf zwischen beiden Bereichen linear abgestuft sein;
- Wenn die Zugspannungen senkrecht zur Faser aus der Krümmung im Scheitelpunkt höher sind als die Zugspannungen senkrecht zur Faser an den Knickpunkten, sollte eine zugehörige Verstärkung über die gesamte gekrümmte Länge angeordnet werden.

8.3.5 Genutete Bauteile

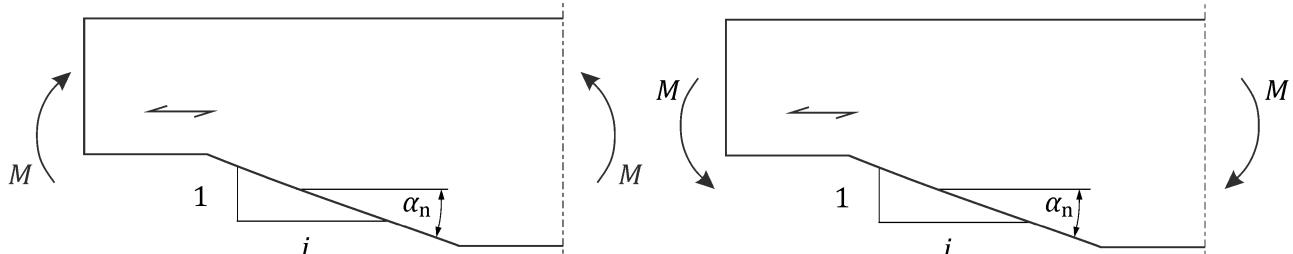
8.3.5.1 Allgemeines

(1) Die Wirkungen von Spannungskonzentrationen der Nut müssen bei der Verifizierung der Festigkeit der Bauteile berücksichtigt werden.

(2) Die Wirkung von Spannungskonzentrationen darf in den folgenden Fällen außer Acht gelassen werden:

- Spannung oder Stauchung parallel zur Faser;
- Biegung mit Zugspannungen an der Nut, wenn die Abholzigkeit nicht steiler als $1:i = 1:10$ ist, wenn i größer oder gleich 10 ist, siehe Bild 8.12 a);
- Biegung mit Zugspannungen an der Nut, siehe Bild 8.12 b).

(3) Für Bauteile mit Nutzzapfen sollte der Einfluss der Abholzigkeit α_n nach 8.3.3 am Querschnitt unter Verwendung der höchsten Biegespannungen in dem konischen Teil verifiziert werden.

**a) Mit Zugspannungen an der Nut****b) Mit Druckspannungen an der Nut****Bild 8.12 — Biegung der Nut**

(4) Für Balken aus Weichholz ST, FST, GST, GL, BGL und aus LVL-P, GLVL-P unter Kantenbiegung mit rechteckigen Querschnitten und wo die Faser im Wesentlichen parallel zur Länge des Bauteils verläuft, sollten die Schubspannungen an genuteten Auflagern unter Verwendung der effektiven (reduzierten) Tiefe h_{ef} , siehe Bild 8.13, berechnet werden.

(5) Die Bemessungsschubspannung τ_d sollte Folgendes erfüllen:

$$\tau_d = \frac{1,5 V_d}{b h_{\text{ef}}} \leq k_{v,n} k_v f_{v,d} \quad (8.79)$$

Dabei ist

- V_d die Bemessungsschubkraft;
- b die Breite des Balkens;
- h_{ef} die effektive Höhe;
- $f_{v,d}$ die Bemessungsschubfestigkeit für den tatsächlichen Zustand;
- k_v der Anpassungsfaktor für die Schubfestigkeit nach 8.1.11.1(3);
- $k_{v,n}$ der Faktor für die Wirkung der Nut nach 8.3.5.1(6).

(6) Der Faktor $k_{v,n}$ für die Wirkung der Nut darf wie folgt bestimmt werden:

- für Balken mit verstärkten Nuten, die 8.3.5.2 erfüllen, und für an der dem Auflager gegenüberliegenden Seite genutete Balken, siehe Bild 8.13 b)

$$k_{v,n} = 1,0 \quad (8.80)$$

- Für auf der gleichen Seite wie das Auflager genutete Balken, siehe Bild 8.13 a)

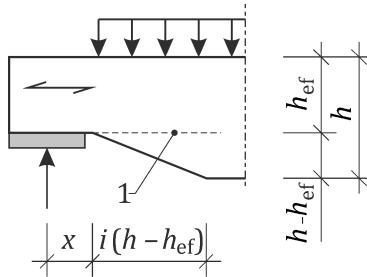
$$k_{v,n} = \min \left(1; \frac{k_n \left(1 + \frac{1,1 i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right)}{\sqrt{h} \left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)} \right) \quad (8.81)$$

mit

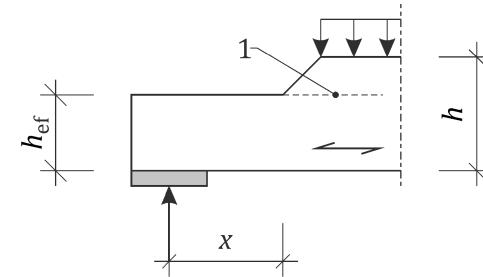
$$k_n = \begin{cases} 5 & \text{for softwood products ST, FST, GST, LVL-P and GLVL-P} \\ 6,5 & \text{for softwood products GL and BGL} \\ 15 & \text{for softwood products LVL-C and GLVL-C in edgewise bending} \end{cases} \quad (8.82)$$

Dabei ist

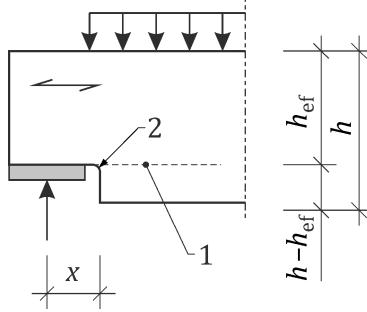
- k_n der Materialkonstantenfaktor aus Gleichung (8.82);
 i die Neigung der Nut, siehe Bild 8.13 a);
 h die Balkenhöhe in mm;
 α das Verhältnis h_{ef}/h , siehe Bild 8.13;
 h_{ef} die effektive Höhe des genuteten Teils;
 x der Abstand parallel zur Faser zwischen der Einwirkungslinie der Auflagerreaktion und der Ecke der Nut in mm.



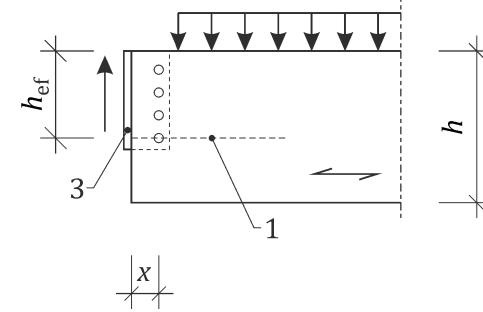
a) Nut auf der gleichen Seite wie das Auflager



b) Nut auf der dem Auflager gegenüberliegenden Seite



c) Rechteckige Nut auf der gleichen Seite wie das Auflager



d) Verbindungsteil oder Gruppe von Befestigungselementen

Legende

- 1 mögliche Risslinie
2 Verbindungsteil oder Gruppe von Befestigungselementen
r abgerundete Ecke mit Radius $r \geq 20$ mm (Empfehlung)

Bild 8.13 — Balken mit genuteten Enden

(7) Die Bemessungsschubspannungen in dem genuteten Teil sollten Gleichung (8.27) entsprechen.

(8) Für konische Nuten sollte Gleichung (8.54) in dem konischen Teil erfüllt sein. Für Nuten von Weichholzprodukten aus ST, FST und GST dürfen die Werte k_t für GL verwendet werden.

8.3.5.2 Verstärkung

(1) 8.3.5.2 sollte auf verstärkte Nuten in Bauteilen mit rechteckigem Querschnitt aus ofengetrockneten Weichholzprodukten ST, FST, GST, GL, BGL, LVL-P, GLVL-P angewendet werden.

(2) Für Balken mit rechteckiger Nut auf der gleichen Seite wie das Auflager, siehe Bild 8.14, sollte die Verstärkung wie folgt für eine Bemessungszugkraft $F_{t,90,Ed}$ ausgelegt sein:

$$F_{t,90,Ed} = k_\alpha k_\beta V_d [3(1-\alpha)^2 - 2(1-\alpha)^3] \quad (8.83)$$

mit

$$k_\alpha = 0,9 + 0,5(2\alpha - 1)^2 \quad (8.84)$$

$$k_\beta = 1 + 2\beta \quad (8.85)$$

Dabei ist/sind

k_α, k_β die Faktoren zur Berücksichtigung der Nutgeometrie;

V_d die Bemessungsschubkraft;

α das Verhältnis h_{ef}/h , siehe Bild 8.14;

h_{ef} die effektive Höhe, siehe Bild 8.14;

h die Höhe;

β das Verhältnis x/h , siehe Bild 8.14;

x der Abstand parallel zur Faser zwischen der Einwirklinie der Auflagerreaktion und der Ecke der Nut, siehe Bild 8.14.

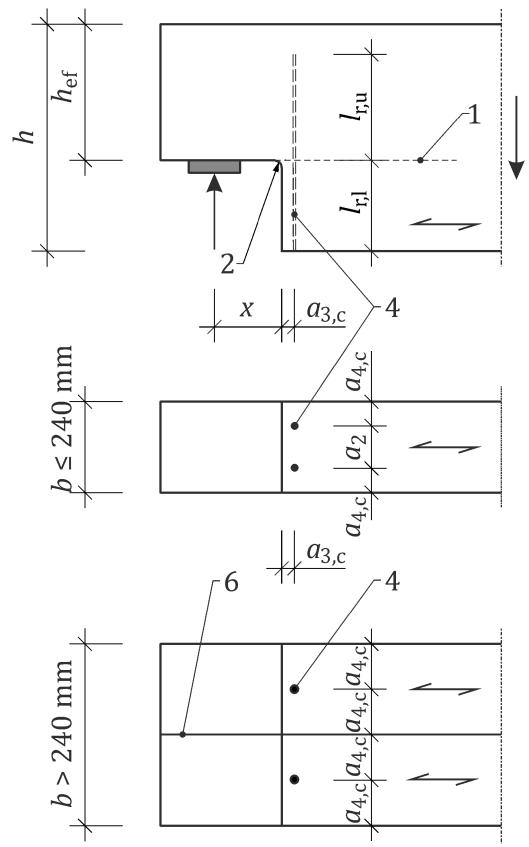
Für $0,3 \leq \alpha \leq 0,6$ und $\beta \leq 0,2$ darf das Produkt $k_\alpha k_\beta$ ohne weitere Verifizierung als $k_\alpha k_\beta = 1,3$ angenommen werden.

(3) Die Verstärkung sollte die gesamte Höhe der genuteten Kante abdecken ($l_{r,l} = (h - h_{ef})$). Ist dies nicht erfüllt ($l_{r,l} < (h - h_{ef})$), sollten die Regeln nach 8.3.5.1 für den nichtverstärkten Teil der genuteten Kante erfüllt werden. In diesem Fall ist $(h - h_{ef})$ gleich der Höhe des nichtverstärkten Teils der genuteten Kante. Die verstärkte Mindestlänge $l_{r,u}$ sollte als $l_{r,u} = \min\{l_{r,l}; 1,5a\}$ bestimmt werden, siehe Bild 8.14 a) und c).

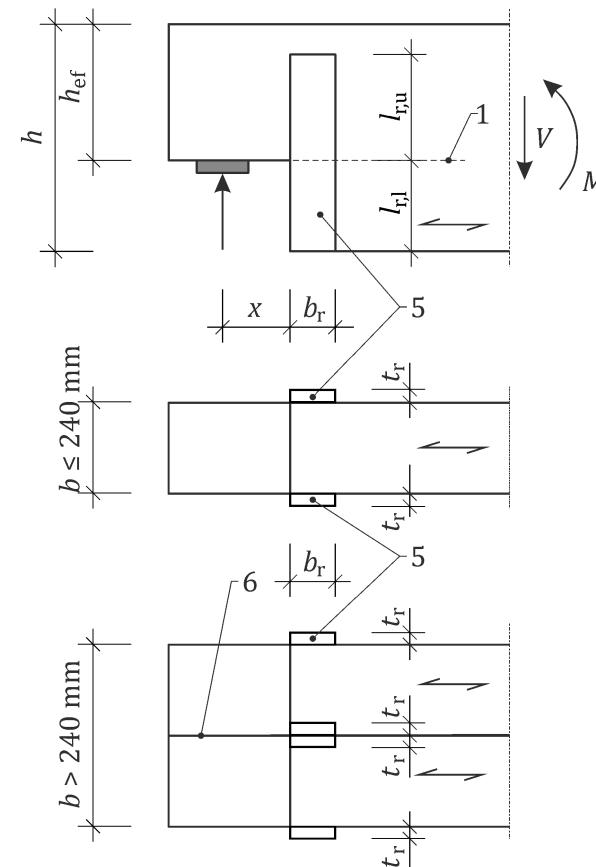
(4) Wenn die Bemessungszugkraft $F_{t,90,Ed}$ aus Gleichung (8.83) durch die innere stiftförmige Verstärkung getragen wird, sollte nur eine Reihe der inneren Verstärkungselemente in einem Abstand $a_{3,c}$ zur Kante der Nut berücksichtigt werden, siehe Bild 8.14.

(5) Die stiftförmige Verstärkung darf geneigt sein, um den Abstand zwischen den Spitzenzugspannungen senkrecht zur Faser und der stiftförmigen Verstärkung zu verkürzen, siehe Bild 8.14 c).

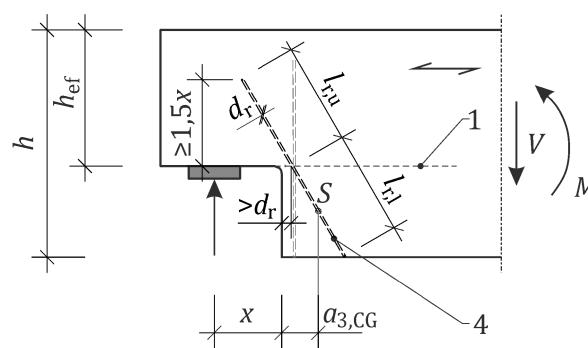
(6) Wenn die Bemessungszugkraft $F_{t,90,Ed}$ aus Gleichung (8.83) von der inneren stiftförmigen Verstärkung in einer Position im rechten Winkel zur Faser, siehe Bild 8.14 a), getragen wird, sollte die Tragfähigkeit auf das Doppelte der Tragfähigkeit des nichtverstärkten genuteten Balkens, berechnet anhand der Gleichung (8.79), begrenzt werden.



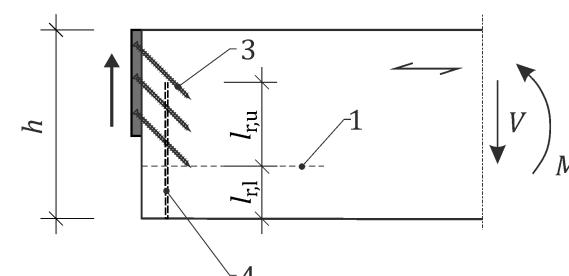
a) Nut mit innerer stiftförmiger Verstärkung



b) Nut mit äußerer Ebenenverstärkung



c) Nut mit geneigter innerer stiftförmiger Verstärkung



d) Verbindungsteile oder Gruppe von Befestigungselementen mit innerer stiftförmiger Verstärkung

Legende

- 1 mögliche Risslinie
- 2 gerundete Ecken mit Radius $r \geq 20$ mm (empfohlen)
- 3 Verbindungsteil oder Gruppe von Befestigungselementen
- 4 innere Verstärkung
- 5 äußere Verstärkung
- 6 blockverklebte Fuge

Bild 8.14 — Verstärkung von Bauteilen mit rechteckigen Nuten

(7) Die Ebenenverstärkung, z. B. Platten oder Lamellen, sollten an beiden Seiten des Bauteils nach Bild 8.14 b) mit den folgenden Einschränkungen verklebt werden:

$$0,25 \leq \frac{b_r}{h - h_{ef}} \leq 0,5 \quad (8.86)$$

Dabei ist

b_r die Breite der Ebenenverstärkung;

h die Höhe;

h_{ef} die effektive Höhe des genuteten Teils, siehe Bild 8.14.

(8) Die in Gleichung (8.51) angewendete Breite b_r sollte den oberen Grenzwert in Gleichung (8.86) nicht überschreiten.

ANMERKUNG Je nach Art des Produkts und Art der Anwendung (z. B. Presskleben mit Verschraubung) kann eine Breite b_r , die den oberen Grenzwert in Gleichung (8.86) überschreitet, erforderlich sein, siehe prEN 1995-3.

(9) Die Bemessungsschubspannungen in dem genuteten Teil sollten Gleichung (8.27) entsprechen.

(10) Für konische Nuten sollte die Gleichung (8.54) in Bezug auf die Bemessungsbiegespannung in einem Winkel zur Faser für den konischen Teil erfüllt sein. Für Nuten von Weichholzprodukten aus ST, FST und GST dürfen die Werte k_t für GL verwendet werden.

8.3.6 Bauteile mit Löchern

8.3.6.1 Allgemeines

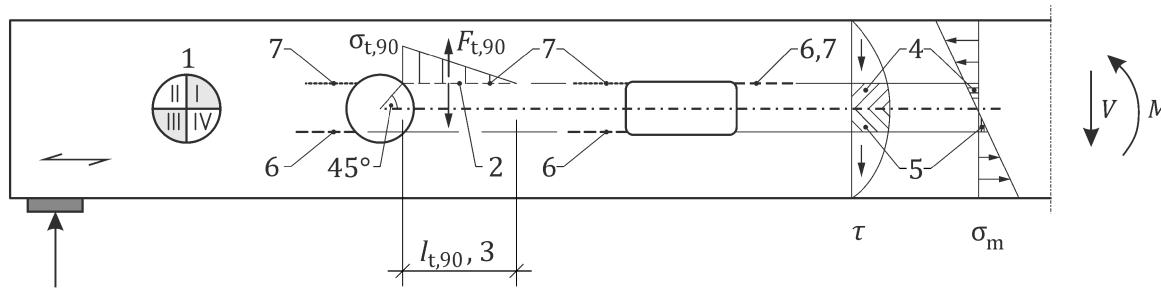
(1) Die Wirkungen von Spannungskonzentrationen an Löchern mit einem Maß größer oder gleich $\min\{50 \text{ mm}; 0,1h\}$, das die Abstandsgrenzwerte in Tabelle 8.3 überschreitet, müssen bei der Verifizierung der Festigkeit von Bauteilen berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Bezeichnungen von Geometrie, Kräften, Momenten und Spannungsverteilungen können Bild 8.15 entnommen werden.

(2) Die Verifizierung von axialen und Biegespannungen eines Bauteils, das Löcher enthält, muss auf den Eigenschaften des Nettoquerschnitts an der Lochposition basieren.

(3) Für rechteckige Löcher muss die Wirkung zusätzlicher Biegespannungen aus der Einwirkung des Rahmens berücksichtigt werden.

(4) Bei der Verifizierung von Schubspannungen muss die Wirkung von Spannungskonzentrationen an den Lochkanten berücksichtigt werden.

**Legende**

- 1 Löcher im Bauteil dürfen in Quadranten I-IV unterteilt werden; der Quadrant mit der möglichen Rissentwicklung ist von der Art der Belastung und der Lage des Balkens abhängig, siehe 8.3.6.1(17)
- 2 mögliche Risslinie, (vereinfachte) Verteilung von Zugspannungen senkrecht zur Faser $\sigma_{t,90}$ und Zugkraft senkrecht zur Faser $F_{t,90}$
- 3 Verteilungslänge, siehe 8.3.6.1(12) und 8.3.6.1(17)
- 4 Anteil der um die Oberkante des Lochs zu übertragenden Schub- und Biegespannungen
- 5 Anteil der um die Unterkante des Lochs zu übertragenden Schub- und Biegespannungen
- 6 mögliche Risslinie an Positionen mit hohen Schubspannungen ($F_{t,90,V,Ed} \geq F_{t,90,M,Ed}$)
- 7 mögliche Risslinie an Positionen mit dominanten Biegespannungen ($F_{t,90,M,Ed} >> F_{t,90,V,Ed}$)

Bild 8.15 — Löcher in Balken

(5) Sofern keine ausführlichere Analyse erfolgt, sollten Löcher mit Maßen größer oder gleich $\min\{50 \text{ mm}; 0,1 h\}$ nicht in nichtverstärkten Zonen mit Zugspannungen senkrecht zur Faser aufgrund von Belastung oder Geometrie (z. B. gekrümmte Balken) platziert werden.

(6) Kreisrunde Löcher sollten gegenüber rechteckigen Löchern bevorzugt werden.

ANMERKUNG Die Verstärkung von Löchern in Bauteilen führt zu einer robusteren Langzeitleistung, insbesondere bei großen Bauteilen und/oder erwarteten erheblichen Veränderungen des Feuchtegehalts von Holz.

(7) Löcher sollten vorzugsweise mit ihrer Mitte in der neutralen Achse des Bauteils platziert werden. Eine Anordnung von Löchern in Bereichen des Bauteils mit dominanten Schubspannungen sollte gegenüber Löchern in Bereichen mit hohen Biegespannungen bevorzugt werden.

(8) Eine exzentrische Anordnung sollte nur bei kreisrunden Löchern angewendet werden. Im Fall einer exzentrischen Anordnung sollte eine Anordnung des Lochs in Bereichen mit (Biege-) Stauchung gegenüber einer Anordnung in Bereichen mit (Biege-) Spannung bevorzugt werden.

ANMERKUNG Die maximale mögliche Exzentrizität ist durch die Höchstwerte h_{ru} und h_{rl} in Tabelle 8.3 begrenzt, siehe Bild 8.16.

(9) Die Wirkung von Installationen (z. B. Heizrohre oder Luftaustritte) auf den lokalen Feuchtegehalt von Holz (z. B. schnelles und/oder intensives Trocknen) sollte berücksichtigt werden. 4.3.1.2 und 8.3.2(13) bis (16) sollte angewendet werden.

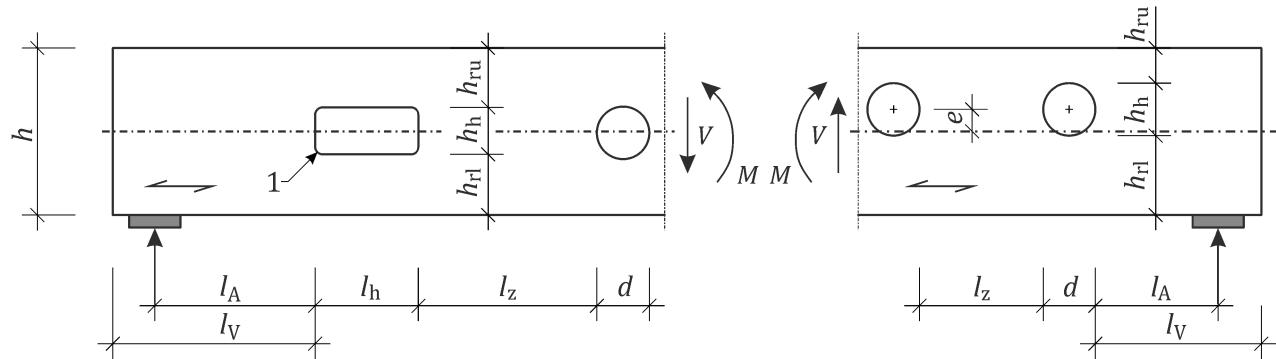
(10) 8.3.6.1(12) bis (16) sollte auf nichtverstärkte Löcher mit geometrischen Grenzbedingungen nach Tabelle 8.3 in Weichholzbalken aus GST, GL, BGL und aus LVL-P, GLVL-P mit rechteckigem Querschnitt unter Kantenbiegung angewendet werden.

(11) Für verstärkte Löcher und Löcher in Weichholzprodukten LVL-C und GLVL-C unter Kantenbiegung mit geometrischen Grenzbedingungen nach Tabelle 8.3 sollte 8.3.6.2 angewendet werden.

Tabelle 8.3 — Mindestabstände und Höchstmaße nichtverstärkter und verstärkter Löcher in Balken mit rechteckigem Querschnitt^a

		Mindestabstände			Höchstmaße		
	Ende	Abstand	Unterstützung	Kanten	Rechteckige Löcher	Kreisrunde Löcher	
Nicht verstärkt	$l_v \geq h^b$	Einzelnes Loch: $l_z \geq 1,5 h$, mindestens 300 mm	$l_A \geq h/2$	$h_{ru} \geq 0,15 h^d$ mindestens eine Lamelle ^e $h_{rl} \geq 0,2 h^d$ mindestens 1,5 Lamellen ^e	$l_{hole}/h_{hole} \leq 2,5$ $l_{hole} \leq 0,5 h$	$h_{hole} \leq 0,2 h$	Für $e \leq \pm 0,1 h$: $d \leq 0,3 h$ Für $e > \pm 0,1 h$: $d \leq 0,2 h$
		Gruppe kreisrunder Löcher: $l_z \geq d^c$					
Verstärkt	$l_v \geq h^b$	Einzelnes Loch: $l_z \geq 1,0 h$, mindestens 300 mm	$l_A \geq h/2$	$h_{ru} \geq 0,15 h^d$ mindestens eine Lamelle ^e $h_{rl} \geq 0,2 h^d$ mindestens 1,5 Lamellen ^e	$l_{hole}/h_{hole} \leq 2,5$ $l_{hole} \leq h$	$h_{hole} \leq 0,3 h^f$ $h_{hole} \leq 0,4 h^g$	$d \leq 0,3 h^f$ $d \leq 0,4 h^g$
		Gruppe kreisrunder Löcher: $l_z \geq d^c$					

^a Für Geometrie-Parameter (z. B. l_A , l_v , l_z , h_{ru} , h_{rl} , h_{hole} , e) siehe Bild 8.16.
^b In Anwendungen mit ständig trockenem oder häufig wechselndem Klima sollte l_v erhöht werden ($l_v \geq 1,5 h$).
^c Für Gruppen kreisrunder Löcher gilt ein Reduzierungsfaktor, siehe 8.3.6.1(17). Die verschiedenen Abstandsgrenzwerte decken die verschiedenen Wirkungen von Zug- und Druckspannungen durch Biegung ab.
^d Die Wirkung von exzentrisch angeordneten Löchern sollte berücksichtigt werden, siehe 8.3.6.1(18).
^e Für LVL-P: $h_{ru} \geq 40$ mm, $h_{rl} \geq 60$ mm.
^f Für Löcher mit innerer stiftförmiger Verstärkung.
^g Für Löcher mit Verstärkung außerhalb der Ebene, z. B. Platten, Lamellen, LVL-C und PMP, und für Löcher in LVL-C und GLVL-C unter Kantenbiegung.

**Legende**

- 1 abgerundete Ecke: Eckenradius $r \geq 20$ mm, wenn $h_{hole} \leq 200$ mm
Eckenradius $r \geq 40$ mm, wenn $h_{hole} > 200$ mm

Bild 8.16 — Kreisrunde und eckige Löcher in Balken

(12) Für Balken mit Löchern nach 8.3.6.1(10), deren Mitte auf der neutralen Achse des Bauteils liegt, sollte Folgendes erfüllt sein:

$$\frac{\frac{F_{t,90,V,Ed}}{l_{t,90,V}} + \frac{F_{t,90,M,Ed}}{l_{t,90,M}}}{0,5 b k_{vol} k_{space} f_{t,90,d}} \leq 1,0 \quad (8.87)$$

mit

$$F_{t,90,V,Ed} = \frac{V_d}{4h} \cdot 0,7 \cdot d_{hole} \left[3 - \left(\frac{0,7 \cdot d_{hole}}{h} \right)^2 \right] k_{diam} \quad (8.88)$$

$$k_{diam} = 1,1 + 1,3 \left[\frac{d_{hole}}{h} - \left(\frac{d_{hole}}{h} \right)^2 \right] \quad (8.89)$$

$$l_{t,90,V} = 1,3 \cdot d_{hole} \quad (8.90)$$

$$F_{t,90,M,Ed} = 0,09 \frac{M_d}{h} \left(\frac{d_{hole}}{h} \right)^2 \quad (8.91)$$

$$l_{t,90,M} = 0,8 \cdot d_{hole} \quad (8.92)$$

$$k_{vol} = \left(\frac{V_{ref}}{0,25 b d_{hole}^2} \right)^{0,2} \quad (8.93)$$

Dabei ist

$F_{t,90,V,Ed}$ die Bemessungszugkraft senkrecht zur Faser aufgrund der Übertragung von Schubspannungen um das Loch;

$l_{t,90,V}$ die Verteilungslänge für Zugspannungen senkrecht zur Faser aufgrund der Übertragung von Schubspannungen;

$F_{t,90,M,Ed}$ die Bemessungszugkraft senkrecht zur Faser aufgrund der Übertragung von Biegespannungen um das Loch;

$l_{t,90,M}$ die Verteilungslänge für Zugspannungen senkrecht zur Faser aufgrund der Übertragung von Biegespannungen;

k_{vol} der Faktor zur Berücksichtigung der Volumenwirkung;

k_{space} der Faktor zur Berücksichtigung der Möglichkeit der Platzierung von bis zu 3 kreisrunden Löchern in einem engeren Abstand

= 1,0 für Balken mit einzelnen Löchern;

für Balken mit Gruppen von Löchern siehe 8.3.6.1(19);

$f_{t,90,d}$ die Bemessungszugfestigkeit senkrecht zur Faser;

V_d die Bemessungsschubkraft an der Lochkante (absolut, d. h. positiver Wert);

d_{hole} der anzuwendende Durchmesser des Lochs

= d (Lochdurchmesser) für kreisrunde Löcher, siehe Bild 8.16;

= $k_{shape} h$ für rechteckige Löcher siehe Bild 8.16;

- k_{shape} der Faktor zur Berücksichtigung der Wirkung der Form eines rechteckigen Lochs aus Gleichung (8.94);
- h die Höhe des Balkens an der Lochkante;
- k_{diam} der Faktor zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung und der Lage des Rissbeginns;
- M_d das Bemessungsbiegemoment an der Lochkante (absolut, d. h. positiver Wert);
- V_{ref} das Referenzvolumen
- mit $V_{\text{ref}} = 0,01 \text{ m}^3$ for softwood products GST, GL and BGL
 $V_{\text{ref}} = 0,0015 \text{ m}^3$ for softwood products LVL and GLVL in edgewise bending;
- b die Breite des Balkens an der Lochkante.

(13) Für Balken mit rechteckigen Löchern mit einem Radius der abgerundeten Ecke $r/h_{\text{hole}} \geq 0,1$, die in einem Bereich platziert sind, wo das Verhältnis $0 \leq \frac{|V_d| h}{|M_d|} \leq 1$ beträgt, darf der Faktor k_{shape} wie folgt bestimmt werden:

$$k_{\text{shape}} = 1,25 + 0,3 \frac{l_{\text{hole}}}{h_{\text{hole}}} \left[4 \frac{V_d h}{M_d} - 3 \left(\frac{V_d h}{M_d} \right)^2 \right] \quad (8.94)$$

Dabei ist

- l_{hole} die Länge des rechteckigen Lochs, siehe Bild 8.16;
- h_{hole} die Höhe des rechteckigen Lochs, siehe Bild 8.16;
- V_d die Bemessungsschubkraft an der Lochkante (absolut, d. h. positiver Wert);
- h die Höhe des Balkens an der Lochkante, siehe 8.16;
- M_d das Bemessungsbiegemoment an der Lochkante (absolut, d. h. positiver Wert).

ANMERKUNG k_{shape} wird verwendet, um äquivalente Zugspannungen senkrecht zur Faser zu bestimmen. Die geometrischen Grenzwerte in Tabelle 8.3 sind nicht für k_{shape} anwendbar. Die geometrischen Grenzwerte in Tabelle 8.3 umfassen auch Robustheitskriterien und berücksichtigen zusätzliche Wirkungen wie Konzentrationen von Schub- und Biegespannungen an den Lochkanten.

(14) Für kreisrunde Löcher dürfen die Biegespannungen durch das Widerstandsmoment des Nettoquerschnitts W_{net} bestimmt werden.

(15) Für Balken mit rechteckigen Löchern sollte die Wirkung zusätzlicher Biegespannungen aufgrund der Rahmeneinwirkung berücksichtigt werden. Für Balken mit rechteckigen Löchern dürfen die Bemessungsbiegespannungen in dem Balkenquerschnitt mit dem rechteckigen Loch $\sigma_{m,d}$ wie folgt bestimmt werden:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_{\text{net}}} + \frac{M_{\text{res},d}}{W_{\text{res}}} \quad (\text{residual cross-section}) \quad (8.95)$$

mit

$$M_{\text{res},d} = \frac{V_d}{2} \frac{l_{\text{hole}}}{2} \quad (8.96)$$

$$W_{\text{res}} = \frac{b h_{\text{res}}^2}{6} \quad (8.97)$$

$$h_{\text{res}} = (h - h_{\text{hole}})/2 \quad (8.98)$$

Dabei ist

- M_d das Bemessungsbiegemoment an der Lochkante (absolut, d. h. positiver Wert);
- W_{net} das Widerstandsmoment des Nettoquerschnitts;
- $M_{\text{res},d}$ das Bemessungsbiegemoment aus der Rahmeneinwirkung um das Loch;
- W_{res} das Widerstandsmoment des Restquerschnitts über und unter dem Loch;
- V_d die Bemessungsschubkraft an der Lochkante (absolut, d. h. positiver Wert);
- l_{hole} die Länge des rechteckigen Lochs, siehe Bild 8.16;
- b die Breite des Balkens an der Lochkante;
- h_{res} der Abstand h_{rl} bzw. h_{ru} zwischen der Lochkante und der Kante des Bauteils, siehe Bild 8.16;
- h die Höhe des Balkens an der Lochkante;
- h_{hole} die Höhe des rechteckigen Lochs, siehe Bild 8.16.

(16) In Balken mit Löchern sollten die erhöhten Schubspannungen in dem Restquerschnitt an der Lochposition berücksichtigt werden. In Balken mit Löchern darf die maximale Bemessungsschubspannung $\tau_{\max,d}$ nach Gleichung (8.27) wie folgt bestimmt werden:

$$\tau_{\max,d} = k_\tau \frac{1,5 V_d}{b(h - h_{\text{hole}})} \quad (8.99)$$

mit

$$k_\tau = k_{\text{rad}} \left(1 + \frac{l_{\text{hole}}}{h}\right) \left(\frac{h_{\text{hole}}}{h}\right)^{0,2} \quad (8.100)$$

Dabei ist

- k_τ der Faktor für die erhöhten Schubspannungen;
- V_d die Bemessungsschubkraft an der Lochkante (absolut, d. h. positiver Wert);
- b die Breite des Balkens an der Lochkante;
- h die Höhe des Balkens an der Lochkante;
- h_{hole} die Höhe des Lochs, siehe Bild 8.16, für kreisrunde Löcher $h_{\text{hole}} = 0,7d$;
- k_{rad} der Faktor zur Berücksichtigung der Wirkung des Eckenradius auf die Schubspannung. Für Löcher in Weichholzbalken aus GST, GL, BGL und aus LVL-P, GLVL-P unter Kantenbiegung darf der Wert für k_{rad} ohne weitere Verifizierung als 1,8 angenommen werden.

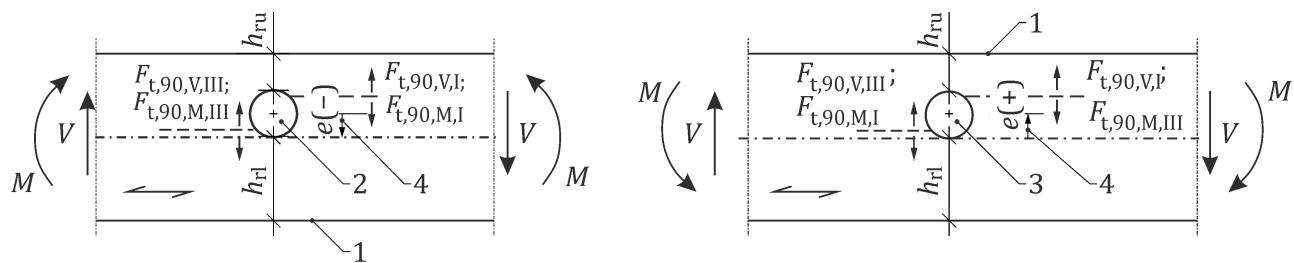
(17) Für Balken aus GL und BGL mit kreisrunden Löchern nach 8.3.6.1(10), deren Mitte exzentrisch zur Längsachse des Bauteils liegt, sollte Gleichung (8.87) für die Quadranten I und III für die folgenden relevanten Gruppen von Kräften erfüllt sein, siehe Bild 8.15 und Bild 8.17:

a) für positives Biegemoment:

- 1) $F_{t,90,V,I}$ and $F_{t,90,M,I}$ (set a.I);
- 2) $F_{t,90,V,III}$ and $F_{t,90,M,III}$ (set a.III);

b) für negatives Biegemoment:

- 1) $F_{t,90,V,I}$ and $F_{t,90,M,III}$ (set b.I);
- 2) $F_{t,90,V,III}$ and $F_{t,90,M,I}$ (set b.III).



Legende

- 1 (Biege-) Spannung ausgesetzte Bauteilkante
- 2 Loch mit Exzentrizität in Richtung der Stauchung ausgesetzten Bauteilkante (bevorzugt)
- 3 Loch mit Exzentrizität in Richtung der Zug ausgesetzten Bauteilkante
- 4 Exzentrizität der Lochmitte zur neutralen Achse des Bauteils,
 e ist negativ in Richtung der (Biege-)Stauchung ausgesetzten Bauteilkante,
 e ist positiv in Richtung der (Biege-)Zug ausgesetzten Bauteilkante

Bild 8.17 — Exzentratisch angeordnete Löcher in Balken

(18) Die Bemessungszugkraft senkrecht zur Faser $F_{t,90,V,Ed}$ und $F_{t,90,M,Ed}$ darf wie folgt bestimmt werden:

$$F_{t,90,V,Ed} = F_{t,90,V,I/III,Ed} = \frac{V_d}{4h} 0,7d \left[3 - \left(\frac{0,7d}{h} \right)^2 \right] k_{ecc,I/III} \quad (8.101)$$

mit

$$k_{ecc,I} = 0,1 + \frac{d}{h} + 4,5 \frac{h_{ru}}{h} - 5,0 \left(\frac{h_{ru}}{h} \right)^2 \quad (8.102)$$

$$k_{ecc,III} = 0,1 + \frac{d}{h} + 4,5 \frac{h_{rl}}{h} - 5,0 \left(\frac{h_{rl}}{h} \right)^2 \quad (8.103)$$

$$l_{t,90,V} = l_{t,90,V,I/III} \quad \text{taken from Formula (8.90)} \quad (8.104)$$

und

$$F_{t,90,M,Ed} = F_{t,90,M,I,Ed} = M_d \frac{d}{h^3} \max \begin{cases} -0,62(e - 0,13d) \\ -0,2(e - 0,45d) \\ 0,3(e - 0,08d) \end{cases} \quad (8.105)$$

$$l_{t,90,M} = l_{t,90,M,I} = 0,8d \left(1 - \frac{e}{d}\right) \quad \text{with } 0,6d \leq l_{t,90,M,I} \leq 1,0d \quad (8.106)$$

und

$$F_{t,90,M,Ed} = F_{t,90,M,III,Ed} = M_d \frac{d}{h^3} 0,22(e + 0,19d) \quad \text{with } F_{t,90,M,III,Ed} \geq 0 \quad (8.107)$$

$$l_{t,90,M} = l_{t,90,M,III} = 0,4d \quad (8.108)$$

Dabei ist

$F_{t,90,V,I/III,Ed}$ die Bemessungszugkraft senkrecht zur Faser aufgrund der Übertragung von Schubspannungen um das Loch im ersten bzw. dritten Quadranten, siehe Bild 8.15;

V_d die Bemessungsschubkraft an der Lochkante (absolut, d. h. positiver Wert);

d der Durchmesser des kreisrunden Lochs, siehe Bild 8.16;

h die Höhe des Balkens an der Lochkante;

$k_{ecc,I/III}$ der Faktor zur Berücksichtigung der Wirkung der Exzentrizität auf die Übertragung von Schubkräften für den ersten bzw. dritten Quadranten, siehe Bild 8.15;

h_{ru} der Abstand zwischen der Oberkante des Lochs und der Oberkante des Bauteils;

h_{rl} der Abstand zwischen der Unterkante des Lochs und der Unterkante des Bauteils, siehe Bild 8.17;

$l_{t,90,V}$ die Verteilungslänge für Zugspannungen senkrecht zur Faser aufgrund der Übertragung von Schubspannungen;

$F_{t,90,M,I/III,Ed}$ die Bemessungszugkraft senkrecht zur Faser aufgrund der Übertragung von Biegespannungen um das Loch im ersten bzw. dritten Quadranten, siehe Bild 8.15;

M_d das Bemessungsbiegemoment an der Lochkante (absolut, d. h. positiver Wert);

e die Exzentrizität der Lochmitte zur neutralen Achse des Bauteils, siehe Bild 8.17;

$l_{t,90,M}$ die Verteilungslänge für Zugspannungen senkrecht zur Faser aufgrund der Übertragung von Biegespannungen.

(19) Für Balken aus Weichholzprodukten GST, GL und BGL mit Gruppen von 2 oder 3 kreisrunden Löchern parallel zur Faser mit dem gleichen Durchmesser d , der gleichen Exzentrizität e und dem gleichen Abstand parallel zur Faser l_z , siehe Bild 8.18 und in Übereinstimmung mit Gleichung (8.109), sollte Gleichung (8.87) für jedes Loch mit Gleichung (8.110) erfüllt sein:

$$d \leq l_z < \begin{cases} 1,5h & \text{for unreinforced holes} \\ 1,0h & \text{for reinforced holes} \end{cases} \quad (8.109)$$

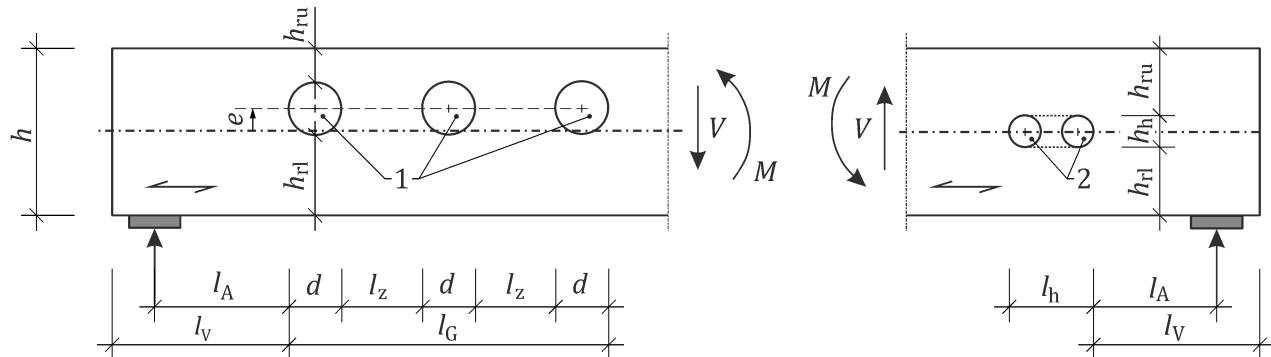
$$k_{space} = \min \begin{cases} 1 \\ 1 - 0,2 \frac{1,5h - l_z}{1,5h} \\ 1 - 0,4 \frac{5d - l_z}{5d} \end{cases} \quad (8.110)$$

Dabei ist

- k_{space} der Faktor zur Berücksichtigung der Möglichkeit der Platzierung von bis zu 3 kreisrunden Löchern in engerem Abstand;
- h die Höhe des Balkens an der Lochkante;
- l_z der Abstand parallel zur Faser zwischen Löchern, siehe Bild 8.18;
- d der Durchmesser des kreisrunden Lochs, siehe Bild 8.18.

(20) Für Gruppen mit Löchern mit einer Gesamtlänge parallel zur Faser l_G , gemessen zwischen den Außenkanten der Lochgruppe, von nicht mehr als $2h$ sollte der Abstand l_v zwischen dem Ende des Bauteils und der nächsten Lochkante mindestens $1,5h$ betragen.

(21) Eine Gruppe kleiner Löcher, deren Mitten auf der neutralen Achse des Bauteils liegen, siehe Bild 8.18, dürfen unter Anwendung eines abgegrenzten rechteckigen Lochs gestaltet werden, sofern das abgegrenzte Loch innerhalb der in Tabelle 8.3 und Bild 8.16 enthaltenen geometrischen Grenzen liegt.



Legende

- 1 Gruppe von Löchern, für die Gleichung (8.109) berücksichtigt werden sollte
- 2 Gruppe kleiner Löcher, die unter Anwendung abgegrenzter rechteckiger Löcher gestaltet werden dürfen

Bild 8.18 — Gruppe von Löchern in Balken

8.3.6.2 Verstärkung

(1) 8.3.6.2 sollte für Balken mit rechteckigem Querschnitt aus ofengetrockneten Weichholzprodukten ST, FST, GST, GL, BGL, LVL-P, GLVL-P mit verstärkten Löchern, die den geometrischen Grenzbedingungen in Tabelle 8.3 entsprechen, angewendet werden.

ANMERKUNG Anforderungen an verstärkte kreisrunde Löcher in Querträger, deren Lochdurchmesser nicht den geometrischen Grenzbedingungen in Tabelle 8.3 entspricht, sind in 8.3.6.2(15) enthalten.

(2) Die Verstärkung von Löchern in Balken sollte für eine Zugkraft senkrecht zur Faser $F_{t,90,Ed}$, bestehend aus $F_{t,V,d}$ aufgrund der Übertragung von Schubspannungen und $F_{t,M,d}$ aufgrund der Übertragung von Biegespannungen, ausgelegt werden. Alle für Spaltung durch Zugspannungen senkrecht zur Faser anfälligen Bereiche sollten analysiert werden.

(3) Für rechteckige Löcher in Balken sollte angenommen werden, dass die Zugkraft $F_{t,90,Ed}$ auf durch obere und untere Flächen des Lochs definierte Ebenen und auf Ecken wirkt, die für Zugspannungen senkrecht zur Faser anfällig sind, siehe Bild 8.15.

(4) Für kreisrunde Löcher in Balken sollte angenommen werden, dass die Zugkraft $F_{t,90,Ed}$ unter 45° zur Mitte des Lochs in Bezug auf die Balkenachse einwirkt, siehe Bild 8.15.

(5) Die Verstärkung eines Lochs in Balken, siehe Bild 8.19, sollte für eine Bemessungszugkraft $F_{t,90,Ed}$ wie folgt ausgelegt sein:

$$F_{t,90,Ed} = \frac{F_{t,90,V,Ed} + F_{t,90,M,Ed}}{k_{space}} \quad (8.111)$$

Dabei ist

$F_{t,90,V,Ed}$ die Bemessungszugkraft senkrecht zur Faser aufgrund der Übertragung von Schubspannungen um das Loch aus den Gleichung (8.88) und Gleichung (8.89) bzw. Gleichung (8.101) bis Gleichung (8.103);

$F_{t,90,M,Ed}$ die Bemessungszugkraft senkrecht zur Faser aufgrund der Übertragung von Biegespannungen um das Loch aus Gleichung (8.91) oder Gleichung (8.105) und Gleichung (8.107);

k_{space} der Faktor zur Berücksichtigung der Möglichkeit der Platzierung von bis zu 3 kreisrunden Löchern in einem engeren Abstand aus Gleichung (8.110). Für Balken mit einzelnen Löchern $k_{space} = 1,0$.

ANMERKUNG Die Gleichung (8.81), Gleichung (8.105), Gleichung (8.107) und Gleichung (8.110) sind nicht auf LVL-C anwendbar.

(6) Wenn die Bemessungszugkraft $F_{t,90,Ed}$ nach 8.3.6.2(5) von der stiftförmigen Verstärkung getragen wird, sollte die verstärkte Länge l_r wie folgt bestimmt werden:

$$l_r = h_{rl} \text{ or } h_{ru} \quad \text{for rectangular holes} \quad (8.112)$$

$$l_r = h_{rl} + 0,15 h_{hole} \text{ or } h_{ru} + 0,15 h_{hole} \quad \text{for circular holes} \quad (8.113)$$

Dabei ist

h_{rl}, h_{ru} der Abstand zwischen der unteren (oberen) Lochkante zur unteren (oberen) Bauteilkante, siehe Bild 8.19;

h_{hole} die Höhe des Lochs.

(7) Wenn die Bemessungszugkraft $F_{t,90,Ed}$ nach 8.3.6.2(5) von der inneren stiftförmigen Verstärkung getragen wird, sollte nur eine Reihe der inneren Verstärkungen in einem Abstand parallel zur Faser $a_{3,c}$ zu der Lochkante berücksichtigt werden, siehe Bild 8.19 a) und Bild 8.19 b). Der Abstand zwischen der Position der maximalen Zugspannungen senkrecht zur Faser und der stiftförmigen Verstärkung sollte minimiert werden.

(8) Die Anwendung einer inneren stiftförmigen Verstärkung senkrecht zur Faser, siehe Bild 8.19 a) und Bild 8.19 b), sollte auf Stellen in dem Holzbauteil begrenzt werden, die geringen Schubspannungen unterliegen.

(9) Für durch stiftförmige Verstärkungen verstärkte Balken mit Löchern sollte 8.3.6.1(16) erfüllt sein. Wenn die Gleichung (8.27) mit τ_{max} aus Gleichung (8.99) und Gleichung (8.100) nicht erfüllt ist, sollte die innere Verstärkung senkrecht zur Faser, siehe Bild 8.19 a) und Bild 8.19 b), nicht verwendet werden.

(10) Für Löcher in Balken aus LVL-P unter Kantenbiegung sollte eine Ebenenverstärkung wie etwa LVL-C verwendet werden.

(11) Wenn eine innere stiftförmige Verstärkung nach Bild 8.19 angeordnet ist, sollten die Abstandsanforderungen nach 8.3.2(6) angewendet werden.

(12) Wenn die Bemessungszugkraft $F_{t,90,Ed}$ nach 8.3.6.2(5) von der Ebenenverstärkung getragen wird, sollte die verstärkte Länge l_r aus der Gleichung (8.51) wie folgt bestimmt werden:

$$l_r = h_{rp} \quad \text{for rectangular holes} \quad (8.114)$$

$$l_r = h_{rp} + 0,15 h_{hole} \quad \text{for circular holes} \quad (8.115)$$

Dabei ist

h_{rp} die Höhe der Ebenenverstärkung über oder unter einem Loch, siehe Bild 8.19 c) und d);

h_{hole} die Höhe des Lochs.

(13) Die Ebenenverstärkung wie etwa Platten oder Lamellen sollte auf beiden Seiten des Bauteils nach Bild 8.19 c) und Bild 8.19 d) mit den folgenden Grenzwerten verklebt werden:

$$0,25 l_{hole} \leq b_r \leq 0,6 l_{t,90} \quad (8.116)$$

mit

$$l_{t,90} = 0,5 (h_{hole} + h) \quad (8.117)$$

und

$$h_{rp} \geq \max\{80; 0,25 l_{hole}\} \quad (8.118)$$

Dabei ist

h_{rp} die Höhe der Ebenenverstärkung über bzw. unter dem Loch, siehe Bild 8.19 c) und Bild 8.19 d);

l_{hole} die Länge eines Lochs in mm;

b_r die Breite der Ebenenverstärkung;

$l_{t,90}$ die Verteilungslänge für Zugspannungen senkrecht zur Faser;

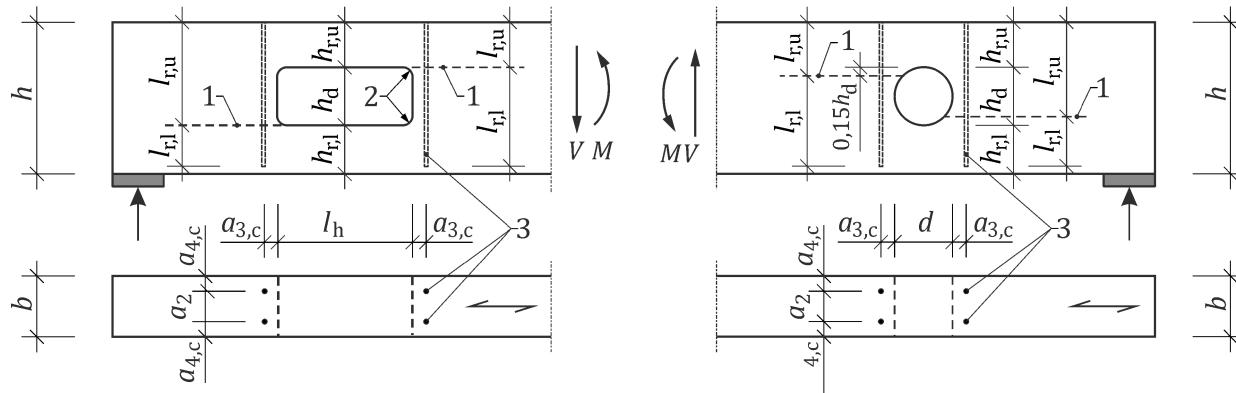
h_{hole} die Höhe des Lochs;

h die Höhe des Balkens.

Die in Gleichung (8.51) angewendete Breite b_r sollte den oberen Grenzwert aus Gleichung (8.116) nicht überschreiten. Je nach Art des Produkts und Art von Anwendung (z. B. Schraube mit Presskleben) können Abmessungen b_r (bzw. h_{rp}), die die oberen Grenzwerte aus Gleichung (8.116) (bzw. Gleichung (8.118)) überschreiten, erforderlich sein.

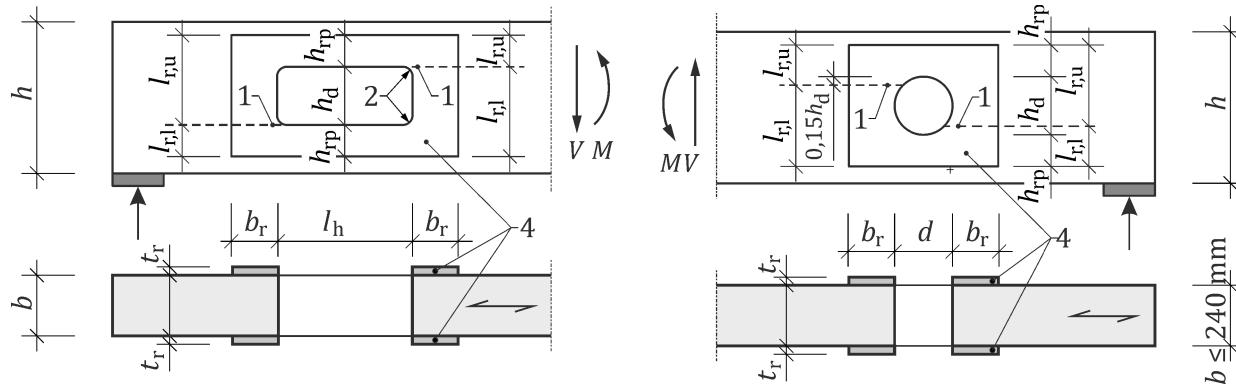
- Entwurf -

Printed copies are uncontrolled



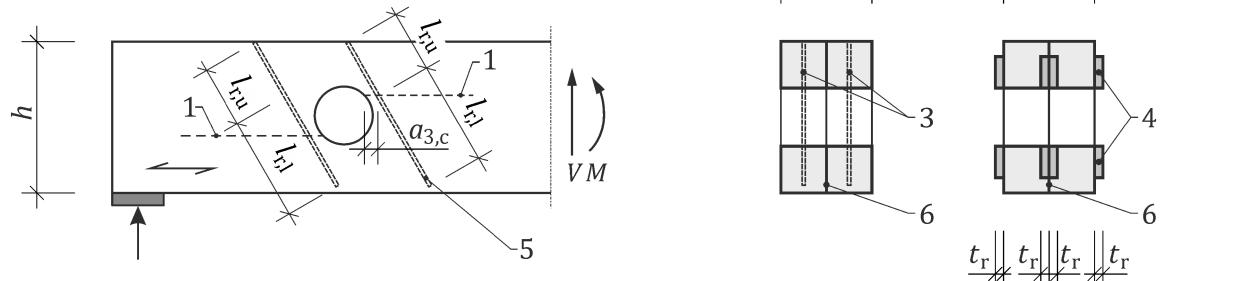
a) Rechteckiges Loch mit innerer stiftförmiger Verstärkung

b) Kreisrundes Loch mit innerer stiftförmiger Verstärkung



c) Rechteckiges Loch mit äußerer Ebenenverstärkung

d) Kreisrundes Loch mit äußerer Ebenenverstärkung



e) Kreisrundes Loch mit geneigter innerer stiftförmiger Verstärkung

f) Querschnitt eines Verbundbauteils aus Brettschichtholz mit innerer und äußerer Verstärkung

Legende

- | | | | |
|---|--|---|---|
| 1 | mögliche Risslinie | 4 | äußere Verstärkung |
| 2 | abgerundete Ecke | 5 | geneigte Verstärkung im Fall z. B. hohen Schubs |
| | Eckenradius $r \geq 20$ mm, wenn $h_{\text{hole}} \leq 200$ mm | 6 | blockverklebte Fuge |
| | Eckenradius $r \geq 40$ mm, wenn $h_{\text{hole}} > 200$ mm | | |
| 3 | innere Verstärkung | | |

Bild 8.19 — Verstärkung von Balken mit Löchern

(14) Als Ausnahme sollten für Weichholzprodukte ST und GL die Verstärkungsbestimmungen in 8.3.6.2(14) bis (17) für Querträger mit kreisrunden Löchern angewendet werden, falls:

ANMERKUNG FST nach EN 15497 wird nicht behandelt.

Die Querträger

- konstante Höhen von $200 \leq h \leq 350$ mm haben;
- so angeordnet sind, dass die Voraussetzungen für die Systemfestigkeit nach 8.4(1) bis (3) anzuwenden sind.

Die kreisrunden Löcher

- auf der neutralen Achse des Bauteils zentriert sind;
- einen lichten Abstand parallel zur Faser zwischen Löchern $l_z \geq h + h_{\text{hole}}$ und einen Abstand zwischen dem Ende des Balkens und der nächstgelegenen Kante des Lochs von $l_v \geq h + h_{\text{hole}}$ aufweisen;
- durch innere stiftförmige Verstärkungen oder aufgeklebte Ebenenverstärkungen verstärkt sind, wenn die Querträger aus Brettschichtholz bestehen;
- durch aufgeklebte Ebenenverstärkung verstärkt sind, wenn die Querträger aus festigkeitsbewertetem Bauholz für tragende Zwecke bestehen.

Die Spannungsverifizierungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Querträger:

- haben eine Bemessungslastwirkung von bis zu 60 % der Last im Grenzzustand der Tragfähigkeit des Querträgers mit Löchern, berechnet entsprechend den Bestimmungen in 8.1, ohne Berücksichtigung des Systemfaktors k_{sys} nach 8.4(2);
- lassen den Tiefenänderungsfaktor k_h nach 5.2, 5.3 oder 5.4 bei der Verifizierung von Biegespannungen am Loch außer Acht.

Der maximale Lochdurchmesser d darf wie folgt bestimmt werden:

$$d \leq \min \{h - 90; 0,57 h; 170\} \quad (8.119)$$

Dabei ist

h die Höhe des Balkens in mm.

(15) Aufgeklebte Ebenenverstärkungen nach 8.3.5.2(7) sollten eine Höhe $h_{\text{rp}} + d + h_{\text{rp}} = h$ und eine Länge $h \leq b_r + d + b_r \leq h + h_{\text{hole}}$ aufweisen, dabei ist h die Balkenhöhe und d der Durchmesser des Lochs, siehe Bild 8.19 d).

(16) Aufgeklebte Ebenenverstärkungen müssen durchgehend sein und symmetrisch um das Loch durch Schrauben mit Presskleben verklebt sein. Die in der Gleichung (8.51) angewendete Breite b_r sollte den oberen Grenzwert aus Gleichung (8.116) nicht überschreiten.

(17) Die der Gleichung (8.118) entnommenen geometrischen Grenzwerte dürfen außer Acht gelassen werden.

8.4 Systemfestigkeit

(1) Wenn ein Bauteil oder eine Komponente aus mehreren Bauteilen oder Komponenten besteht, die miteinander interagieren, um ein festigkeitsteilendes System zu bilden, dürfen die Festigkeitseigenschaften mit einem Systemfestigkeitsfaktor k_{sys} multipliziert werden.

(2) Systemfestigkeitsfaktoren k_{sys} dürfen angewendet werden für:

- Biegefestigkeiten einzelner aus Lamellen bestehender Bauteile nach 8.4(3);
- Festigkeiten paralleler Bauteile, die Teil von festigkeitsteilenden Systemen nach 8.4(5) sind.

Systemfestigkeitsfaktoren k_{sys} nach a) und b) dürfen multipliziert werden.

(3) Für einzelne Bauteile aus zwei oder mehr verklebten Lamellen aus ST oder FST und für lamellierte Holzplatten nach Anhang L darf k_{sys} aus Tabelle 8.4 entnommen werden.

(4) Ein Systemfaktor für einzelne Bauteile darf nicht für einzelne Bauteile aus CLT oder SWP angewendet werden, da die Wirkungen der Systemfestigkeit bereits in den angewendeten Stärkeeigenschaften angewendet werden.

(5) Für parallele Bauteile innerhalb eines festigkeitsteilenden Systems darf k_{sys} als 1,1 angenommen werden, wenn:

- das festigkeitsteilende System aus mindestens drei parallelen Bauteilen in diskretem Abstand besteht;
- aus demselben Material besteht und dieselbe Geometrie aufweist; und wenn
- das festigkeitsteilende System die Lasten aus den angrenzenden Bauteilen übertragen kann.

(6) Die Lastübertragung zu den angrenzenden Lamellen innerhalb einer lamellierten Holzplatte muss nach Anhang L verifiziert werden.

Tabelle 8.4 — Systemfestigkeitsfaktor k_{sys}

		Anzahl der Bauteile, Komponenten oder Lamellen						
		2	3	4	5	6	7	≥8
Bauteile, Komponenten oder Lamellen aus	ST, FST	1,14	1,20	1,24	1,26	1,28	1,29	1,30
	GL, BGL	1,11	1,15	1,17	1,18	1,19	1,20	1,20
Lamellierte Holzplatten nach Anhang L	Mechanisch befestigt	1,06	1,08	1,10	1,10	1,11	1,11	1,12
	Vorgespannt oder verklebt	1,14	1,20	1,24	1,26	1,28	1,29	1,30

9 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

9.1 Allgemeines

(1) Verformungen oder Schwingungen durch die Auswirkungen der Einwirkungen (wie Axialkräfte, Schubkräfte und Biegemomente) und die Berücksichtigung des Einflusses der Belastungsdauer und der Feuchte müssen innerhalb geeigneter Grenzwerte bleiben und insbesondere:

- Verformungen, die das Erscheinungsbild, den Benutzerkomfort, die Funktion des Bauwerks (einschließlich der Funktion von Maschinen oder Installationen) oder die Dauerhaftigkeit des Bauwerks beeinträchtigen;

- Verformungen, die Schaden an der Oberfläche oder anderen Elementen außer dem Tragwerk verursachen;
- Schwingungen, die zu Unwohlsein von Personen führen oder die funktionale Wirksamkeit des Bauwerks einschränken.

9.2 Verformungen

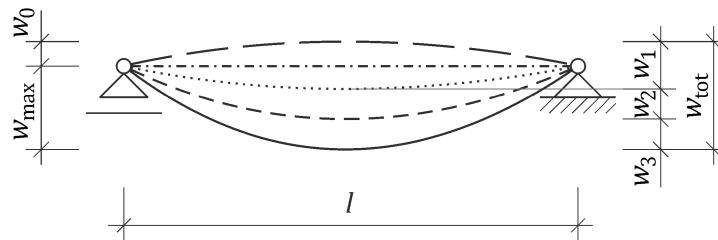
9.2.1 Allgemeines

(1) Verformungen müssen unter Verwendung der charakteristischen, häufigen oder quasi-ständigen Kombination von Einwirkungen verifiziert werden, siehe EN 1990:2023, 8.4.3.

ANMERKUNG 1 Irreversible Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit werden grundsätzlich unter Verwendung der charakteristischen Kombination von Eigenschaften beurteilt, siehe 9.2.2(3) und 9.2.3(4). Reversible Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit werden grundsätzlich unter Verwendung der häufigen Kombination von Einwirkungen beurteilt, siehe 9.2.2(4) und 9.2.3(5). Langzeitwirkungen und das Erscheinungsbild des Bauwerks werden grundsätzlich unter Verwendung der quasi-ständigen Kombination von Einwirkungen beurteilt, siehe 9.2.2(5) und 9.2.3(6).

ANMERKUNG 2 Indikative vertikale Verformungsgrenzwerte sind in EN 1990:2023, Tabelle A.1.10 (NDP) und Tabelle A.1.11 (NDP), enthalten.

(2) Vertikale Verformungen sollten anhand der Teile, die zu der Gesamtverformung beitragen, wie in Bild 9.1 gezeigt, berechnet werden.



Legende

w_0	Überhöhung des unbelasteten tragenden Bauteils
w_{\max}	verbleibende Restverformung unter Berücksichtigung der Überhöhung
w_1	Anfangsteil der Verformung unter ständiger (einschließlich quasi-ständiger) Belastung durch die relevante Kombination von Einwirkungen
w_2	Langzeitteil der Verformung unter ständigen Lasten einschließlich des quasi-ständigen Teils veränderlicher Einwirkungen
w_3	momentane Verformung aufgrund veränderlicher Einwirkungen ohne deren quasi-ständigen Teil
w_{tot}	Gesamtverformung als Summe aus w_1, w_2, w_3
l	Spannweite

Bild 9.1 — Vertikale Verformungen

(3) Die verbleibende Gesamtverformung unter Berücksichtigung der Überhöhung w_{\max} sollte wie folgt berechnet werden:

$$w_{\max} = w_{\text{tot}} - w_0 \quad (9.1)$$

mit

$$w_{\text{tot}} = w_1 + w_2 + w_3 \quad (9.2)$$

Dabei ist

- w_{tot} die Gesamtverformung;
- w_0 die Überhöhung des unbelasteten tragenden Bauteils;
- w_1 die anfängliche elastische Verformung aufgrund der ständigen Einwirkungen und des quasi-ständigen Teils der variablen Einwirkungen der relevanten Kombinationen von Einwirkungen;
- w_2 der Langzeit-Kriechteil der Verformung aufgrund der ständigen Einwirkungen und des quasi-ständigen Teils der variablen Einwirkungen relevanter Kombinationen von Einwirkungen;
- w_3 die momentane elastische Verformung aufgrund variabler Einwirkungen und ihres quasi-ständigen Teils.

ANMERKUNG Die Gleichungen in 9.2.2 und 9.2.3 basieren auf der Annahme, dass eine variable Einwirkung Q in einen kurzzeitigen (momentanen) Teil Q_{inst} und einen Langzeit- (quasi-ständigen) Teil Q_{qper} , d. h. $Q = Q_{\text{inst}} + Q_{\text{qper}}$ unterteilt werden kann. Für eine veränderliche Leiteinwirkung Q_1 ist der Langzeit- (quasi-ständige) Teil $Q_{1,\text{qper}} = \psi_2 Q_1$ (nach EN 1990:2023, 6.1.2.3(3)) und der kurzzeitige (momentane) Teil $Q_{1,\text{inst}} = (1 - \psi_2) Q_1$ für charakteristische und häufige Kombinationen von Einwirkungen oder $Q_{1,\text{inst}} = 0$ für quasi-ständige Kombinationen von Einwirkungen. Für eine begleitende veränderliche Einwirkung Q_j ist der Langzeit- (quasi-ständige) Teil $Q_{j,\text{qper}} = \psi_2 Q_j$ und der kurzzeitige (momentane) Teil $Q_{j,\text{inst}} = (\psi_0 - \psi_2) Q_j$, für die charakteristische Kombination von Einwirkungen oder $Q_{j,\text{inst}} = 0$, für häufige und quasi-ständige Kombinationen von Einwirkungen.

9.2.2 Verformungen in Bauwerken aus Materialien mit gleichem Kriechverhalten

(1) Für Bauwerke aus Bauteilen oder Komponenten mit dem gleichen Kriechverhalten und bei Annahme einer linearen Beziehung zwischen Einwirkungen und den entsprechenden Verformungen sollte die Gesamtverformung w_{tot} , siehe Bild 9.1 und Gleichung (9.2), nach 9.2.2(2) bis (6) berechnet werden.

ANMERKUNG In diesem Fall kann w_{tot} mit einer einzigen Analyse bestimmt werden.

(2) Die Gesamtverformung w_{tot} nach 9.2.2(3) bis (5) sollte unter Verwendung der Mittelwerte des geeigneten Elastizitätsmoduls, Schubmoduls und Verschiebungsmoduls, siehe 4.4 und 11.3.7, berechnet werden.

(3) Bei der Prüfung der Gebrauchstauglichkeitskriterien unter Verwendung der charakteristischen Kombination von Einwirkungen sollte die Gesamtverformung w_{tot} wie folgt unter Verwendung der Kombination von Einwirkungen berechnet werden:

$$\sum F_d = \sum_{i \geq 1} G_{k,i} (1 + k_{\text{def}}) + Q_{k,1} (1 + \psi_{2,1} k_{\text{def}}) + \sum_{j > 1} Q_{k,j} (\psi_{0,j} + \psi_{2,j} k_{\text{def}}) \quad (9.3)$$

dabei ist

- F_d der Bemessungswert einer Einwirkung;
- $G_{k,i}$ die charakteristische ständige Einwirkung i ;
- k_{def} der in Tabelle 5.4 enthaltene Verformungsfaktor;
- $Q_{k,1}$ die charakteristische veränderliche Leiteinwirkung 1;
- $\psi_{2,1}$ der Kombinationsfaktor für die veränderliche Leiteinwirkung 1 zur Bestimmung ihres quasi-ständigen Werts;
- $Q_{k,j}$ die charakteristische begleitende veränderliche Einwirkung j ;

- $\psi_{0,j}$ der Kombinationsfaktor für die begleitende veränderliche Einwirkung j zur Bestimmung ihrer Kombinationswerts;
- $\psi_{2,j}$ der Kombinationsfaktor für eine begleitende veränderliche Einwirkung j zur Bestimmung ihres quasi-ständigen Werts.

ANMERKUNG ψ_0, ψ_1 und ψ_2 sind in EN 1990:2023, Tabelle A.1.7 (NDP), definierte Kombinationsfaktoren.

(4) Bei der Prüfung der Gebrauchstauglichkeitskriterien unter Verwendung der häufigen Kombination von Einwirkungen sollte die Gesamtverformung w_{tot} wie folgt unter Verwendung der Kombination von Einwirkungen berechnet werden:

$$\sum F_d = \sum_{i \geq 1} G_{k,i}(1 + k_{\text{def}}) + Q_{k,1} (\psi_{1,1} + \psi_{2,1} k_{\text{def}}) + \sum_{j > 1} \psi_{2,j} Q_{k,j} (1 + k_{\text{def}}) \quad (9.4)$$

Dabei ist

- $\psi_{1,1}$ der Kombinationsfaktor der veränderlichen Leiteinwirkung 1 zur Bestimmung ihres häufigen Werts.

(5) Bei der Prüfung der Gebrauchstauglichkeitskriterien unter Verwendung der quasi-ständigen Kombination von Einwirkungen sollte die Gesamtverformung w_{tot} unter Verwendung der Kombination von Einwirkungen wie folgt berechnet werden:

$$\sum F_d = \sum_{i \geq 1} G_{k,i}(1 + k_{\text{def}}) + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,j} Q_{k,j} (1 + k_{\text{def}}) \quad (9.5)$$

(6) Für Bauwerke aus Bauteilen oder Komponenten mit dem gleichen Langzeitkriechverhalten darf die Verformung w_2 wie folgt bestimmt werden:

$$w_2 = w_1 k_{\text{def}} \quad (9.6)$$

Dabei ist

- w_2 der Langzeit-Kriechteil der Verformung aufgrund der ständigen Einwirkungen und des quasi-ständigen Teils der veränderlichen Einwirkungen;
- w_1 die anfängliche elastische Verformung aufgrund der ständigen Einwirkungen und des quasi-ständigen Teils veränderlicher Einwirkungen.

9.2.3 Verformungen in Bauwerken aus Materialien mit unterschiedlichem Kriechverhalten

(1) Für Bauwerke aus Bauteilen oder Komponenten mit unterschiedlichem Langzeitverhalten (z. B. Holz und Stahl) sollten die Verformungen w , siehe Bild 9.1, nach 9.2.3(2) bis (6) berechnet werden.

ANMERKUNG Das in 9.2.3(3) bis (6) beschriebene Verfahren erfordert keine lineare Beziehung zwischen Einwirkungen und Verformungen, jedoch zwei separate Analysen zur Bestimmung von $w_1 + w_2$ und w_3 .

(2) Die Verformung $w_1 + w_2$ aufgrund des ständigen und quasi-ständigen Teils der Kombination von Einwirkungen sollte unter Verwendung der endgültigen mittleren Steifigkeitswerte $E_{\text{mean,fin}}$, $G_{\text{mean,fin}}$ und $K_{\text{SLS,fin}}$, siehe 4.4 und 11.3.7, berechnet werden.

(3) Die Verformung w_3 aufgrund des kurzzeitigen Teils der veränderlichen Einwirkungen der relevanten Kombination von Einwirkungen sollte unter Verwendung der mittleren Steifigkeitswerte E_{mean} , G_{mean} und K_{SLS} , siehe 4.4 und 11.3.7, berechnet werden.

- Entwurf -

(4) Bei der Prüfung der Gebrauchstauglichkeitskriterien unter Verwendung der charakteristischen Kombination von Einwirkungen:

- sollte die Verformung $w_1 + w_2$ unter Verwendung der Kombination von Einwirkungen wie folgt berechnet werden:

$$\sum F_d = \sum_{i \geq 1} G_{k,i} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \psi_{2,j} Q_{k,j} \quad (9.7)$$

Dabei ist

- F_d der Bemessungswert einer Einwirkung;
- $G_{k,i}$ die charakteristische ständige Einwirkung i ;
- $\psi_{2,1}$ der Kombinationsfaktor für die veränderliche Leiteinwirkung 1 zur Bestimmung ihres quasi-ständigen Werts;
- $Q_{k,1}$ die charakteristische veränderliche Leiteinwirkung 1;
- $\psi_{2,j}$ der Kombinationsfaktor für eine begleitende veränderliche Einwirkung j zur Bestimmung ihres quasi-ständigen Werts;
- $Q_{k,j}$ die charakteristische veränderliche Einwirkung j .

- die Verformung w_3 sollte unter Verwendung der Kombination von Einwirkungen wie folgt berechnet werden:

$$\sum F_d = (1 - \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{j > 1} (\psi_{0,j} - \psi_{2,j}) Q_{k,j} \quad (9.8)$$

Dabei ist

- $\psi_{0,j}$ der Kombinationsfaktor für eine begleitende variable Einwirkung j zur Bestimmung ihres Kombinationswerts.

ANMERKUNG ψ_0 , ψ_1 und ψ_2 sind in EN 1990:2023, Tabelle A.1.7 (NDP), definierte Kombinationsfaktoren.

(5) Bei der Prüfung der Gebrauchstauglichkeitskriterien unter Verwendung der häufigen Kombination von Einwirkungen:

- sollte die Verformung $w_1 + w_2$ unter Verwendung der Kombination von Einwirkungen wie folgt berechnet werden:

$$\sum F_d = \sum_{i \geq 1} G_{k,i} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \psi_{2,j} Q_{k,j} \quad (9.9)$$

- die Verformung w_3 sollte unter Verwendung der Kombination von Einwirkungen wie folgt berechnet werden:

$$\sum F_d = (\psi_{1,1} - \psi_{2,1}) Q_{k,1} \quad (9.10)$$

Dabei ist

- $\psi_{1,1}$ der Kombinationsfaktor für die veränderliche Leiteinwirkung 1 zur Bestimmung ihres häufigen Werts.

(6) Bei der Prüfung von Gebrauchstauglichkeitskriterien unter Verwendung der quasi-ständigen Kombination von Einwirkungen:

- sollte die Verformung $w_1 + w_2$ unter Verwendung der Kombination von Einwirkungen wie folgt berechnet werden:

$$\sum F_d = \sum_{i \geq 1} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,j} Q_{k,j} \quad (9.11)$$

9.3 Schwingungen

9.3.1 Allgemeines

(1) Es muss sichergestellt sein, dass die Einwirkungen, die vernünftigerweise an einem Bauteil, einer Komponente oder einem Bauwerk erwartet werden können, keine Schwingungen verursachen, die die Funktion des Bauwerks beeinträchtigen oder zu einer inakzeptablen Unannehmlichkeit für die Benutzer führen können. Die in Tabelle 9.1 enthaltenen Anforderungen an die jeweiligen Boden-Performance-Level müssen angewendet werden.

Tabelle 9.1 — Bodenschwingungskriterien entsprechend dem Boden-Performance-Level

Kriterien	Boden-Performance-Level					
	I	II	III	IV	V	VI
Responsefaktor R	4	8	12	24	36	48
Oberer Ablenkungsgrenzwert $w_{lim,max}$ in mm	0,25	0,5	1,0	1,5	2,0	
Steifigkeitskriterien für alle Böden	$w_{1kN} \leq w_{lim}$ mm					
Frequenzkriterien für alle Böden	$f_1 \geq 4,5$ Hz					
Beschleunigungskriterien für Bemessungssituationen mit resonanten Schwingungen ($f_1 < f_{1,lim}$)	$a_{rms} \leq 0,005 R$ m/s ²					
Geschwindigkeitskriterien für alle Böden	$v_{rms} \leq 0,000 1 R$ m/s					

(2) Der Schwingungspegel sollte durch Berechnung unter Berücksichtigung der mittleren Steifigkeit, Masse und Dämpfung des Bauteils, der Komponente oder des Bauwerks geschätzt werden.

(3) Sofern sich nicht andere Werte als besser geeignet erwiesen haben, darf der modale Dämpfungsgrad angenommen werden als:

- $\zeta = 0,02$ für Böden mit Balken;
- $\zeta = 0,025$ für Holz-Beton-Böden, Rippenböden und Plattenböden (z. B. CLT, LVL, GLVL, GL);
- $\zeta = 0,03$ für Böden mit Balken mit einer schwimmend verlegten Lage;
- $\zeta = 0,04$ für Holz-Beton-Böden, Rippenböden und Plattenböden (z. B. CLT, LVL, GLVL, GL) mit schwimmend verlegter Lage.

(4) Die Dämpfungswerte dürfen alternativ durch Ortprüfungen unter Anwendung von EN 16929 ermittelt werden.

9.3.2 Schwingungen durch Maschinen

(1) Schwingungen durch Maschinen oder andere Betriebsausrüstung sollten für die ungünstigen Kombinationen ständiger Lasten und veränderlicher Lasten, die zu erwarten sind, begrenzt werden.

ANMERKUNG Auch die Ermüdungsfestigkeit des Bauwerks kann die Bemessung beeinflussen.

(2) Für Belastungen durch Maschinen sowie Belastungen durch Bodenschwingungen sollte eine ausführlichere Untersuchung, die Lasten und modale Eigenschaften des Bauwerks korrekt modelliert, durchgeführt werden.

(3) Für Böden sollten akzeptable (minimal wahrnehmbare) Werte ständiger Schwingung ISO 10137:2007, Bild C.1, entnommen werden.

9.3.3 Schwingungen durch Schritte

(1) 9.3.3 muss für die Bemessung von durch Menschen induzierten Schwingungen von Holzböden in den Nutzungskategorien A, B, C1, C3 und D sowie nach prEN 1991-1-1:2023 angewendet werden.

ANMERKUNG Diese Nutzungskategorien umfassen Böden in Wohnhäusern, Büros und Bereichen mit einer moderaten Anzahl an Personen wie Museen, Ausstellungsräume usw. sowie Gemeinschaftsbereiche in Büros.

(2) Die durch Menschen induzierte Gehfrequenz f_w sollte als mindestens 1,5 Hz für Böden in Wohnhäusern und 2,0 Hz für Böden in anderen Nutzungskategorien angenommen werden. Für Böden, auf denen Personen ungehindert mehr als 10 m in einer Richtung gehen können, sollte eine Gehfrequenz von 2,5 Hz für alle Böden und Nutzungskategorien angenommen werden.

(3) Der Eigenfrequenzgrenzwert, oberhalb dessen keine resonante Reaktion auftreten wird, $f_{1,lim}$, sollte als der größere der folgenden Werte angenommen werden:

- Das Vierfache der Gehfrequenz und
- 8 Hz im Fall der Boden-Performance-Levels I – V oder 7 Hz im Fall des Boden-Performance Levels VI

ANMERKUNG 1 Boden-Performance-Level sind in Tabelle 9.1 enthalten.

ANMERKUNG 2 Die dynamische Belastung durch eine gehende Person kann als periodische Funktion mit 4 signifikanten Oberschwingungen idealisiert werden. Jede Oberschwingung hat eine Frequenz entsprechend der Gehfrequenz, multipliziert mit 1 bis 4. Z. B. wird die 4. Oberschwingung eines 2-Hz-Gangs eine Frequenz von 8 Hz haben. Eine resonante Reaktion ist daher nur bei Böden möglich, die eine Eigenfrequenz unterhalb des 4-fachen der Gehfrequenz haben. Für Böden mit einer Eigenfrequenz, die mindestens dem 4-fachen der Gehfrequenz entspricht, kann die resultierende dynamische Belastung in einer Reihe von Impulsen bei vollständig abklingender Bodenschwingung zwischen den Impulsen, die zu einer transienten Reaktion führen, idealisiert werden.

(4) Steifigkeit sollte für Böden aller Eigenfrequenzen nach 9.3.5 verifiziert werden.

(5) Die resonante Reaktion sollte für Böden mit einer Eigenfrequenz von weniger als $f_{1,lim}$ nach 9.3.6 verifiziert werden.

(6) Die transiente Reaktion sollte für Böden mit allen Eigenfrequenzen nach 9.3.7 verifiziert werden.

(7) Von Menschen induzierte Bodenschwingungen sollten einem in Tabelle 9.1 angegebenen Boden-Performance-Level von I, II, III, IV, V oder VI entsprechen, wie dies durch die zuständige Behörde festgelegt ist, oder sollten, sofern keine Festlegungen getroffen wurden, für ein bestimmtes Bauvorhaben zwischen den beteiligten Parteien vereinbart werden, siehe auch Tabelle 9.3.

(8) Die für die Schwingungsberechnung verwendete Bodenmasse sollte ein eindeutiger Wert sein und die Summe aus ständigen Lasten, dem Eigengewicht des Bodens und allen getragenen oder hängenden horizontalen strukturellen Lagen, dem Eigengewicht von Trennwänden und einer zusätzlichen Masse als Äquivalent von 10 % der charakteristischen Nutzlasten.

(9) Es sollte angenommen werden, dass die aus den Nutzlasten nach 9.3.3(8) resultierende Masse gleichzeitig auf alle Felder in einem mehrere Spannweiten umfassenden Boden einwirkt.

ANMERKUNG Nutzlasten beinhalten bewegliche Ausrüstung (wie etwa Möbel) sowie das Eigengewicht anwesender Nutzer.

(10) Alle Prüfungen von Schwingungen sollten mit derselben Bodenmasse erfolgen.

(11) Ein durchgehender Bodenbalken darf konservativ als einfeldriger Träger mit einer maximalen Spannweite des durchgehenden Balkensystems angenähert werden.

(12) Die in 9.3.4 bis 9.3.8 beschriebenen Verfahren dürfen für Böden mit einzelner oder doppelter Spannweite angewendet werden.

ANMERKUNG Für komplexere Böden wird auf die Verfahren in Anhang G verwiesen.

(13) Die Biegesteifigkeit des Bodens sollte die sichtbare Steifigkeit unter Berücksichtigung der Biegeverformung, der Schubverformung und der Fugenverschiebung sein, sofern zutreffend. Die sichtbare Steifigkeit darf ein einzelner Wert für alle Verifizierungen sein und unter Berücksichtigung des verteilten Lastfalls bestimmt werden.

ANMERKUNG Die sichtbare Steifigkeit kann von dem Belastungsfall abhängen.

(14) Für CLT darf die sichtbare Steifigkeit mit der effektiven Steifigkeit assoziiert werden.

(15) Es darf angenommen werden, dass die Biegesteifigkeit nichttragender Lagen (z. B. der schwimmende Boden oder Estrich) zu der gesamten Bodensteifigkeit beiträgt (z. B. in Längs- und Querrichtung), während Verbundeinwirkungen in der Querschnittsverifizierung vernachlässigt werden können.

(16) Die Flexibilität von Tragbalken oder Ähnlichem sollte bei den Berechnungen berücksichtigt werden.

(17) Bei Böden mit Öffnungen wie etwa für Treppen darf das Schwingungsverhalten des Bodens geschätzt werden, indem die Öffnung vernachlässigt wird und die Berechnungen für die gesamte Bodenfläche vorgenommen werden, vorausgesetzt, dass die Planfläche der Öffnung nicht mehr als 15 % der gesamten Bodenfläche beträgt und kein einzelnes Maß der Öffnung größer als 40 % (in derselben) Richtung der Größe der Spannweite oder Breite des Bodens (sofern zutreffend) ist.

ANMERKUNG Diese Vereinfachung für Öffnungen kann durch die Tatsache begründet werden, dass Öffnungskanten üblicherweise durch Kantenbalken verstärkt sind, die steifer sind als die Bodenplatte.

9.3.4 Eigenfrequenz

(1) Für Böden mit einzelner oder doppelter Spannweite, die in der Ebene ungefähr rechteckig sind und deren Spannweite in eine oder zwei Richtungen direkt auf starren Auflagern endet, und die hauptsächlich einer einheitlichen Beanspruchung unterliegen, darf die Eigenfrequenz f_1 des Bodens wie folgt bestimmt werden:

$$f_1 = k_{e,1} k_{e,2} \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_L}{m}} \quad (9.12)$$

mit

$$k_{e,2} = \sqrt{1 + \frac{\left(\frac{l}{b}\right)^4 (EI)_T}{(EI)_L}} \quad (9.13)$$

Dabei ist

- $k_{e,1}$ der Frequenzfaktor im Fall von Böden mit doppelter Spannweite auf starren Auflagern aus Tabelle 9.2. (im Fall einer einzelnen Spannweite: $k_{e,1} = 1,0$);
- $k_{e,2}$ der Frequenzfaktor zur Berücksichtigung der Wirkung der Querbodensteifigkeit nach Gleichung (9.13) (im Fall eines Bodens mit einer einzelnen Spannweite: $k_{e,2} = 1,0$);
- l die Bodenspannweite (die längere Spannweite im Fall eines Bodens mit doppelter Spannweite);
- $(EI)_L$ die Biegesteifigkeit des Bodens in Richtung der Spannweite je Meter Breite nach 9.3.3(13) bis (15);
- m die Bodenmasse je Flächeneinheit nach 9.3.3(9);
- b die Breite des Bodens;
- $(EI)_T$ die Biegesteifigkeit des Bodens quer zur Bodenspannweite je Meter Breite nach 9.3.3(13) bis (15).

ANMERKUNG Nichtstarre Auflagerbedingungen sind beispielsweise ein Boden, der sich über Hauptbalken und dreidimensionale Lochbleche erstreckt und von diesen aufgelagert wird.

(2) Gleichung (9.12) darf durch Gleichung (9.14) ersetzt werden, die die Berücksichtigung von mehr Faktoren mit Einfluss auf die Ablenkung erlaubt, wie etwa, wenn Böden sich über eines oder mehrere nichtstarre Auflager erstrecken oder sie nicht nur einer gleichmäßigen Belastung unterliegen:

$$f_1 = k_{e,1} k_{e,2} \frac{18}{\sqrt{w_{sys}}} \quad (9.14)$$

Dabei ist

- f_1 die Eigenfrequenz des Bodens in Hz;
- $k_{e,1}$ der Frequenzfaktor im Fall eines Bodens mit doppelter Spannweite auf starren Auflagern nach Tabelle 9.2 (im Fall einer einzelnen Spannweite: $k_{e,1} = 1,0$);
- $k_{e,2}$ der Frequenzfaktor zur Berücksichtigung der nach Gleichung (9.13) berechneten Querbodensteifigkeit (im Fall eines Bodens mit nur einer Spannweite: $k_{e,2} = 1,0$);
- w_{sys} die Ablenkung eines Bodens mit einzelner Spannweite (einschließlich der Wirkung von Auflagerbalken, Schub und Verbindungen in Verbundbauwerken) nach m wie in 9.3.3(9) angegeben, in mm.

Bei der Berechnung von w_{sys} sollte angenommen werden, dass der Boden nicht durchgehend ist;

Wenn in der Berechnung von w_{sys} die Wirkung der Quersteifigkeit berücksichtigt wurde, ist $k_{e,2} = 1,0$.

Wenn in der Berechnung von w_{sys} bereits flexible Auflager berücksichtigt wurden, darf Gleichung (9.15) außer Acht gelassen werden.

Tabelle 9.2 — Faktor $k_{e,1}$ zur Berechnung der Eigenfrequenz im Fall eines Bodens mit doppelter Spannweite auf starren Auflagern

l_2/l^a	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
$k_{e,1}^b$	1,00	1,09	1,16	1,21	1,25	1,28	1,32	1,36	1,41

a l die längere Spannweite wie in Gleichung (9.12) und Gleichung (9.14) verwendet,
 l_2 die kürzere Spannweite des Bodens mit doppelter Spannweite in m.

b Zwischenwerte dürfen durch lineare Interpolation ermittelt werden.

ANMERKUNG Für die Anwendung zur Berechnung kann der Faktor $k_{e,1}$ mit dem Polynom: $k_{e,1} = -x^3 + 1,45x^2 - x + 1,55$ geschätzt werden, dabei ist $x l_2/l$.

(3) Für einen Boden mit einzelner Spannweite, der an einem oder beiden Enden elastisch auf einem Balken aufgelagert ist, darf die resultierende Frequenz f_1 wie folgt bestimmt werden:

$$f_1 = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{f_{1,\text{rigid}}^2} + \frac{1}{3 f_{1,\text{beam},1}^2} + \frac{1}{3 f_{1,\text{beam},2}^2}}} \quad (9.15)$$

Dabei ist

$f_{1,\text{rigid}}$ die Eigenfrequenz des Bodens bei Auflagerung auf starren Auflagern, nach Gleichung (9.12);

$f_{1,\text{beam},1}$ die Eigenfrequenz des Auflagerbalkens an einem Ende;

$f_{1,\text{beam},2}$ die Eigenfrequenz des Auflagerbalkens an dem anderen Ende.

(4) Die Eigenfrequenz von Auflagerbalken $f_{1,\text{beam},1/2}$ darf anhand der Gleichung (9.12) oder Gleichung (9.14) berechnet werden, wenn sie einer verteilten Last unter Verwendung der Werte EI , m und l unterliegen.

ANMERKUNG Anhang G enthält Informationen zu komplexen Lastfällen.

9.3.5 Steifigkeit

(1) Die maximale Ablenkung w_{1kN} aufgrund einer vertikalen statischen Punktlast $F = 1 \text{ kN}$ positioniert an der ungünstigsten Position, mit der maximalen Amplitude des entsprechenden Schwingungsmodus eines Bodenstreifens mit einer einzelnen Spannweite und einer effektiven Breite b_{ef} sollte die Anforderungen nach Tabelle 9.1 erfüllen.

ANMERKUNG Böden mit mehreren Spannweiten können Schwingungen über die Bodenfelder übertragen.

(2) Die maximale Ablenkung w_{1kN} aufgrund einer vertikalen statischen Punktlast $F = 1 \text{ kN}$ in der Mitte der Spannweite eines Bodens mit einer einzelnen Spannweite darf wie folgt bestimmt werden:

$$w_{1kN} = \frac{F l^3}{48 (EI)_L b_{\text{ef}}} \quad (9.17)$$

Dabei ist

F die vertikale statische Punktlast von 1 kN in der ungünstigsten Position;

l die Spannweite des Bodens;

$(EI)_L$ die Biegesteifigkeit des Bodens entlang seiner Spannweite je Meter Breite nach 9.3.3(13) bis (15);

b_{ef} die effektive Breite.

(3) Die effektive Breite b_{ef} für einen Boden mit gleichmäßiger Querbiegesteifigkeit über seine Breite darf wie folgt bestimmt werden:

$$b_{ef} = \min \left\{ 0,95l \left(\frac{(EI)_T}{(EI)_L} \right)^{0,25}; b \right\} \quad (9.18)$$

Dabei ist

l die Spannweite des Bodens in m;

$(EI)_T$ die Biegesteifigkeit quer zur Spannweite des Bodens je Meter Breite nach 9.3.3(13) bis (14);

$(EI)_L$ die Biegesteifigkeit entlang der Spannweite des Bodens je Meter Breite nach 9.3.3(13) bis (15);

b die Breite des Bodens.

(4) Die effektive Breite b_{ef} eines Bodens, in dem ein diskretes biegendes Bauteil, das mechanisch mit den Balken an der Mitte der Spannweite verbunden ist, die ansonsten gleichförmige Querbiegesteifigkeit über die Breite des Bodens b ergänzt, darf wie folgt bestimmt werden, siehe Bild 9.2:

$$b_{ef} = \min \left\{ 1,07 l^{0,75} \left(\frac{(EI)_{ST} + 0,63 l (EI)_T}{(EI)_L} \right)^{0,25}; b \right\} \quad (9.19)$$

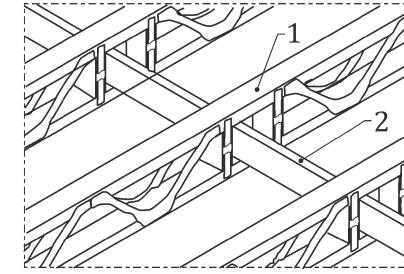
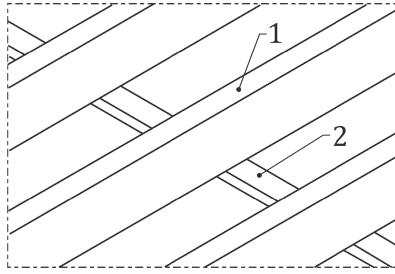
Dabei ist

l die Spannweite des Bodens;

$(EI)_{ST}$ die Biegesteifigkeit des quer biegenden diskreten Bauteils an der Mitte der Spannweite des Bodens;

$(EI)_T$ die Biegesteifigkeit quer zur Spannweite des Bodens je Meter Breite nach 9.3.3(13) bis (15);

$(EI)_L$ die Biegesteifigkeit entlang der Spannweite des Bodens je Meter Breite nach 9.3.3(13) bis (15).



Legende

1 Querträger (links) oder mechanisch verbundener Querträger (rechts)

2 durchgehendes diskretes biegendes Bauteil, mechanisch mit Querträgern verbunden

Bild 9.2 — Beispiele für diskrete biegende Bauteile, die an der Mitte der Spannweite mechanisch mit Querträgern verbunden sind

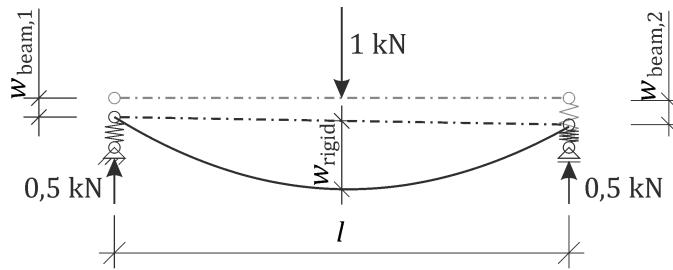


Bild 9.3 — Ablenkung eines elastisch aufgelagerten Balkens unter einer vertikalen statischen Punktlast

(5) Für einen Boden auf flexiblen Auflagern wie etwa durch Balken an beiden Enden aufgelagert wie in Bild 9.3 gezeigt, darf die resultierende Ablenkung $w_{1\text{kN}}$ aufgrund einer vertikalen statischen Punktlast 1 kN wie folgt bestimmt werden:

$$w_{1\text{kN}} = 0,5 w_{\text{beam},1} + 0,5 w_{\text{beam},2} + w_{\text{rigid}} \quad (9.20)$$

Dabei ist

$w_{\text{beam},1}$ die Ablenkung des auflagernden Balkens 1 aufgrund einer vertikalen statischen Punktlast von $0,5 \text{ kN}$;

$w_{\text{beam},2}$ die Ablenkung des auflagernden Balkens 2 aufgrund einer vertikalen statischen Punktlast von $0,5 \text{ kN}$;

w_{rigid} die Ablenkung des Bodens zwischen starren Auflagern aufgrund einer vertikalen statischen Punktlast von 1 kN nach Gleichung (9.17).

9.3.6 Beschleunigung

(1) Der berechnete Effektivwert der Beschleunigung sollte die in Tabelle 9.1 enthaltenen Anforderungen erfüllen.

(2) Der Effektivwert der Beschleunigung a_{rms} sollte wie folgt bestimmt werden:

$$a_{\text{rms}} = \frac{k_{\text{res}} \mu_{\text{res}} F_{\text{dyn}}}{\sqrt{2} 2 \zeta M^*} \quad (9.21)$$

Dabei ist

k_{res} der Faktor zur Berücksichtigung höherer Schwingungsmodi, wie anhand der Gleichung (9.22) berechnet;

μ_{res} der resonante Aufbaufaktor, der als $\mu_{\text{res}} = 0,4$ angenommen werden darf;

F_{dyn} die vertikale dynamische Kraft aufgrund des angenommenen Gewichts einer gehenden Person und sollte als $F_{\text{dyn}} = 50 \text{ N}$ angenommen werden;

ζ der modale Dämpfungsgrad nach 9.3.1(3);

M^* die modale Masse, wie in 9.3.6(3) festgelegt, in kg.

ANMERKUNG 1 μ_{res} ist ein Faktor zur Berücksichtigung der Tatsache, dass ein vollständig resonanter Aufbau nicht auftreten wird und die gehende Person selten in der Mitte der Spannweite läuft. Ein Wert von mindestens 0,8 ist für Böden angemessen, auf denen die gehende Person eine Entfernung von mindestens 10 m ungehindert in eine Richtung gehen kann. Der obere Grenzwert für diesen Faktor ist 1, wenn eine vollständig resonante Reaktion auftritt und die gehende Person sich in der Mitte der Spannweite befindet.

ANMERKUNG 2 Der Faktor $\sqrt{2}$ in dem Nenner wandelt die Beschleunigungsreaktion von einem Spitzenwert in einen Effektivwert um.

Die Wirkung höherer Modi wird durch den Faktor k_{res} wie folgt berücksichtigt:

$$k_{\text{res}} = \max \left\{ 0,19 \left(\frac{b}{l} \right) \left(\frac{(EI)_L}{(EI)_T} \right)^{0,25}; 1,0 \right\} \quad (9.22)$$

Dabei ist

b die Breite des Bodens;

l die Spannweite des Bodens;

$(EI)_T$ die Biegesteifigkeit quer zur Spannweite des Bodens je Meter Breite nach 9.3.3(13) bis (15);

$(EI)_L$ die Biegesteifigkeit entlang der Spannweite des Bodens je Meter Breite nach 9.3.3(13) bis (15).

(3) Im Fall eines Bodens mit einer einzigen Spannweite sollte die modale Masse M^* wie folgt bestimmt werden:

$$M^* = \frac{m l b}{4} \quad (9.23)$$

Dabei ist

m die Bodenmasse je Flächeneinheit nach 9.3.3(8) bis (9);

l die Spannlänge des Bodens;

b die Breite des Bodens.

ANMERKUNG Das Hintergrunddokument enthält eine zusätzliche Anleitung zu Böden mit doppelter Spannweite. Im Fall komplexerer Bodensysteme kann das Bemessungsverfahren in Anhang G angewendet werden.

9.3.7 Geschwindigkeit

(1) Der berechnete Effektivwert der Geschwindigkeit sollte die Anforderungen in Tabelle 9.1 erfüllen.

ANMERKUNG Die Schwingungsreaktion von Böden kann transient sein, auch wenn die Eigenfrequenz geringer ist als $f_{1,\text{lim.}}$.

(2) Der Effektivwert der Geschwindigkeit sollte mit Gleichung (9.24) bis Gleichung (9.29) geschätzt werden.

(3) Der mittlere modale Impuls $I_{\text{mod,mean}}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$I_{\text{mod,mean}} = \frac{42 f_w^{1,43}}{f_1^{1,3}} \quad (9.24)$$

Dabei ist

f_w die Gehfrequenz nach 9.3.3(2), in Hz;

f_1 die Eigenfrequenz des Bodens in Hz.

(4) Die Spitzengeschwindigkeit im Eigenmodus sollte wie folgt bestimmt werden:

$$v_{1,peak} = k_{red} \frac{I_{mod,mean}}{(M^* + 70)} \quad (9.25)$$

Dabei ist

$v_{1,peak}$ die Spitzengeschwindigkeitsreaktion in m/s;

k_{red} der Reduzierungsfaktor, der als $k_{red} = 0,7$ angenommen werden darf;

$I_{mod,mean}$ der mittlere modale Impuls, wie durch Gleichung (9.24) berechnet, in Ns;

M^* die modale Masse des Bodens, wie durch Gleichung (9.23) berechnet, in kg.

ANMERKUNG 1 k_{red} ist ein Faktor zur Berücksichtigung der Tatsache, dass sich die Erregungsquelle (die gehende Person) üblicherweise in dem gleichen Abstand zu der Person befindet, die die Schwingung spürt. Der obere Grenzwert für diesen Faktor ist 1, wenn sich die gehende Person und die spürende Person an derselben Position befinden.

ANMERKUNG 2 Der Wert von 70 kg in dem Nenner bezeichnet das angenommene Gewicht der gehenden Person.

(5) Um die Wirkung höherer Schwingungsmodi auf die Bodenreaktion zu berücksichtigen, sollte die Spitzengeschwindigkeitsreaktion mit dem Faktor k_{imp} wie folgt multipliziert werden:

$$k_{imp} = \max \left\{ 0,48 \left(\frac{b}{l} \right) \left[\frac{(EI)_L}{(EI)_T} \right]^{0,25}; 1,0 \right\} \quad (9.26)$$

Dabei ist

k_{imp} der Faktor zur Berücksichtigung höherer Modi in der transienten Reaktion;

b die Breite des Bodens;

l die Spannweite des Bodens;

$(EI)_L$ die Biegesteifigkeit entlang der Spannweite des Bodens je Meter Breite nach 9.3.3(13) bis (15);

$(EI)_T$ die Biegesteifigkeit quer zur Spannweite des Bodens je Meter Breite nach 9.3.3(13) bis (15).

(6) Die Gesamt-Spitzengeschwindigkeitsreaktion sollte wie folgt bestimmt werden:

$$v_{tot,peak} = k_{imp} v_{1,peak} \quad (9.27)$$

Dabei ist

$v_{tot,peak}$ die Gesamt-Spitzengeschwindigkeitsreaktion;

k_{imp} der Faktor zur Berücksichtigung höherer Modi in der transienten Reaktion aus Gleichung (9.26);

$v_{1,peak}$ die mithilfe der Gleichung (9.25) berechnete Spitzengeschwindigkeitsreaktion für den Eigenmodus.

(7) Der Effektivwert der Geschwindigkeit v_{rms} sollte wie folgt bestimmt werden:

$$v_{\text{rms}} = v_{\text{tot,peak}} (0,65 - 0,01 f_1)(1,22 - 11,0 \zeta) \eta \quad (9.28)$$

mit

$$\eta = \begin{cases} 1,35 - 0,4 k_{\text{imp}} & \text{when } 1,0 \leq k_{\text{imp}} \leq 1,9 \text{ else } \eta = 0,59 \text{ (for joisted floors)} \\ 1,35 - 0,4 k_{\text{imp}} & \text{when } 1,0 \leq k_{\text{imp}} \leq 1,7 \text{ else } \eta = 0,67 \text{ (for all other floors)} \end{cases} \quad (9.29)$$

Dabei ist

f_1 die Eigenfrequenz in Hz;

ζ der modale Dämpfungsgrad aus 9.3.1(3).

9.3.8 Schwingungskriterien

(1) Für Boden-Performance-Level I bis VI dürfen weitere Untersuchungen außer Acht gelassen werden, wenn die Anforderungen in Bezug auf die Eigenfrequenz, die Steifigkeit, die Beschleunigung und die Geschwindigkeit in Tabelle 9.1 erfüllt sind.

ANMERKUNG Der Effektivwert der Beschleunigungs- oder der Geschwindigkeitsreaktionen wird mit der Grundkurve der Schwingungswahrnehmung in ISO 10137:2007, Anhang C, Bild C.1, verglichen. Die Beschleunigungs- und Geschwindigkeitskriterien werden als Vielfaches des Grundkurvenwerts angegeben. Dieses Vielfache wird als Responsefaktor R in Tabelle 9.1 bezeichnet.

(2) Für Bemessungssituationen mit resonanter Schwingung (wenn $f_1 < f_{1,\text{lim}}$, wie in 9.3.3(3) angegeben) sollten die Kriterien der Mindesteigenfrequenz, der Beschleunigung, der Geschwindigkeit und der Steifigkeit nach Tabelle 9.1 erfüllt sein.

(3) Für Bemessungssituationen mit transienter Schwingung (wenn $f_1 \geq f_{1,\text{lim}}$, wie in 9.3.3(3) angegeben) sollten die Kriterien der Geschwindigkeit und der Steifigkeit nach Tabelle 9.1 erfüllt sein.

(4) Der tatsächliche Grenzwert der maximalen Ablenkung w_{1kN} nach 9.3.5(1) für das Steifigkeitskriterium sollte wie folgt bestimmt werden:

$$0,5 \leq w_{\text{lim}} = \begin{cases} w_{\text{lim,max}} & \text{when } w_{\text{lim,max}} \leq 0,5 \\ \frac{150R}{l} \leq w_{\text{lim,max}} & \text{when } w_{\text{lim,max}} > 0,5 \end{cases} \quad (9.30)$$

Dabei ist

w_{lim} der Grenzwert der maximalen Ablenkung aufgrund einer vertikalen statischen Punktlast $F = 1 \text{ kN}$ in mm;

R der Response-Faktor nach Tabelle 9.1;

l die Spannweite des Bodens in m;

$w_{\text{lim,max}}$ der obere Ablenkungsgrenzwert nach Tabelle 9.1 in mm.

(5) Die Schwingungsbemessung von Böden sollte auf der Wahl eines Boden-Performance-Levels nach Tabelle 9.3 basieren.

Tabelle 9.3 (NDP) — Empfohlene Auswahl von Boden-Performance-Levels für die Anwendungskategorien A (Wohnräume) und B (Büroräume)

Anwendungskategorie	Qualitätswahl	Grundauswahl	Effiziente Auswahl
A (Wohnräume)			
— Mehrfamilienhaus	Level I, II, III	Level IV	Level V
— Einfamilienhaus	Level I, II, III, IV	Level V	Level VI
B (Büroräume)	Level I, II, III	Level IV	Level V

ANMERKUNG 1 Die Auswahl basiert auf der Qualität oder Effizienz, je nachdem, welcher Aspekt wichtiger ist.

ANMERKUNG 2 Die Zuweisungen eines Boden-Performance-Levels für verschiedene Gebäudekategorien sind in Tabelle 9.3 angegeben, sofern nicht nationale Anhänge andere Werte enthalten.

9.3.9 Alternative Verifizierung

(1) Als Alternative zu dem vereinfachten Berechnungsverfahren nach 9.3 dürfen Bodenschwingungen anhand einer gründlichen dynamischen Analyse (z. B. durch das Finite-Element-Verfahren) verifiziert werden.

ANMERKUNG Alternative Verfahren zur Berechnung von Bodenschwingungen sind in Anhang G enthalten.

(2) Für alle alternativen Berechnungsverfahren muss derselbe Boden-Performance-Level in Abhängigkeit von den Kriterien in Tabelle 9.1 angewendet werden.

(3) Bodenschwingungen können durch Vor-Ort-Messungen oder Messungen an Prüfböden nach EN 16929 verifiziert werden.

ANMERKUNG ISO 10137, ISO 2631-1 und ISO 2631-2 enthalten weitere Beschreibungen.

9.4 Druckverformung senkrecht zur Faser

(1) Verformungen senkrecht zur Faser müssen berücksichtigt werden. Die strukturelle Kompatibilität mit anderen Bauteilen oder Verbindungen muss sichergestellt sein, insbesondere in Fällen, in denen Verformungen senkrecht zur Faser andere Teile des Bauwerks beeinflussen.

(2) Die Erhöhung von Verformungen durch Kriechen muss berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Kriechverformungen können anhand der Verformungsfaktoren k_{def} in Tabelle 5.4, multipliziert mit einem Faktor 2, geschätzt werden.

(3) Eindrücke (Verformungen) an tragenden Auflagern müssen in Fällen, in denen sie Schäden an anderen tragenden Elementen verursachen können, berücksichtigt werden.

(4) Die Druckverformung senkrecht zur Faser w_{SLS} im linearen elastischen Bereich, d. h. bis zu einer Druckkraft senkrecht zur Faser von 80 % der Tragfähigkeit, berechnet nach Gleichung (8.4), kombiniert mit Fall A nach Tabelle 8.1, sollte wie folgt geschätzt werden:

$$w_{\text{SLS},z} = \frac{h_{\text{ef}} F_{c,90,\text{SLS}}}{2b_{c,90} E_{90,\text{mean}}} \left(\frac{1}{l_{c,90}} + \frac{1}{l_{\text{ef}}} \right) \text{ for SL, PL, LVL - P and GLVL - P} \quad (9.31)$$

$$w_{SLS,z} = \frac{h_{ef}F_{c,90,SLS}}{2E_{90,mean}} \left(\frac{1}{l_{c,90}b_{c,90}} + \frac{1}{l_{ef}b_{ef}} \right) \text{ for CLT, LVL - C, GLVL - C and PLY} \quad (9.32)$$

Printed copies are uncontrolled
Dabei ist

- h_{ef} die effektive Balkentiefe nach 8.1.6.1(6) bis (7);
- $F_{c,90,SLS}$ die angewendete Druckkraft senkrecht zur Faser für die SLS-Verifizierung;
- $b_{c,90}$ die Breite des belasteten Bereichs senkrecht zur Faser;
- $E_{90,mean}$ der mittlere Elastizitätsmodul senkrecht zur Faser;
- $l_{c,90}$ die Länge der belasteten Fläche parallel zur Faser;
- l_{ef} die effektive Ausbreitungslänge parallel zur Faser;
- b_{ef} die effektive Ausbreitungsbreite senkrecht zur Faser.

ANMERKUNG Für CLT werden die Faserrichtungen im Verhältnis zur Decklage definiert.

(5) Wenn ein Spannungsgradient unter einer Kontaktfläche andere Spannungsgradienten schneidet oder die Hirnholzfläche erreicht, siehe Bild 8.2 und Bild 8.3, sollte der Beitrag zu der Gesamtverformung jeder einzelnen beanspruchten Fläche anhand der Gleichung (9.31) unter Verwendung der Tiefe h_{ef} für jede Fläche berechnet werden.

ANMERKUNG In Bild 8.2 und Bild 8.3 sind die beanspruchten Bereiche durch eine horizontale und eine vertikale gestrichelte Linie unterteilt, die die Position des Schnittpunkts der Spannungsgradienten angeben. Hierdurch wird die beanspruchte Fläche in einen symmetrisch und einen unsymmetrisch beanspruchten Teil unterteilt. Die Gesamtverformung ist die Summe der Verformungen der symmetrisch und der unsymmetrisch beanspruchten Fläche.

(6) Wenn die Kräfte in der Verifizierung der Gebrauchstauglichkeit nicht mehr als 40 % des Druckwiderstands von Fall A nach Tabelle 8.1 betragen, darf ohne weitere Berechnung angenommen werden, dass die Druckverformung des Bauholzes für tragende Zwecke 1 mm beträgt.

10 Ermüdung

10.1 Allgemeines

(1) Abschnitt 10 enthält Verfahren für die Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit von Bauteilen, Verbindungen und Fugen, die Ermüdungsbelastungen ausgesetzt sind.

ANMERKUNG Diese Verfahren wurden aus Ermüdungsprüfungen mit Probekörpern in Bauwerksgröße, die Wirkungen geometrischer Imperfektionen und von Materialabweichungen beinhalteten, abgeleitet.

(2) Für Bauwerke oder Bauwerksteile und Verbindungen, die häufigen Spannungsschwankungen mit signifikanter Amplitude auf der Grundlage veränderlicher Einwirkungen ausgesetzt sind, muss verifiziert werden, dass kein Versagen und kein wesentlicher Schaden aufgrund von Ermüdung während der gesamten Bemessungsnutzungsdauer auftreten.

ANMERKUNG 1 Die variablen Einwirkungen in Gebäuden, mit Ausnahme ausdrücklich wiederkehrender Einwirkungen durch Kräne oder andere Maschinen, können als quasi-ständig angesehen werden, sofern der nationale Anhang keine anderen Informationen enthält.

ANMERKUNG 2 Beispiele für Spannungsabweichungen mit signifikanter Amplitude sind Glockentürme, Verbindungen zwischen Aufzügen und ihren Schächten, Böden mit Maschinen, Windmühlen, Fabriken mit Kränen oder Fahrzeugverkehr.

(3) Die Ermüdungsfestigkeit von für Holzbauwerke verwendeten Metallteilen muss unter Verwendung von prEN 1993-1-9 für Baustahl und EN 1999-1-1 für Aluminiumlegierungen verifiziert werden. Die Ermüdungsfestigkeit von Betonteilen muss anhand von prEN 1992-1-1 verifiziert werden.

(4) Ermüdungsprüfungen dürfen durchgeführt werden, um die Ermüdungsfestigkeit von Komponenten und Details, die nicht in diesem Dokument enthalten sind, zu bestimmen.

10.2 Ermüdungsverifizierung für Ermüdungsbeanspruchung mit äquivalenter konstanter Amplitude

ANMERKUNG Das Verifizierungsmodell basiert auf einer Ermüdungsbeanspruchung mit äquivalenter konstanter Amplitude, die die Ermüdungswirkungen über das gesamte Spektrum der Beanspruchungereignisse wiedergibt. Für die Beanspruchung mit variabler Amplitude siehe 10.3.

(1) Die Lastkombination für Ermüdungseinwirkungen muss in Übereinstimmung mit EN 1990:2023, 8.3.5.5 und EN 1990:2023, Gleichung (8.17), bestimmt werden.

(2) Der quasi-ständige Teil der veränderlichen Einwirkungen sollte berücksichtigt werden, sofern zutreffend.

(3) Die Gleichung (10.1) entnommene Ermüdungsfestigkeit muss für SC 1 oder SC 2 angewendet werden.

(4) Für die Berechnung der Ermüdungsfestigkeit in SC 3 sollte die charakteristische Festigkeit f_k in Gleichung (10.2) mit 2/3 multipliziert werden.

(5) Das Spannungsverhältnis R_T in Holzbauwerken sollte wie folgt bestimmt werden:

$$R_T = \frac{\sigma_{d,min}}{\sigma_{d,max}} \text{ with } -1 \leq R_T \leq 1 \text{ and } |\sigma_{d,min}| < |\sigma_{d,max}| \quad (10.1)$$

Dabei ist

$\sigma_{d,min}$ die minimale Bemessungsermüdungsspannung;

$\sigma_{d,max}$ die maximale Bemessungsermüdungsspannung.

ANMERKUNG 1 Das algebraische Vorzeichen von R_T ist im Fall der Spannungsumkehrung negativ.

ANMERKUNG 2 Das algebraische Vorzeichen von $\sigma_{d,min}$ bzw. $\sigma_{d,max}$ ist:

- positiv im Fall der Zugspannung;
- negativ im Fall der Druckspannung.

ANMERKUNG 3 Findet nur eine Biegeeinwirkung statt, ist die für die Verifizierung von Ermüdung anzuwendende Ermüdungsfestigkeit die Gleiche wie für Bauteile unter Spannung, siehe Tabelle 10.1.

(6) Im Fall der Wechselwirkung z. B. zwischen der Axialkraft und dem Biegemoment sollten die daraus resultierenden Ermüdungsspannungen bei der Berechnung des Reduzierungsfaktors k_{fat} in Gleichung (10.2) berücksichtigt werden.

(7) Im spezifischen Fall von 10.2(6) dürfen die resultierenden Bemessungsermüdungsspannungen an der jeweiligen Stelle in dem Querschnitt algebraisch hinzugefügt werden.

(8) Die Bemessungsfestigkeit für die Verifizierung von Ermüdung $f_{\text{fat},d}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$f_{\text{fat},d} = k_{\text{fat}} \frac{f_k}{\gamma_{M,\text{fat}}} \quad (10.2)$$

Dabei ist

k_{fat} der Reduzierungsfaktor aus der Gleichung (10.3);

f_k die entsprechende charakteristische Festigkeit für die statische Beanspruchung;

$\gamma_{M,\text{fat}}$ der Teilsicherheitsbeiwert für den Ermüdungswiderstand, siehe 4.5.2.

(9) Bei der Beurteilung der Ermüdungsfestigkeit von Verbindungen dürfen die Spannungen in Gleichung (10.1) und die Festigkeiten in Gleichung (10.2) durch die Tragfähigkeiten ersetzt werden.

(10) Die Ermüdungsfestigkeit muss mit den Spannungen unter diesen Lastfällen, die $\sigma_{d,\text{max}}$ verursachen, verglichen werden.

(11) Der Reduzierungsfaktor k_{fat} sollte wie folgt bestimmt werden:

$$k_{\text{fat}} = 1 - \frac{1 - R_T}{a_{\text{fat}}(b_{\text{fat}} - R)} \log (\beta n_{\text{obs}} T_{Lf}) \quad (10.3)$$

Dabei ist

R_T das aus der Gleichung (10.1) entnommene Spannungsverhältnis;

a_{fat} der Koeffizient nach Tabelle 10.1, der für die Art der Ermüdungseinwirkung steht;

b_{fat} der Koeffizient nach Tabelle 10.1, der für die Art der Ermüdungseinwirkung steht;

β der Faktor basierend auf der Schadensfolge für das Bauteil, die Verbindung oder die Komponente aus Gleichung (10.4);

n_{obs} die Anzahl der Spannungsszyklen mit konstanter Amplitude je Jahr;

T_{Lf} die Geplante Nutzungsdauer des Bauwerks in Jahren nach EN 1990.

(12) Der Faktor basierend auf der Schadensfolge für das Bauteil, die Verbindung oder die Komponente β sollte wie folgt bestimmt werden:

$$\beta = \begin{cases} 1 & \text{for a design concept that is "damage of member, connection or component tolerant"} \\ 3 & \text{to avoid substantial consequences of damage} \end{cases} \quad (10.4)$$

Tabelle 10.1 — Werte der Koeffizienten a_{fat} und b_{fat} für Holzbauteile in einem beliebigen Beanspruchungszustand

	a_{fat}	b_{fat}
Holzbauteile mit $\sigma_{d,\text{max}}$, hauptsächlich		
— Stauchung, senkrecht oder parallel zur Faser	2,0	9,0
— Zug parallel zur Faser	9,5	1,1
— Zug senkrecht zur Faser	4,7	2,1

	<i>a_{fat}</i>	<i>b_{fat}</i>
Holzbauteile, die hauptsächlich Folgendem ausgesetzt sind		
— Schub	6,7	1,3
Verbindungen mit		
— stiftförmigen Verbindungsmitteln mit $d \leq 12 \text{ mm}^a$	6,0	2,0
— Nägeln	6,9	1,2
ANMERKUNG 1 Die Spalte auf der linken Seite gibt die Spannung mit dem maximalen Absolutwert in dem betrachteten Querschnitt $\sigma_{d,\max}$ an.		
ANMERKUNG 2 Die Europäischen Technischen Produktspezifikationen können weitere Werte enthalten.		
^a Die Werte für stiftförmige Verbindungsmittel basieren hauptsächlich auf Prüfungen an dicht sitzenden 12-mm-Dübeln. Dübel mit wesentlich größerem Durchmesser können weniger günstige ermüdungsfeste Bindungen aufweisen.		

10.3 Ermüdungsverifizierung für Ermüdungsbeanspruchung mit variabler Amplitude

- (1) Die Wirkung variabler Spannungsamplituden sollte berücksichtigt werden.
- (2) In Abwesenheit eines präziseren Modells darf eine lineare Schadensakkumulation (z. B. Palmgren-Miner-Regel) angewendet werden.
- (3) Im Fall der Ermüdungsbeanspruchung mit variabler Amplitude sollte der Wert β für erhebliches Versagen in Gleichung (10.3) verwendet werden.

11 Verbindungen

11.1 Allgemeines

11.1.1 Einleitung

- (1) Dieser Abschnitt legt Bemessungsanforderungen für Verbindungen fest mit:
 - metallischen stiftförmigen Verbindungsmitteln (siehe Tabelle 5.2);
 - Schubverbindern (11.7, siehe Tabelle 5.2);
 - eingeklebten Stangen (11.10, siehe Tabelle 5.2);
 - expandierten Rohrbefestigungsmitteln (Anhang J, siehe Tabelle 5.2);
 - dreidimensionalen Verbindungsteilen (Anhang I, siehe Tabelle 5.2);
 - gestanzten Nagelplatten aus Metall (Anhang H, siehe Tabelle 5.2);

sowie für

 - Tischerverbindungen (11.11) und
 - Verbindungen mit Holzdübeln (11.2.3.2(13)).

11.1.2 Allgemeine Anforderungen

- (1) Der Widerstand einer Verbindung muss unter Berücksichtigung der durch die statische Berechnung bestimmten Kräfte und Momente verifiziert werden.

(2) Das Lastverformungsverhalten einer Verbindung muss mit dem in der globalen statischen Berechnung angenommenen Verhalten konsistent sein.

(3) In einer Verbindung mit stiftförmigen Verbindungsmittern muss die Art und Größe der Befestigungselemente und ihre Anordnung in den Bauteilen so bestimmt werden, dass die gewünschte Widerstandsfähigkeit, Steifigkeit, Duktilität und Dauerhaftigkeit erreicht wird.

(4) Aufgrund der erheblichen Unterschiede in ihrem Lastverformungsverhalten dürfen Klebstoffe und nichtgeklebte Befestigungselemente nicht als gemeinsam in einer Verbindung wirkend betrachtet werden.

(5) Für den Widerstand von Verbindungen, die aus mehreren Befestigungselementen bestehen, sollten verschiedene Lastverformungsverhalten der Befestigungselemente berücksichtigt werden. Als Vereinfachung darf der Widerstand der Art des Befestigungselements mit dem kleineren Verschiebungsmodul um 1/3 reduziert werden.

(6) Verbindungen mit den folgenden Befestigungselementen dürfen als duktil angesehen werden, wenn die Sprödbruch-Versagensarten nach 11.5 und 11.6 nicht maßgeblich sind für die Bemessung und Spalten des Holzes in der Verbindung verhindert wird:

- Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmittern unter Seitenlast, sofern die Versagensart (f) ist, siehe 11.2.3.2;
- gezahnte Scheibendübel, siehe 11.7.3;
- eingeklebte Stangen, sofern Strecken der Stange maßgeblich ist, siehe 11.10;
- expandierte Rohrbefestigungselemente, siehe Anhang J.

ANMERKUNG Ein duktile Tragwerk kann durch duktile Verbindungen zwischen spröden Bauteilen erreicht werden. Spaltung ist eine der Sprödbruch-Versagensarten, siehe Bild 11.22 a), und kann durch Verstärkung, siehe 11.3.5, oder Erhöhen des Endabstands und des Abstands zwischen Befestigungselementen verhindert werden.

(7) Unsymmetrische Lastverteilungen in Verbindungen sollten berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Für symmetrische oder unsymmetrische Lastverteilungen können verschiedene Lasten in den Bauteilen auftreten. Dies kann durch unterschiedliche Steifigkeiten der verbundenen Bauteile oder angrenzenden Verbindungen verursacht werden.

11.1.3 Bemessungsverfahren für Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmittern

(1) Die Bemessung einer Verbindung mit stiftförmigen Verbindungsmittern sollte Folgendes umfassen:

- die Bestimmung des Widerstands einzelner Befestigungselemente:
 - der Achsenwiderstand nach 11.2.2;
 - der seitliche Widerstand nach 11.2.3;
 - die Wechselwirkung zwischen Achsen- und seitlichem Widerstand nach 11.3.6;
- die Bemessung der Verbindung nach 11.3;
- die Bemessung und das Layout der Position der Befestigungselemente mit Abstand, Kanten- und Endabständen nach 11.4 und
- eine Überprüfung des Sprödbruchversagens in den Holzbauteilen nach 11.5 und 11.6.

11.2 Widerstand eines einzelnen stiftförmigen Verbindungsmittels

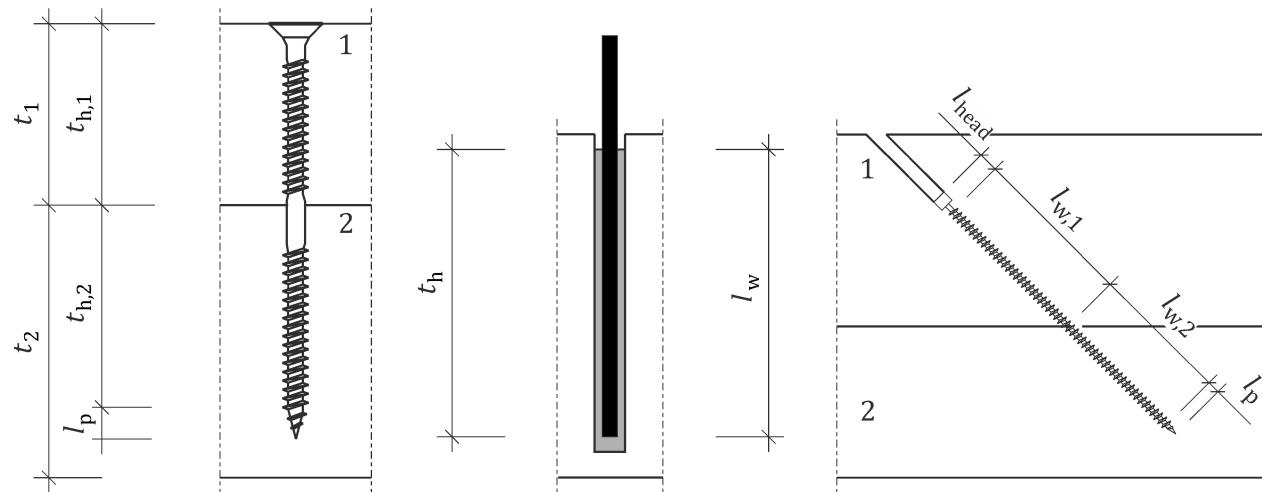
11.2.1 Allgemeines

(1) Die Symbole für die Dicke von Bauteilen, die Einlasstiefe und die Ausziehlängen sind Bild 11.1 angegeben.

(2) Die geometrischen Parameter von stiftförmigen Verbindungsmitteln sind in Bild 11.2 und Bild 11.3 angegeben.

(3) Relative Winkel zwischen der Achse des Befestigungselementes, der Faserrichtung und der Lastrichtung sind in Bild 11.4 angegeben.

(4) Rillenschaftnägel mit einer Ausziehfestigkeit von weniger als $2,0 \text{ N/mm}^2$, bestimmt mit Weichholz für tragende Zwecke mit einer charakteristischen Dichte von mindestens 350 kg/m^3 , sollten als Glattschaftnägel angesehen werden.



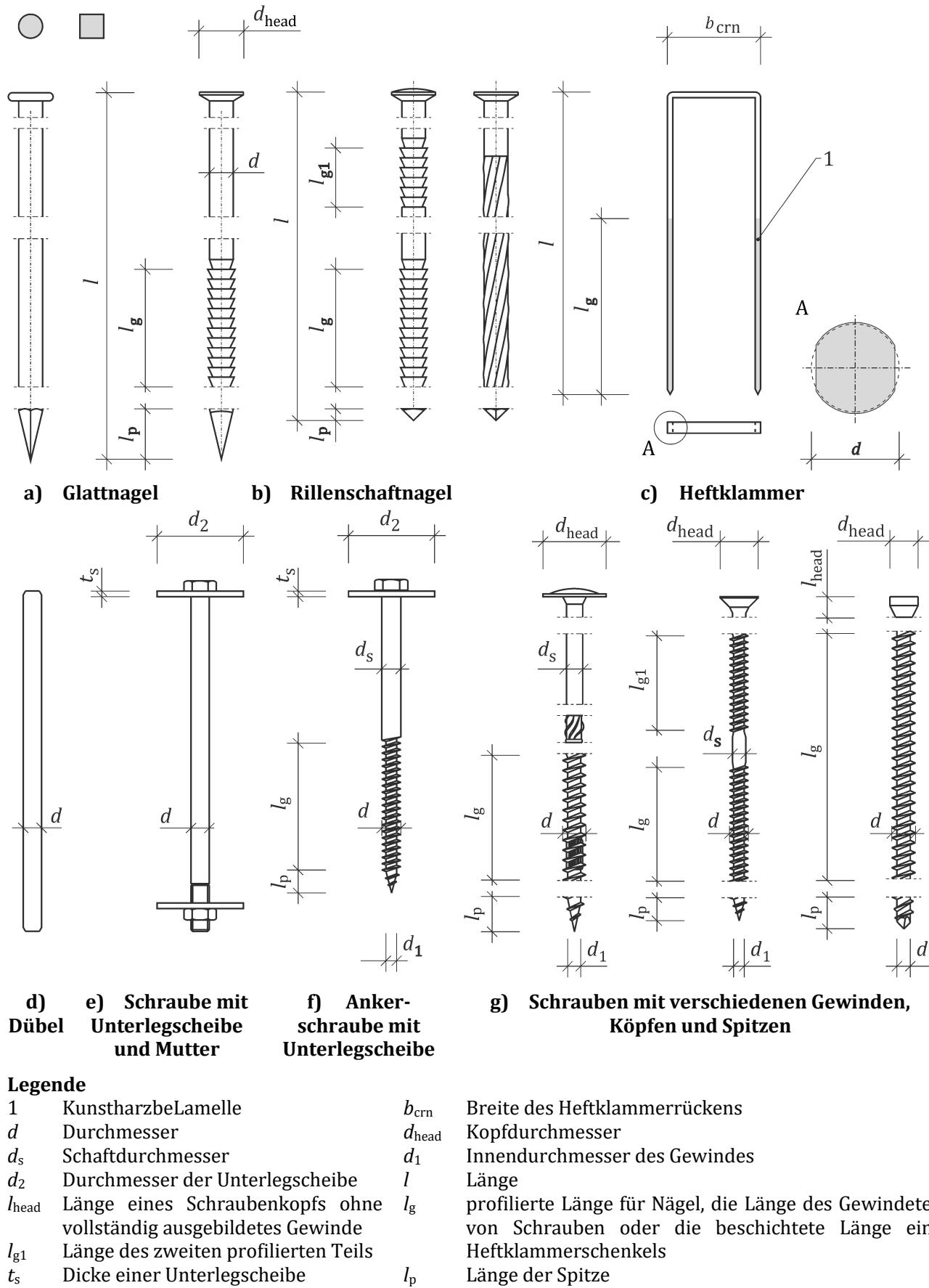
a) Einlasstiefe

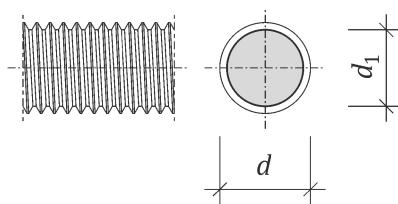
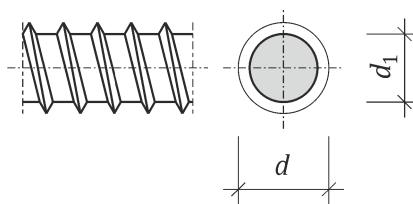
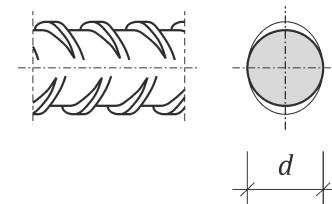
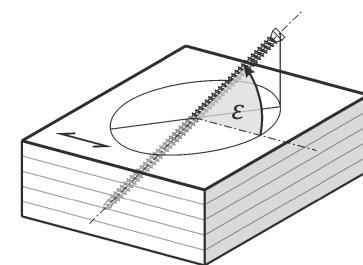
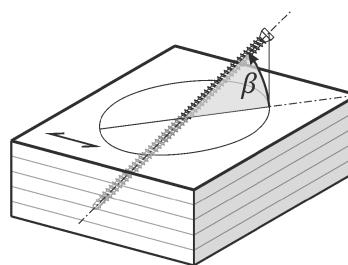
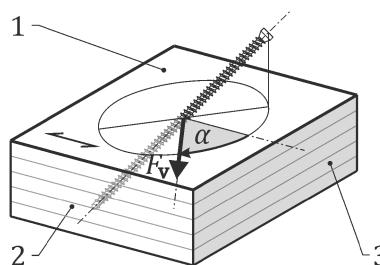
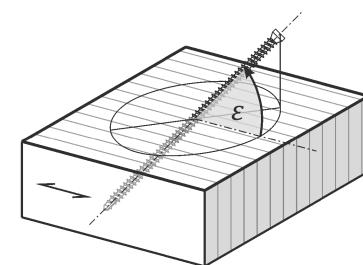
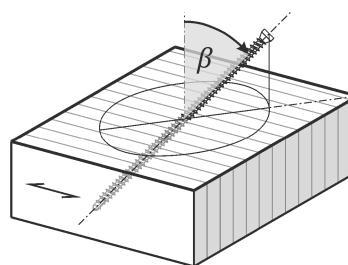
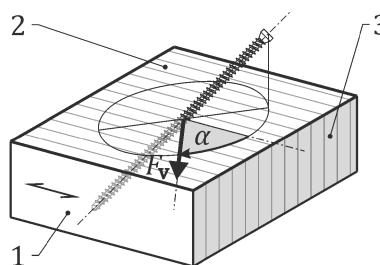
b) Ausziehlänge

Legende

1, 2	Bauteil 1 und 2
l_{head}	Länge eines Schraubenkopfs mit vollständig ausgebildetem Gewinde
l_p	Punktlänge
t_1, t_2	Dicke des Bauteils 1 und des Bauteils 2
$t_{\text{h},1}, t_{\text{h},2}$	Einlasstiefe in Bauteil 1 und 2
$l_{\text{w},1}, l_{\text{w},2}$	Ausziehlänge in Bauteil 1 und 2

Bild 11.1 — Definition der Parameter von Bauelementen und stiftförmigen Verbindungsmitteln

- Entwurf -**Bild 11.2 — Geometrie von Nägeln, Heftklammern, Dübeln, Bolzen und Schrauben**

**a) Stange mit metrischem Gewinde****b) Stange mit Holzschaubengewinde****c) Rippenstange oder Bewehrungsstahlstange****Legende** d Durchmesser d_1 Innendurchmesser des Gewindes**Bild 11.3 — Geometrie von Stangen****a) In der breiten Seite****b) In der schmalen Seite****Legende**

1	breite Seite	α	Winkel zwischen der Richtung der einwirkenden Kraft und der Faserrichtung
2	schmale Seite	β	Winkel zwischen der Achse des Befestigungselementes und der Oberfläche der breiten Seite
3	Hirnholz	ε	Winkel zwischen dem Befestigungselement und der Faserrichtung

 F_v Querkraft in der breiten oder schmalen Seitenebene**Bild 11.4 — Definition von Winkeln α , β und ε**

11.2.2 Achsenwiderstand eines Befestigungselements**11.2.2.1 Allgemeines**

(1) Der axiale Bemessungszugwiderstand $F_{ax,t,d}$ eines axial belasteten Befestigungselements sollte als Mindestwert des Widerstands in jedem Holzbauteil $F_{ax,t,d,1}$ bzw. des Befestigungselements $F_{ax,t,d,2}$ wie folgt bestimmt werden:

$$F_{ax,t,d,1} = \frac{k_{mod}}{\gamma_R} \max \left\{ F_{pull,k}, F_{w,k} \right\} \quad (11.1)$$

$$F_{ax,t,d,2} = \frac{F_{t,k}}{\gamma_{M2}} \quad (11.2)$$

Dabei ist

k_{mod} der Änderungsfaktor zur Berücksichtigung der Wirkung der Lastdauer und des Feuchtegehalts, siehe 5.1.5;

γ_R der Teilsicherheitsbeiwert für einen Widerstand, siehe Tabelle 4.4;

$F_{pull,k}$ der charakteristische Durchzugwiderstand des Kopfs nach 11.2.2.2;

$F_{w,k}$ der charakteristische Ausziehwiderstand nach 11.2.2.3;

$F_{t,k}$ der charakteristische Zugwiderstand eines Befestigungselements nach 11.2.2.4;

γ_{M2} der Teilsicherheitsbeiwert des Bruchwiderstands des Querschnitts eines Metallbefestigungselements unter Zugbruchbeanspruchung, siehe Tabelle 4.4.

(2) Der axiale Bemessungsdruckwiderstand $F_{ax,c,d}$ einer axial belasteten Schraube, Stange mit Holzschaubengewinde oder eingeklebten Stange sollte als Mindestwert der Widerstände in jedem Holzbauteil wie folgt bestimmt werden:

$$F_{ax,c,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_R} \min \left\{ F_{w,k}, F_{c,k} \right\} \quad (11.3)$$

Dabei ist

k_{mod} der Änderungsfaktor zur Berücksichtigung der Wirkung der Lastdauer und des Feuchtegehalts, siehe 5.1.5;

γ_R der Teilsicherheitsbeiwert für einen Widerstand, siehe Tabelle 4.4;

$F_{w,k}$ der charakteristische Ausziehwiderstand nach 11.2.2.3;

$F_{c,k}$ der charakteristische Druckwiderstand eines Befestigungselements nach 11.2.2.5.

11.2.2.2 Durchzugwiderstand des Kopfs

(1) Der charakteristische Durchzugwiderstand des Kopfs $F_{pull,k}$ je Nagel oder Schraube sollte Tabelle 11.1 entnommen werden, sofern der Kopfdurchmesser $d_{head} \geq 1,8d$.

(2) Bei der Prüfung des Kopfdurchzugs von Nägeln, Schrauben oder Bolzen sollte die Dicke der darunter liegenden Stahlplatten t als die Dicke von Unterlegscheiben t_s , siehe Bild 11.1 e) und Bild 11.1 f) bestimmt werden.

(3) Die Fläche des Kopfs des Befestigungselements A_{head} sollte als die Fläche innerhalb des Umfangs des Kopfs oder der Unterlegscheibe des Befestigungselements ohne Reduzierung aufgrund des Durchmessers des Befestigungselements bestimmt werden. Für Heftklammern sollte der Kopf als Fläche des Heftklammerrückens verwendet werden.

(4) Unterlegscheiben unter dem Bolzenkopf und der Mutter sollten eine Seitenlänge oder einen Durchmesser von mindestens $3,4d$ sowie eine Dicke von mindestens $0,2d$ haben, z. B. Unterlegscheiben nach EN ISO 7094. Unterlegscheiben sollten eine volle Auflagerfläche haben.

Tabelle 11.1 — Charakteristischer Kopfdurchzugswiderstand $F_{\text{pull},k}$

Material	Grenzwerte	$F_{\text{pull},k}$	
SL, PL und CL	$t_1 \geq 4d$	$F_{\text{pull},k} = \begin{cases} f_{\text{head},k} A_{\text{head}} & \text{for } A_{\text{head}} \leq 4072 \\ 3f_{c,90,k} A_{\text{head}} & \text{for } A_{\text{head}} > 4072 \end{cases}$ <p>mit</p> $f_{\text{head},k} = 19 \exp\left(-\frac{d_{\text{head}}}{50}\right) \left(\frac{\rho_k}{350}\right)^{0,8}$ <p>ANMERKUNG $A_{\text{head}} = 4\,072$ entspricht $d_{\text{head}} = 72$.</p>	(1)
		<p>Für Nägel:</p> $F_{\text{pull},k} = 15 d_{\text{head}}^2 \left(\frac{\rho_k}{350}\right)^{0,8}$	(2)
SL, PL und CL	für die Pressverklebung von Schrauben $t_1 \geq 4d$	$f_{\text{head},k} = 14 d_{\text{head}}^{-0,14} \left(\frac{\rho_k}{350}\right)^{0,8}$	(3)
LVL und GLVL, breite Seite	$t_1 \geq \max\left\{(10d - 30) \frac{\rho_k}{400}, 5d\right\}$ $\varepsilon \geq 30^\circ$	$d_{\text{head}}^2 \begin{cases} 70 \times 10^{-6} \rho_k^2 \\ 70 - 0,8 d_{\text{head}} \text{ for } \rho_k \geq 730 \end{cases}$	(4)
PW	$9 \leq t_1 \leq 18$ Für größere Dicken darf $t_1 = 18$ verwendet werden.	$F_{\text{pull},k} = \min\left\{11t_1\sqrt{A_{\text{head}}}, 10t_1^2\right\}$ Für Schrauben darf $F_{\text{pull},k}$ um 30 % erhöht werden.	(5)
OSB, RBP	$9 \leq t_1 \leq 18$ Für größere Dicken darf $t_1 = 18$ verwendet werden.	$F_{\text{pull},k} = \min\left\{9t_1\sqrt{A_{\text{head}}}, 8t_1^2\right\}$	(6)
SB	$18 \leq t_1 \leq 60$ und für $150 \leq \rho_k \leq 300$ Für größere Werte für t_1 und ρ_k wird $t_1 = 60$ bzw. $\rho_k = 300$ verwendet.	$F_{\text{pull},k} = 4 \times 10^{-4} t_1 \rho_k^{1,2}$	(7)
LVL und GLVL, PW, OSB, HB, MB, RPB	Klammerrückenbreite $b_{\text{crn}} \geq 5,8d$	$F_{\text{pull},k} = b_{\text{crn}} d \begin{cases} 15 & \text{for } 6 \leq t_1 < 12 \\ 30 & \text{for } 12 \leq t_1 < 18 \\ 60 & \text{for } 18 \leq t_1 \end{cases}$	(8)
SWP	Klammerrückenbreite $b_{\text{crn}} \geq 5,8d$ $t_1 \geq 12$	$F_{\text{pull},k} = b_{\text{crn}} d \begin{cases} 15 & \text{for } \theta < 30^\circ \\ 30 & \text{for } \theta \geq 30^\circ \end{cases}$	(9)
			(10)

Legende

A_{head}	Fläche innerhalb des Umfangs des Kopfs oder der Unterlegscheibe des Befestigungselements in mm ²
b_{crn}	Breite des Klammerrückens in mm
d	Durchmesser des Befestigungselements in mm

Material	Grenzwerte	$F_{\text{pull},k}$
d_{head}	Durchmesser des Kopfs des Befestigungselements in mm	
$f_{\text{head},k}$	Parameter des charakteristischen Kopfdurchzugswiderstands in N/mm ²	
t_1	Dicke des Bauteils 1 in mm	
t_s	Dicke der Stahlunterlegscheibe in mm	
θ	Winkel zwischen dem Klammerücken und der Faserrichtung in Grad	
ρ_k	charakteristische Dichte in kg/m ³	

11.2.2.3 Ausziehwiderstand

(1) Der charakteristische Ausziehwiderstand eines Befestigungselements $F_{w,k}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{w,k} = \begin{cases} \pi d l_w f_{w,k} & \text{for nails, screws rods with wood screw thread and bonded in rods} \\ 2dl_w f_{w,k} & \text{for staples} \end{cases} \quad (11.4)$$

Dabei ist

- l_w die Ausziehlänge nach Bild 11.1;
- $f_{w,k}$ die aus Tabelle 11.2 entnommene charakteristische Ausziehfestigkeit;
- d der Durchmesser des Befestigungselements.

ANMERKUNG Das Zugversagen von Schrauben (Stahl) und das Versagen von Holz um die Schraube sind Sprödbruchversagen und haben eine geringe Verformungsgrenze und damit ein begrenztes Potenzial für eine Spannungsumverteilung.

(2) Nur der profilierte Teil von Ringschaftnägeln und die Länge des beschichteten Teils von Heftklammern sollten als zur Übertragung axialer Lasten in der Lage angesehen werden.

(3) Glattnägeln und unbeschichteten Heftklammern sollte nur ein Ausziehwiderstand für die momentane, kurzzeitige, mittelfristige und Langzeitdauer zugewiesen werden. Glattnägeln in Hartholz LVL und GLVL sollte kein Ausziehwiderstand zugewiesen werden.

(4) Beschichteten Heftklammern entsprechend den Europäischen Technischen Spezifikationen in Tabelle 5.2 sollte ein Bemessungsausziehwiderstand für die ständige und lange Lastdauer unter Verwendung von $k_{\text{mod}} = 0,3$ in SC 1 und SC 2 zugewiesen werden. In anderen Lastwirkungsdauerklassen sollte Tabelle 5.3 angewendet werden.

(5) Für in Holz an oder nahe dem Fasersättigungspunkt mit Wahrscheinlichkeit des Austrocknens während der Nutzung installierten Nägeln sollten die Werte des charakteristischen Ausziehwiderstands $F_{w,k}$ mit 1/3 multipliziert werden.

(6) Für unbeschichtete und beschichtete Nägel, die in Holz mit einem Holzfeuchtegehalt von mehr als 20 % installiert werden, sollten die Werte des charakteristischen Ausziehwiderstands $F_{w,k}$ mit 1/3 multipliziert werden.

(7) Die Ausziehlänge des Gewindes l_w sollte verwendet werden, um den Ausziehwiderstand von Schrauben und Stangen mit Holzschaubengewinde zu bestimmen.

(8) Die Spitzlänge einer Schraube l_p , d- d, d. h. die Länge von der Spitze bis zu dem ersten vollständig ausgebildeten Gewinde mit dem Außendurchmesser d sollte bei der Berechnung der Ausziehwiderstände außer Acht gelassen werden. In Abwesenheit ausführlicherer Informationen darf angenommen werden, dass $l_p = 1,0 d$.

(9) Für Schrauben und Stangen mit Holzschaubengewinde mit $0^\circ \leq \varnothing \leq 30^\circ$ sollte eine maximale Ausziehlänge von $l_w \leq 20d$ für die Berechnung verwendet werden.

Tabelle 11.2 — Charakteristische Ausziehfestigkeit $f_{w,k}$

Material	Grenzwerte	$f_{w,k}$ in N/mm ²			
Rillenschaftnägel					
$1,9 \leq d \leq 8,0$			(1)		
SL, PL, CL und LVL und GLVL, nicht vorgebohrt	für $l_{w2} \geq 8d$	$f_{w,k} = 2 \left(\frac{\rho_k}{350} \right)^{1,25}$	siehe 11.2.1(4)		
	für $6d \leq l_{w2} < 8d$	$f_{w,k} = 2 \left(\frac{\rho_k}{350} \right)^{1,25} \left(\frac{l_{w2}}{2d} - 3 \right)$	(3)		
SWP	nicht vorgebohrt	$f_{w,k} = 0,12d^{0,6}l_w\rho_k^{0,8}$	(4)		
Schrauben und Stangen mit Holzschaubengewinde					
$3,5 \leq d \leq 22$ und $0,55d \leq d_1 \leq 0,76d$			(5)		
SL, PL, CL und LVL und GLVL	$l_w \geq 5d$ $\rho_k \leq 700$ $d \geq 8$ für CLT	$f_{w,k} = k_{\text{screw}} k_w k_{\text{mat}} d^{-0,33} \left(\frac{\rho_k}{350} \right)^{k_\rho}$	(6)		
		Für nicht spezifisch erwähnte Materialien $k_w = k_{\text{mat}} = 1,0$.			
		$k_{\text{screw}} = 7,5^a$			
		$k_w = \begin{cases} 1,0 & \text{for } 30^\circ \leq \varepsilon \leq 90^\circ \\ 1 - 0,01(30 - \varepsilon) & \text{for } 0^\circ \leq \varepsilon < 30^\circ \end{cases}$	(7)		
		$k_{\text{mat}} = \begin{cases} 1 + \frac{\ln(n_p)}{12} & \leq 1,15 \text{ für PL und CL} \\ 1,10 & \text{for softwoods and } 15^\circ \leq \varepsilon \leq 90^\circ \\ 1,25 - 0,05d & \text{for softwoods and } 0^\circ \leq \varepsilon < 15^\circ \\ 1,6 & \text{for hardwoods and } 0^\circ \leq \varepsilon \leq 90^\circ \end{cases}$	(8)		
PLY	$l_w \geq 2,5d$ $\rho_k \geq 350$	$f_{w,k} = 4,0$	(10)		
Klammern					
$1,5 \leq d \leq 3,1$			(11)		
SL, PL, CL und LVL und GLVL	$l_w \geq 12d$	$f_{w,k} = k_w \begin{cases} 4,9 \left(\frac{\rho_k}{350} \right)^2 & \text{for } \theta \geq 30^\circ \\ 2,45 \left(\frac{\rho_k}{350} \right)^2 & \text{for } \theta < 30^\circ \end{cases}$	(12)		
$k_w = \begin{cases} 1,0 & \text{for resin coated} \\ 0,5 & \text{for uncoated} \end{cases}$			(13)		
Glattnägel, nicht vorgebohrt					
$1,9 \leq d \leq 8$			(14)		
SL, PL und CL und	$l_w \geq 12d$	$f_{w,k} = k_w \left(\frac{\rho_k}{350} \right)$	(15)		
		$k_w = 0,78$	(16)		

Material	Grenzwerte	$f_{w,k}$ in N/mm ²
Breite Seite von LVL und GLVL	$8d \leq l_{w2} < 12d$	$k_w = 0,78 \left(\frac{l_{w2}}{4d} - 2 \right)$ (17)
Schmale Seite von LVL und GLVL	$l_w \geq 12d$	$k_w = 0,10d + 0,258$ mit $\rho_k \geq 480$ (18)
ANMERKUNG Für Informationen zu k_{screw} siehe Anhang N.6 und die jeweiligen Europäischen Technischen Produktspezifikationen.		
Legende		
d	Durchmesser des Befestigungselements in mm	
d_1	innerer Gewindedurchmesser von Schrauben oder Stangen mit Holzschraubengewinde in mm	
k_{screw}	schraubenbezogener Faktor	
k_w	Anpassungsfaktor	
k_{mat}	Materialparameter für die Anzahl der Lamellen	
k_p	dichtebezogener Faktor	
l_w	Ausziehlänge in mm	
l_{w2}	Ausziehlänge des spitzen Teils, siehe Bild 11.1, in mm	
n_p	Anzahl der penetrierten Lagen	
θ	Winkel zwischen Klammerücken und der Faserrichtung in Grad	
ε	Winkel zwischen der Achse des Befestigungselements und der Faserrichtung in Grad	
ρ_k	charakteristische Dichte in kg/m ³	

11.2.2.4 Zugwiderstand

(1) Der charakteristische Zugwiderstand $F_{t,k}$ eines Befestigungselements muss entweder der Europäischen Technischen Produktspezifikation entnommen oder wie folgt bestimmt werden:

$$F_{t,k} = 0,9 A_s f_{u,k} \quad (11.5)$$

Dabei ist

A_s die Nennspannungsfläche des Befestigungselements basierend auf dem relevanten Durchmesser:

- d_1 für Schrauben und Stangen mit Holzschraubengewinde siehe d_1/d -Verhältnisse in Tabelle 11.8;
- d_1 für Bolzen und Gewindestangen mit metrischem Gewinde etwa $0,86d$;
- d für Nägel, Klammern, Rippenstangen und Bewehrungsstahlstäbe;

$f_{u,k}$ die charakteristische Stahlfestigkeit nach Tabelle 11.3.

Tabelle 11.3 — Charakteristische Streck- und Zuggrenze von stiftförmigen Verbindungsmittern

Befestigungs-element	Festigkeitsklasse oder Material	$f_{y,k}$ in N/mm ²	$f_{u,k}$ in N/mm ²
Klammer ^a			900
Nagel ^a			600
Schraube ^b	Ungehärteter Kohlenstoffstahl		450
	Gehärteter Kohlenstoffstahl		920
	Austenitischer nichtrostender Stahl		540
	Martensitischer nichtrostender Stahl		1 240
Stange mit Holz-schrauben-gewinde			640
Rippenstange			500
	Dicke d	$d \leq 40$	$d \leq 40$
Dübel ^c	S235	235	360
	S275	275	390
	S355	355	490
	1,404	600	800
Bolzen oder Gewindestange ^d	4,6	240	400
	4,8	320	400
	5,6	300	500
	5,8	400	500
	6,8	480	600
	8,8	640	800
Gewindestange aus nicht-rostendem Stahl	50 (\leq M39)	210	500
	70 (\leq M24)	450	700
	80 (\leq M24)	600	800

a Mindestzugfestigkeit des Originaldrahts.

b Die Zugfestigkeit von Schrauben ist weit gestreut. Anhang N.6 enthält weitere Informationen zu Schraubenkategorien.

c Siehe f_y und f_u in EN 1993-1-1:2022, 5.2.1.

d Siehe f_{yb} und f_{ub} in prEN 1993-1-8:2021, Tabelle 5.1 (NDP).

11.2.2.5 Druckwiderstand

(1) Die Bemessungsbestimmungen in 11.2.2.5 müssen auf die folgenden stiftförmigen Verbindungsmittel aus Metall mit $6 \text{ mm} \leq d \leq 22 \text{ mm}$ angewendet werden:

- Schrauben oder Stangen mit Holzschraubengewinde mit $0,55 \leq d_1/d \leq 0,76$;
- Stangen mit metrischem Gewinde; und
- Rippenstangen

in Bauteilen aus massivholzbasierten Materialien, LVL und GLVL.

(2) Der charakteristische Druckwiderstand $F_{c,k}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{c,k} = \frac{\gamma_R}{\gamma_{M1}} k_c N_{pl,k} \quad (11.6)$$

mit

$$k_c = \begin{cases} 1 & \text{for } \bar{\lambda}_k \leq 0,2 \\ \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \bar{\lambda}_k^2}} & \text{for } \bar{\lambda}_k > 0,2 \end{cases} \quad (11.7)$$

$$k = 0,5 [1 + 0,49 (\bar{\lambda}_k - 0,2) + \bar{\lambda}_k^2] \quad (11.8)$$

$$\bar{\lambda}_k = \sqrt{\frac{N_{pl,k}}{N_{ki,k}}} \quad (11.9)$$

$$N_{pl,k} = \pi \frac{d_1^2}{4} f_{y,k} \quad (11.10)$$

$$N_{ki,k} = \sqrt{c_h E_S I_S} \quad (11.11)$$

$$c_h = (0,19 + 0,012 d) \rho_k \left(\frac{90^\circ + \epsilon}{180^\circ} \right) \quad (11.12)$$

$$E_S I_S = 210\,000 \frac{\pi d_1^4}{64} \quad (11.13)$$

Dabei ist

- γ_{M1} der Teilsicherheitsbeiwert für eine Materialeigenschaft, siehe Tabelle 4.4;
- γ_R der Teilsicherheitsbeiwert für einen Bemessungswiderstand auf der Grundlage einer (semi-) empirischen Analyse mit einer duktilen Versagensart, siehe Tabelle 4.4;
- k_c der Faktor für das Beulen von Schrauben, Stangen mit Holzschraubengewinde und eingeklebte Stangen, vereinfacht in Tabelle 11.4;
- $N_{pl,k}$ die charakteristische Streckkapazität der Schraube;
- $f_{y,k}$ die charakteristische Streckgrenze der Schraube.

- d_1 der innere Schraubendurchmesser d_1 , für eingeklebte Stangen $d_1 = d$;
- $f_{y,k}$ die charakteristische Streckgrenze, siehe Tabelle 11.3;
- c_h die charakteristische ideal-elastische Knicklast in N;
- ρ_k die charakteristische Dichte des holzbasierten Bauteils in kg/m³;
- ε der Winkel zwischen der Schraubenachse und der Faserrichtung des Holzes;
- $E_s I_s$ die Biegesteifigkeit des stiftförmigen Verbindungsmittels aus Stahl in Nmm².

Tabelle 11.4 — Vereinfachte Reduzierungsfaktoren k_c für das Beulen von Schrauben ($\rho_k \geq 350 \text{ kg/m}^3$, $d \geq 8 \text{ mm}$)

Charakteristische Streckgrenze $f_{u,k}$ N/mm ²	Winkel ε zwischen Schraubenachse und Faser	
	$k_c (\varepsilon = 90^\circ)$	$k_c (\varepsilon = 0^\circ)$
1 240	0,55	0,45
920	0,63	0,54
540	0,76	0,68
450	0,79	0,72

11.2.3 Seitlicher Widerstand eines Befestigungselements je Schubebene

11.2.3.1 Allgemeines

(1) Der charakteristische seitliche Widerstand je Schubebene $F_{v,k}$ eines einzelnen Befestigungselements sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{v,k} = F_{D,k} + F_{rp,k} \quad (11.14)$$

Dabei ist

$F_{D,k}$ der charakteristische Beitrag der Dübelwirkung je Schubebene nach 11.2.3.2;

$F_{rp,k}$ der charakteristische Beitrag der Seilwirkung, bestimmt nach 11.2.3.6.

(2) Die Bemessungsseitenlasttragfähigkeit je Klammer in der Schubebene sollte als äquivalent zu der Tragfähigkeit von zwei Nägeln mit dem Durchmesser eines Klammerschenkels angesehen werden.

11.2.3.2 Beitrag der Dübelwirkung eines einzelnen Befestigungselements je Schubebene

(1) Für eine Verbindung mit einem durch einzelnen Schub belasteten Befestigungselement müssen die sechs Versagensarten in (a) – (f) in Bild 11.5 bei der Bestimmung des charakteristischen Beitrags der Dübelwirkung berücksichtigt werden. Für die Definition der Einlasstiefe t_h siehe Bild 11.1.

ANMERKUNG Holzbauteile und Metallplatten werden beide durch eine spezifische charakteristische Einlasstiefe repräsentiert.

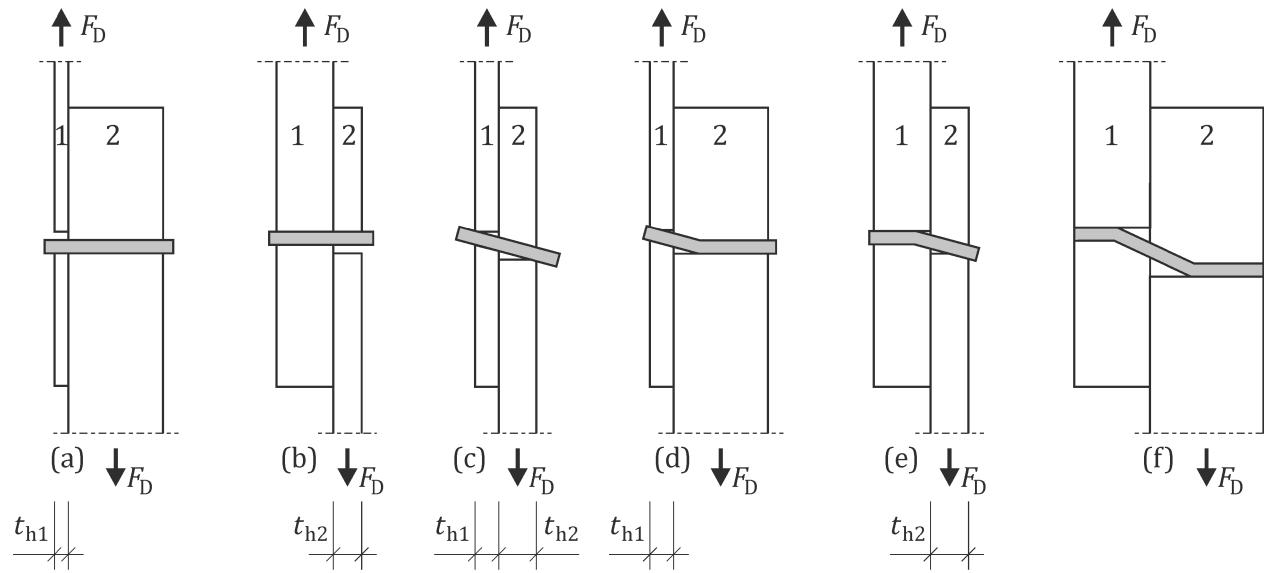
- Entwurf -

Bild 11.5 — Mögliche Versagensarten a) – f) für ein mit einem einzelnen Schub belastetes Befestigungselement

(2) Für eine symmetrische Verbindung mit einem durch doppelten Schub belasteten Befestigungselement müssen die vier Versagensarten (a), (b), (c) und (d) in Bild 11.6 für die Bestimmung des charakteristischen Beitrags der Dübelwirkung berücksichtigt werden.

(3) Die Einlasstiefe eines inneren Bauteils muss als Hälfte der Dicke des Bauteils angenommen werden, siehe Bild 11.6 (b).

(4) Anhang K ist für Verbindungen mit Zwischenlagen anzuwenden.

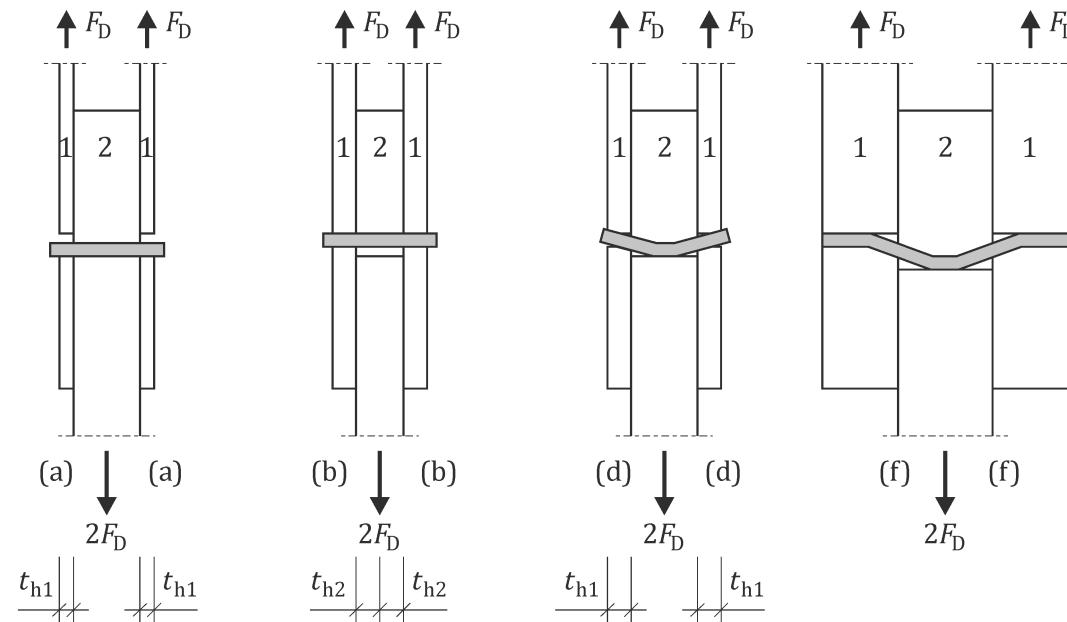


Bild 11.6 — Versagensarten (a), (b), (d) und (f) für ein mit doppeltem Schub belastetes Befestigungselement

(5) In Verbindungen mit mehr als zwei Schubebenen sollte die Kompatibilität des Verschiebungsverhaltens zwischen zwei Bauteilen sichergestellt sein, siehe 11.3.6.

(6) Der charakteristische Wert des Beitrags der Dübelwirkung sollte 11.2.3.2(7) oder alternativ 11.2.3.2(9) bis (11) entnommen werden.

ANMERKUNG Die Schätzungen 11.2.3.2(9) bis (11) sind Vereinfachungen auf der sicheren Seite der Versagensart (f).

(7) Ein ausführliches Verfahren zur Bestimmung des charakteristischen Werts des Beitrags der Dübelwirkung je Schubebene $F_{D,k}$ für die Versagensarten in Bild 11.5 und Bild 11.6 sollte wie folgt angewendet werden:

$$F_{D,k} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_{h1} d & (a) \\ f_{h,2,k} t_{h2} d & (b) \\ \frac{f_{h,1,k} t_{h1} d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_{h2}}{t_{h1}} + \left(\frac{t_{h2}}{t_{h1}} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_{h2}}{t_{h1}} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_{h2}}{t_{h1}} \right) \right] & (c) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_{h1} d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_{h1}^2}} - \beta \right] & (d) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_{h2} d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_{h2}^2}} - \beta \right] & (e) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,k} f_{h,1,k} d} & (f) \end{cases} \quad (11.15)$$

mit

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} \quad (11.16)$$

Dabei ist/sind

$f_{h,1,k}, f_{h,2,k}$ die charakteristischen Lochleibungsfestigkeiten der Bauteile 1 und 2 nach Tabelle 11.7;

t_{h1}, t_{h2} die Einlasstiefen der Bauteile 1 und 2, siehe Bild 11.5 und Bild 11.6;

$M_{y,k}$ das charakteristische Streckmoment nach Tabelle 11.8;

D der Durchmesser des Befestigungselements.

ANMERKUNG 1 Die Gleichung (11.15) und Gleichung (11.16) können für jede Kombination von Materialien in Tabelle 5.1 und Metall verwendet werden.

ANMERKUNG 2 Für die Seilwirkung siehe 11.2.3.6.

(8) Es darf angenommen werden, dass Befestigungselemente ausreichend in inneren und äußeren Stahlplatten mit einer Dicke von mindestens $1d$ verklemmt sind, wenn das Befestigungselement reibunglos in die Stahlplatte mit einem Abstand von weniger als $0,1d$ passt oder wenn Unterlegscheiben oder Unterlegscheibenköpfe verwendet werden.

(9) Als Vereinfachung kann der charakteristische Wert des Beitrags der Dübelwirkung je Schubebene $F_{D,k}$ für eine Verbindung von Bauteilen mit einer Einlasstiefe t_{h1} und t_{h2} wie folgt bestimmt werden:

$$F_{D,k} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,k} f_{h,1,k} d} \min \begin{cases} t_{h1}/t_{h1,req} \\ t_{h2}/t_{h2,req} \\ 1 \end{cases} \quad (11.17)$$

mit

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} \quad (11.18)$$

Dabei ist/sind

- $f_{h,1,k}$ die charakteristische Lochleibungsfestigkeit des Bauteils 1 nach Tabelle 11.7;
- $M_{y,k}$ das charakteristische Streckmoment nach Tabelle 11.8;
- d der Durchmesser des Befestigungselements;
- t_{h1}, t_{h2} die Einlasstiefen in den Bauteilen 1 und 2, siehe Bild 11.5 und Bild 11.6;
- $t_{h1,req}, t_{h2,req}$ die erforderlichen Mindesteinlasstiefen in den Bauteilen 1 und 2, siehe Tabelle 11.5;
- $f_{h,1,k}, f_{h,2,k}$ die charakteristischen Lochleibungsfestigkeiten der Bauteile 1 und 2, siehe Tabelle 11.7.

ANMERKUNG Die Gleichung (11.17) und Gleichung (11.18) können für jede Kombination von Materialien in Tabelle 5.1 und Metall verwendet werden.

Tabelle 11.5 — Erforderliche Mindesteinlasstiefen, die die Versagensart (f) sicherstellen

Versagensart	Bauteil 1	Bauteil 2
	Einzelner Schub	
(f)	$t_{h1,req} = 1,15 \cdot 2 \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} d}} \left(\frac{\sqrt{\beta}}{\sqrt{1+\beta}} + 1 \right) \quad (1)$	$t_{h2,req} = 1,15 \cdot 2 \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,2,k} d}} \left(\frac{1}{\sqrt{1+\beta}} + 1 \right) \quad (2)$
	Doppelte Schubebene	
(f)	$t_{h1,req} = 1,15 \cdot 2 \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} d}} \left(\frac{\sqrt{\beta}}{\sqrt{1+\beta}} + 1 \right) \quad (3)$	$t_{h2,req} = 1,15 \cdot 2 \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,2,k} d}} \left(\frac{1}{\sqrt{1+\beta}} \right) \quad (4)$

ANMERKUNG 1 Für die Berücksichtigung der Wirkung einer Überfestigkeit des Stahls von z. B. 30 % kann die Mindesteinlasstiefe um 15 % erhöht werden.

ANMERKUNG 2 Die erforderliche Dicke innerer Bauteile entspricht dem Doppelten der erforderlichen Einlasstiefe, siehe Bild 11.6 (b).

(10) In einer Verbindung, in der das Befestigungselement ausreichend in einem Bauteil verklemmt ist, um Rotation zu verhindern, darf angenommen werden, dass die jeweilige Dicke des Bauteils der erforderlichen Einlasstiefe nach Tabelle 11.5 entspricht.

(11) Als eine Vereinfachung für Verbindungen zwischen Stahl und Holz, bei denen das Stahlbauteil ausreichende Festigkeit und Verklemmung des Befestigungselementes bietet, siehe 11.2.3.2(8), darf der charakteristische Wert je Schubebene $F_{D,k}$ für Holzbauteile mit der Einlasstiefe t_{h1} wie folgt bestimmt werden:

$$F_{D,k} = 1,15 \cdot 2 \cdot \sqrt{M_{y,k} f_{h,k} d} \ min \begin{cases} t_{h1}/t_{h1,req} \\ 1 \end{cases} \quad (11.19)$$

mit

$$t_{h,req} = 1,15 \cdot 4 \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} d}} \quad (11.20)$$

Dabei ist

- $f_{h,k}$ die charakteristische Lochleibungsfestigkeit des Holzbauteils nach Tabelle 11.7;
- $M_{y,k}$ die charakteristische Druckfestigkeit nach Tabelle 11.8;
- d der Durchmesser des Befestigungselements;
- t_h die Einlasstiefe des Holzbauteils 1, siehe Bild 11.5 und Bild 11.6;
- $t_{h,req}$ die erforderliche Mindesteinlasstiefe der Holzbauteile.

(12) Die Einlasstiefen t_{h1} und t_{h2} , die notwendig sind, um die Versagensart (d) oder (e) mit einem Fließgelenk in jeder Schubebene entsprechend Bild 11.5 und Bild 11.6 zu entwickeln, dürfen Tabelle 11.6 entnommen werden.

(13) Für Verbindungen zwischen Holzbauteilen (SL, PL, CL und LVL und GLVL) mit Holzdübeln darf der folgende charakteristische Dübelwirkungsbeitrag $F_{D,k}$ je Schubebene der Gleichung (11.15) entnommen werden, wobei der Faktor 1,15 durch den Faktor 1,0 ersetzt wird, und vorausgesetzt, dass:

- der runde oder orthogonale Dübel aus Hartholz der Festigkeitsklasse D30 oder höher mit $16 \text{ mm} \leq d \leq 30 \text{ mm}$ (Durchmesser des Innenkreises für oktagonale Dübel) besteht;
- der Dübel in ein oder zwei Schubebenen belastet wird;
- der charakteristische Dichtewert der Bauteile $\rho_k \geq 350 \text{ kg/m}^3$ beträgt;
- die Mindestdicke von Holzbauteilen beträgt $t_{h1} \geq 2d$ und $t_{h2} \geq 2d$;
- alle Abstände und Distanzen für Holzdübel betragen mindestens $2d$, mit Ausnahme der Distanz zum belasteten Ende, $a_{3,t}$, die mindestens $\max(2d; 40 \text{ mm})$ beträgt;
- der lichte Abstand in den Schubebenen zwischen den Holzbauteilen beträgt nicht mehr als 1,5 mm.

Tabelle 11.6 — Erforderliche Mindesteinlasstiefen, die eine Versagensart (d) oder (e) sicherstellen

Versa-gensart	Bauteil 1	Bauteil 2
Befestigungselemente in einer einzelnen Schubebene		
(d)	$t_{h1,req} = 1,05\sqrt{2} \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} d}} \left(\frac{\sqrt{\beta}}{\sqrt{1+\beta}} \right) \quad (1)$	$t_{h2,req} = 1,05\sqrt{2} \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,2,k} d}} \left(\frac{1}{\sqrt{1+\beta}} + \sqrt{2} \right) \quad (2)$
(e)	$t_{h1,req} = 1,05\sqrt{2} \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} d}} \left(\frac{\sqrt{\beta}}{\sqrt{1+\beta}} + \sqrt{2\beta} \right) \quad (3)$	$t_{h2,req} = 1,05\sqrt{2} \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,2,k} d}} \left(\frac{1}{\sqrt{1+\beta}} \right) \quad (4)$

Versa-gensart	Bauteil 1	Bauteil 2
Befestigungselemente in zwei oder mehr Schubebenen		
(d)	$t_{h1,req} = 1,05\sqrt{2} \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} d}} \left(\frac{\sqrt{\beta}}{\sqrt{1+\beta}} \right)$	(5) $t_{h2,req} = \frac{t_{h1}}{\beta}$
(e)	Nicht zutreffend	

11.2.3.3 Charakteristische Lochleibungsfestigkeit

- (1) Die charakteristische Lochleibungsfestigkeit $f_{h,k}$ sollte Tabelle 11.7 entnommen oder durch Prüfung nach 11.3.8.4 bestimmt werden.
- (2) Metallbauteile müssen wie jedes andere Bauteil unter Verwendung der relevanten Lochleibungsfestigkeit berücksichtigt werden.
- (3) Für Stahl sollte grundsätzlich die Tragfähigkeit nach prEN 1993-1-8:2023 verwendet werden, siehe auch Tabelle 11.7.
- (4) Nägel in der schmalen Seite von LVL-C und GLVL-C sollten einen Mindestdurchmesser von 3 mm haben, Schrauben in der schmalen Seite von LVL-C und GLVL-C sollten einen Mindestdurchmesser von 6 mm haben.
- (5) Die Anforderungen an das Vorbohren nach 11.3.10 müssen erfüllt werden.

Tabelle 11.7 — Charakteristische Lochleibungsfestigkeit $f_{h,k}$

Material	Grenzwerte	$f_{h,k}$ in N/mm ²	
Stahlplatten	Vorgebohrt	$f_{h,k} = k_{pl} 600^a$ Dabei ist $k_{pl} = 1,0$ für innere Stahlplatten $k_{pl} = 0,5$ für $d/t \leq 0,5$ für äußere Stahlplatten $k_{pl} = 1,0$ für $d/t > 1,0$ für äußere Stahlplatten mit Interpolation für Zwischenverhältnisse d/t	(1)
Nägel und Klammern			
SL, PL, breite Seiten von CL, LVL und GLVL	Nicht vorgebohrt, alle Winkel α und β	$f_{h,\alpha,\beta,k} = \frac{0,082 \rho_k d^{-0,3}}{k_{mat}}$ $k_{mat} = \begin{cases} 1,0 & \text{für ST, PL und CL mit } t_{layer} > 9 \text{ mm} \\ \sin^2 \beta + k_1 \cos^2 \beta & \text{für Weichholz LVL und GLVL} \end{cases}$ für k_1 siehe Tabelle 11.7 Gleichung (7)	(2) (3)
Vorgebohrt			
		$f_{h,\alpha,\beta,k} = \frac{0,082(1 - 0,01d)\rho_k}{k_{mat}}$ $k_{mat} = \begin{cases} 1 & \text{für SL, PL und CL} \\ \sin^2 \beta + k_1 \cos^2 \beta & \text{für Weichholz LVL} \\ & \text{und GLVL} \\ (k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha)(\sin^2 \beta + k_1 \cos^2 \beta) & \text{für Hartholz LVL} \\ & \text{und GLVL} \end{cases}$ mit $k_{90} = 0,5 + 0,024d$	(4) (5) (6)

Material	Grenzwerte	$f_{h,k}$ in N/mm ²	
		$k_1 = \begin{cases} 1 & \text{für Weichholz LVL-P und GLVL-P} \\ 1,2 & \text{für Hartholz LVL-P und GLVL-P} \\ \min\left\{\frac{d}{(d-2)}, 3\right\} & \text{für LVL-C und GLVL-C} \end{cases}$	(7)
SWP-C	$t > 10d$, $t_i > 2d$, Nicht vorgebohrt	$f_{h,k} = 20d^{-0,5} \left(\frac{\rho_k}{350}\right)^{1,05}$ Für Nägel in der schmalen Seite $f_{h,k} = 60d^{-0,5} \left(\frac{\rho_k}{400}\right)^{1,05}$ breite Seite	(8) (9)
PW breite Seite	Nicht vorgebohrt Vorgebohrt	$f_{h,k} = 0,11 \rho_k d^{-0,3}$ $f_{h,k} = 0,11(1 - 0,01d)\rho_k$	(10) (11)
OSB und RPB, breite Seite	Nicht vorgebohrt Vorgebohrt	$f_{h,k} = 65d^{-0,7} t^{0,1}$ $f_{h,k} = 50d^{-0,6} t^{0,2}$	(12) (13)
SB breite Seite	$\rho_k < 150 \text{ kg/m}^3$	$f_{h,k} = 1,5 \times 10^{-4} d^{-0,75} \rho_k^2$	(14)
	$150 \text{ kg/m}^3 \leq \rho_k \leq 30 \text{ kg/m}^3$ und 0 kg/m^3 und $18 \text{ mm} \leq t_1 \leq 60 \text{ mm}$	$f_{h,k} = 4 \times 10^{-4} t \rho_k^{1,2}$	(15)
	$\rho_k \geq 300 \text{ kg/m}^3$ oder $t_1 > 60 \text{ mm}$	Tabelle 11.7, Gleichung (9) ist anzuwenden	(16)
HB breite Seite	Mit oder ohne Vorbohren	$f_{h,k} = 30d^{-0,3} t^{0,6}$	(17)
GPB / GFB breite Seite	Nicht vorgebohrt	$f_{h,k} = 3,9d^{-0,6} t^{0,7}$ für GPB $f_{h,k} = 23 d^{-0,6} t^{0,3}$ für GFB	(18)
CPB breite Seite	Vorgebohrt	$f_{h,k} = (75 + 1,9d)d^{-0,5} + \frac{d}{10}$	(19)
Schrauben und Stangen mit Holzschaubengewinde			
SL, PL, CL		$f_{h,\varepsilon,k} = \frac{0,019 \rho_k^{1,24} d^{-0,3}}{2,5 \cos^2 \varepsilon + \sin^2 \varepsilon}$	(20)
Weichholz LVL und GLVL	$d \leq 12 \text{ mm}$ Nicht vorgebohrt Vorgebohrt	$f_{h,\beta,\varepsilon,k} = \frac{0,082 \rho_k d^{-0,3}}{(\sin^2 \beta + k_2 \cos^2 \beta)(\sin^2 \varepsilon + 2,5 \cos^2 \varepsilon)}$ $f_{h,\beta,\varepsilon,k} = \frac{0,082(1 - 0,01d)\rho_k}{(\sin^2 \beta + k_2 \cos^2 \beta)(\sin^2 \varepsilon + 2,5 \cos^2 \varepsilon)}$ mit $k_2 = \begin{cases} 1 & \text{für LVL-P und GLVL-P} \\ \min\left\{\frac{d}{(d-2)}, 3\right\} & \text{für LVL-C und GLVL-C} \end{cases}$	(21) (22) (23)
	$d > 12 \text{ mm}$ Vorgebohrt	Siehe Tabelle 11.7, Gleichung (27) für Schrauben mit $k_{\text{mat}} = (k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha)(\sin^2 \beta + k_3 \cos^2 \beta)(\sin^2 \varepsilon + 2,5 \cos^2 \varepsilon)$ dabei ist $k_{90} = 1,15 + 0,015d$ $k_3 = \max\left\{\frac{d}{(d-2)}, 1,15\right\}$ für $\alpha > 45^\circ$ darf der Winkel α als 45° angenommen werden.	(24) (25) (26)

Material	Grenzwerte	$f_{h,k}$ in N/mm ²	
SWP-C, Hartholz LVL und GLVL, PW, OSB, RPB, WFB und CPB		siehe Nägel und Klammern	
Dübel und Bolzen			
	$d \leq 8$ mm	siehe Nägel	
SL, PL, CL und LVL und GLVL	Vorgebohrt	$f_{h,\alpha,k} = \frac{0,082(1 - 0,01d)\rho_k}{k_{\text{mat}}}$ <p>mit</p> $k_{\text{mat}} = \begin{cases} k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha & \text{für SL, PL und CL} \\ (k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha)(\sin^2 \beta + k_4 \cos^2 \beta) & \text{für LVL und GLVL} \end{cases}$ $k_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015d & \text{für Weichholz SL, PL und CL} \\ 1,15 + 0,015d & \text{für Weichholz LVL} \\ 0,90 + 0,015d & \text{für Hartholz ST, GL und LVL und GLVL} \end{cases}$ $k_4 = \begin{cases} 1,4 & \text{für Hartholz LVL-C oder GLVL-C} \\ \max\left\{\frac{d}{(d-2)}, 1,15\right\} & \text{für Weichholz LVL und GLVL} \\ 1,15 & \text{für Weichholz LVL-P oder GLVL-P} \end{cases}$	(27)
PW	Vorgebohrt	$f_{h,k} = 0,11(1 - 0,01d)\rho_k$	(31)
HB	Vorgebohrt	$f_{h,k} = 30d^{-0,3} t^{0,6}$	(32)
SWP-C	Vorgebohrt, $t_i > d$,	$f_{h,\alpha,k} = \frac{38,5(1-0,015d)}{1,6 \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \text{ Für breite Seite}$ $f_{h,k} = 9(1 - 0,017d) \text{ Für schmale Seite}$	(33)
Holzdübel	Vorgebohrt	$f_{h,k} = 10^{-4} \rho_{\text{dowel},k} \rho_k \frac{1,1(1 - 0,01d)}{(3,4 - 0,045d) \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$	(33)
Legende			
d	Durchmesser oder Seitenlänge, siehe Bild 11.1, in mm		
t	Plattendicke		
t_i	Dicke der i -nummerierten Lage		
ρ_k	charakteristische Dichte in kg/m ³		
^a 600 N/mm ² sollten für alle Stahlmaterialien verwendet werden und können für andere Materialien abweichen. Die Metallplatte sollte in Übereinstimmung mit dem entsprechenden Eurocode verifiziert werden.			

11.2.3.4 Charakteristisches Fließmoment

(1) Das charakteristische Fließmoment $M_{y,k}$ sollte Tabelle 11.8 entnommen werden. Die charakteristische Streckgrenze $f_{y,k}$ und die charakteristische Zugfestigkeit $f_{u,k}$ sollten Tabelle 11.3 entnommen werden.

Tabelle 11.8 — Charakteristisches Fließmoment $M_{y,k}$

Material	Charakteristisches Fließmoment								
Klammern	$M_{y,k} = 0,17 f_{u,k} d^3$ (1)								
Nägel, Dübel, Stangen mit Holzschraubengewinde, Bolzen und Stangen mit metrischem Gewinde, Rippenstangen	$M_{y,k} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6}$ (2) mit — $d = d_1$ (äquivalenter Zugspannungsdurchmesser) für Stangen mit metrischem Gewinde etwa 0,86d — $d = d_1$ für Schrauben und Stangen mit Holzschraubengewinde mit $3,5 \leq d \leq 22$ mit den folgenden Verhältnissen für den Außendurchmesser d zum Innendurchmesser d_1 : <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">d</td> <td style="text-align: center;">$3,5 \leq d \leq 10$</td> <td style="text-align: center;">$10 < d \leq 14$</td> <td style="text-align: center;">$14 < d \leq 22$</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">d_1/d</td> <td style="text-align: center;">0,65</td> <td style="text-align: center;">0,60</td> <td style="text-align: center;">0,75</td> </tr> </table> <p>Für quadratische Nägel darf $M_{y,k}$ mit 1,5 multipliziert werden, dabei ist d das Seitenmaß, siehe Bild 11.1 a)</p>	d	$3,5 \leq d \leq 10$	$10 < d \leq 14$	$14 < d \leq 22$	d_1/d	0,65	0,60	0,75
d	$3,5 \leq d \leq 10$	$10 < d \leq 14$	$14 < d \leq 22$						
d_1/d	0,65	0,60	0,75						
Holzdübel	$M_{y,k} = 0,75 \frac{\pi}{32} f_{m,k} d^3$ (3)								

Legende

- d Durchmesser oder Seitenlänge, siehe Bild 11.2, in mm
- d_1 Innengewinde, siehe Bild 11.2, in mm
- $f_{u,k}$ charakteristische Zugfestigkeit des Drahts, siehe 11.3, in N/mm²
- $f_{y,k}$ charakteristische Streckgrenze, siehe Tabelle 11.3, in N/mm²
- $f_{m,k}$ charakteristische Biegefesteitigkeit, siehe EN 338, in N/mm²
- $M_{y,k}$ Charakteristisches Fließmoment in Nmm

11.2.3.5 Beitrag der Dübelwirkung mehrerer Schubebenen

(1) Für Verbindungen mit mehr als zwei Scherebenen sollte der Beitrag der Dübelwirkung je Befestigungselement als Summe der Dübelwirkungsbeiträge jeder einzelnen Schubebene unter den folgenden Bedingungen bestimmt werden:

- die inneren Bauteile, siehe Bild 11.7, werden als innere Bauteile in Verbindungen mit Befestigungselementen in doppeltem Schub behandelt, siehe Bild 11.6;
- die einzelnen Versagensarten sind kompatibel;
- die Verschiebungen der Bauteile sind kompatibel.

(2) Für Befestigungselemente, die nur in den Versagensarten (a) und (b) der Gleichung (11.15) versagen, oder nur in den Versagensarten (d) und (f) der Gleichung (11.15) versagen, ist die Kompatibilität zwischen dem Verschiebungsverhalten der Bauteile üblicherweise sichergestellt, siehe Bild 11.7. Andere Kombinationen von Versagensarten sollten vermieden werden.

(3) Für Verbindungen mit vier oder mehr Schubebenen kann die Kompatibilität zwischen dem Verschiebungsverhalten der Bauteile erreicht werden, indem die folgenden Bedingungen erfüllt werden (Kombination (C) und (D) in Bild 11.7):

- für innere Bauteile entsprechen die erforderlichen Bauteildicken Tabelle 11.5 und
- die Dicke der äußeren Bauteile entspricht $t_{h1} \geq 0,64 t_{h1,req}$, mit $t_{h1,req}$ nach Tabelle 11.5.

(4) Die Versagensarten (E), (F) und (G) in Bild 11.7 sollten vermieden werden, da solche Verbindungsgeometrien Gefahr laufen, ineffizient zu sein.

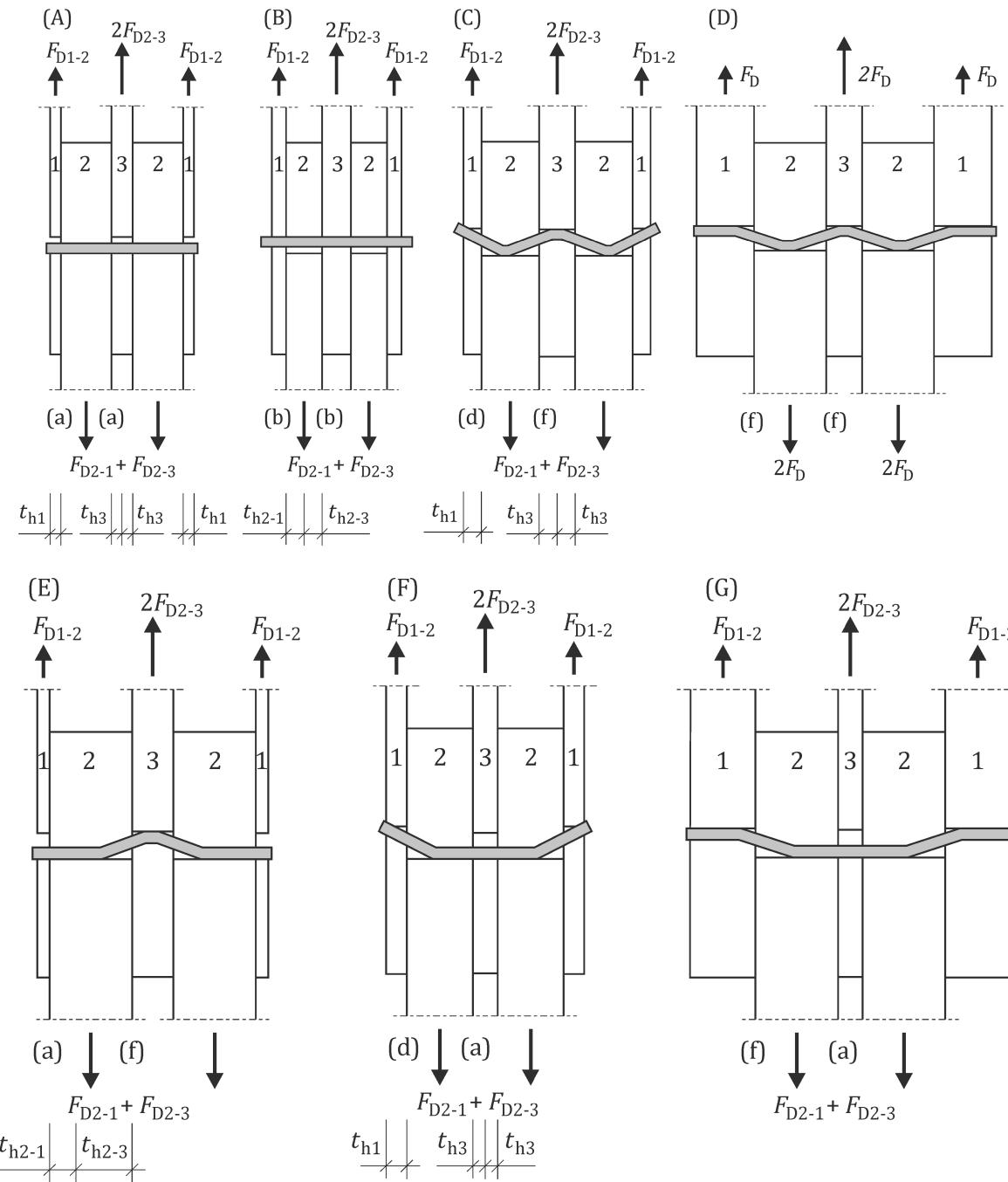


Bild 11.7 — Kombinationen von Versagensarten für ein Befestigungselement in einer Verbindung mit vier Schubebenen

11.2.3.6 Beitrag der Seilwirkung

(1) Für Verbindungen mit einer oder zwei Schubebenen sollte der Beitrag der Seilwirkung nur in den Versagensarten (c) bis (f) nach Bild 11.5 und Bild 11.6 berücksichtigt werden.

(2) Für die Versagensarten (a) und (b) in Bild 11.5 und Bild 11.6 darf kein Beitrag der Seilwirkung berücksichtigt werden.

(3) Die Seilwirkung darf berücksichtigt werden, wenn Spalten zwischen angrenzenden Bauteilen vermeiden werden und Axialkräfte in dem verformten Befestigungselement auftreten.

(4) Der charakteristische Beitrag der Seilwirkung je Schubebene je Befestigungselement $F_{rp,k}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{rp,k} = \min \begin{cases} k_{rp,1} F_{ax,t,k} \\ k_{rp,2} F_{D,k} \end{cases} \quad (11.21)$$

mit

$$F_{ax,t,k} = \min \begin{cases} F_{pull,k} \\ F_{w,k} \\ F_{t,k} \end{cases} \quad (11.22)$$

Dabei ist

- $k_{rp,1}$ der Faktor der Seilwirkung, siehe Tabelle 11.9;
- $k_{rp,2}$ der Begrenzungsfaktor für die Seilwirkung, siehe Tabelle 11.10;
- $F_{D,k}$ der nach 11.2.3.2 bestimmte charakteristische Beitrag der Dübelwirkung;
- $F_{ax,t,k}$ die charakteristische Achsenzugkapazität der Befestigungselemente nach 11.2.2.1(1);
- $F_{pull,k}$ der charakteristische Kopfdurchziehwiderstand nach 11.2.2.2;
- $F_{w,k}$ der charakteristische Ausziehwiderstand, siehe 11.2.2.3;
- $F_{t,k}$ der charakteristische Zugwiderstand, siehe 11.2.2.4.

Tabelle 11.9 — Faktoren $k_{rp,1}$ für den Beitrag der Seilwirkung

Befestigungselement und Verbindungsart	$k_{rp,1}$
Allgemeines	0,25
Rillenschaftnägel und beschichtete Klammern	0,40

Tabelle 11.10 — Begrenzungsfaktoren $k_{rp,2}$ für den Beitrag der Seilwirkung

Art des Befestigungselements	$k_{rp,2}$
Dübel	0
Glatte runde Nägel und unbeschichtete Klammern	0,15
Glatte quadratische Nägel und Bolzen	0,25
Rillenschaftnägel und beschichtete Klammern	0,50
Schrauben, Stangen mit Holzschraubengewinde und seitlich belastete eingeklebte Stangen	1,00

11.3 Bemessung von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln

11.3.1 Allgemeines

(1) Eine Verbindung sollte die Anforderungen nach 11.3.2 oder 11.3.3, sofern zutreffend, erfüllen.

(2) Grundsätzlich muss berücksichtigt werden, dass die Kapazität einer Verbindung mit mehreren Befestigungselementen, die aus Befestigungselementen derselben Art und mit denselben Maßen besteht, geringer sein kann als die Summe der einzelnen Widerstände für jedes Befestigungselement.

11.3.2 Bemessungsachsenkapazität

(1) Für Verbindungen mit durch eine Bemessungsachsenzugkraft oder Bemessungsachsenzugkraftkomponente $F_{ax,t,Ed}$ belasteten Befestigungselementen muss Folgendes erfüllt sein:

$$F_{ax,t,Ed} \leq F_{ax,t,Rd} \quad (11.23)$$

mit

$$F_{ax,t,Rd} = n_{ef} F_{ax,t,d} \quad (11.24)$$

Dabei ist

$F_{ax,t,Rd}$ die Bemessungsachsenzugkapazität der Verbindung;

n_{ef} die effektive Anzahl der Befestigungselemente nach 11.3.4;

$F_{ax,t,d}$ der Bemessungsachsenzugwiderstand je Befestigungselement nach 11.2.2.1.

11.3.3 Seitliche Bemessungskapazität

(1) Für eine Reihe von durch eine Bemessungskraft $F_{v,Ed}$ parallel zu ihrer Ausrichtung belasteten Befestigungselementen muss Folgendes erfüllt sein:

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} \quad (11.25)$$

mit

$$F_{v,Rd} = n_{ef} F_{v,d} \quad (11.26)$$

Dabei ist

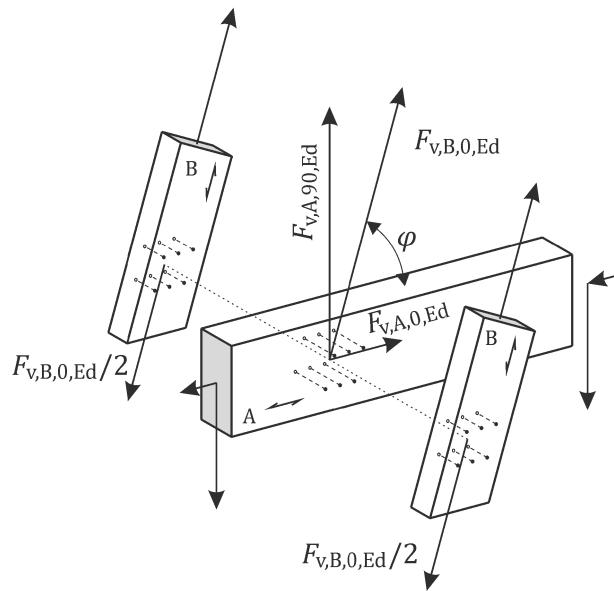
$F_{v,Rd}$ die effektive seitliche Bemessungskapazität der Verbindung;

n_{ef} die effektive Anzahl der Befestigungselemente in einer Reihe nach 11.3.4;

$F_{v,d}$ der Bemessungswiderstand je Befestigungselement nach 11.2.3 für die Richtung der Kraft.

(2) Für eine in einem Winkel zur Richtung der Reihe einwirkende Kraft, siehe Bild 11.8, sollte verifiziert werden, dass die Kraftkomponente parallel zur Reihe nicht größer ist als die Kapazitätskomponente parallel zur Reihe, berechnet nach 11.3.3(1).

ANMERKUNG Für eine Verbindung nach 11.8 wird der Bemessungswiderstand der Befestigungselemente für durch die Kraft $F_{v,B,0,Ed}$ und ihre Komponenten $F_{v,A,0,Ed}$ und $F_{v,A,90,Ed}$ angegebenen Richtungen bestimmt.

**Bild 11.8 — Gleichgewicht der Kräfte für eine Verbindung**

11.3.4 Effektive Anzahl der stiftförmigen Verbindungsmitte

11.3.4.1 Axial belastete Befestigungselemente

(1) Für eine Verbindung mit mehreren Befestigungselementen mit einer Axiallastkomponente sollte die effektive Anzahl der Befestigungselemente n_{ef} wie folgt bestimmt werden:

$$n_{\text{ef}} = \begin{cases} n^{0,9} & \text{allgemein?} \\ 0,9 n & \text{für Schrauben } 30^\circ \leq \varepsilon \leq 90^\circ \text{ und controlled insertion moment} \\ n & \text{für a group of more than 10 Schrauben in a timber-to-timber connection} \\ & \text{für a group of up to 10 Schrauben in a timber-to-timber connection} \end{cases} \quad (11.27)$$

Dabei ist

n die Anzahl der in der Verbindung zusammen wirkenden Befestigungselemente;

ε der Einleitungswinkel nach Bild 11.4, in Grad.

ANMERKUNG prEN 1995-3 enthält Bestimmungen für das Einführen von Schrauben unter kontrolliertem Torsionsmoment.

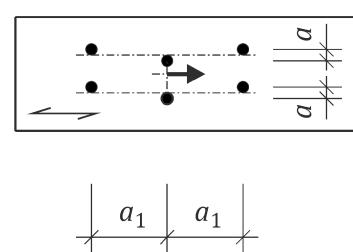
11.3.4.2 Seitlich belastete Befestigungselemente – Spalten

(1) Spalten entlang der Faser einer Reihe von Befestigungselementen, siehe Bild 11.22 a), sollten durch die effektive Anzahl der Befestigungselemente n_{ef} berücksichtigt werden.

(2) Die effektive Anzahl von Befestigungselementen n_{ef} in einer Reihe sollte Tabelle 11.11 entnommen werden.

(3) Für Nägel und Schrauben ($d_1 \leq 6 \text{ mm}$), die um mindestens $1d$ ohne Vorbohren versetzt platziert wurden, darf der Abstand a_1 für die Bestimmung von n_{ef} verdoppelt werden, siehe Bild 11.9 und Tabelle 11.11.

(4) Die effektive Anzahl von senkrecht zur Faser belasteten Befestigungselementen sollte als $n_{\text{ef}} = n_{90}$ bestimmt werden, siehe Bild 11.23.

**Legende**

a Abstand versetzter Befestigungselemente ($a = 1d$)

Bild 11.9 — Versetzte stiftförmige Verbindungsmittel parallel zur Faser**Tabelle 11.11 — Effektive Anzahl versetzter stiftförmiger Verbindungsmittel parallel zur Faser**

Befestigungs element	Seitlich belastete Befestigungselemente
Nägel	$n_{\text{ef}} = n^{k_{\text{ef}}}$ (1) $k_{\text{ef}} = \begin{cases} 1 & \text{für } a_1 \geq 14d \\ 0,85 & \text{für } a_1 = 10d \text{ in SL, PL, CL und breite Seite von LVL und GLVL} \\ 0,7 & \text{für } a_1 = 7d \end{cases}$ (2) Nur vorgebohrt: (3) $k_{\text{ef}} = 0,5 \text{ for } a_1 = 4d$ Für Zwischenabstände darf die lineare Interpolation von k_{ef} angewendet werden. $k_{\text{ef}} = \min \left\{ 1 - 0,03 \left(20 - \frac{a_1}{d} \right), 1 \right\} \text{ schmale Seite von LVL und GLVL}$ (4)
Klammern	$n_{\text{ef}} = n$ (5)
Schrauben $d < 12 \text{ mm}$	siehe Nägel
Schrauben und Stangen mit Holzschraubengewinde $d \geq 12 \text{ mm}$, Dübel und Bolzen	$n_{\text{ef}} = \min \left\{ n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}}, \text{ in SL, PL und CL} \right\}$ (6) $n_{\text{ef}} = \min \left\{ n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{ta}{50d^2}}, \text{ in LVL und GLVL} \right\}$ (7) mit $a = \begin{cases} a_3 & \text{wenn } n = 1 \\ \min \left\{ a_1, a_{3,t} \right\} & \text{wenn } n \geq 2 \end{cases}$ (8) $t = \begin{cases} \min \left\{ t_1, t_2 \right\} & \text{für einzelne Schubverbindungen} \\ \min \left\{ 2t_1, t_{ms} \right\} & \text{für doppelte Schubverbindungen} \end{cases}$ (9)

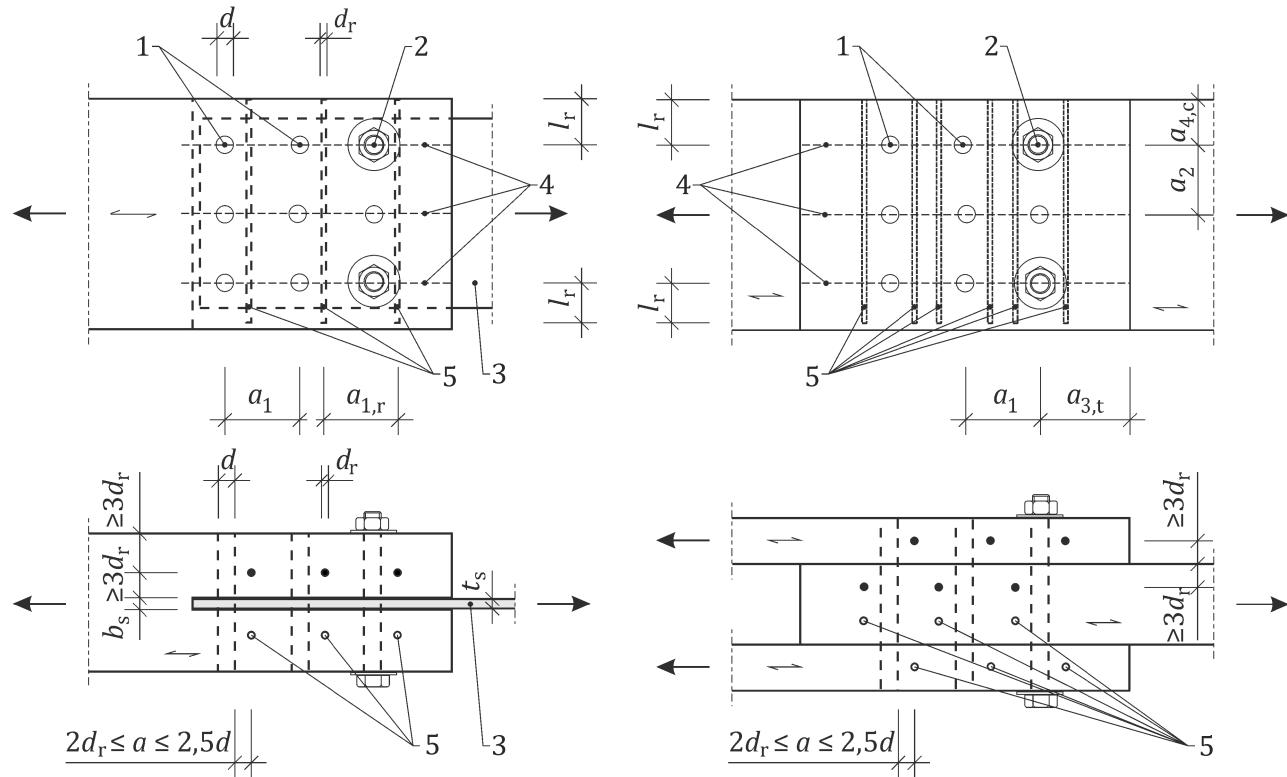
Befestigungs element	Seitlich belastete Befestigungselemente
Legende	
n_0	Anzahl der Befestigungselemente parallel zur Faser
a_1	Abstand parallel zur Faser, siehe 11.4
$a_{3,t}$	Abstand zum belasteten Ende parallel zur Faser, siehe 11.4
d	Durchmesser des Befestigungselements
t_1 und t_2	Dicken der äußeren Holzbauteile
t_{ms}	Dicken der inneren Bauteile von Doppelschubverbindungen oder kleinste Dicke innerer Bauteile mit Verbindungen mit mehreren Schubebenen

11.3.5 Verstärkte Verbindungen mit seitlich belasteten Befestigungselementen

(1) Wo eine Spaltung von Weichholzbauteilen aus GST, GL, BGL durch ausreichende Verstärkung senkrecht zur Faser verhindert wird, siehe Bild 11.10, darf die effektive Anzahl der Befestigungselemente aus Gleichung (11.26) bestimmt werden als $n_{ef} = n$.

(2) Für verstärkte Verbindungen mit seitlich belasteten Dübeln und/oder Bolzen darf die charakteristische Zugkraft der Verstärkung bestimmt werden als $F_{t,90,Ek} = 0,3 F_{v,k}$ wobei $F_{v,k}$ für einen Dübel/Bolzen und eine Schubebene aus Gleichung (11.14) entnommen wird.

(3) Die Anforderungen an das Sprödbruchversagen in 11.5 sind anzuwenden.



Legende

- 1 Dübel, Bolzen
- 2 eng sitzende Bolzen zur Reduzierung des Moments aufgrund von Exzentrizität
- 3 geschlitzte Stahlplatte
- 4 mögliche Risslinie
- 5 Verstärkung
- a_1 Abstand stiftförmiger Verbindungsmittel parallel zur Faser
- d_r Durchmesser der stiftförmigen Verstärkung
- l_r verstärkte Länge

Bild 11.10 — Verstärkung von Bolzen- und Dübelverbindungen**11.3.6 Wechselwirkung von Axiallasten und Seitenlasten**

(1) Für Verbindungen, die einer Kombination aus Lasten in der Schubebene und senkrecht zur Schubebene unterliegen, sollte Folgendes erfüllt sein:

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}}\right)^p + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^p \leq 1 \quad (11.28)$$

Dabei ist

- $F_{ax,Ed}$ die Bemessungsaxialkraft der Verbindung;
- $F_{ax,Rd}$ die Bemessungsachsenkapazität der Verbindung;
- $F_{v,Ed}$ die Bemessungsseitenkraft der Verbindung;
- $F_{v,Rd}$ die Bemessungsseitenkapazität der Verbindung;
- p der aus Tabelle 11.12 entnommene Exponent.

Die Bemessungsseitenkapazität der Verbindung sollte als Ergebnis der Kapazitäten parallel und senkrecht zur Faser, sofern zutreffend, bestimmt werden.

(2) Durch Axial- und Seitenkräfte belastete Verbindungen sollten 11.3.6(1) erfüllen, dabei wird die Achsenkapazität $F_{ax,Rd}$ mit dem Bemessungsachsenzugwiderstand $F_{ax,t,d}$ je Befestigungselement reduziert um die Seilwirkung $F_{rp,q}$ berechnet.

Tabelle 11.12 — Exponent p für die Wechselwirkung von Axial- und Seitenkapazitäten

Befestigungselement	p	Versagensart nach 11.3.2
Glatte Nägel, unbeschichtete Klammern und Bolzen	1,0	—
Rillenschaftnägel, beschichtete Klammern, eingeklebte Stangen	2,0	—
Schrauben und Stangen mit Holzschraubengewinde	1,0 1,0 1,5 2,0	Art unbekannt Art (a) und (b) – kein Fließgelenk Art (d) und (e) – ein Fließgelenk Art (f) zwei Fließgelenke

11.3.7 Verschiebungsmodul

11.3.7.1 Verschiebungsmodul einer Verbindung

(1) Der Verschiebungsmodul einer Verbindung sollte wie folgt bestimmt werden:

$$K_{SLS} = \sum_{i=1}^{n \cdot m} K_{SLS,i} \quad (11.29)$$

Dabei ist

n die Anzahl der Befestigungselemente;

m die Anzahl der Schubebenen je Befestigungselement;

$K_{SLS,i}$ der Verschiebungsmodul eines einzelnen Befestigungselements je Schubebene.

11.3.7.2 Seitlicher Verschiebungsmodul eines stiftförmigen Verbindungs mittels oder Schubverbinder

(1) Der mittlere seitliche Verschiebungsmodul $K_{SLS,v}$ je Schubebene je Befestigungselement, das zwei Bauteile mit der gleichen Dichte verbindet, siehe Bild 11.11, sollte Tabelle 11.13 entnommen werden.

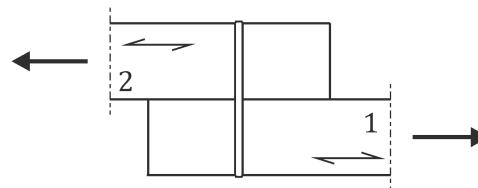


Bild 11.11 — Einzelne Schubebene einer Verbindung mit einem seitlich belasteten Befestigungselement (Beispiel)

(2) Für Verbindungen zwischen Stahl und Holz oder Beton und Holz, bei denen das Befestigungselement ausreichend in Stahl bzw. Beton eingeklemmt ist, sollten die Werte des mittleren seitlichen Verschiebungsmoduls aus Tabelle 11.13 verdoppelt werden.

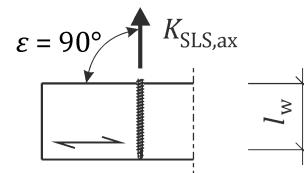
(3) Für senkrecht zur Faser belastete Befestigungselemente ($\alpha = 90^\circ$) sollten die Werte des mittleren seitlichen Verschiebungsmoduls $K_{SLS,v}$ in Tabelle 11.13 grundsätzlich um 50 % reduziert werden. Für Zwischenwinkel sollte die lineare Interpolation angewendet werden.

Tabelle 11.13 — Werte für den seitlichen Verschiebungsmodul $K_{SLS,v}$ je Schubebene je Befestigungselement oder Schubverbinder

Art des Befestigungselements	$K_{SLS,v}$ N/mm
Dübel	$\rho_{\text{mean}}^{1,5} d / 23$ (1)
Bolzen mit oder ohne Freiraum ^a	
Nägel	$\rho_{\text{mean}}^{1,5} d^{0,8} / 30$ (2)
Klammern je Schenkel grundsätzlich und unbeschichtete Klammern je Schenkel bei Verbindungen zwischen Holzplatten und Holz	$\rho_{\text{mean}}^{1,5} d^{0,8} / 80$ (3)
Beschichtete Klammern je Schenkel für Verbindungen zwischen Holzplatten und Holz	$\rho_{\text{mean}}^{1,5} d / 60$ (4)
Schrauben	60 ($0,7d$) ^{1,7} (5)
Spaltringdübel, Typ A	$\rho_{\text{mean}} d_{\text{con}} / 2$ (6)
Schubscheibendübel, Typ B	
Scheibendübel mit Zähnen:	
Verbindungsteile, Typen C1 bis C9	$\rho_{\text{mean}} d_{\text{con}} / 4$ (7)
Verbindungsteile, Typen C10 bis C11	$\rho_{\text{mean}} d_{\text{con}} / 2$ (8)
Eingeklebte Stangen ^b	
Senkrecht zur Faser ($\varepsilon = 90^\circ$)	$\rho_{\text{mean}}^{1,5} d / 25$ (9)
Parallel zur Faser ($\varepsilon = 0^\circ$)	$\rho_{\text{mean}}^{1,5} d / 125$ (10)
Nägel und Klammern je Schenkel in Verbindung zwischen porösen Platten und Holz	$1,25 \rho_{\text{SB,mean}}^{0,8} \rho_{\text{mean}}^{0,3} t^{0,3} d^{1,3}$ (10)
Legende	
ρ_{mean}	mittlere Dichte, in kg/m ³
$\rho_{\text{SB,mean}}$	mittlere Dichte der porösen Platte in kg/m ³
d	Durchmesser des Befestigungselements in mm
d_{con}	Durchmesser des Verbindungsteils in mm
t	Dicke des Bauteils in mm
^a	Der Abstand sollte separat zur Verformung hinzugefügt werden.
^b	Für eingeklebte Stangen sind nur SC 1 und 2 anwendbar.

11.3.7.3 Axialverschiebungsmodul einzelner stiftförmiger Verbindungsmittel oder Schubverbinder

(1) Für mit Befestigungselementen hergestellte Verbindungen sollte der mittlere Axialverschiebungsmodul $K_{SLS,ax}$ je Befestigungselement je verbundenem Bauteil, siehe 11.12, aus Tabelle 11.14 entnommen werden, dabei ist die maximale effektive Ausziehlänge l_w auf $20d$ begrenzt.

**Bild 11.12 — Verschiebungsmodul eines axial belasteten Befestigungselements**

(2) Der mittlere axiale Verschiebungsmodul $K_{SLS,ax}$ nach Tabelle 11.14 muss für den im Auszug wirkenden Teil des Befestigungselementes angewendet werden.

(3) Der nicht im Auszug wirkende Teil des Befestigungselementes (wie etwa der gewindefreie Schaft von Schrauben oder die unverklebte Länge von eingeklebten Stangen) darf bei der Verformung einer Verbindung berücksichtigt werden, sofern zutreffend.

Tabelle 11.14 — Werte für den Axialverschiebungsmodul $K_{SLS,ax}$ für Schrauben und eingeklebte Stangen in Holzverbindungen

Art des Befestigungselementes	$K_{SLS,ax}$ N/mm
Gewindeteil von Schrauben und Stangen mit Holzschraubengewinde	$160 \left(\frac{\rho_{\text{mean}}}{420} \right)^{0,85} d^{0,9} l_w^{0,6}$ (1)
Eingeklebte Länge von eingeklebten Schrauben	$2 d^{0,6} l_w^{0,6} \rho_{\text{mean}}^{0,9}$ (2)
Legende	
d	Durchmesser der Schraube oder Stange in mm
l_w	Ausziehlänge in mm
ρ_{mean}	mittlere Dichte, in kg/m ³

11.3.7.4 Kombinationen aus Axial- und seitlichem Verschiebungsmodul

(1) Für Verbindungen mit kombinierter axialer und seitlicher Belastung von Befestigungselementen sollte der effektive Verschiebungsmodul der Verbindung durch die Verformung des Befestigungselementes unter der aufgebrachten Last bestimmt werden.

(2) Für Verbindungen mit geneigten Befestigungselementen und ohne Spalt zwischen den Bauteilen, siehe Bild 11.13 a), mit durch Zug belasteten Befestigungselementen mit einer Neigung ε im Verhältnis zu den Belastungsrichtungen sollte der mittlere Verschiebungsmodul K_{SLS} je Befestigungselement je Schubebene wie folgt bestimmt werden:

$$K_{SLS} = K_{SLS,v} \sin \varepsilon (\sin \varepsilon - \mu \cos \varepsilon) + \frac{1}{2} K_{SLS,ax} \cos \varepsilon (\cos \varepsilon + \mu \sin \varepsilon) \quad (11.30)$$

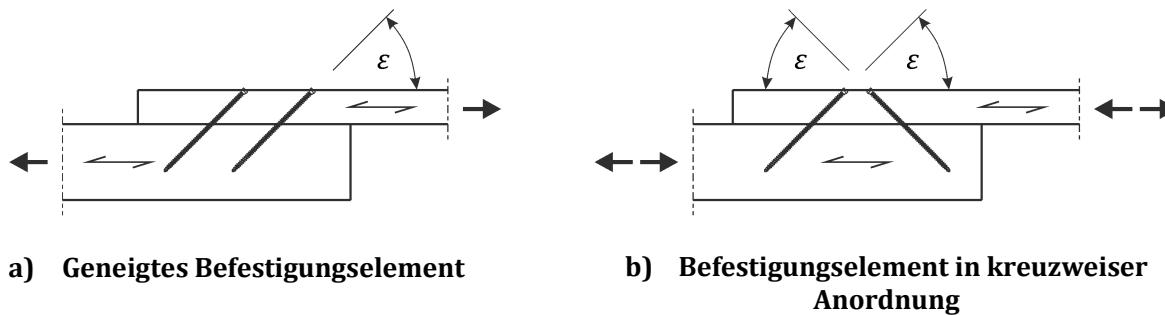
Dabei ist

$K_{SLS,v}$ der mittlere Schubmodul je Befestigungselement je Schubebene in seitlicher Richtung nach Tabelle 11.13;

$K_{SLS,ax}$ der mittlere Verschiebungsmodul je Befestigungselement je verbundenem Bauteil in Achsenrichtung nach Tabelle 11.14;

ε der Winkel zwischen der Achse des Befestigungsmittels und der Richtung der Faser, siehe Bild 11.13, in Grad;

μ der Reibungskoeffizient zwischen den Bauteilen, $\mu = 0,25$.

**Bild 11.13 — Verbindung mit geneigten Befestigungselementen**

(3) Für Verbindungen mit geneigten Befestigungselementen in einer kreuzweisen Anordnung mit einer Neigung ε , siehe Bild 11.13 b), im Verhältnis zu den Belastungsrichtungen sollte der mittlere Schlupfmodul K_{SLS} je Befestigungselement je Schubebene wie folgt genommen werden:

$$K_{SLS} = K_{SLS,v} \sin^2 \varepsilon + \frac{1}{2} K_{SLS,ax} \cos^2 \varepsilon \quad (11.31)$$

Dabei ist

$K_{SLS,v}$ der mittlere Schubmodul je Befestigungselement je Schubebene in seitlicher Richtung nach Tabelle 11.13;

$K_{SLS,ax}$ der mittlere Verschiebungsmodul je Befestigungselement je verbundenem Bauteil in Achsenrichtung nach Tabelle 11.14;

ε der Winkel zwischen der Achse des Befestigungselements und der Richtung der Faser, siehe Bild 11.4, in Grad.

11.3.7.5 Verbindungen mit gestanzten Nagelplatten aus Metall

(1) Für den Verschiebungsmodul von Verbindungen mit gestanzten Nagelplatten aus Metall müssen die Regeln in Anhang H.11 befolgt werden.

11.3.7.6 Schwabenschwanzverbindungen

(1) Für Schwabenschwanzverbindungen in ST und PL nach 11.9.3 sollten der mittlere Verschiebungsmodul in Einführungsrichtung $K_{SLS,v,z}$ und senkrecht zur Einführungsrichtung $K_{SLS,v,y}$ wie folgt bestimmt werden:

$$K_{SLS,v,z} = \frac{F_{v,z,k}}{3 \text{ mm}} \text{ in the insertion direction} \quad (11.32)$$

$$K_{SLS,v,y} = \frac{F_{v,y,k}}{1 \text{ mm}} \text{ perpendicular to insertion direction} \quad (11.33)$$

Dabei ist

$F_{v,z,k}$ der charakteristische Schubwiderstand des sekundären Bauteils in der Einführungsrichtung;

$F_{v,y,k}$ der charakteristische Schubwiderstand des sekundären Bauteils senkrecht zur Einführungsrichtung.

11.3.8 Zusätzliche Bemessungsregeln für Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln

11.3.8.1 Mindestanzahl an Befestigungselementen

(1) Es sollten mindestens zwei Nägel, Klemmen, Schrauben oder Stangen mit Holzschraubengewinde in einer Verbindung vorhanden sein. Ausnahmen sind in 11.3.8.1(2), (3), (4) und Tabelle 11.15 angegeben.

(2) In einer Verbindung mit in einer einzelnen Schubebene belasteten Befestigungselementen sollten mindestens vier Dübel oder Bolzen verwendet werden. In einer Verbindung mit zwei oder mehr Schubebenen sollten mindestens zwei Dübel oder Bolzen verwendet werden.

(3) Verbindungen mit nur einem Bolzen dürfen verwendet werden, sofern der Tragfähigkeitswiderstand um 50 % reduziert wird.

(4) Genagelte Verbindungen sollten grundsätzlich mindestens zwei Nägel umfassen. Verbindungen an Plattenkanten, Plattenschalungen, Dachlatten und Zwischenverbindungen von Windrispen dürfen mit einem Nagel, einer Klammer oder einer Schraube in einer einzelnen Verbindung, aber mindestens zwei Befestigungselementen in jedem Bauteil fixiert werden.

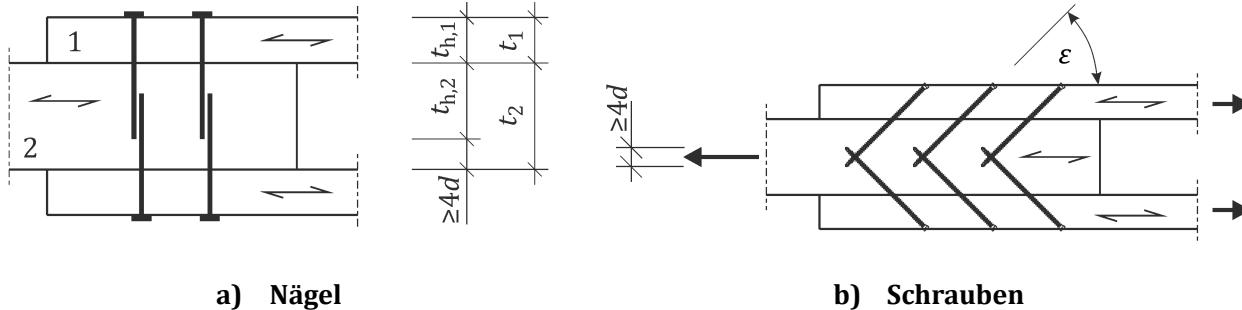
Tabelle 11.15 — Maximale Abstände, Mindestausziehlängen, Durchmesser und Anzahl von Befestigungselementen in CLT

	Seitenlast	Axialbelastung	Hirnholz
Maximale Abstände	$e \leq 500$ mm für Schrauben CLT-CLT und CLT-GL $e \leq 750$ mm für Schrauben Stahl-CLT $e \leq 1\,000$ mm für Winkelkonsolen CLT-Beton oder CLT-Mauerwerk $l_{screw} \geq 1,5t_{w,1}$ im Allgemeinen $l_{screw} \geq 0,8t_{CLT}$ für Überlappungsverbindungen $d \geq 6$ mm Anschlagbrett: Schraube $d \geq 6$ mm; Rillenschaftnagel $d \geq 3$ mm und $e \leq 150$ mm		
Nägel	schmale Seite $t \geq 10d$, $l_{w,2} \geq 10d$	Breite Seite $l_{w,2} \geq 8d$, $d \geq 4$ mm schmale Seite: sollte vermieden werden $n_{min} = 6$	
Schrauben		Breite Seite $l_{w,2} \geq 4d$, $d \geq 4$ mm Schmale Seite: $d \geq 8$ mm $n_{min} = 4$	$d \geq 8$ mm $l_{w,2} \geq 3d + l_g$
Bolzen	$n = n_{ef}$	—	—
Schubverbindner	—		

11.3.8.2 Überlappung von Befestigungselementen

(1) In einer Verbindung von drei Bauteilen, bei der die äußeren Bauteile einzeln an dem mittleren Bauteil befestigt sind, dürfen Befestigungselemente, die kein Vorbohren erfordern, in dem mittleren Bauteil überlappen, vorausgesetzt, dass $t_2 - t_{h2}$ größer als $4d$ ist, siehe Bild 11.14 a).

(2) In einer Verbindung von drei Bauteilen mit geneigten Schrauben, bei der die äußeren Bauteile einzeln an dem mittleren Bauteil befestigt werden, sollte die Überlappung in dem zentralen Bauteil der spitzen Enden mindestens $4d$ betragen, siehe Bild 11.14 b).

**Bild 11.14 — Überlappung stiftförmiger Befestigungselemente****11.3.8.3 Alternierende Verbindungs Kräfte**

(1) Die Wirkung momentaner, kurzzeitiger oder langfristiger Einwirkungen, die zwischen einer Bemessungszugkraft $F_{t,Ed}$ und einer Bemessungsdruckkraft $F_{c,Ed}$ alternieren, auf die Verbindungs festigkeit sollte bei der Bemessung der Verbindung für Absolutwerte von $(F_{t,Ed} + 0,5F_{c,Ed})$ und $(F_{c,Ed} + 0,5F_{t,Ed})$ berücksichtigt werden.

11.3.8.4 Durch Prüfung bestimmte Festigkeitsparameter

(1) Wenn Tabelle 11.1, Tabelle 11.2, Tabelle 11.6 und Tabelle 11.7 keine Festigkeitswerte oder Kapazitäten für die relevanten Kombinationen aus Materialien und Befestigungselementen enthalten, müssen die einzelnen Festigkeitsparameter oder Kapazitäten wie in den relevanten Normen festgelegt bestimmt werden, z. B.:

- Anforderungen an stiftförmige Verbindungsmittel: EN 14592;
- charakteristische Ausziehfestigkeit $f_{ax,k}$: Anhang M, M.3.8 und EN 1382;
- charakteristische Kopfdurchzugfestigkeit $f_{head,k}$: Anhang M, M.5.3 und EN 1383;
- charakteristische Lochleibungsfestigkeit $f_{h,k}$: EN 383;
- charakteristisches Streckmoment $M_{y,k}$: EN 409.

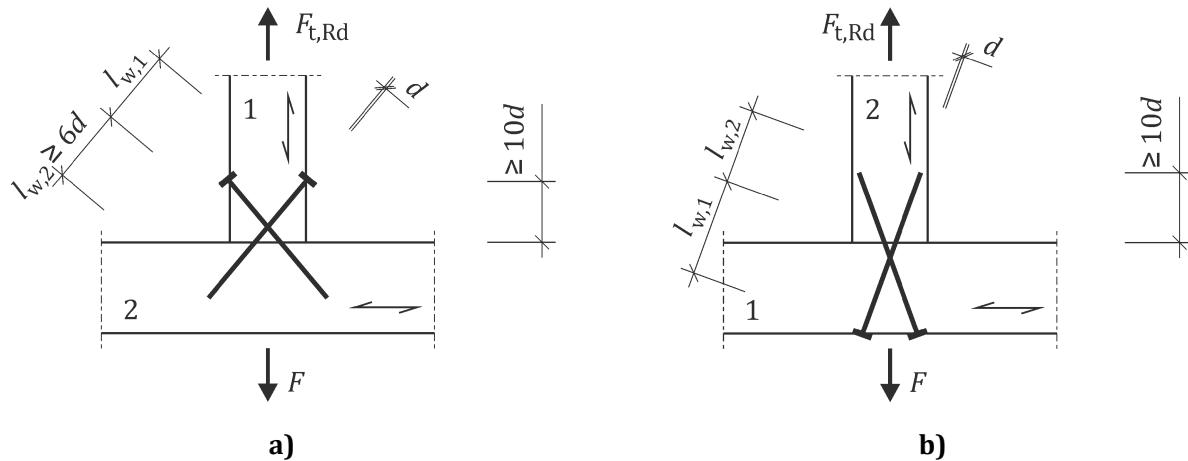
11.3.8.5 Ausführung

(1) Die Ausführungsregeln nach prEN 1995-3 müssen eingehalten werden, um sicherzustellen, dass die axialen und seitlichen Widerstände nach 11.2.2 bzw. 11.2.3 genutzt werden können.

(2) Wenn das Quellen und Schwinden des Bauteils eingeschränkt ist, z. B. durch die Stahlplatten in der Verbindung, sollte der Abstand senkrecht zur Faser zwischen den äußersten Befestigungselementen einer Verbindung 400 mm nicht überschreiten.

11.3.8.6 Schräges Nageln von Befestigungselementen

(1) Für schräges Nageln oder Schrauben sollte die Bemessungszugfestigkeit $F_{t,Rd}$ der Verbindung unter Verwendung des Bemessungswiderstands $F_{ax,t,d}$ je Befestigungselement nach 11.2 berechnet werden, vorausgesetzt, dass die Bedingungen in Bild 11.15 erfüllt sind.

**Bild 11.15 — Bedingungen für schrages Nageln****11.3.8.7 Exzentrizitäten**

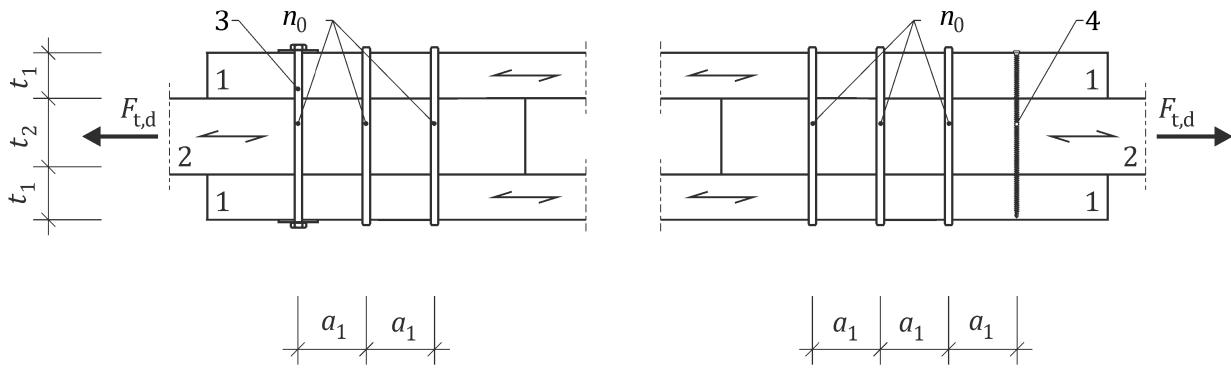
(1) Für symmetrische Zugverbindungen mit Befestigungselementen mit axialer Kapazität darf das Moment aufgrund von Exzentrizitäten in den äußeren Bauteilen durch die Reduzierung der Bemessungszugkapazität der äußeren Bauteile um 1/3 berücksichtigt werden.

(2) Die in 11.3.8.7(1) angegebenen Vereinfachungen dürfen ebenfalls für symmetrische Zugverbindungen mit Befestigungselementen ohne Axialkapazität verwendet werden, wenn

- Befestigungselemente der ersten Reihe ohne Axialkapazität durch Befestigungselemente mit Axialkapazität und äquivalentem Verschiebungsmodul, siehe Bild 11.16 a), ersetzt werden

oder

- zusätzliche Befestigungselemente mit Axialkapazität als erste Reihe von Befestigungselementen in nächster Position zu dem Hirnholz der äußeren Bauteile platziert werden, siehe Bild 11.16 b).

**Legende**

- 1, 2 äußere Bauteile 1 und inneres Bauteil 2
- 3 Befestigungselement mit Axialkapazität und äquivalentem Verschiebungsmodul als andere Befestigungselemente in dieser Verbindung
- 4 zusätzliches Befestigungselement mit Axialkapazität aber anderem Verschiebungsmodul
- a_1 Abstand der stiftförmigen Verbindungsmittel parallel zur Faser
- n_0 Anzahl der Befestigungselemente parallel zur Faser

Bild 11.16 — Maßnahmen zur Verhinderung von Spaltöffnung zwischen den Bauteilen

(3) Befestigungselemente, die eine ausreichende Bemessungsaxialkapazität $F_{ax,t,Rd}$ bieten, sollten für eine Bemessungsaxialzugkraft $F_{ax,t,Ed}$ ausgelegt sein, die wie folgt bestimmt wird:

$$F_{ax,t,Ed} = \frac{F_{t,d} t_1}{2n_0 a_1} \quad (11.34)$$

Dabei ist

- $F_{t,d}$ die durch die Verbindung übertragene Bemessungszugkraft;
- t_1 die Dicke des äußeren Holzbauteils;
- n_0 die Anzahl der Befestigungen in einer Reihe parallel zur Faser, die die Verbindungs kraft übertragen, ohne Befestigungselemente mit axialem Widerstand (sofern vorhanden);
- a_1 der Abstand der stiftförmigen Verbindungs mittel parallel zur Faser, siehe Bild 11.16.

11.3.9 Mindestdicke von Bauteilen

(1) Die aus den Ausziehlängen l_w in Tabelle 11.16 abgeleitete Dicke sollte als Mindestdicke t_{min} von Bauteilen aus SL, PL, LVL-P und GLVL-P verwendet werden.

Tabelle 11.16 — Mindestdicke t_{min} von Bauteilen mit Verbindungen

	Seitenlast	Axialbelastung
Glattschaftnagel		$l_{w,2} \geq 8d$
Rillenschaftnagel		$l_{w,2} \geq 6d$
Heftklammer		$l_{w,2} \geq 14d$
Ankerschraube	$l_{w,2} \geq 4d + l_g$	$l_{w,2} \geq 12d$
Schraube	—	$l_{w,2} \geq 6d$ und $l_{w,1} \geq 6d$ für Schrauben mit durchgehendem Gewinde

11.3.10 Anforderungen an das Vorbohren für stiftförmige Verbindungs mittel

(1) Vorbohren sollte angewendet werden:

- für zementgebundene Faserplatten;
- wenn der Durchmesser $d_1 \geq 6$ mm mit $0,6d \leq d_{drill} \leq 0,8d$;
- für Ankerschrauben mit $d_{drill} = d$ für den gewindelosen Teil und $d_{drill} = 0,7d$ für den Gewindeteil;
- für charakteristische Dichten von SL, PL und CL größer als 500 kg/m^3 und für LVL-P und GLVL-P größer als 600 kg/m^3 ;
- wenn Befestigungselemente in SL oder PL mit einem Feuchte gehalt unter 8 % eingeführt werden.

(2) Vorbohren darf angewendet werden für:

- Selbsteinziehende und selbstbohrende Schrauben mit $d_{drill} = d_1$ über einen Teil oder die gesamte Länge; für Weichholz sollte der Vorbohrungsdurchmesser auf die nächsten 0,5 mm abgerundet und für Hartholz auf die nächsten 0,5 mm aufgerundet werden;
- Nägel mit $d \leq 6$ mm mit $0,6d \leq d_{drill} \leq 0,8d$.

(3) ST, PL oder LVL-P mit Nägeln, Klammern und Schrauben in der schmalen Seite von Holzarten, die anfällig für Spalten sind, und insbesondere Edeltanne (*Abies alba*) und Douglasie (*Pseudotsuga menziesii*) sollten vorgebohrt werden, wenn die Dicke der Holzbauteile geringer ist als die Mindestdicke t_{\min} wie folgt:

$$t_{\min} = \max \left\{ \frac{14d}{(13d - 30)} \frac{\rho_k}{200} \right\} \quad (11.35)$$

Dabei ist

d der Durchmesser des Befestigungselements in mm;

ρ_k die charakteristische Rohdichte in kg/m³.

Gleichung (11.35) darf durch die Bestimmungen in 11.3.9(1) ersetzt werden, sofern der Kantenabstand a_4 nach 11.4 und 11.5 größer ist als:

- $a_4 \geq 10d$ für $\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$;
- $a_4 \geq 14d$ für $420 \text{ kg/m}^3 \leq \rho_k \leq 600 \text{ kg/m}^3$

ANMERKUNG Der nationale Anhang kann weitere Anleitungen zu für Spaltung anfällige Holzarten enthalten.

11.3.11 Stiftförmige Verbindungsmittel in Hirnholz

(1) Für Rillenschaftnägel und Schrauben in Hirnholz sollte der Seitenwiderstand als 1/3 des Beitrags der Dübelwirkung $F_{D,k}$ nach 11.2.3.2 verwendet werden, vorausgesetzt, dass:

- kein Vorbohren erfolgt;
- mindestens drei Nägel oder Schrauben je Verbindung vorhanden sind;
- die Einlasstiefe an der Spitze mindestens $10d$ beträgt;
- die Verbindung nur SC 1 oder SC 2 zugewiesen wird;
- die vorgeschriebenen Abstände und End- und Kantenabstände nach 11.4 eingehalten werden.

(2) Glattschaftnägel in Hirnholz sollten als unfähig, Axiallasten zu übertragen, betrachtet werden.

ANMERKUNG 1 Für eingeklebte Stangen siehe 11.10.

ANMERKUNG 2 Für Scheibendübel und Schubscheibendübel siehe 11.7.4.

11.4 Abstände, Kantenabstände und Endabstände

11.4.1 Allgemeines

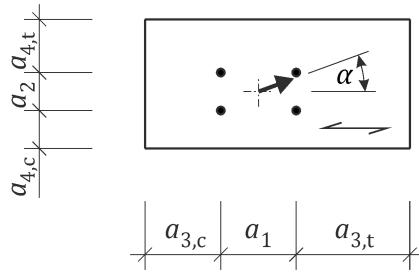
(1) Die Abstände, Kantenabstände und Endabstände axial und seitlich belasteter stiftförmiger Verbindungsmittel und Verbindungsteile in allen Bauteilen einer Verbindung sollten sicherstellen, dass die angenommene Tragfähigkeit erreicht wird.

ANMERKUNG Abstände, Kantenabstände und Endabstände sind in Bild 11.17 definiert. Für Lagenholzprodukte entspricht die angegebene Faserrichtung der Faserrichtung der äußeren Lage.

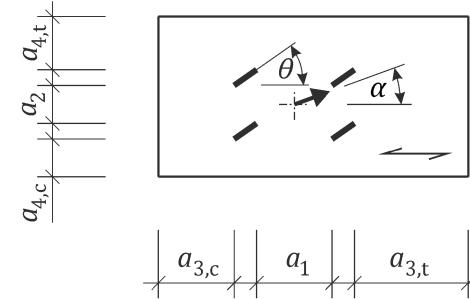
(2) Die festgelegten Abstände, Kantenabstände und Endabstände sollten größer sein als die Mindestwerte in 11.4.2, um geometrische Abweichungen in der Ausführung zu erlauben.

ANMERKUNG Zulässige geometrische Abweichungen sind in prEN 1995-3 angegeben.

(3) Wenn die Abstände, Kantenabstände oder Endabstände die Mindestwerte in 11.4.2 unterschreiten, müssen geeignete Maßnahmen wie etwa Verstärkungen getroffen werden, um Sprödbruchversagen während des Einföhrens oder aufgrund von Veränderungen des Feuchtegehalts zu vermeiden.



a) Nägel, Schrauben, Stangen mit Holzschaubengewinde, Dübel und Bolzen



b) Klammer

Legende

$a_{1/2}$	Abstand von stiftförmigen Verbindungsmitteln parallel/senkrecht zur Faser
$a_{3,t/c}$	belasteter/unbelasteter Endabstand parallel zur Faser
$a_{4,t/c}$	belasteter/unbelasteter Kantenabstand senkrecht zu Faser
α	Winkel zwischen Last und Faser
θ	Winkel zwischen Klammercörpern und Faser

Bild 11.17 — Definition von Abstands- und Distanzparametern aufgrund einer durch die Befestigungselemente an ihrem Masseschwerpunkt übertragenen Kraft

11.4.2 Mindestabstände, Kantenabstände und Endabstände für seitlich belastete Befestigungselemente

(1) Für seitlich belastete, nicht versetzte Befestigungselemente sollten die Mindestabstände, Kantenabstände und Endabstände wie folgt bestimmt werden:

- Tabelle 11.17 für Bauholz (SL), parallel geschichtetes Holz (PL), poröse Platten (SB), Holzfaserplatten (WFB) und Pressspanplatten (WPB);
- Tabelle 11.18 und Tabelle 11.19 für LVL oder GLVL;
- Tabelle 11.20 für Brettschichtholz (CLT und SWP-C);
- Tabelle 11.21 für Gipsplatten.

ANMERKUNG Für Informationen zu Materialgruppen siehe Tabelle 5.1.

(2) Für seitlich belastete versetzte Befestigungselemente sollten die Mindestabstände, Kantenabstände und Endabstände 11.4.3 entnommen werden.

Tabelle 11.17 — Mindestabstände, Kantenabstände und Endabstände für seitlich belastete stiftförmige Verbindungsmittel und Schubverbinder in Verbindungen zwischen Holzteilen

SL, PL, SB, WFB, WPB	Abstand/Distanz	a_1	a_2	$a_{3,t}$	$a_{3,c}$	$a_{4,t}$	$a_{4,c}$
Typ	Kriterien			(belastetes Ende)	(unbelastetes Ende)	(belastete Kante)	(unbelastete Kante)
Nicht vorgebohrt							
Nägel, Schrauben und Stangen mit Holzschrauben- gewinde	$\rho_k \leq 430 \text{ kg/m}^3$	10d	5d	15d	10d	7d	5d
Nägel, Schrauben	$\rho_k > 430 \text{ kg/m}^3$ $\rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$	15d	7d	20d	15d	12d	7d
Klammern	$\rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$	15d	5d	15d	10d	7d	5d
Vorgebohrt							
Nägel, Schrauben und Stangen mit Holzschrauben- gewinde		5d	4d	12d	7d	7d	3d
Dübel		5d	3d	max (7d; 80 mm)	4d	4d	3d
Bolzen		5d	4d	max (7d; 80 mm)	4d	4d	3d
Schubverbinder		2d _{con}	1,2d _{con}	2,0d _{con}	1,5d _{con}	0,8d _{con}	0,6d _{con}

Tabelle 11.18 — Mindestabstände, Kantenabstände und Endabstände für seitlich belastete Nägel und Schrauben mit dem Durchmesser $d \leq 12\text{mm}$ in LVL und GLVL

	Abstand/Distanz	a_1	a_2	$a_{3,t}$	$a_{3,c}$	$a_{4,t}$	$a_{4,c}$
Typ	Kriterien			(belastetes Ende)	(unbelastetes Ende)	(belastete Kante)	(unbelastete Kante)
Nicht vorgebohrt							
LVL und GLVL, breite Seite	$d < 5 \text{ mm}$	10d	5d	15d	10d	7d	5d
	$d \geq 5 \text{ mm}$	12d				10d	
LVL und GLVL, schmale Seite	$d < 5 \text{ mm}$	15d	7d	20d	15d	9d	7d
	$d \geq 5 \text{ mm}$					12d	
LVL-C und GLVL-C, breite Seite	Sondierlänge an der Spitze mindestens $10d^a$	7d	5d	7d	5d	7d	3d
Vorgebohrt							
LVL und GLVL	$d < 5 \text{ mm}$	5d	4d	12d ^b	7d ^c	5d	3d
	$d \geq 5 \text{ mm}$					7d	

- Entwurf -

	Abstand/Distanz	a_1	a_2	$a_{3,t}$ (belastetes Ende)	$a_{3,c}$ (unbelastetes Ende)	$a_{4,t}$ (belastete Kante)	$a_{4,c}$ (unbelastete Kante)
Typ	Kriterien						
^a Mit Penetration an der Spitze von weniger als $10d$ sind die Regeln für LVL-C und GLVL anwendbar.							
^b Für die breite Seite von LVL-C und GLVL-C und eine Penetration der Spitze von mindestens $10d$ beträgt die Distanz $7d$.							
^c Für die breite Seite von LVL-C und GLVL-C und eine Penetration der Spitze von mindestens $10d$ beträgt die Distanz $5d$							

Tabelle 11.19 — Mindestabstände, Kantenabstände und Endabstände für seitliche Schrauben und Stangen mit Holzschraubengewinde mit Durchmesser $d > 12$ mm und Dübel in LVL

	Abstand/Distanz	a_1	a_2	$a_{3,t}$ (belastetes Ende)	$a_{3,c}$ (unbelastetes Ende)	$a_{4,t}$ (belastete Kante)	$a_{4,c}$ (unbelastete Kante)
Typ	Kriterien						
Vorgebohrt							
Schrauben und Stangen mit Holzschraubengewinde							
LVL-C und GLVL-C, breite Seite	$d > 12$ mm	$4d$	$4d$	max ($4d$, 60 mm)	$4d$	$4d$	$3d$
LVL und GLVL, schmale Seite	$d > 12$ mm	$7d$	$4d$	max ($7d$, 105 mm)	$7d$	$4d$	$3d$
Dübel							
LVL und GLVL, breite Seite	$6 \leq d \leq 30$ mm	$4d$	$3d$	max ($4d$, 60 mm)	$4d$	$4d$	$3d$
LVL und GLVL, schmale Seite	$6 \leq d \leq 30$ mm	$7d$	$3d$	max ($7d$, 105 mm)	max ($7d$, 60 mm)	$4d$	$3d$

Tabelle 11.20 — Mindestabstände, Kantenabstände und Endabstände für Befestigungselemente in CLT und SWP-C

Abstand/Distanz		a_1	a_2	$a_{3,t}$ (belastetes Ende)	$a_{3,c}$ (unbelastetes Ende)	$a_{4,t}$ (belastete Kante)	$a_{4,c}$ (unbelastete Kante)
Typ	Kriterien						
Nägel und Klammerschenkel	Breite Seite	$5d$	$3d$	$10d$	$6d$	$7d$	$3d$
	Schmale Seite	$10d$	$3d$	$12d$	$7d$	$5d$	$5d$
Klammern	Breite Seite	$15d$	$5d$	$15d$	$10d$	$7d$	$5d$
Bolzen	Breite Seite	$5d$	$4d$	$5d$	$4d$	$3d$	$3d$
Dübel	Breite Seite	$5d$	$3d$	$5d$	$4d$	$3d$	$3d$
Schrauben und Stangen mit Holzschraubengewinde	Breite Seite	$4d$	$2,5d$	$6d$	$6d$	$6d$	$2,5d$
	Schmale Seite	$10d$	$3d$	$12d$	$7d$	$5d$	$5d$

Tabelle 11.21 — Mindestkantenabstände für Klammer, Nägel und Schrauben (nicht vorgebohrt) in Gipsplatten

Typ	Kriterien	Kantenabstand	
		$a_{4,t}$ (belastete Kante)	$a_{4,c}$ (unbelastete Kante)
Gipsplatten	$t \geq 10d$	10d	7d
Gipsfaserplatten	$t \geq 10d$	7d	5d

(3) Für genagelte Verbindungen zwischen Stahl und Holz (SL, PL, CL, SB, WFB, WPB, LVL und GLVL) dürfen die Mindestkanten- und Endabstände in Tabelle 11.17 bis Tabelle 11.19 mit einem Faktor 0,7 multipliziert werden.

(4) Die Mindestabstände, Kantenabstände und Endabstände von Klammer sollten Tabelle 11.17 und Bild 11.17 b) entnommen werden, dabei ist θ der Winkel zwischen dem Klammerücken und der Faserrichtung. Die Abstände, Kantenabstände und Endabstände sind zwischen den Schenkeln angrenzender Klammer anwendbar, siehe 11.17 b).

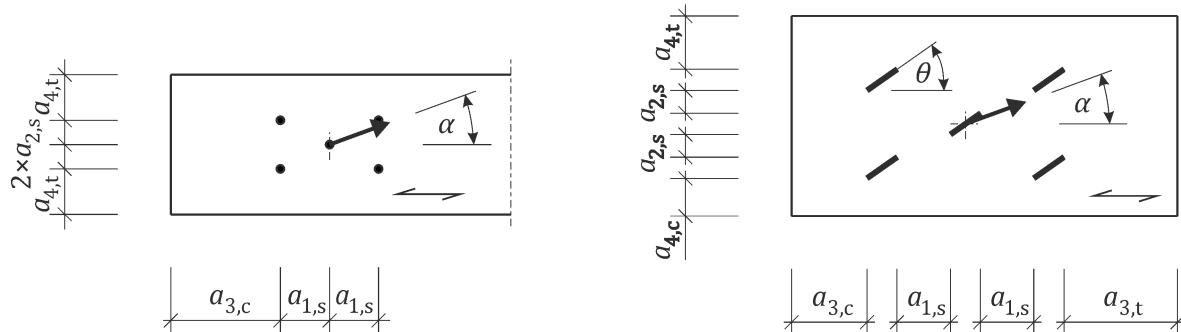
(5) Für Klammer in Verbindungen zwischen Platten und Holz darf der unbelastete Kantenabstand nach Tabelle 11.17 für die Plattenkante auf $a_{4,c} = 4d$ für $\theta < 30^\circ$ und auf $a_{4,c} = 3d$ für $\theta \geq 30^\circ$ (siehe Bild 11.17) reduziert werden.

(6) Mit Ausnahme von Verbindungen zwischen porösen Platten und Holz sollten die Mindestnagelabstände für alle genagelten Verbindungen zwischen Platten und Holz Tabelle 11.17 entnommen und mit einem Faktor von 0,85 multipliziert werden.

(7) Mindestkanten- und Endabstände für seitlich belastete Klammerschenkel, Nägel und Schrauben in Holzwerkstoffplatten (außer poröse Platten) sollten als 7d für eine belastete Kante $a_{4,t}$ (oder End- $a_{3,t}$) und 3d für eine unbelastete Kante $a_{4,c}$ (oder End- $a_{3,c}$) verwendet werden.

(8) Mindestabstände, Kantenabstände und Endabstände von Nägeln in Bauteilen aus porösen Platten sollten als 15d angenommen werden, mit Ausnahme für den Abstand parallel zur Faser des Bauteils 2, wo $a_1 = 25d$.

11.4.3 Mindestabstände versetzter seitlich belasteter stiftförmiger Verbindungsmittel



a) Nägel, Schrauben, Stangen mit Holzschraubengewinde, Dübel und Bolzen

b) Klammer

Bild 11.18 — Mindestabstände versetzter Befestigungselemente aufgrund einer durch die Befestigungselemente an ihrem Masseschwerpunkt übertragenen Kraft

(1) Wenn seitlich belastete Befestigungselemente und Schubverbinder versetzt angeordnet werden, darf der Mindestabstand parallel zur Faser a_1 und senkrecht zur Faser a_2 wie folgt bestimmt werden:

$$\left(\frac{a_{1s}}{a_1}\right)^2 + \frac{a_{2s}}{a_2} \geq 1 \quad (11.36)$$

mit

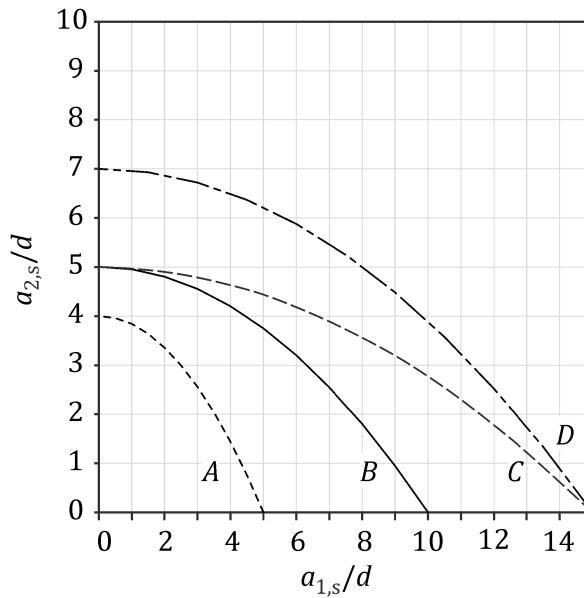
$$a_{1s}/a_1 \leq 1 \text{ und } a_{2s}/a_2 \leq 1 \quad (11.37)$$

dabei ist/sind

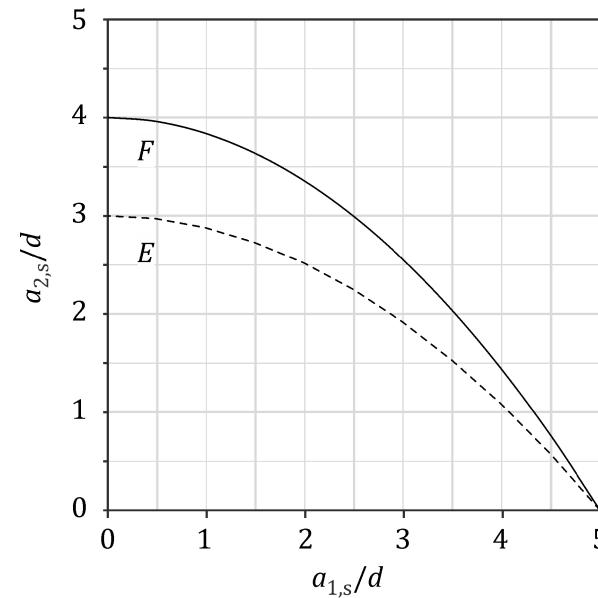
a_{1s}, a_{2s} die Mindestabstände der versetzten stiftförmigen Verbindungsmittel parallel bzw. senkrecht zur Faser, siehe Bild 11.18;

a_1, a_2 die Mindestabstände stiftförmiger Verbindungsmittel parallel bzw. senkrecht zur Faser aus Tabelle 11.17 bis Tabelle 11.19.

ANMERKUNG Eine grafische Darstellung der Mindestabstandskombinationen a_{1s} und a_{2s} ist in den Kurven in Bild 11.19 für Nägel/Schrauben, Stangen mit Holzgewinde, Klammern, Dübel und Bolzen enthalten.



a) Nägel, Schrauben und Klammern



b) Dübel und Bolzen

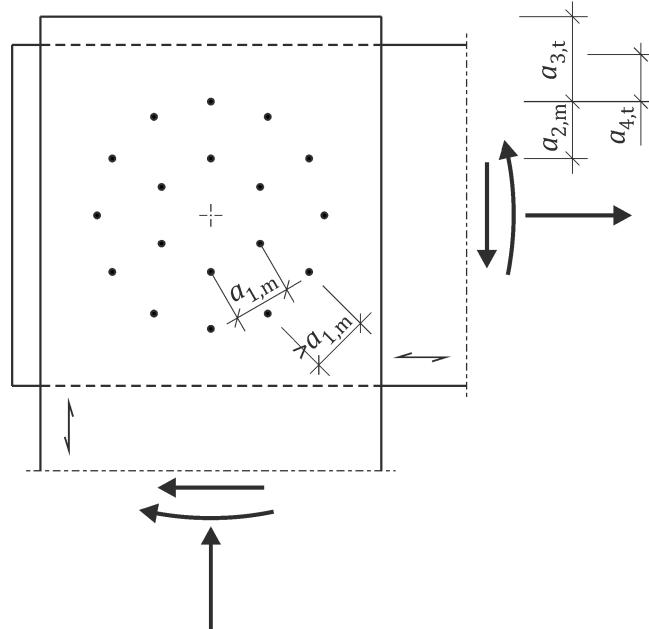
Legende

- A in vorgebohrte Löcher eingeführte Nägel, Schrauben und Stangen mit Holzschraubengewinde
- B Nägel, Schrauben und Stangen mit Holzschraubengewinde in Holz mit einer Dichte $\rho_k \leq 430 \text{ kg/m}^3$
- C Klammern: der Abstand zwischen Schenkeln angrenzender Klammern
- D Nägel, Schrauben, Stangen mit Holzschraubengewinde und zwischen den Schenkeln angrenzender Klammern in Holzverbindungen mit der Dichte $430 \text{ kg/m}^3 < \rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$
- E Dübel
- F Bolzen

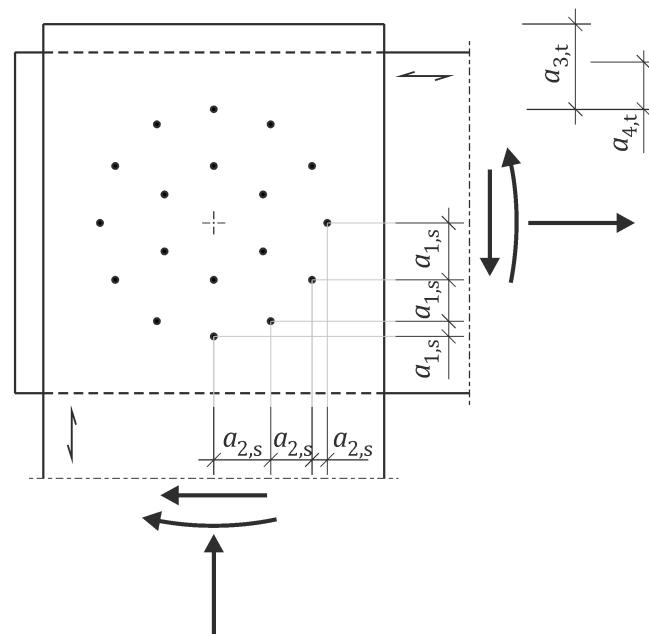
Bild 11.19 — Mindestabstände für versetzte Befestigungselemente auf der Grundlage von Tabelle 11.12

(2) Mindestabstände, Kantenabstände und Endabstände für seitliche belastete Befestigungselemente in Momentverbindungen, z. B. nach Bild 11.20 a), dürfen unter Verwendung von 11.4.3(1) abgeleitet werden. Für Momentverbindungen mit zwei Scherebenen in LVL oder GLVL, siehe Bild 11.20 b), dürfen die Werte aus Tabelle 11.23 entnommen werden, sofern die Befestigungselemente kreisförmig angeordnet sind.

(3) Das Verfahren nach 11.4.3(1) darf für jedes Material unter Verwendung der Anforderungen an den Mindestabstand in 11.4.2 verwendet werden.



a) GL



b) LVL oder GLVL

Legende

- $a_{1,m}$ Abstand im Kreis
 $a_{2,m}$ Abstand zwischen Kreisen
 $a_{3,t}$ minimal belasteter Endabstand
 $a_{4,t}$ minimal belasteter Kantenabstand
 $a_{1,s}$ versetzter Abstand parallel zur Faser
 $a_{2,s}$ versetzter Abstand senkrecht zur Faser

Bild 11.20 — Beispiele für versetzte Befestigungselemente in einer Momentverbindung ohne notwendige Verstärkungen**Tabelle 11.23 — Abstände, Kantenabstände und Endabstände für Momentverbindungen in LVL oder GLVL**

Abstand/Distanz	$a_{1,m}$ (Abstand im Kreis)	$a_{2,m}$ (Abstand zwischen Kreisen)	$a_{3,t}$ (minimal belasteter Endabstand)	$a_{4,t}$ (minimal belasteter Kantenabstand)
Typ				
LVL-P und GLVL-P, breite Seite	6d	5d	6d	4d
LVL-C und GLVL-C, breite Seite	4d	4d	4d	4d
Seitenbauteil LVL-C und GLVL-C, breite Seite Mittleres Bauteil LVL-P und GLVL-P, breite Seite, oder LVL-C und GLVL-C, breite Seite	5d	5d	6d in mittlerem Bauteil 4d in Seitenbauteil	4d in mittlerem Bauteil 3d in Seitenbauteil

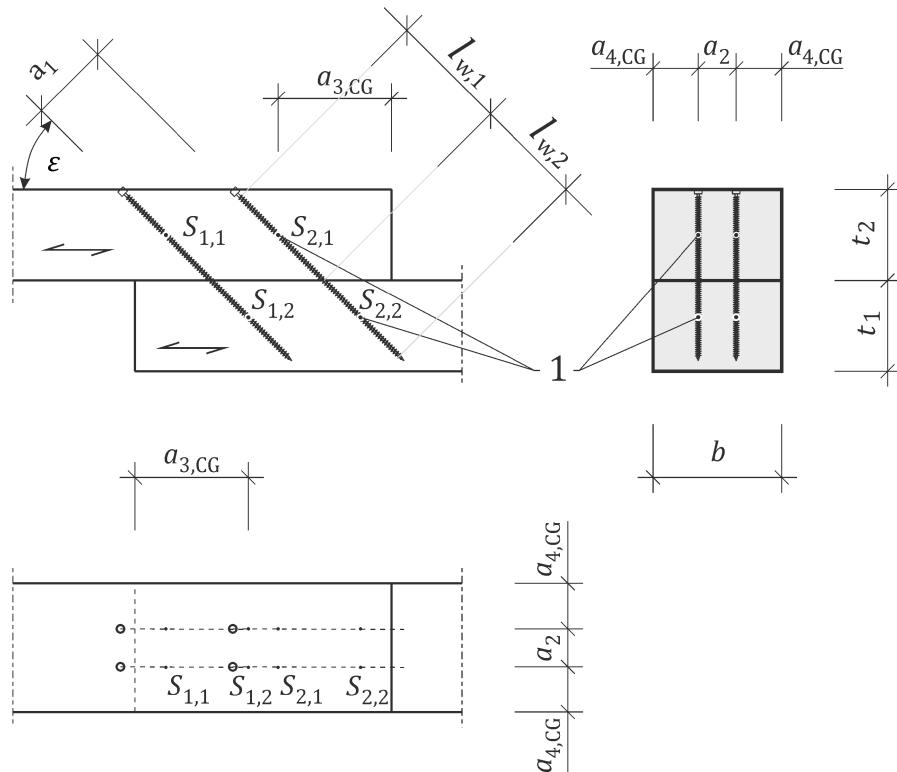
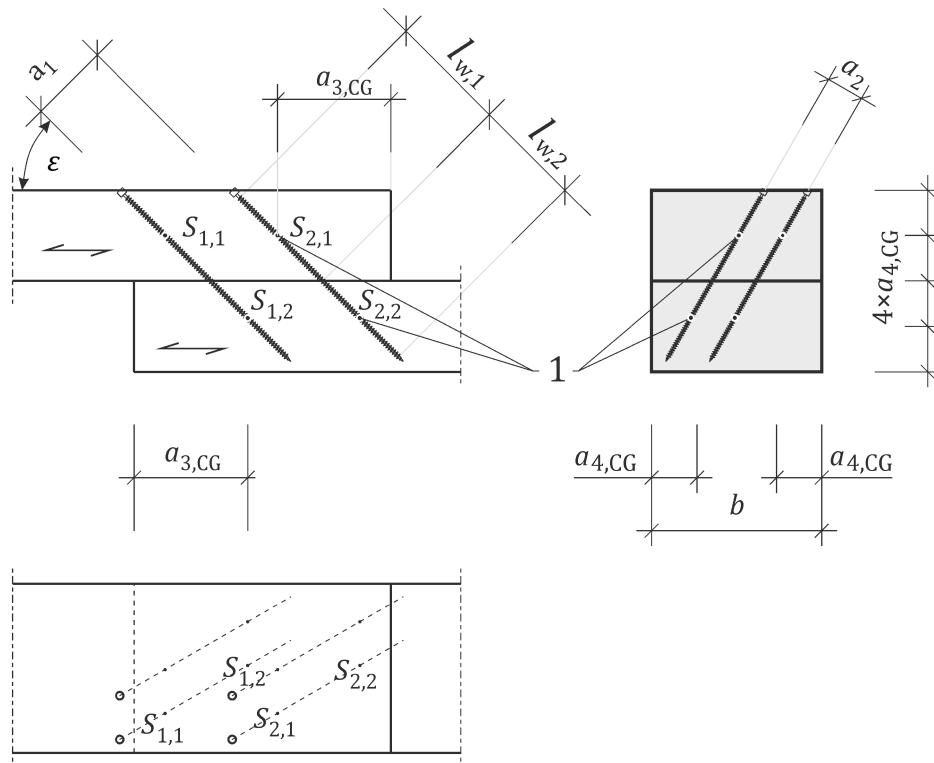
11.4.4 Mindestabstände, Kantenabstände und Endabstände für axial belastete und geneigte Befestigungsmittel

(1) Die Mindestabstände, Kantenabstände und Endabstände für axial belastete und geneigte Schrauben in SL, PL und CL, LVL und GLVL nach Tabelle 11.24 und wie in Bild 11.21 definiert sollten verwendet werden.

Tabelle 11.24 — Mindestabstände, Kantenabstände und Endabstände für axial belastete und geneigte Schrauben

	Abstand in der Ebene parallel zur Faser a_1	Abstand senkrecht zur Faser a_2	Endabstand des Masseschwerpunkts des Gewindeteils der Schraube $a_{3,CG}$	Kantenabstand des Masseschwerpunkts des Gewindeteils der Schraube $a_{4,CG}$
Nicht vorgebohrt $d_1 \leq 6$ mm SL, PL, CL, SB, WFB, WPB LVL und GLVL, breite Seite, und	7d		10d	
LVL-C und GLVL-C, schmale Seite	10d	5d	12d	4d
Vorgebohrt $d_1 > 6$ mm ST und PL ^a	5d	2,5d	10d	2d
Vorgebohrt LVL und GLVL, Kante und breite Seite	7d	5d	10d	4d

^a Nicht mehr als vier Schrauben innerhalb einer Fläche von $25d^2$, gemessen am Masseschwerpunkt der Schrauben.

**a) Geneigt in Faserrichtung****b) Geneigt in zwei Richtungen**

Legende

1	Punkte am Masseschwerpunkt der geneigten Schrauben
a_1	Abstand stiftförmiger Verbindungsmitte parallel zur Faser
a_2	Abstand stiftförmiger Verbindungsmitte senkrecht zur Faser
$a_{3,CG}$	Endabstand des Masseschwerpunkts des Gewindeteils der Schraube in dem Bauteil
$a_{4,CG}$	Kantenabstand des Masseschwerpunkts des Gewindeteils der Schraube in dem Bauteil
b	Breite des Bauteils
t_1, t_2	Dicken der Bauteile 1 und 2
$S_{i,j}$	Masseschwerpunkt der Schraube i in Bauteil j

Bild 11.21 — Abstände, Kantenabstände und Endabstände für axial belastete geneigte Schrauben**11.4.5 Maximale Abstände, Kantenabstände und Endabstände für seitlich belastete Klammern, Nägel und Schrauben**

(1) Für genagelte Verbindungen zwischen Holzteilen sollte der maximale Abstand nicht mehr als $40d$ parallel zur Faser und $20d$ senkrecht zur Faser betragen.

(2) Für genagelte Verbindungen zwischen Platten und Holzteilen sollte der größte Abstand nicht mehr als $40d$ in jede Richtung betragen. Dies sollte auch für die Verbindung zwischen lasttragenden Flanschen (Verkleidung) zu zentralen Stegen (Zapfen) von Wandzwischenträgern angewendet werden. Wenn Platten nicht für Aussteifungszwecke eines einzelnen Bauteils vorgesehen sind, darf ein maximaler Abstand von $80d$ verwendet werden.

(3) Für Verbindungen zwischen Gipsplatten und Holz mit lasttragenden Nägeln sollte der Abstand zwischen Befestigungselementen den kleineren Wert von $60d$ und 150 mm nicht überschreiten. Dies sollte ebenfalls auf die Verbindung lasttragender Flansche (Bekleidungen) zu zentralen Stegen (Zapfen) von Wandzwischenträgern (Platten) verwendet werden. Wenn holzbasierte oder gipsbasierte Platten ausschließlich für die Versteifung eines einzelnen Bauteils verwendet werden, darf ein Abstand von bis zu $80d$ verwendet werden.

(4) Maßnahmen müssen getroffen werden, um Absplitterungen an der unteren Kante von PLY, OSB, WFB, WPB und GYB zu verhindern.

11.5 Sprödbruchversagensarten von Verbindungen mit seitlich belasteten stiftförmigen Verbindungsmittern parallel zur Faser**11.5.1 Allgemeines**

(1) Wenn mehrere Befestigungselemente in Verbindungen zwischen Stahl und Holz und zwischen Holzteilen verwendet werden, muss Sprödbruchversagen durch Spalten, Reihenschub, Blockschub, Kernschub und Nettozugversagen berücksichtigt werden, siehe Bild 11.23.

ANMERKUNG In Holzbauwerken wird duktiles Verhalten bevorzugt. Die Duktilität einer Verbindung kann durch Strecken der Befestigungselemente erreicht werden.

(3) 11.5 sollte auf Holz zu tragenden Zwecken (SL), Parallelschichtholz (PL) und LVL und GLVL angewendet werden, siehe Tabelle 5.1.

ANMERKUNG 1 Für die grundlegende Geometrie einer generischen Verbindung siehe Bild 11.24.

ANMERKUNG 2 Spaltung wird durch die Anzahl der effektiven Befestigungselemente n_{ef} nach 11.3.4 berücksichtigt.

ANMERKUNG 3 Bei Anwendung auf CLT ergibt 11.5 konservative Ergebnisse.

(4) Für Befestigungselemente in engem Abstand sollten Sprödbruchversagensarten aufgrund von Reihenschub, Blockschub (Kernschub) und Nettoabschnittsversagen in Übereinstimmung mit 11.5.3 bestimmt werden, vorausgesetzt, dass der Aufbau der Verbindung symmetrisch ist (wenn äußere und innere Bauteile eine symmetrische Größe haben).

(5) Für unsymmetrische Verbindungen sollten die Modelle in 11.5 verwendet werden, vorausgesetzt, dass die tatsächliche Lastverteilung zwischen den Holzbauteilen angemessen berücksichtigt wird.

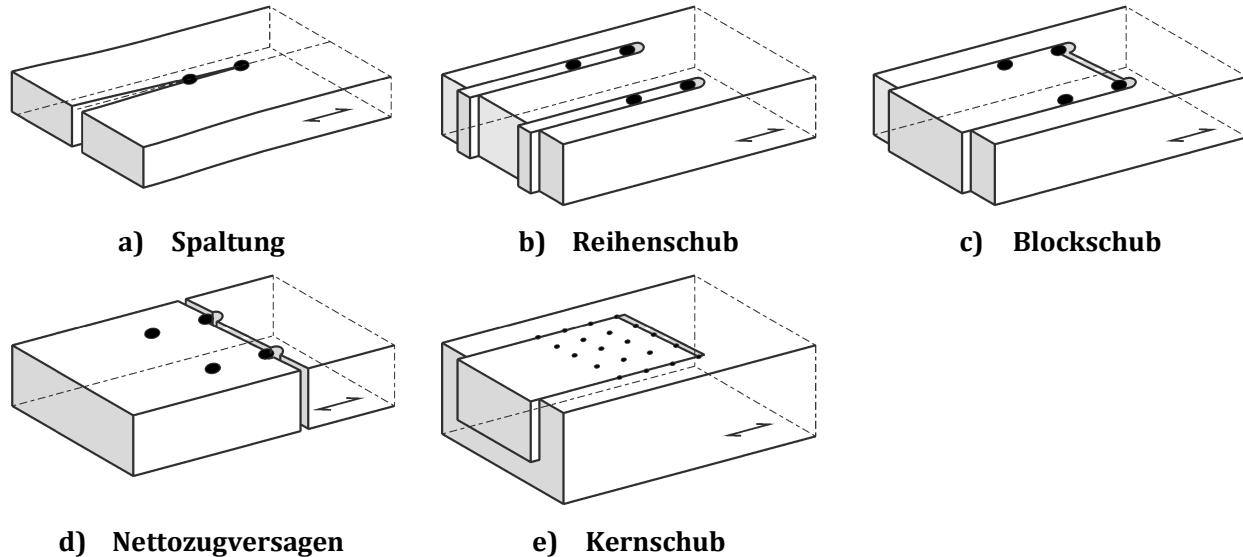
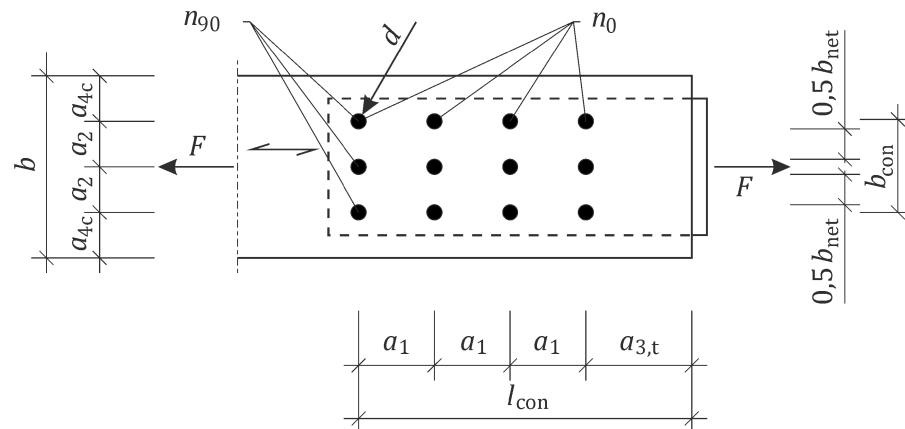


Bild 11.22 — Beispiele für Sprödbruchversagensarten



Legende

- a_1 Abstand stiftförmiger Verbindungsmittel parallel zur Faser
- a_2 Abstand stiftförmiger Verbindungsmittel senkrecht zur Faser
- $a_{4,C}$ unbelasteter Kantenabstand senkrecht zur Faser
- b Breite des Bauteils
- n_0 Anzahl der Befestigungselemente parallel zur Faser
- n_{90} Anzahl der Befestigungselemente senkrecht zur Faser
- b_{net} Nettobreite zwischen den Befestigungselementen
- b_{con} Breite der Verbindung
- l_{con} Länge parallel zur Faser der Verbindung

Bild 11.23 — Grundlegende Geometrie einer generischen Mehrfach-Verbindung mit vier Befestigungselementen ($n_0 = 4$) in einer Linie parallel und drei ($n_{90} = 3$) in einer Linie senkrecht zur Faser

11.5.2 Vereinfachung

(1) Sprödbruchversagensarten von Verbindungen dürfen vernachlässigt werden, wenn:

- der Modus (f) in Gleichung (11.15) für die Bemessung maßgeblich ist und/oder
- die Mindestabstände in 11.4.2 erfüllt werden und die Abstände a_1 , a_2 und der belastete Endabstand $a_{3,t}$ um den Faktor k_{br} in 11.5.2(2) und 11.5.2(3) erhöht werden.

(2) Eine Verbindung, bei der der Modus (f) für die Gleichung (11.15) maßgeblich ist, darf erreicht werden, wenn sie die Anforderungen an die Mindesteinlasstiefe nach Tabelle 11.5 erfüllt.

(3) Für Situationen, in denen der Schaft des Befestigungselements über die gesamte Dicke des Holzbauteils eindringt, sollte k_{br} wie folgt bestimmt werden:

$$k_{br} = \max \left\{ \frac{1}{(1 + k_{rp,2}) k_{pos} n_0^{0,5} n_{90}^{0,3} d^{-0,2}} \right\} \quad (11.38)$$

mit

$$k_{pos} = \begin{cases} 0,65 & \text{für äußere Bauteile} \\ 1,10 & \text{für innere Bauteile} \end{cases} \quad (11.39)$$

Dabei ist/sind

- k_{br} der Faktor zur Erhöhung des Abstands a_1 , a_2 und des belasteten Endabstands $a_{3,t}$;
- $k_{rp,2}$ die Beschränkung für den Beitrag des Seileffekts in Tabelle 11.10;
- k_{pos} der Faktor in Verbindung mit der Position des Holzbauteils;
- n_0, n_{90} die Anzahl der Befestigungselemente in einer Reihe parallel zur Faser bzw. in einer Reihe senkrecht zur Faser;
- d der Durchmesser des Befestigungselements in mm.

(4) Wenn das Befestigungselement über einen Teil der Dicke des Holzbauteils eindringt, sollte der Faktor k_{br} wie folgt bestimmt werden:

$$k_{br} = \max \left\{ \frac{1}{(1 + k_{rp,2}) n_0^{0,3} n_{90}^{-0,2} d^{-0,4}} \right\} \quad (11.40)$$

Dabei ist

- k_{br} der Faktor zur Erhöhung des Abstands a_1 , a_2 und des belasteten Endabstands $a_{3,t}$;
- $k_{rp,2}$ die Beschränkung für den Beitrag des Seileffekts in Tabelle 11.10;
- n_0, n_{90} die Anzahl der Befestigungselemente in einer Reihe parallel bzw. senkrecht zur Faser;
- d der Durchmesser des Befestigungselements in mm.

11.5.3 Bemessungs-Sprödbruchversagenskapazität der Verbindung

(1) Die Bemessungs-Sprödbruchversagenskapazität einer Verbindung von mehreren Holzbauteilen sollte als Summe der Kapazitäten der Holzbauteile, die die Last übertragen, ermittelt werden.

(2) Die Bemessungs-Sprödbruchversagenskapazität $F_{\text{br,Rd}}$ einer symmetrisch aufgebauten Verbindung mit mehreren Schubebenen $F_{\text{br,Rd}}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{\text{br,Rd}} = \min \begin{cases} F_{\text{b},2,\text{d}} \left(n_2 + n_1 \frac{t_1}{t_2} \right) & \text{Versagen der äußeren Holzbauteile} \\ F_{\text{b},1,\text{d}} \left(n_2 \frac{t_2}{t_1} + n_1 \right) & \text{Versagen der inneren Holzbauteile} \end{cases} \quad (11.41)$$

Dabei ist

- $F_{\text{b},2,\text{d}}$ der Bemessungs-Sprödbruchversagenswiderstand des äußeren Holzbauteils;
- $F_{\text{b},1,\text{d}}$ der Bemessungs-Sprödbruchversagenswiderstand des inneren Holzbauteils;
- n_2 die Anzahl der äußeren Holzbauteile;
- n_1 die Anzahl der inneren Holzbauteile;
- t_2 die Dicke der äußeren Holzbauteile, siehe 11.24;
- t_1 die Dicke der inneren Holzbauteile, siehe 11.24.

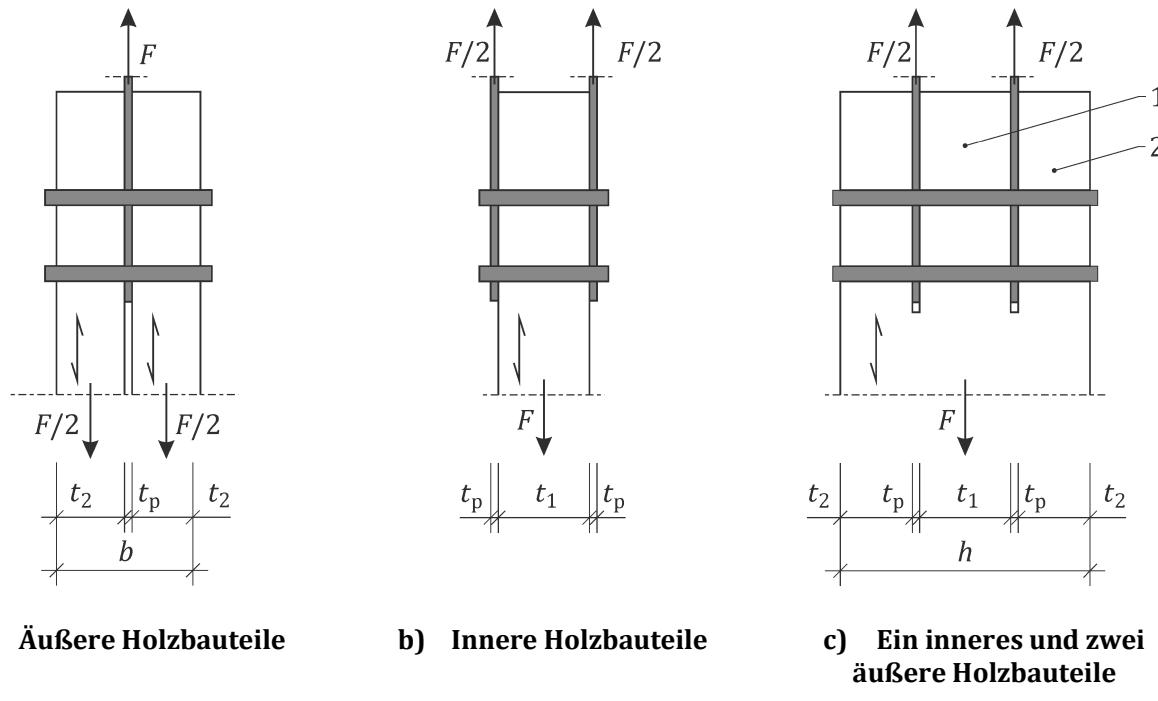


Bild 11.24 — Generische Definition von äußeren und inneren Holzbauteilen 1 = inneres Holzbauteil, 2 = äußeres Holzbauteil

11.5.4 Bemessungskapazität eines Holzbauteils

(1) Für ein Holzbauteil mit einer einzelnen Reihe von Befestigungselementen sollte die Sprödbruchversagenskapazität durch den Mindestwiderstand der folgenden Versagensarten bestimmt werden:

- a) Spaltung, berücksichtigt durch die effektive Anzahl der Befestigungselemente nach 11.3.4;
- b) Reihenschubversagen, bestimmt nach 11.5.5;
- c) Nettozugversagen, bestimmt nach 11.5.8;

(2) Für ein Holzbauteil mit mehr als einer Reihe von Befestigungselementen sollte die Bemessungs-Sprödbruchversagenskapazität durch den Mindestwiderstand der folgenden Versagensarten zusätzlich zu (1) a) – c) bestimmt werden:

- d) Blockschubversagen, bestimmt nach 11.5.6 für vollständig penetrierte Holzbauteile;
- e) Kernschubversagen, bestimmt nach 11.5.7 für teilweise penetrierte Holzbauteile.

11.5.5 Reihenschubkapazität

(1) Die Bemessungs-Reihenschubkapazität eines Holzbauteils $F_{rs,Rd}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{rs,Rd} = 2n_{90}F_{v,la,d} \quad (11.42)$$

Dabei ist

- n_{90} die Anzahl der Befestigungselemente in einer Reihe senkrecht zur Faser;
- $F_{v,la,d}$ der Bemessungsschubwiderstand je Seitenschubebene in dem Holzbauteil nach 11.5.9.1.

11.5.6 Blockschubkapazität

(1) Für Situationen, in denen das Befestigungselement die gesamte Dicke des Holzbauteils penetriert, sollte die Bemessungs-Blockschubkapazität eines Holzbauteils $F_{bs,Rd}$, siehe Bild 11.25, wie folgt bestimmt werden:

$$F_{bs,Rd} = \max(2F_{v,la,d}; F_{t,d}) \quad (11.43)$$

Dabei ist

- $F_{v,la,d}$ der Bemessungsschubwiderstand je Seitenschubebene in dem Holzbauteil nach 11.5.9.1;
- $F_{t,d}$ der Bemessungszugwiderstand parallel zur Faser der Kopfzugebene nach 11.5.8.

(2) Für verstärkte Verbindungen mit seitlich belasteten Dübeln und/oder Bolzen nach 11.3.5 darf Gleichung (11.43) durch Folgendes ersetzt werden:

$$F_{bs,Rd} = 2F_{v,la,d} + F_{t,d} \quad (11.44)$$

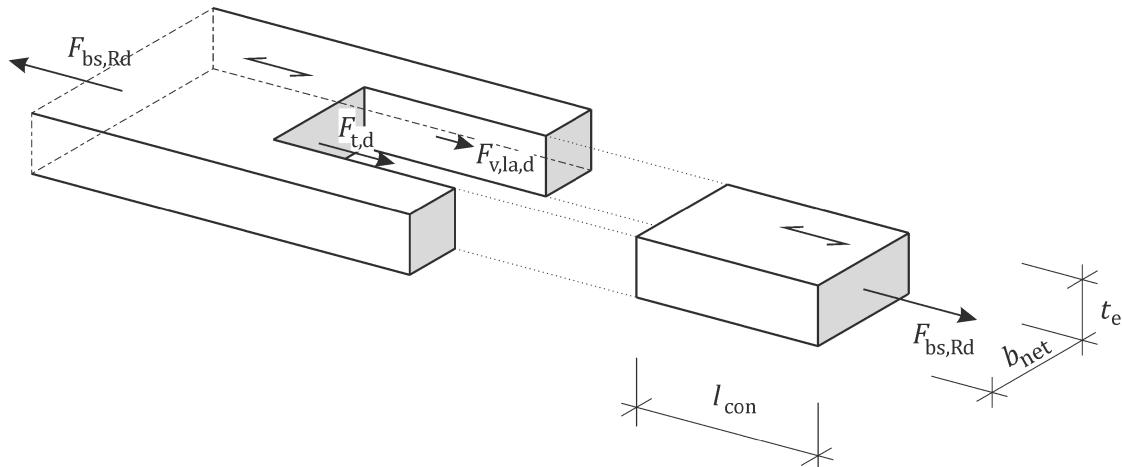


Bild 11.25 — Blockschubversagensflächen

11.5.7 Kernschubkapazität

(1) Wenn die Befestigungselemente die Dicke der Holzbauteile teilweise durchdringen, sollte die Bemessungskernschubkapazität eines Holzbauteils $F_{ps,Rd}$ wie folgt bestimmt werden:

$$F_{ps,Rd} = \max \left\{ F_{v,la,d}, F_{t,d} + F_{v,b,d} \right\} \quad (11.45)$$

Dabei ist

$F_{v,la,d}$ der Bemessungsschubwiderstand je Seitenschubebene in dem Holzbauteil nach 11.5.9.1;

$F_{t,d}$ der Bemessungszugwiderstand der Kopfebene in dem Holzbauteil nach 11.5.9.3;

$F_{v,b,d}$ der Bemessungsschubebenenwiderstand der unteren Schubebene in dem Holzbauteil nach 11.5.9.2.

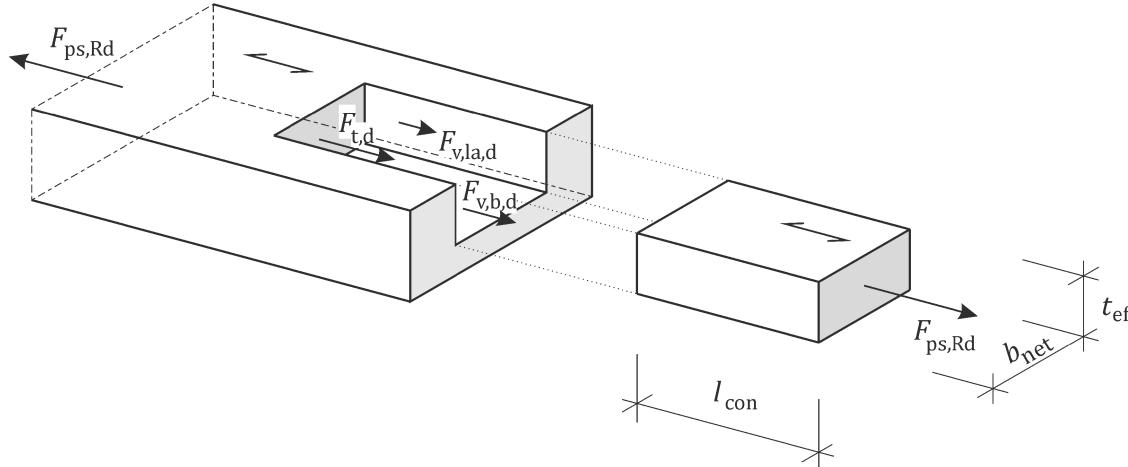


Bild 11.26 — Kernschubversagensflächen

11.5.8 Nettozugversagen

(1) Das Bemessungsnettozugversagen sollte nach 8.1.2 unter Berücksichtigung der Reduzierung des Querschnitts aufgrund vorgebohrter Löcher für die Befestigungselemente und möglicher Schlitze für Metallplatten bestimmt werden, siehe Bild 11.22. Der Nettoabschnitt sollte als der Abschnitt, der die größte Anzahl an Befestigungselementen senkrecht zur Lastrichtung aufweist und unter Berücksichtigung von 7.2.3 bestimmt werden.

(2) Für Verbindungen mit Schubverbindern sollte die Reduzierung des Querschnitts nach Tabelle 11.25 und Tabelle 11.26 verwendet werden.

11.5.9 Bemessungswiderstände der einzelnen Ausfallebene

11.5.9.1 Seitenschubebenen

(1) Der Bemessungswiderstand je Seitenschubebene $F_{v,la,d}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{v,la,d} = k_v t_{ef} l_{con} f_{v,d} \quad (11.46)$$

mit

$$k_v = 0,4 + 1,4 \sqrt{\frac{G_{\text{mean}}}{E_{0,\text{mean}}}} \quad (11.47)$$

$$l_{\text{con}} = a_1(n_0 - 1) + a_{3,t} \quad (11.48)$$

Dabei ist

- k_v der Reduzierungsfaktor für Schub;
- t_{ef} die effektive Dicke der Ebene, bestimmt nach 11.5.10;
- l_{con} die Länge parallel zur Faser der Verbindung, siehe Bild 11.23;
- $f_{v,d}$ die Bemessungsschubfestigkeit des Holzes;
- a_1 der Abstand stiftförmiger Verbindungsmitte parallel zur Faser;
- n_0 die Anzahl der Befestigungselemente in einer Reihe parallel zur Faser;
- $a_{3,t}$ der belastete Endabstand parallel zur Faser;
- G_{mean} der mittlere Schubmodul des Holzes;
- $E_{0,\text{mean}}$ der mittlere Elastizitätsmodul des Holzes parallel zur Faser.

11.5.9.2 Untere Schubebene

(1) Der Bemessungsversagenswiderstand der unteren Schubebene $F_{v,b,d}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{v,b,d} = k_v l_{\text{con}} b_{\text{net}} f_{v,d} \quad (11.49)$$

mit

$$b_{\text{net}} = (a_2 - d_{\text{hole,max}})(n_{90} - 1) \quad (11.50)$$

Dabei ist

- k_v der Reduzierungsfaktor für Schub aus Gleichung (11.47);
- l_{con} die Länge parallel zur Faser der Verbindung, siehe Bild 11.23, aus Gleichung (11.48);
- b_{net} die Nettobreite zwischen den Befestigungselementen über den gesamten Querschnitt, siehe Bild 11.23;
- $f_{v,d}$ die Bemessungsschubfestigkeit des Holzes;
- a_1 der Abstand der stiftförmigen Verbindungsmitte parallel zur Faser;
- n_0 die Anzahl der Befestigungselemente in einer Reihe parallel zur Faser, siehe Bild 11.23;
- n_{90} die Anzahl der Befestigungselemente in einer Reihe senkrecht zur Faser, siehe Bild 11.23;
- $a_{3,t}$ der belastete Endabstand parallel zur Faser;
- a_2 der Abstand der stiftförmigen Verbindungsmitte senkrecht zur Faser;
- $d_{\text{hole,max}}$ der größte Durchmesser der Vorbohrungen oder des Befestigungselements.

11.5.9.3 Kopfzugebene unter Blockschub

(1) Der Bemessungszugversagenswiderstand parallel zur Faser der Kopfzugebene $F_{t,d}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{t,d} = k_t b_{\text{net}} t_{\text{ef}} f_{t,0,d} \quad (11.51)$$

mit

$$k_t = 0,9 + 1,4 \sqrt{\frac{G_{\text{mean}}}{E_{0,\text{mean}}}} \quad (11.52)$$

$$b_{\text{net}} = (a_2 - d_{\text{hole,max}})(n_{90} - 1) \quad (11.53)$$

Dabei ist

- k_t der Erhöhungsfaktor für Zug;
- b_{net} die Nettobreite der Fläche, die unter Blockschub versagt, siehe 7.2.3;
- t_{ef} die effektive Dicke der Ebene für teilweise eindringende Befestigungselemente nach 11.5.10 oder die Einlasstiefe vollständig eindringender Befestigungselemente;
- $f_{t,0,d}$ die Bemessungszugfestigkeit des Holzes parallel zur Faser;
- G_{mean} der mittlere Schubmodul des Holzes;
- $E_{0,\text{mean}}$ der mittlere Elastizitätsmodul des Holzes parallel zur Faser;
- a_2 der Abstand stiftförmiger Verbindungsmitte senkrecht zur Faser;
- $d_{\text{hole,max}}$ der größte Durchmesser des vorgebohrten Lochs oder Durchmesser des Befestigungselements;
- n_{90} die Anzahl der Befestigungselemente in einer Reihe senkrecht zur Faser.

11.5.10 Effektive Dicke der Versagensebenen

11.5.10.1 Allgemeines

(1) Für Verbindungen mit vollständig eindringenden Befestigungselementen

- sollte die effektive Dicke der Kopfzugebene als Dicke des Holzbauteils genommen werden;
- sollte die effektive Dicke von Seitenschubebenen als elastische effektive Dicke $t_{\text{ef},\text{el}}$ nach 11.5.10.2 bestimmt werden.

(2) Die effektive Dicke der Versagensebenen für teilweise penetrierte Holzbauteile $t_{\text{ef},\text{ps}}$ unter Kernschub sollte wie folgt bestimmt werden:

$$t_{\text{ef},\text{ps}} = \min \begin{cases} t_{\text{ef},\text{el}} \\ t_{\text{ef},\text{pl}} \end{cases} \quad (11.54)$$

Dabei ist

- $t_{\text{ef},\text{el}}$ die nach 11.5.10.2 bestimmte elastische effektive Dicke;
- $t_{\text{ef},\text{pl}}$ die nach 11.5.10.3 bestimmte plastische effektive Dicke.

11.5.10.2 Elastische effektive Dicke

(1) Die elastische effektive Dicke der Versagensebenen innerer Holzbauteile $t_{\text{ef},\text{el}}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$t_{\text{ef},\text{el}} = \begin{cases} t_{\text{h},2} & \text{wenn } \frac{t_{\text{h},2}}{d} \leq 11\alpha_{\text{cl}} \\ \max \left\{ \left(2 - \frac{t_{\text{h},2}}{11d} \right) \alpha_{\text{cl}} t_{\text{h},2}, 0,65 \alpha_{\text{cl}} t_{\text{h},2} \right\} & \text{wenn } \frac{t_{\text{h},2}}{d} > 11\alpha_{\text{cl}} \end{cases} \quad (11.55)$$

mit

$\alpha_{\text{cl}} = 1$ für Verbindungen von Stahl und Holz, bei denen der Modus (f) maßgeblich ist;

$\alpha_{\text{cl}} = 0,65$ für Verbindungen zwischen Holzteilen und alle Versagensarten außer Modus (f) bei Verbindungen von Stahl und Holz.

Dabei ist

$t_{\text{h},2}$ die Sondierlänge des Befestigungselements in dem inneren Holzbauteil, die der Dicke des inneren Holzbauteils entspricht;

d der Durchmesser des Befestigungselements;

α_{cl} der Faktor in Verbindung mit dem Einspannzustand des Befestigungselements, definiert durch den Streckmodus.

(2) Für mehrere innere Holzbauteile sollte die anhand der Gleichung (11.55) berechnete effektive elastische Dicke $t_{\text{ef},\text{el}}$ auf $0,85t_{\text{ef},\text{el}}$ reduziert werden.

(3) Die effektive elastische Dicke äußerer Holzbauteile $t_{\text{ef},\text{el}}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$t_{\text{ef},\text{el}} = \begin{cases} \alpha_{\text{cl}} t_{\text{h},1} & \text{if } \frac{t_{\text{h},1}}{d} \leq 3 \\ \max \left\{ \left(1,17 - \frac{t_{\text{h},1}}{18d} \right) \alpha_{\text{cl}} t_{\text{h},1}, 0,35 \alpha_{\text{cl}} t_{\text{h},1} \right\} & \text{if } \frac{t_{\text{h},1}}{d} > 3 \end{cases} \quad (11.56)$$

mit

$\alpha_{\text{cl}} = 1$ für Verbindungen von Stahl und Holz, bei denen der Modus (f) maßgeblich ist;

$\alpha_{\text{cl}} = 0,65$ für Verbindungen zwischen Holzteilen und alle Versagensarten außer Modus (f) bei Verbindungen von Stahl und Holz.

Dabei ist

$t_{\text{h},1}$ für vollständig penetrierte Bauteile ist dies die Dicke des äußeren Holzbauteils, für teilweise penetrierte Holzbauteile ist dies die Sondierlänge des Befestigungselements;

d der Durchmesser des Befestigungselements;

α_{cl} der Faktor in Verbindung mit dem Einspannzustand des Befestigungselements, definiert durch den Streckmodus.

11.5.10.3 Plastische effektive Dicke

(1) Die plastische effektive Dicke $t_{ef,pl}$ für nichtvorgebohrte Befestigungselemente sollte wie folgt bestimmt werden:

$$t_{ef,pl} = \sqrt{\frac{M_{y,k}}{2df_{h,0,k}}} + \frac{t_h}{2} \quad (11.57)$$

Dabei ist

- $M_{y,k}$ das charakteristische Streckmoment nach Tabelle 11.7;
- $f_{h,0,k}$ die charakteristische Lochleibungsfestigkeit des Holzes;
- d der Durchmesser des Befestigungselements;
- t_h die Einlassstiefe des Befestigungselements.

(2) Die plastische effektive Dicke $t_{ef,pl}$ für vorgebohrte Befestigungselemente sollte wie folgt bestimmt werden:

$$t_{ef,pl} = \sqrt{\frac{M_{y,k}}{df_{h,0,k}}} + t_{ef,el,2} \quad (11.58)$$

Dabei ist

- $M_{y,k}$ das charakteristische Streckmoment nach Tabelle 11.8;
- $f_{h,0,k}$ die charakteristische Lochleibungsfestigkeit des Holzes;
- d der Durchmesser des Befestigungselements;
- $t_{ef,el,2}$ die elastische effektive Restdicke.

(3) Die elastische Restdicke der Versagensebenen innerer Holzbauteile $t_{ef,el,2}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$t_{ef,el,2} = \begin{cases} t_{h,pl} & \text{wenn } \frac{t_{h,pl}}{d} \leq 11 \\ \max \left\{ \left(2 - \frac{t_{h,pl}}{11d} \right) t_{h,pl}, 0,65 t_{h,pl} \right\} & \text{wenn } \frac{t_{h,pl}}{d} > 11 \end{cases} \quad (11.59)$$

mit

$$t_{h,pl} = t_h - \sqrt{\frac{M_{y,k}}{df_{h,0,k}}} \quad (11.60)$$

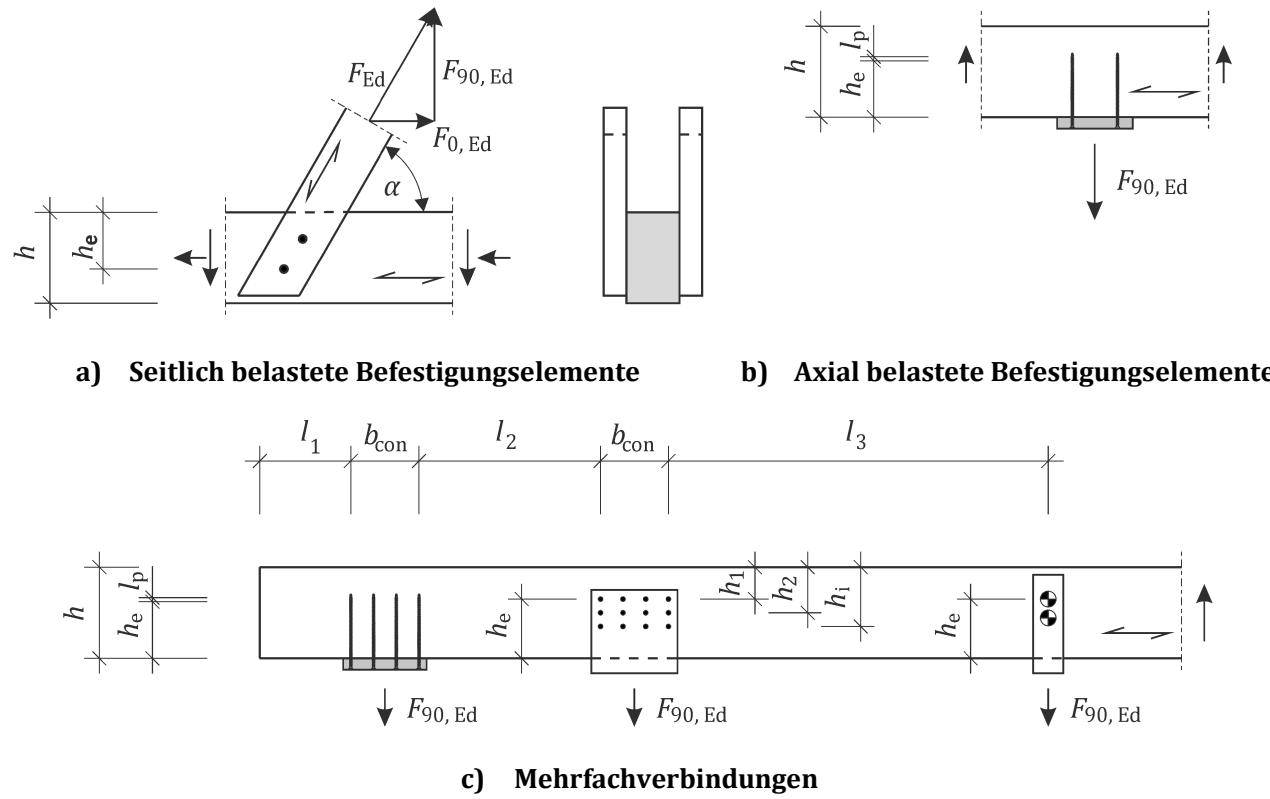
Dabei ist

- $t_{h,pl}$ die plastische Sondierlänge;
- d der Durchmesser des Befestigungselements;
- t_h die Einlassstiefe des Befestigungselements;
- $M_{y,k}$ das charakteristische Streckmoment nach Tabelle 11.8;
- $f_{h,0,k}$ die charakteristische Lochleibungsfestigkeit des Holzes.

11.6 Sprödbruchversagen von senkrecht zur Faser belasteten Verbindungen

11.6.1 Allgemeines

(1) Wenn eine Kraft in einer Verbindung in einem Winkel zur Faser einwirkt, muss Spaltung durch die Zugkraft oder Kraftkomponente senkrecht zur Faser berücksichtigt werden.



Legende

l_1	Endabstand einer Gruppe stiftförmiger Verbindungsmittel parallel zur Faser
l_2	Abstand zwischen einer Gruppe stiftförmiger Verbindungsmittel parallel zur Faser
l_3	Abstand zwischen einer Gruppe stiftförmiger Verbindungsmittel und Schubverbinder
b_{con}	Breite einer Verbindung
h	Balkentiefe
h_e	Abstand zwischen der belasteten Kante der Stelle, an der die vollständige Verbindungskraft übertragen wird, für axial belastete Befestigungsmittel die Sondierlänge ohne die Spitze
l_p	Spitzenlänge axial belasteter Befestigung
$F_{90,Ed}$	Bemessungslast senkrecht zur Faser

Bild 11.27 — Belasteter Kantenabstand, Endabstand und Abstände zwischen Verbindungen

(2) Für eine Verbindung irgendeiner Art mit einem oder mehreren Befestigungselementen oder Schubverbinder in Holzbauteilen oder Produkten ohne Absperrfurnier, die durch die Bemessungszugkraftkomponente senkrecht zur Faser $F_{t,90,Ed}$, siehe Bild 11.27, belastet werden, muss Folgendes erfüllt sein:

$$F_{t,90,Ed} \leq F_{sp,Rd} \quad (11.61)$$

mit

$$F_{t,90,Ed} = F_{t,Ed} \sin \alpha \quad (11.62)$$

Dabei ist

- $F_{sp,Rd}$ die Bemessungsspaltkapazität;
 $F_{t,Ed}$ die durch die Verbindung übertragene Bemessungszugkraft.

Spaltung darf bei Sperrholzverbindungen an der breiten Seite außer Acht gelassen werden.

(3) Die charakteristische Spaltungskapazität einer Verbindung $F_{sp,Rk}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{sp,Rk} = \frac{k_{mod}}{\gamma_R} k_{mat} k_G b_{ef} k_{con,0} k_{con,90} \sqrt{\frac{h_e}{(1 - \frac{h_e}{h})}} \quad (11.63)$$

mit

$$k_{mat} = \begin{cases} 0,6 & \text{für ST} \\ 0,8 & \text{für PL} \\ 1,0 & \text{für LVL-P und GLVL-P} \end{cases} \quad (11.64)$$

$$k_G = (0,05\rho_k + 2) \quad (11.65)$$

$$b_{ef} = \begin{cases} \min\{6d; b\} & \text{für eingeklebte Stangen} \\ b & \text{für andere stiftförmiger Verbindungsmittel} \end{cases} \quad (11.66)$$

$$k_{con,0} = \max \left\{ 0,7 + \frac{1,4b_{con}}{h} \right\} \quad (11.67)$$

$$k_{con,90} = \frac{n_{90}}{\sum_{i=1}^{n_{90}} \left(\frac{h_1}{h_i} \right)^2} \quad (11.68)$$

Dabei ist

- k_{mod} nach Tabelle 5.3;
 γ_R nach Tabelle 4.4;
 k_{mat} der Reduzierungsfaktor für verschiedene Materialien;
 k_G der Bruchparameter in N/mm^{1,5};
 h_e der Abstand zwischen der belasteten Kante und der Stelle, an der die vollständige Verbindungs Kraft übertragen wird, für Schrauben die Ausziehlänge ohne die Spitze, in mm;
 h die Tiefe des Bauteils in mm;
 b_{con} der Abstand zwischen den äußersten Säulen von Befestigungselementen innerhalb einer Verbindung, siehe Bild 11.27 c), in mm;
 n_{90} die Anzahl der Befestigungselemente in einer Reihe senkrecht zur Faser;
 h_i der Abstand der i -ten Reihe zur entlasteten Kante des Bauteils mit $h_{i+1}-h_i \leq 0,5h$, siehe Bild 11.27 c), in mm;
 ρ_k die Dichte des Holzes in kg/m³;
 b die Breite des Bauteils in mm;
 d der Durchmesser des stiftförmigen Verbindungsmittels in mm.

(4) In dem Fall von $h_e/h \geq 0,7$ darf die Spaltung vernachlässigt werden.

(5) Für Mehrfach-Verbindungen, die für die Bemessung maßgeblich sind und das gleiche h_e/h Verhältnis haben, sollte die in 11.6.1(3) bestimmte Spaltungskapazität je Verbindung mit dem Änderungsfaktor $k_{n,1}$ wie folgt multipliziert werden:

$$k_{n,1} = \begin{cases} \sqrt{\frac{1}{n}} & \text{for } 2h \leq a_1 \leq 6h \\ 1 & \text{for } l_2 < h \text{ or } l_2 \geq 8h \end{cases} \quad (11.69)$$

Dabei ist

n die Anzahl der Verbindungen;

h die Balkentiefe;

l_2 der Abstand zwischen den Befestigungselementen der Verbindungen, siehe Bild 11.27 c).

(6) Für Abstände zwischen Verbindungen $h \leq l_2 < 2h$ oder $6h < l_2 < 8h$ darf die lineare Interpolation verwendet werden.

(7) Für einen Verbindungsabstand zur Endseite $l_1 < h_e$, siehe Bild 11.27, sollte die mit 11.5.1(3) bestimmte Spaltungskapazität um 50 % reduziert werden. Für Verbindungen mit einem Endabstand $h_e < l_1 < h$, sollten 11.5.1(3) und 11.5.1(5) erfüllt sein, sofern zutreffend.

11.6.2 Verstärkte Verbindungen

(1) Die Verstärkung von Verbindungen in SL, PL, LVL-P und GLVL-P mit einer Zugkraftkomponente senkrecht zur Faser, siehe 11.28 a), darf für eine Zugkraft $F_{t,90,Ed}$ wie folgt ausgelegt werden:

$$F_{t,90,Ed} = [1 - 3 \alpha^2 + 2 \alpha^3] F_{90,Ed} \quad (11.70)$$

Dabei ist

α das Verhältnis h_e/h , siehe Bild 11.27;

$F_{90,Ed}$ die durch die Verbindung zu übertragende Bemessungskraft senkrecht zur Faser.

(2) Wenn die effektive Tiefe der Verstärkung $h_{e,r} = (l_{r,u} + l_{r,l})\sin\alpha$ kleiner als $0,7h$ ist, gemessen ab der belasteten Kante des Balkens, sollte Gleichung (11.61) an der Spitze bzw. der der unbelasteten Kante des Balkens zugewandten Verstärkung erfüllt sein, siehe Bild 11.27.

(3) Wenn die Zugkraft $F_{t,90,Ed}$ aus Gleichung (11.70) durch eine innere Dübelverstärkung getragen wird, sollte nur eine Reihe der inneren Dübelverstärkung in einem Abstand parallel zur Faser $a_{3,c}$ zur Kante der Verbindung berücksichtigt werden, siehe Bild 11.28.

(4) Die Ebenenverstärkungen, z. B. Platten oder Lamellen, sollten mit dem Bauteil nach Bild 10.28 b) mit den folgenden Einschränkungen verklebt werden:

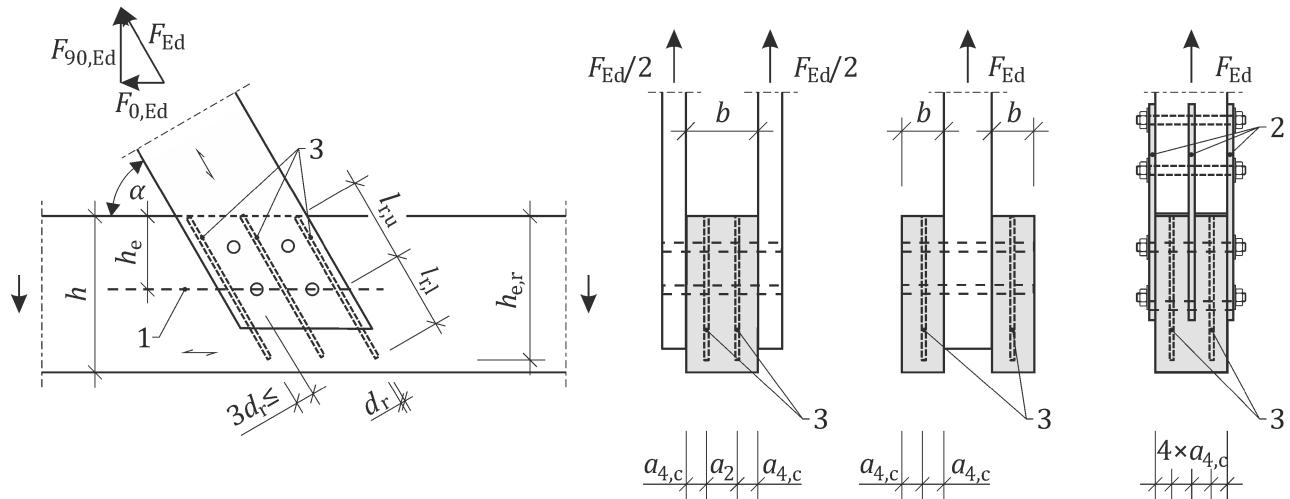
$$0,25 \leq \frac{b_r}{l_r} \leq 0,5 \quad (11.71)$$

Dabei ist

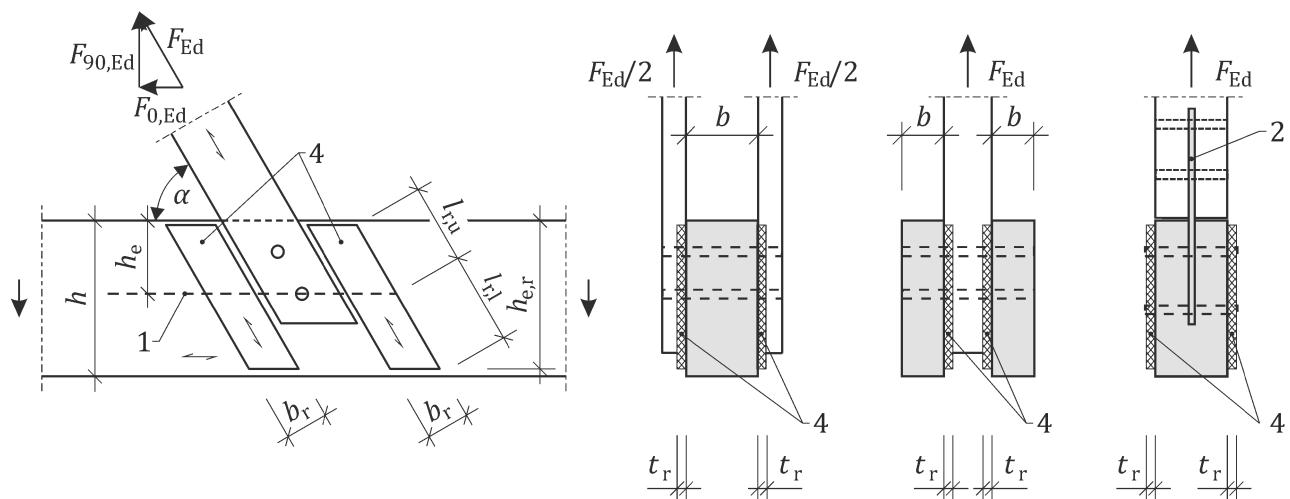
b_r die Breite eines Ebenenverstärkungselements;

l_r die Verstärkungslänge, siehe Bild 11.28 b).

(5) Die in Gleichung (8.51) für die Berechnung des Widerstands der Dübelverstärkung verwendete Breite b_r sollte nicht den der Gleichung (11.71) entnommenen oberen Grenzwert überschreiten. Je nach Art des Produkts und Art der Anwendung (z. B. Schrauben-Presskleben) darf die tatsächliche Breite b_r den oberen Grenzwert aus Gleichung (11.71) (siehe prEN 1995-3) überschreiten.



a) Verbindung mit innerer Dübelverstärkung



b) Verbindung mit äußerer Ebenenverstärkung

Legende

- 1 mögliche Risslinie
- 2 Stahlplatte
- 3 innere Verstärkung
- 4 äußere Verstärkung

Bild 11.28 — Verstärkung von Verbindungen mit einer Zugkraftkomponente senkrecht zur Faser

11.7 Schubverbinder

11.7.1 Allgemeines

- (1) Die Bemessung einer Verbindung mit Schubverbinder sollte Folgendes umfassen:
- die Bestimmung des Widerstands eines Befestigungselements nach 11.2;
 - die Bemessung und das Layout der Position des Befestigungselementes mit Abstand, Kantenabständen und Endabständen nach 11.4;
 - die Bemessung der Verbindung nach 11.3.
- (2) Die Regeln in 11.7 sollten nur für SL, PL, CL, LVL und GLVL angewendet werden.
- (3) Die sichere Befestigung senkrecht zur Verbindungsebene sollte sichergestellt werden.
- (4) Die Bemessungstragfähigkeiten von Verbindungen $F_{v,Rd}$ für Schubverbinder sollten wie folgt bestimmt werden:

$$F_{v,Rd} = n_{\text{con}} \frac{k_{\text{mod}} F_{v,k}}{\gamma_R} \quad (11.72)$$

Dabei ist

- $F_{v,k}$ die charakteristische Tragfähigkeit je Verbindungsteil;
- n_{con} die Anzahl der Schubverbinderinheiten in einer Verbindung, mit $n_{\text{con}} \leq 5$ für Spaltring- und Schubscheibendübel im Hirnholz;
- γ_R der Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand, siehe Tabelle 4.4.

11.7.2 Spaltring- und Schubscheibendübel

- (1) Für Schubverbinderungen in Holz mit Ringdübeln des Typs A oder Schubscheibendübeln des Typs B nach EN 912 und EN 14545 und mit einem Durchmesser von nicht mehr als 200 mm sollte der charakteristische Widerstand parallel zur Faser $F_{v,0,k}$ je Schubverbinder und Schubebene wie folgt bestimmt werden:

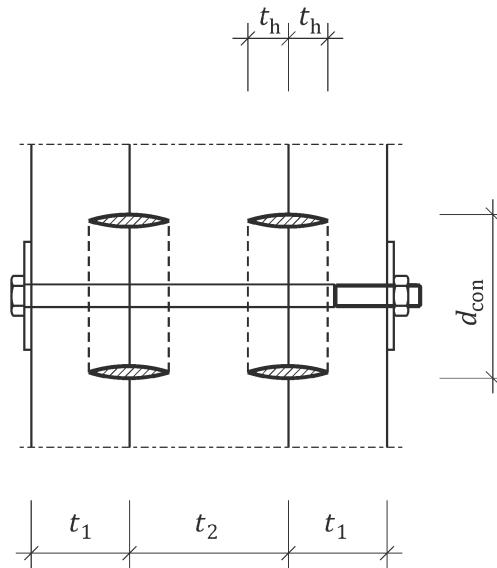
$$F_{v,0,k} = \min \begin{cases} k_1 k_2 k_3 k_4 k_5 (35 d_{\text{con}}^{1.5}) & (\text{a}) \\ k_1 k_3 t_h (31.5 d_{\text{con}}) & (\text{b}) \end{cases} \quad (11.73)$$

Dabei ist/sind

- d_{con} der Durchmesser des Schubverbinder in mm;
- t_h die Einlasstiefe, siehe Bild 11.29, in mm;
- k_i die Änderungsfaktoren mit $i = 1$ bis 5 wie im Folgenden definiert.

- (2) Für Verbindungen mit einem in einer unbelasteten Endsituation belasteten Schubverbinder je Schubebene sollte die Bedingung (a) in Gleichung (11.73) außer Acht gelassen werden.

- (3) Die Mindestdicke sollte $2,25 t_h$ für das äußere und $3,75 t_h$ für das äußere Holzbauteil betragen, dabei ist t_h die Einlasstiefe, siehe Bild 11.29.

**Legende**

t_h Einlasstiefe
 d_{con} Durchmesser des Schubverbinder
 t_1 Dicke des äußeren Bauteils
 t_2 Dicke des inneren Bauteils

Bild 11.29 — Maße für Verbindungen mit Spaltring und Scheibendübeln

(4) Der Faktor k_1 sollte wie folgt bestimmt werden:

$$k_1 = \min \left\{ \frac{1}{t_1}, \frac{3t_h}{t_1}, \frac{t_2}{5t_h} \right\} \quad (11.74)$$

(5) Der Faktor k_2 ist für ein belastetes Ende anwendbar ($-30^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$) und sollte wie folgt bestimmt werden:

$$k_2 = \min \left\{ \frac{k_a}{2d_{con}}, \frac{a_{3,t}}{2d_{con}} \right\} \quad (11.75)$$

mit

$$k_a = \begin{cases} 1,25 & \text{für Verbindungen mit einem Verbinder je Schubebene} \\ 1,0 & \text{für Verbindungen mit mehr als einem Verbinder je Schubebene} \end{cases} \quad (11.76)$$

Dabei ist

$a_{3,t}$ der belastete Endabstand, siehe Tabelle 11.17.

Für andere Werte von α , $k_2 = 1,0$.

(6) Der Faktor k_3 sollte wie folgt bestimmt werden:

$$k_3 = \min \left\{ \frac{1,75}{\rho_k}, \frac{350}{350} \right\} \quad (11.77)$$

Dabei ist

ρ_k die charakteristische Rohdichte des Holzes in kg/m³.

(7) Die Faktoren k_4 und k_5 , die von den verbundenen Materialien abhängen, sollten wie folgt bestimmt werden:

$$k_4 = \min \begin{cases} 1,0 & \text{für Verbindungen zwischen Holzteilen} \\ 1,1 & \text{für Verbindungen von Stahl und Holz} \end{cases} \quad (11.78)$$

$$k_5 = \begin{cases} 0,85 & \text{für Spaltringe oder Schubscheiben in der schmalen Seite von LVL-P und GLVL-P} \\ \min \begin{cases} 0,75 & \text{für Spaltringe oder Schubscheiben in der schmalen Seite von LVL-C und GLVL-C} \\ 1,0 & \text{für alle anderen Fälle} \end{cases} & \end{cases} \quad (11.79)$$

(8) Für eine Kraft in einem Winkel α zur Faser sollte die charakteristische Tragfähigkeit $F_{v,\alpha,k}$ je Schubverbinder je Schubebene wie folgt bestimmt werden:

$$F_{v,\alpha,k} = \frac{F_{v,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (11.80)$$

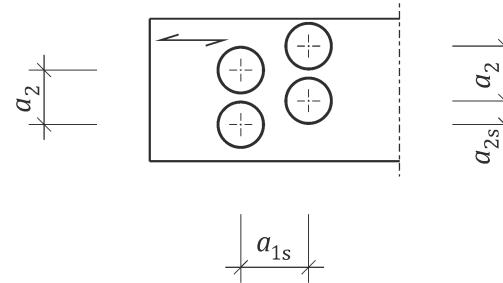
mit

$$k_{90} = 1,3 + 0,001 d_{\text{con}} \quad (11.81)$$

Dabei ist

d_{con} der Durchmesser des Schubverbinder in mm.

(9) Der Mindestabstand und die Kanten- und Endabstände sind in Tabelle 11.17 angegeben. Wenn Verbinder versetzt angeordnet werden, siehe Bild 11.30, sollten die Mindestabstände parallel und senkrecht zur Faser dem Ausdruck in der Gleichung (11.36) entsprechen.



Legende

a_{1s}, a_{2s} versetzte Abstände der stiftförmigen Verbindungsmittel parallel bzw. senkrecht zur Faser
 a_2 Abstand stiftförmiger Verbindungsmittel senkrecht zur Faser

Bild 11.30 — Abstand für versetzt angeordnete Schubverbinder

(10) Schubverbinder sollten als parallel zur Faser betrachtet werden, wenn $a_2 < 0,5a_1$.

(11) Der Abstand parallel zur Faser a_1 nach 11.4.2 darf durch Multiplikation mit dem Faktor $k_{s,\text{red}}$, mit $0,5 \leq k_{s,\text{red}} \leq 1,0$ reduziert werden, vorausgesetzt, dass die Gleichung (11.73) entnommene Tragfähigkeit mit dem folgenden Faktor multipliziert wird:

$$k_{r,red} = 0,2 + 0,8k_{s,red} \quad (11.82)$$

(12) Die Querschnittsreduzierung von Bauteilen mit Ringdübeln des Typs A oder Schubscheibendübeln des Typs B nach EN 912 und EN 14545 mit einem Durchmesser von nicht mehr als 200 mm nach Tabelle 11.25 sollte verwendet werden.

Tabelle 11.25 — Querschnittsreduzierung für Ringdübel und Schubverbinder

Art des Schubverbinders	Durchmesser mm	Querschnittsreduzierung mm ²	Art des Schubverbinders	Durchmesser mm	Querschnittsreduzierung mm ²
A1 und B1	65	980	A1 und B1	128	2 880
	80	1 200		160	3 600
	95	1 430		190	4 280
A1	126	1 890			

11.7.3 Scheibendübel mit Zähnen

(1) Die charakteristische Tragfähigkeit von Verbindungen in ST und PL unter Verwendung von Scheibendübeln mit Zähnen sollte als Summe der charakteristischen Tragfähigkeit der Schubverbinder selbst und der Verbindungsbolzen bestimmt werden.

(2) Die charakteristische Tragfähigkeit $F_{v,0,k}$ je Scheibendübel mit Zähnen für Verbindungsteile des Typs C nach EN 912 (einseitig: Typ C2, C4, C7, C9, C11; doppelseitig: Typ C1, C3, C5, C6, C8, C10) und EN 14545 sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{v,0,k} = \begin{cases} 18k_1k_2k_3 d_{con}^{1,5} & \text{für Typ C1 bis Typ C9} \\ 25k_1k_2k_3 d_{con}^{1,5} & \text{für Typ C10 und Typ C11} \end{cases} \quad (11.83)$$

Dabei ist/sind

k_i Änderungsfaktoren, mit $i = 1$ bis 3, wie im Folgenden definiert;

d_{con} ist:

- der Durchmesser des Scheibendübels mit Zähnen für die Typen C1, C2, C6, C7, C10 und C11 in mm;
- die Seitenlänge des Scheibendübels mit Zähnen für die Typen C5, C8 und C9 in mm;
- die Quadratwurzel des Produkts beider Seitenlängen für die Typen C3 und C4 in mm.

(3) Die Regeln nach 11.7.2(2) sollten angewendet werden.

(4) Der Faktor k_1 sollte der Gleichung (11.74) entnommen werden.

(5) Der Faktor k_2 sollte wie folgt bestimmt werden:

- Für die Typen C1 bis C9

$$k_2 = \min \left\{ \frac{1}{1,5 d_{con}} \right\} \quad (11.84)$$

- Entwurf -

mit

$$a_{3,t} = \max \begin{cases} 1,1d_{\text{con}} \\ 7d \\ 80 \end{cases} \quad (11.85)$$

— Für die Typen C10 bis C11

$$k_2 = \min \left\{ \frac{1}{\frac{a_{3,t}}{2,0 d_{\text{con}}}} \right\} \quad (11.86)$$

mit

$$a_{3,t} = \max \begin{cases} 1,5d_{\text{con}} \\ 7d \\ 80 \end{cases} \quad (11.87)$$

Dabei ist

 d der Bolzendurchmesser in mm; d_{con} in der Legende für Gleichung (11.83) erläutert.(6) Der Faktor k_3 sollte wie folgt bestimmt werden:

$$k_3 = \min \left\{ \frac{1,5}{\frac{\rho_k}{350}} \right\} \quad (11.88)$$

Dabei ist

 ρ_k die charakteristische Dichte des Holzes in kg/m³.

(7) Für Scheibendübel mit Zähnen des Typs C1 bis C11 sollten die Mindestabstände, die Kantenabstände und die Endabstände der Tabelle 11.17 entnommen werden.

(8) Wenn Schubverbinder des Typs C1, C2, C6 und C7 mit kreisrunder Form versetzt angeordnet sind, muss 11.4.2(5) angewendet werden.

(9) Für mit Scheibendübeln mit Zähnen verwendete Bolzen muss 11.2.3 angewendet werden.

(10) Die Querschnittsreduzierung von Bauteilen mit Scheibendübeln mit Zähnen des Typs C nach EN 912 und EN 14545 in Tabelle 11.26 sollte angewendet werden.

Tabelle 11.26 — Querschnittsreduzierung aufgrund von Scheibendübeln mit Zähnen

Art des Schubverbinders	Dübeldurchmesser d_{con} mm	Querschnittsreduzierung mm ²	Art des Schubverbinder C1	Dübeldurchmesser d_{con} mm	Querschnittsreduzierung mm ²
C1 und C2	50	170	C1	140	1 240
	62	300		165	1 490
	75	420	C3 und C4	73 durch 130	1 110

Art des Schubverbinders	Dübeldurchmesser d_{con} mm	Querschnittsreduzierung mm ²	Art des Schubverbinders	Dübeldurchmesser d_{con} mm	Querschnittsreduzierung mm ²
	95	670	C5	100 Seitenlänge	430
	117	1 000		130 Seitenlänge	690
C10	50	460	C11	50	540
	65	590		65	710
	80	750		80	870
	95	900		95	1070
	115	1 040		115	1 240

11.7.4 Spaltringdübel und Schubscheibendübel in Hirnholz

(1) Schubverbinder nach EN 912 dürfen in Hirnholz von Bauteilen aus GL und GST angewendet werden, vorausgesetzt, dass der Feuchtegehalt weniger als 20 % beträgt, unter Verwendung von:

- Spaltringdübeln des Typs A1 mit Durchmessern $d_{con} \leq 126$ mm;
- Scheibendübel mit Zähnen des Typs C1 mit Durchmessern $d_{con} \leq 140$ mm;
- Schubscheibendübel mit Stacheln des Typs C10.

ANMERKUNG Der Winkel zwischen den Bauteilen, siehe Bild 11.31, beträgt $90^\circ \leq \varphi \leq 45^\circ$.

(2) Die Bauteile sollten fest angezogen werden, um Auflagerkräfte mit einem Bolzen nach Tabelle 11.27 zu übertragen.

Tabelle 11.27 — Anforderungen an Bolzendurchmesser d in Hirnholzverbindungen

Schubverbinder	Typ	Durchmesser des Verbindungsteils d_{con} mm	Bolzendurchmesser d mm
Spaltring	A1	≤ 130	$12 \leq d \leq 24$
Scheibendübel mit Zähnen oder Stacheln	C1	≤ 75	$10 \leq d \leq d_{con,1}^a$
		≥ 95	$10 \leq d \leq 30$
	C10		$10 \leq d \leq 30$

^a ist der Durchmesser des Mittellochs des Schubverbinder in mm.

(3) Die sichere Fixierung sollte mit Bolzen und Unterlegscheiben nach 11.2.2 erfolgen, die unter dem Kopf des Bolzens platziert werden, sowie einer an der Bolzenspitze positionierten Klemmvorrichtung. Die Klemmvorrichtung sollte entweder aus einer runden Stange mit einem Querloch und einem Innengewinde, einem entsprechenden Formstück oder einer Unterlegscheibe und einer Mutter bestehen.

(4) Die Breite der zu verbindenden Balken sollte die in Tabelle 11.28 enthaltenen Mindestwerte nicht unterschreiten. Die Schubverbinder sollten zentral in die Hirnholzseite eingeführt werden. Die Mindestkantenabstände und Abstände zwischen Schubverbinder nach Tabelle 11.28 sollten verwendet werden.

(5) Wenn die charakteristische Rohdichte der verbundenen Bauteile mindestens 350 kg/m^3 beträgt, sollte bei Verwendung von Spaltringdübeln des Typs A1 die charakteristische Tragfähigkeit $F_{v,H,k}$ je Verbinder wie folgt bestimmt werden:

$$F_{v,H,k} = \frac{k_H}{(1,3 + 0,001 d_{\text{con}})} F_{v,0,k} \quad (11.89)$$

Dabei ist

k_H der Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses des Hirnholzes auf den zu verbindenden Balken, der wie folgt abgeleitet wird:

$k_H = 0,65$ für einen oder zwei sukzessive angeordnete Dübel;

$k_H = 0,80$ für drei, vier oder fünf sukzessive angeordnete Dübel;

$F_{v,0,k}$ die charakteristische Tragfähigkeit des Schubverbinder nach 11.7;

d_{con} der Durchmesser des Schubverbinder in mm.

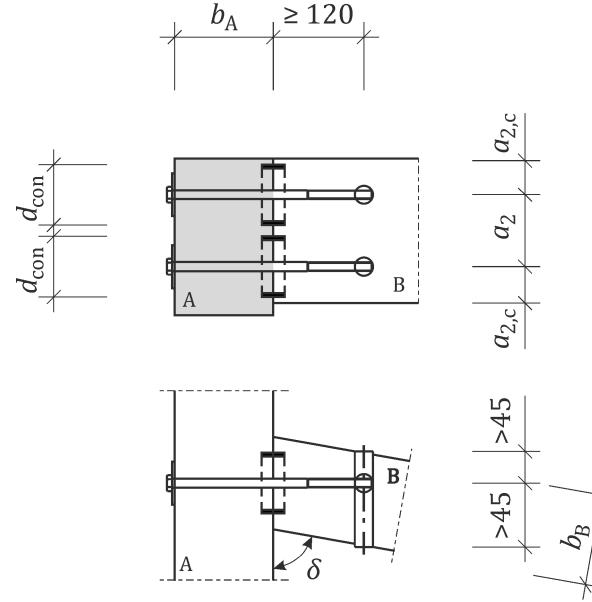


Bild 11.31 — Bemessung einer Hirnholz-Verbindung mit Schubverb bindern

(6) Wenn die charakteristische Rohdichte eines verbundenen Bauteils mindestens 350 kg/m^3 und nicht mehr als 500 kg/m^3 unter Verwendung von Scheibendübeln mit Zähnen des Typs C1 und Scheibendübeln mit Stacheln des Typs C.10 beträgt, sollte die charakteristische Tragfähigkeit $F_{v,H,k}$ je Verbindungsteil wie folgt bestimmt werden:

$$F_{v,H,k} = 14 d_{\text{con}}^{1,5} + 0,8 F_{v,90,k} \quad (11.90)$$

Dabei ist

$F_{v,90,k}$ die charakteristische Tragfähigkeit des jeweiligen Bolzens oder der Gewindestange, berechnet anhand der Gleichung (11.15) mit der charakteristischen Lochleibungsfestigkeit $f_{h,1,k}$ berechnet anhand der Tabelle 11.6 für $\alpha = 90^\circ$ in N;

d_{con} der Durchmesser des Schubverbinder in mm.

(7) Hirnholzverbindungen in Holz mit einer charakteristischen Rohdichte von weniger als 350 kg/m³ dürfen nicht verwendet werden. Für Hirnholzverbindungen muss ein Faktor k_3 von 1,0 verwendet werden.

Tabelle 11.28 — Anforderungen an Hirnholzverbindungen mit Schubverbinder

Typ	Durchmesser des Schubverbinder d_{con} mm	Mindestbreite des Balkens b_{\min} mm	Kantenabstand $a_{3,c}$ mm	Mindest-abstand a_2 mm
A1	65	110	55	80
	80	130	65	95
	95	150	75	110
	126	200	100	145
C1	50	100	50	55
	62	115	55	70
	75	125	60	90
	95	140	70	110
	117	170	85	130
	140	200	100	155
C10	50	100	50	65
	65	115	60	85
	80	130	65	100
	95	150	75	115
	115	170	85	130

11.8 Gestanzte Nagelplatten aus Metall

(1) Die Bemessung von Verbindungen mit gestanzten Nagelplatten aus Metall muss nach Anhang H erfolgen.

11.9 Expandierte Rohrbefestigungselemente

ANMERKUNG Anhang J enthält Informationen zur Bemessung expandierter Rohrbefestigungselemente.

11.10 Eingeklebte Stangen

11.10.1 Allgemeines

(1) Die Eigenschaften des Klebstoffs und seiner Haftfestigkeit an Stangen und Holz müssen innerhalb der Bemessungsbereiche der Temperatur und des Feuchtegehalts während der gesamten Nutzungslebensdauer des Bauwerks zuverlässig sein.

(2) 11.10 legt die Bemessung von eingeklebten Stangen in Holz fest. Sofern die Stangen verwendet werden, um verschiedene Bauteile oder Materialien zu verbinden (z. B. Stahl oder Beton), sollte die Kompatibilität des Verformungsverhaltens und der für die statische Berechnung verwendeten Modelle sichergestellt sein.

(3) Für jede Anwendung eingeklebter Stangen sollte die Überwachungsstufe (IL, en: inspection level) nach EN 1990:2023, Anhang B, den Festlegungen durch die zuständige Behörde entsprechen, oder sollte, sofern keine Festlegungen getroffen wurden, für ein bestimmtes Bauvorhaben zwischen den beteiligten Parteien vereinbart werden.

(4) Der in ein Betonelement eingelassene Teil der eingeklebten Stange sollte als nachträglich montiertes Befestigungselement nach EN 1992-4, 2018, 7.2, gestaltet sein.

ANMERKUNG 1 Weitere Informationen zur Bemessung von Verbünden aus Holz und Beton können CEN/TS 19103 entnommen werden.

ANMERKUNG 2 Wenn eine Schubkraft durch die Stange zwischen der Schnittstelle von Holz und Beton übertragen wird, kann lokales Brechen des Betons vor dem Befestigungselement im Fall hoher Kontaktdrücke auftreten.

(5) Die Tragfähigkeit einer Verbindung in SC 1 und 2 mit axial belasteten eingeklebten Stangen sollte für die folgenden Versagensarten verifiziert werden:

- a) Zugversagen der Stange 11.10.5.1;
- b) Stauchversagen (Beulen) der Stange 11.10.5.1(5);
- c) Versagen des Klebstoffs in der Klebefuge und seiner Haftfestigkeit an der Stange und dem Holz 11.10.5.1;
- d) Schubversagen des Holzes neben der Klebefuge 11.10.5.1;
- e) Spalten des Holzes ausgehend von den eingeklebten Stangen 11.10.7;
- f) Holzversagen des Bauteils in der Umgebung der eingeklebten Stange (z. B. Nettoquerschnitt oder Blockschubversagen in einer Verbindung mit mehreren eingeklebten Stangen) 11.10.5.2 und

für die Bemessung und das Layout der Position des Befestigungselements mit Abstand sowie Kanten und Endabständen nach 11.10.7.

(6) Im Fall der kombinierten seitlichen und axialen Belastung müssen eingeklebte Stangen nach 11.3.6 verifiziert werden. Bei Anwendung reduzierter Abstände nach 11.10.7(2) sollte eine seitliche Belastung der Stangen durch entsprechende Ausführung vermieden werden.

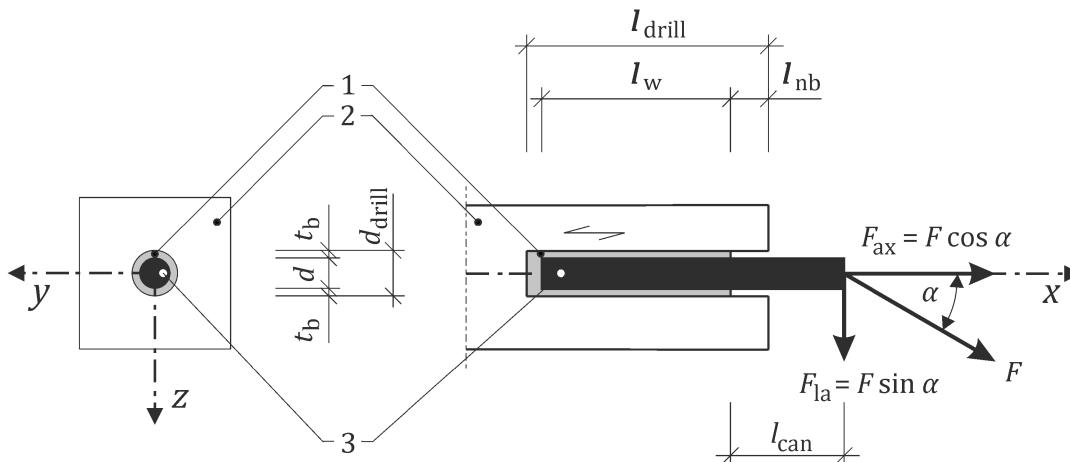
ANMERKUNG Duktiles Verhalten axial belasteter Verbindungen mit eingeklebten Stangen wird allgemein erreicht, wenn das Zugversagen der Stange (Versagensart a)), das größere Verformungen erfordert, vor den anderen möglichen Versagensarten in 11.10.1(6) auftritt.

(7) Wenn eine gleichmäßige Lastverteilung zwischen einer Gruppe gleichzeitig einwirkender eingeklebter Stangen angenommen wird, muss die einzelne Stange so gestaltet sein, dass sie in einer duktilen Versagensart nach 11.10.1(6) versagt. Andernfalls sollte eine ungleichmäßige Kraftverteilung zwischen Stangen angenommen und eine detaillierte elastische statische Berechnung vorgenommen und der Verbindungs widerstand um 10 % für drei bis vier Stangen und um 20 % für fünf oder mehr Stangen reduziert werden. Verbindungen mit mehr als sechs Stangen ohne gleichförmige Lastverteilung sollten vermieden werden.

(8) Der Verschiebungsmodul eingeklebter Stangen in 11.3.7 muss angewendet werden.

ANMERKUNG Die Möglichkeit einer Überfestigkeit kann berücksichtigt werden, siehe 11.10.5.1(2).

(9) Die Kraftübertragung zwischen Klebstoff und Stange sollte mechanisch erreicht werden, eine mögliche Haftfestigkeit sollte nicht berücksichtigt werden.



Legende

1	Klebstoff	d_{drill}	Durchmesser des Bohrlochs
2	Holz	d	Durchmesser der Stange
3	Stange	l_{can}	Abstand zwischen der Klebefuge und der seitlichen Last
l_{drill}	Länge des Bohrlochs	α	Winkel zwischen Last und Stangenachse
l_w	Ausziehlänge	F	Kraft
l_{nb}	nicht verklebte Länge	F_{la}	Seitenkraft
t_b	Dicke der Klebefuge	F_{ax}	Axialkraft

Bild 11.32 — Ein Beispiel für eine eingeklebte Stange

11.10.2 Wirkung von Veränderungen des Feuchtegehalts

(1) Das Holz sollte nahe dem endgültigen Gleichgewichtsfeuchtegehalt konditioniert werden.

ANMERKUNG Grenzwerte für Differenzen zwischen dem Feuchtegehalt der einzelnen Holzbauteile sind in prEN 1995-3:2024, B.8.1, enthalten.

(2) Für senkrecht zur Faser eingeführte Stangen sollte das Risiko von Spaltung im Holz aufgrund von Veränderungen des Feuchtegehalts berücksichtigt werden, siehe 8.3.2(13) bis (16) und Tabelle 5.5.

11.10.3 Materialanforderungen

11.10.3.1 Holz

(1) Die Regeln in 11.10 sollten für in die folgenden Holzmaterialien eingeklebte Stangen angewendet werden:

- Brettschichtholz (GL) oder Balkenschichtholz (GST);
- Furnierschichtholz (LVL) und verklebtes Furnierschichtholz (GLVL);
- Brettsperrholz (CLT).

ANMERKUNG Die Anwendung eingeklebter Stangen kann in Bauholz für tragende Zwecke erwogen werden, wenn sich bereits Risse gebildet haben und die Umgebungsbedingungen sich nicht wesentlich ändern.

11.10.3.2 Klebstoff

(1) Ein Klebstoff nach EN 17334 sollte verwendet werden.

(2) 11.10.5 sollte für eingeklebte Stangen mit einer charakteristischen Ausziehfestigkeit $f_{w,k}$ nicht weniger als die in Tabelle 11.29 enthaltenen Werte angewendet werden.

Tabelle 11.29 — Charakteristische Mindestausziehfestigkeit von eingeklebten Stangen in Weichholz und Hartholz $f_{w,k}$

Effektive Ausziehlänge $l_{w,ef}$ der Stange nach Gleichung (11.96) in mm			
	$l_{w,ef} \leq 250$	$250 < l_{w,ef} \leq 500$	$500 < l_{w,ef} \leq 1000$
$F_{w,k}$ in N/mm ² ^a	4,0	$5,25 - 0,005 l_{w,ef}$	$3,5 - 0,0015 l_{w,ef}$

^a Für Anwendungen, in denen $l_{w,ef}$ größer ist als $\min\{40d; 1\ 000\}$, sollte die für $l_{w,ef} = \min\{40d; 1\ 000\}$ bestimmte Tragfähigkeit verwendet werden.

11.10.3.3 Stange

(1) Stangen sollten:

- Rippenstangen aus Bewehrungsstahl nach EN 10080 sein;
- metrische Stangen mit einem groben Gewinde nach EN ISO 898-1 sein;
- mit einem Durchmesser von 6 mm bis 30 mm.

(2) Die Festigkeitsklassen 4.6 und 5.6 sollten verwendet werden. In Weichhölzern sollte die Festigkeitsklasse 8.8 nur im Fall erforderlicher geringer Duktilität angewendet werden. Für Gewindestangen aus nichtrostendem Stahl nach EN ISO 3506-1 sollten die Eigenschaftsklassen 45, 50, 60 verwendet werden. In Weichhölzern sollten die Festigkeitsklassen 70, 80 und 100 nur im Fall erforderlicher geringer Duktilität angewendet werden.

11.10.4 Geometrische Anforderungen an eingeklebte Stangen

(1) Die Ausziehlänge l_w , siehe Bild 11.32, sollte Folgendes erfüllen:

$$l_w \geq \max \begin{cases} 0,4d^2 \\ 8d \end{cases} \quad (11.91)$$

Dabei ist

d der Durchmesser der eingeklebten Stange.

11.10.5 Axialwiderstand**11.10.5.1 Widerstand der Stange**

(1) Der Bemessungsaxialwiderstand der eingeklebten Stange $F_{ax,d}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{ax,d} = \min \begin{cases} F_{t,d} \\ F_{w,d} \end{cases} \quad (11.92)$$

mit

$$F_{t,d} = \begin{cases} \min \left[\frac{A_s f_{y,k}}{\gamma_{M0}} ; \frac{0,9 A_s f_{u,k}}{\gamma_{M2}} \right] & \text{für Gewindestangen} \\ \frac{A_s f_{y,k}}{\gamma_{M1}} & \text{für Rippenstangen} \end{cases} \quad (11.93)$$

$$F_{w,d} = \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} F_{w,k} \quad (11.94)$$

$$F_{w,k} = \min \begin{cases} \pi d l_{w,\text{ef}} f_{w,k} \\ E_s A_s \varepsilon_{u,\text{tim}} \end{cases} \quad (11.95)$$

$$l_{w,\text{ef}} = \min \begin{cases} l_w \\ 40d \\ 1000 \end{cases} \quad (11.96)$$

Dabei ist/sind

$F_{t,d}$ die Bemessungszugfestigkeit der Stange;

$F_{w,d}$ der Bemessungsausziehwiderstand der eingeklebten Stange;

A_s die Nennspannungsfläche nach EN ISO 898-1 für Gewindestangen und der Nennquerschnittsbereich nach EN 10080 für Rippenstangen;

$f_{y,k}$ die charakteristische Streckgrenze der eingeklebten Stange, siehe Tabelle 11.3;

$f_{u,k}$ die charakteristische Bruchfestigkeit der eingeklebten Stange, siehe Tabelle 11.3;

$F_{w,k}$ der charakteristische Ausziehwiderstand;

d der Durchmesser der eingeklebten Stange in mm;

l_w die Ausziehlänge in mm;

$l_{w,ef}$	die effektive Ausziehlänge;
$f_{w,k}$	die charakteristische Ausziehfestigkeit, definiert als $f_{vr,k}$ nach EN 17334;
γ_{M1}, γ_{M2} und γ_M	die Teilsicherheitsbeiwerte für Materialeigenschaften, siehe Tabelle 4.4;
$\varepsilon_{u,tim}$	die Versagensdehnung des Holzes parallel zur Faser.

Für Weichholz $\varepsilon_{u,tim} = 2,4\%$.

ANMERKUNG Eine unverklebte Länge $l_{nb} \geq 5d$ reduziert das Risiko der Spaltung, siehe Bild 11.32.

(2) Um Duktilität zu erreichen, sollte das duktile Versagen der eingeklebten Stange vor dem Sprödbruchversagen der Klebefuge oder jeder anderen Sprödbruchversagensart in dem Holz auftreten. Falls Duktilität für die Bemessung erforderlich ist, sollte Folgendes erfüllt sein:

$$F_{t,0.95} < F_{w,k} \quad (11.97)$$

mit

$$F_{t,0.95} = A_s f_{y,0.95} \quad (11.98)$$

Dabei ist

$F_{t,0.95}$	das 95. Perzentil des Zugwiderstands der Stange;
$F_{w,k}$	die charakteristische Ausziehfestigkeit;
A_s	die Nennspannungsfläche nach EN ISO 898-1 für Gewindestanden und die Nennquerschnittsfläche nach EN 10080 für Rippenstangen;
$f_{y,0.95}$	in Anhang M, Tabelle M.12, definiert.

(3) Für Anwendungen, bei denen die Überwachungsstufe 1 (IL1) und die Überwachungsstufe 2 (IL2) nach EN 1990:2023, Anhang B, angewendet werden, dürfen die Festigkeitseigenschaften der Stangen ohne Prüfung aus der Europäischen Technischen Produktspezifikation übernommen werden. Um die Bedingungen in Gleichung (11.97) zu erfüllen, darf Gleichung (11.99) verwendet werden:

$$\frac{F_{w,d}}{F_{t,d}} \geq 1,5 \quad (11.99)$$

Dabei ist

$F_{w,d}$ der Bemessungsausziehwiderstand.

ANMERKUNG Eine angemessene Duktilität der Verbindung kann erreicht werden, indem eine gegebene Dehnung der Stange und potenziell eine gegebene Rotation der Verbindung sichergestellt wird. Eine solche Anforderung kann durch Angabe eines Werts für die Strecklänge entsprechend dem Verformungsbedarf erfüllt werden.

(5) Für eingeklebte Stangen in Stauchung sollte der Knickwiderstand nach 11.2.2.5 bestimmt werden.

11.10.5.2 Kapazität des Holzbauteils

(1) Bei der Berechnung der Zugtragfähigkeit von Holzbauteilen, die eingeklebte Stangen enthalten, muss die Nettoquerschnittsfläche durch Berücksichtigung der Durchmesser der vorgebohrten Löcher berücksichtigt werden.

(2) Eingeklebte Stangen sollten gleichmäßig über den gesamten Holzquerschnitt oder innerhalb einer Gruppe unter Aufrechterhaltung einer ausgewogenen Steifigkeit zwischen den Stangen und dem Holz parallel zur Faser verteilt werden.

ANMERKUNG 1 Dies kann erfüllt werden, wenn die Steifigkeit des Holzbauteils $E_{0,mean} A_{tim}$ der Steifigkeit der eingeklebten Stangen $E_s A_s$ entspricht.

ANMERKUNG 2 Die Wahl von Stangen mit kleinem Durchmesser kann die gleichmäßige Verteilung der Stangen über den Holzquerschnitt vereinfachen.

(3) Die Bemessungszugkapazität des Holzbauteils parallel zur Faser für eine einzelne eingeklebte Stange, die parallel zur Faser eingeführt ist, $F_{t,0,Rd}$, sollte anhand der Gleichung (11.100) berechnet werden, wenn die effektive Holzfläche A_{ef} einer gegebenen Stange auf ein Quadrat von maximal $36d^2$ begrenzt ist. Wenn der Abstand zwischen benachbarten Stangen weniger als $6d$ beträgt, sollte die Überlappungsfläche der $36d^2$ Quadrate vernachlässigt werden, siehe Bild 11.34.

$$F_{t,0,Rd} = f_{t,0,d} A_{ef} \quad (11.100)$$

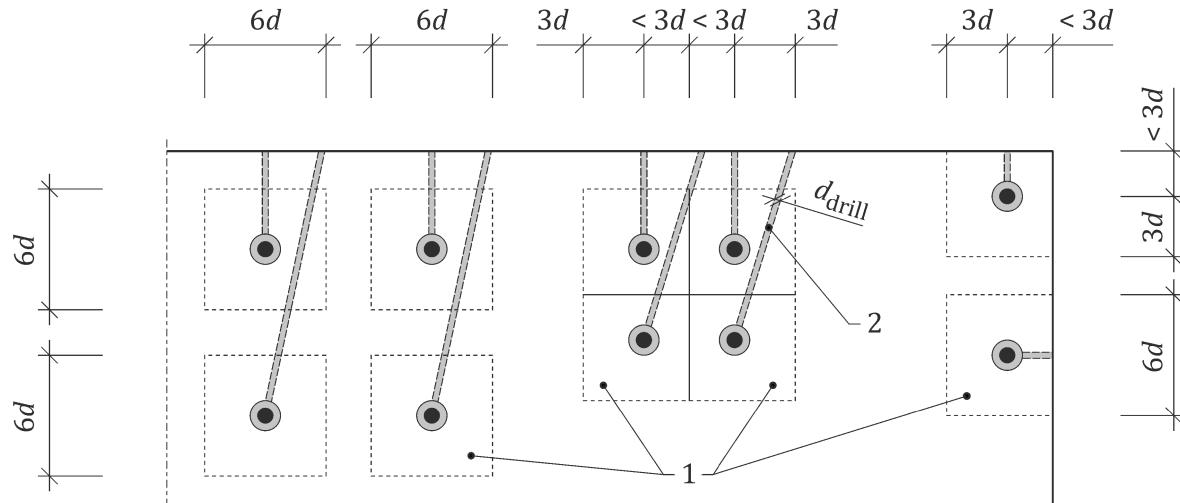
Dabei ist

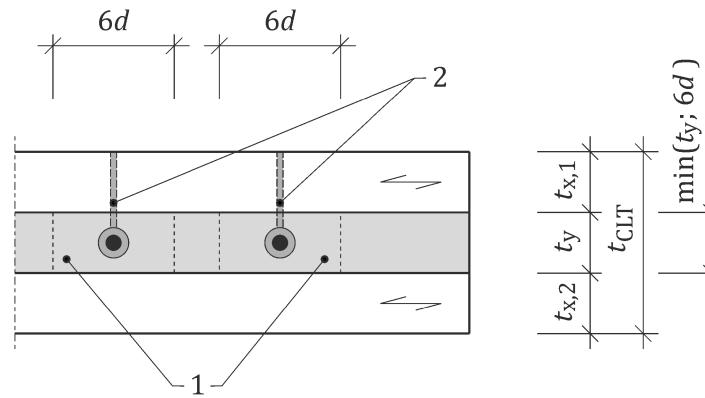
$f_{t,0,d}$ die Bemessungszugfestigkeit des Holzes;

A_{ef} die effektive Holzfläche, siehe Bild 11.33;

d der Durchmesser der eingeklebten Stange.

ANMERKUNG Für den Mindestabstand und die Abstände von eingeklebten Stangen siehe 11.10.7.



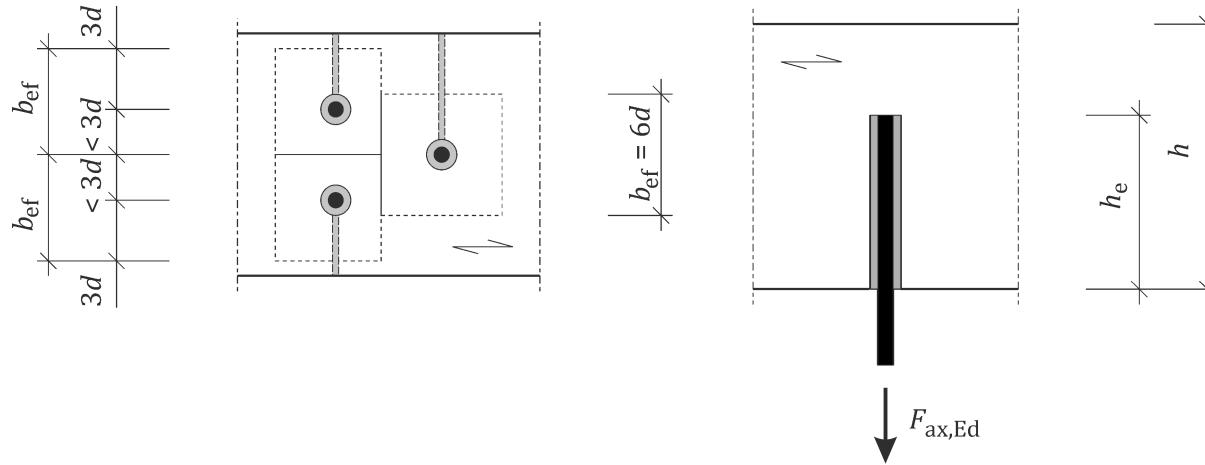
**Legende**

- 1 effektive Holzfläche A_{ef}
2 Injektionskanal

Bild 11.33 — Effektive Holzfläche für eingeklebte Stangen parallel zur Faser

(4) In Brettsperrholz darf die effektive Fläche nicht über mehr als eine einzelne Lamelle erweitert werden, siehe Bild 11.33.

(5) Die Bemessungsspaltkapazität des Holzbauteils für eine einzelne eingeklebte Stange, die in einem Winkel zur Faser eingeführt wird, sollte nach 11.6 bestimmt werden, dabei ist h_e der belastete Kantenabstand zum Ende der Stange und b_{ef} die effektive Breite mit einem Höchstwert von $6d$ je Stange, siehe Bild 11.34.

**Bild 11.34 — Effektive Holzfläche für eingeklebte Stangen in einem Winkel zur Faser****11.10.6 Seitlicher Widerstand**

(1) Für die Bemessung des seitlichen Widerstands eingeklebter Stangen müssen die Bestimmungen von 11.3.3 angewendet werden.

(2) Für seitlich belastete eingeklebte Stangen, die senkrecht zur Faser eingeführt werden ($\varepsilon = 90^\circ$), sollte die Lochleibungsfestigkeit nach Tabelle 11.7 auf der Grundlage des Bohrdurchmessers angewendet werden.

(3) Für seitlich belastete eingeklebte Stangen, die parallel zur Faser eingeführt werden ($\varepsilon = 0^\circ$), sollte die Lochleibungsfestigkeit als 10 % der Festigkeit nach 11.10.6(2) genommen werden.

(4) Für seitlich belastete eingeklebte Stangen, die in einem Winkel zwischen der Stange und der Faser eingeführt werden, sollte die Lochleibungsfestigkeit durch lineare Interpolation zwischen 11.10.6(2) und 11.10.6(3) bestimmt werden.

(5) Für in einem Abstand $l_{\text{can}} > 0$ einwirkende Lasten, siehe Bild 11.32, sollten die Versagensarten in Bild 11.35 berücksichtigt und der charakteristische Wert des Beitrags der Dübelwirkung $F_{D,k}$ für eine eingeklebte Stange sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{D,k} = \min \begin{cases} df_{h,k} \left(\sqrt{(l_h + 2l_{\text{can}})^2 + l_h^2} - l_h - 2l_{\text{can}} \right) & (\text{a}) \\ df_{h,k} \left(\sqrt{l_{\text{can}}^2 + \frac{2M_{y,k}}{df_{h,k}}} - l_{\text{can}} \right) & (\text{b}) \end{cases} \quad (11.101)$$

Dabei ist

- d der Nenndurchmesser der eingeklebten Stange;
- $f_{h,k}$ die charakteristische Lochleibungsfestigkeit nach 11.10.6(1) – (3);
- l_{can} der Abstand zwischen Last und Klebefuge, siehe Bild 11.35;
- l_h die Einlasstiefe;
- $M_{y,k}$ das charakteristische Streckmoment der Stange, siehe Tabelle 11.8.

ANMERKUNG Für seitlich belastete Stangen in Verbindungen zwischen Holzteilen kann der Abstand l_{can} zwischen der Klebefuge und dem angenommenen Punkt des Null-Biegemoments der verformten Stange gemessen werden. Für seitlich belastete Stangen in Verbindungen von Stahl und Holz kann die Exzentrizität zwischen der Klebefuge und der Mitte des Stahlbauteils im Fall einer schwenkbaren Halterung oder an dem angenommenen Punkt des Null-Biegemoments der verformten Stange eines eingespannten Auflagers gemessen werden.

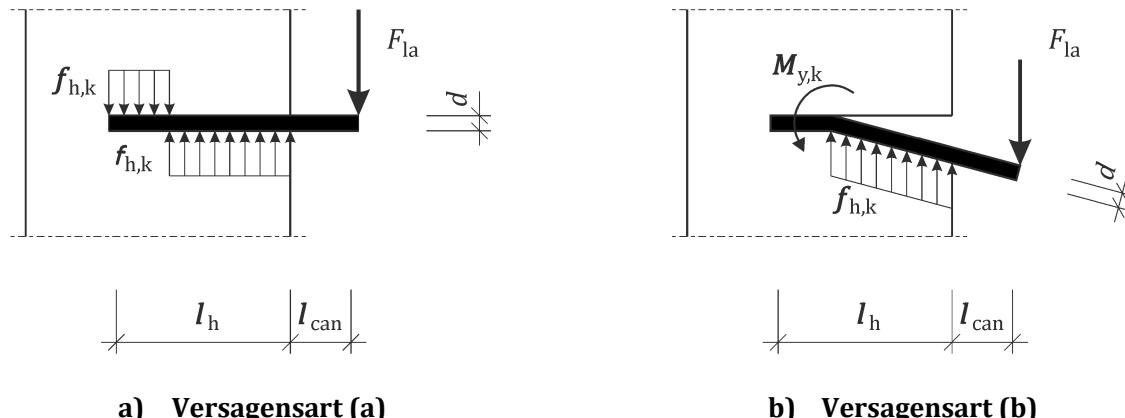


Bild 11.35 — Versagensart (a) und (b) für eine eingeklebte und in einem Abstand l_{can} zur Klebefuge belastete Stange

11.10.7 Abstand, Kantenabstände und Endabstände

(1) Für Klebstoffe, die 150 % der geforderten charakteristischen Ausziehfestigkeit $f_{w,k}$ nach Tabelle 11.29 nicht überschreiten, sollten die Mindestabstände und Kanten- und Endabstände nach Bild 11.36 und Bild 11.37 und Tabelle 11.30 bestimmt werden.

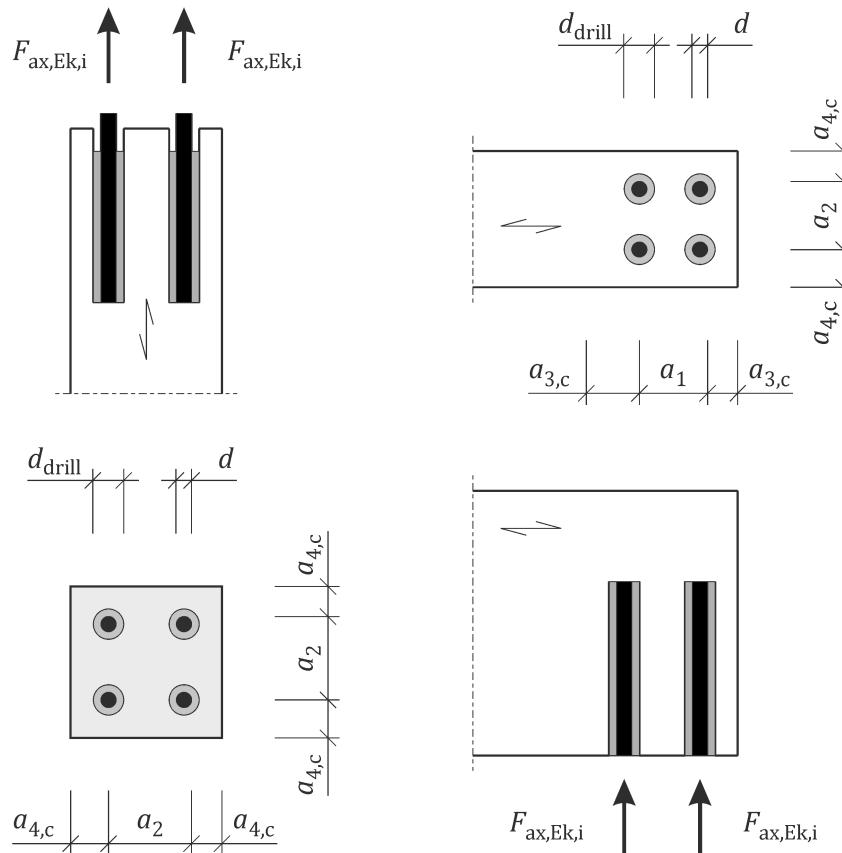
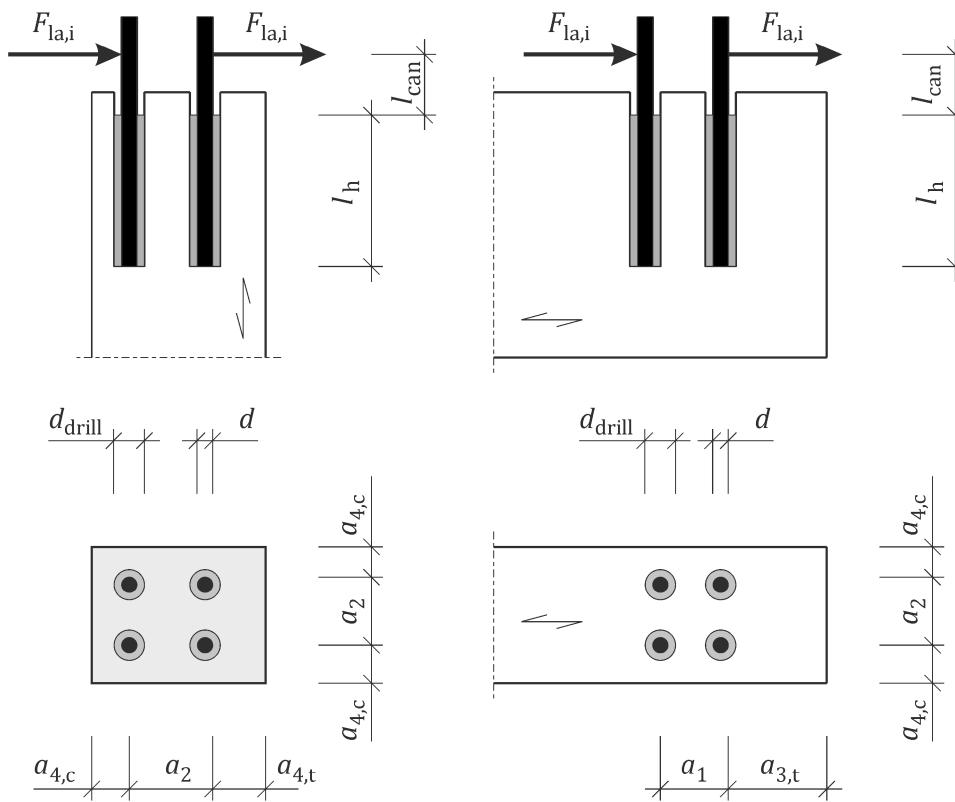
- Entwurf -**Bild 11.36 — Bezeichnung von Abständen und Distanzen axial belasteter eingeklebter Stangen****Bild 11.37 — Bezeichnung von Abständen und Distanzen seitlich belasteter eingeklebter Stangen**

Tabelle 11.30 — Mindestabstände und Distanzen für eingeklebte Stangen in GL, GST, LVL und GLVL

Eingeklebte Stangen	Axial belastete Stangen	Seitlich belastete Stangen
Parallel zur Faser	$a_2 = 5d$ $a_{4,c} = 2,5d$	$a_2 = 5d$ $a_{4,c} = 2,5d$ $a_{4,t} = 4d$
Senkrecht zur Faser	$a_1 = 4d$ $a_2 = 4d$ $a_{3,c} = 2,5d$ $a_{4,c} = 2,5d$	Siehe Tabelle 11.17 bis Tabelle 11.19

(2) Für axial belastete Stangen, die parallel zur Faser eingeklebt sind, dürfen der Abstand und der Kantenabstand nach Tabelle 11.30 um 30 % reduziert werden, wenn die Ausziehfestigkeit des Systems mit dem verwendeten Klebstoff die charakteristischen Werte der Ausziehfestigkeit $f_{w,k}$ nach Tabelle 11.29 nicht überschreitet.

(3) Die Werte des reduzierten Abstands und Kantenabstands aus 11.10.7(2) dürfen ebenfalls für Klebstoffe angewendet werden, die 125 % der charakteristischen Werte $f_{w,k}$ nach Tabelle 11.29 bei Verwendung einer unverklebten Länge von $l_{nb} \geq 5d$ nicht überschreiten. Für $3d \leq l_{nb} < 5d$ darf die lineare Interpolation angewendet werden.

11.11 Tischerverbindungen

11.11.1 Einstufige und zweistufige Verbindungen

11.11.1.1 Allgemeines

(1) Die Bemessungsbestimmungen in 11.11.1 dürfen nur für SC 1 und SC 2 angewendet werden.

(2) Ein- und zweistufige Verbindungen müssen so gestaltet werden, dass sie Lastkombinationen, die zu Stauchung in den Kontaktflächen zwischen den Bauteilen sowie Schubspannungen führen, widerstehen.

(3) Ergänzende Maßnahmen sollten getroffen werden, um eine Abtrennung der Holzbauteile in der Ebene oder außerhalb der Ebene durch außergewöhnliche Einwirkungen oder Lastumkehr zu verhindern.

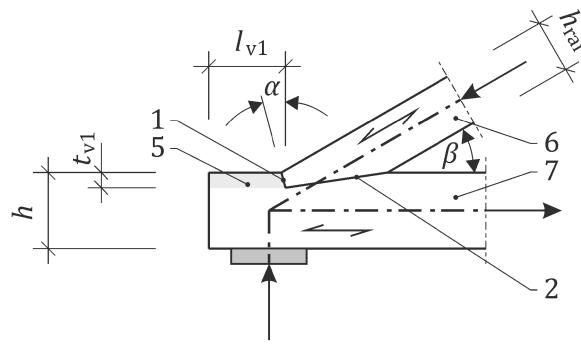
ANMERKUNG Beispiele ergänzender Maßnahmen sind die Verwendung von Befestigungselementen wie Schrauben, Bolzen, Stützblechen und/oder Stahlgurten.

(4) Die Verbindung sollte exakt mit einem maximalen Freiraum von 1,5 mm zwischen Bauteilen passen.

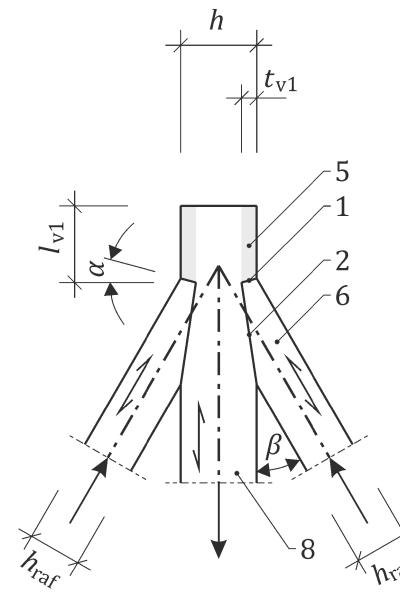
(5) Wenn ein geeignetes Kontaktmedium (z. B. Keile, fugenfüllende Klebstoffe) verwendet wird, ist ein maximaler Freiraum von 8,0 mm zulässig.

11.11.1.2 Geometrische Anforderungen

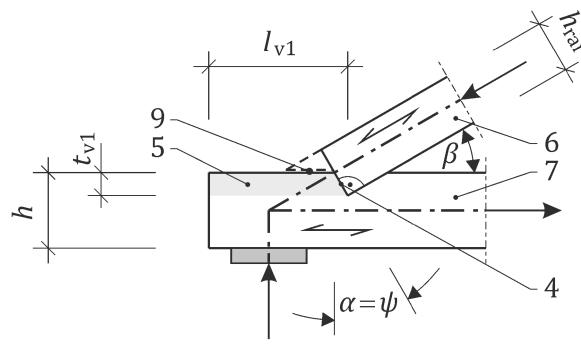
(1) Die Tischerverbindungen, siehe Bild 11.38, sollten die geometrischen Anforderungen in 11.11.1.2 erfüllen.



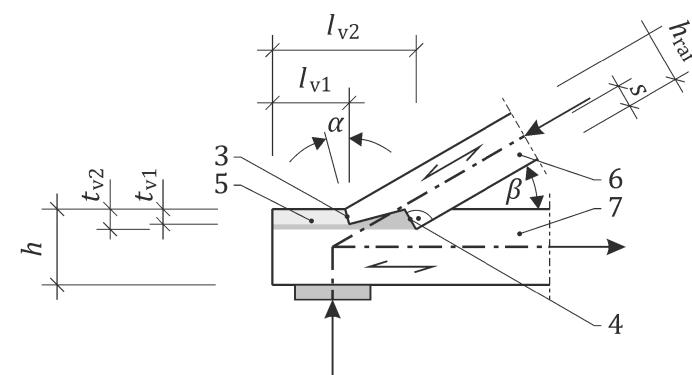
a) Einseitige einstufige Verbindung



b) Zweiseitige einstufige Verbindung



c) Einseitige einstufige Verbindung



d) Einseitige zweistufige Verbindung

Legende

1	vordere Oberfläche	6	Sparren
2	hintere Oberfläche	7	Zuganker
3	vordere Oberfläche, vordere Nut	8	Stützbalken
4	vordere Oberfläche, hintere Nut	9	lichter Spalt
5	Fuß des Stützbalkens		

Bild 11.38 — Beispiele für Tischlerverbindungen

(2) Der vordere Oberflächenwinkel sollte grundsätzlich $\alpha = \beta/2$ betragen. Die folgenden Grenzwerte für α sollten eingehalten werden:

$$\frac{\beta}{2} \leq \alpha \leq \beta \quad (11.102)$$

Dabei ist

B der Winkel zwischen dem Sparren und dem Zuganker oder Stützbalken, siehe Bild 11.38.

(3) Die folgenden Grenzwerte für den Hirnholzabstand l_{v1} und die Fugentiefe t_{v1} sollten angewendet werden:

$$l_{v1} \geq 150 \text{ mm} \quad (11.103)$$

Für einseitige Verbindungen:

$$t_{v1} \leq \begin{cases} \frac{h}{4} & \text{if } \beta \leq 50^\circ \\ \frac{h}{6} & \text{if } \beta > 60^\circ \end{cases} \quad (11.104)$$

dabei ist

t_{v1} die Tiefe der vorderen Nut der einstufigen bzw. zweistufigen Verbindungen;

h die Tiefe des Zugankers oder Stützbalkens;

β der Winkel zwischen dem Sparren und dem Zuganker oder Stützbalken.

(4) Grenzwerte für die Tiefe der Kerben t_v für Zwischenwerte von β dürfen durch lineare Interpolation ermittelt werden.

(5) Für zweistufige Verbindungen, siehe Bild 11.38 b), sollte jede Nuttiefe $t_{v1} \leq h/6$ ungeachtet des Winkels α erfüllen.

(6) Für zweistufige Verbindungen sollte die Differenz zwischen der vorderen und hinteren Nuttiefe Folgendes erfüllen:

$$t_{v2} - t_{v1} \geq 10 \text{ mm} \quad (11.105)$$

Dabei ist

t_{v1}, t_{v2} die Tiefe der vorderen bzw. hinteren Fuge der zweistufigen Verbindungen.

11.11.1.3 Bemessungstragfähigkeit unter Stauchung

(1) Die Maße von Kontaktflächen sollten für die folgenden Kräfte ausgelegt sein:

$$F_{\text{car,Ed}} \leq \begin{cases} F_{\text{car1,d}} & \text{für einstufige Verbindungen} \\ F_{\text{car1,d}} + F_{\text{car2,d}} & \text{für zweistufige Verbindungen} \end{cases} \quad (11.106)$$

$$F_{\text{car1,d}} = \frac{b t_{v1} f_{c,\alpha,d}}{\cos \alpha \cos(\beta - \alpha)} \quad \text{vordere Fuge der einstufigen oder zweistufigen Verbindung} \quad (11.107)$$

$$F_{\text{car2,d}} = \frac{b t_{v2} f_{c,\alpha,d}}{\cos \beta} \quad \text{hintere Fuge der zweistufigen Verbindung} \quad (11.108)$$

Dabei ist/sind

$F_{\text{car,Ed}}$ die Bemessungsdruckkraft des Sparrens;

$F_{\text{car1,d}}$ der Bemessungsdruckwiderstand der vorderen Nut in einer einstufigen oder zweistufigen Verbindung;

$F_{\text{car2,d}}$ der Bemessungsdruckwiderstand der hinteren Nut in einer zweistufigen Verbindung;

- b die Breite des Bauteils;
 t_{v1} die Tiefe der vorderen Nut;
 t_{v2} die Tiefe der hinteren Nut;
 $f_{c,\alpha,d}$ die Druckfestigkeit in dem entsprechenden Winkel α zur Faser, siehe 8.1.7;
 α, β die in Bild 11.38 angegebenen Winkel.

(2) An der hinteren Oberfläche einer einstufigen Verbindung und für $\beta > 50^\circ$ muss die Druckspannung Folgendes erfüllen:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} \quad (11.109)$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{car,Ed} \sin \beta}{b \left(\frac{h_{raf}}{\sin \beta} - t_{v1} \tan \alpha \right)} \quad (11.110)$$

Dabei ist/sind

- $\sigma_{c,90,d}$ die Bemessungsdruckfestigkeit senkrecht zur Faser;
 $k_{c,90}$ nach 8.1.6.1(3);
 $f_{c,90,d}$ die Bemessungsdruckfestigkeit senkrecht zur Faser;
 $F_{car,Ed}$ die Bemessungsdruckfestigkeit des Sparrens;
 α, β die Winkel, wie in Bild 11.38 gezeigt;
 b die Breite der Nut;
 h_{raf} die Tiefe des Sparrens;
 t_{v1} die Tiefe der vorderen Nut;

(3) Die hinteren Oberflächen einstufiger oder zweistufiger Verbindungen mit Werten von $\beta \leq 50^\circ$ dürfen nicht als zu der Tragfähigkeit beitragend betrachtet werden.

11.11.1.4 Bemessungstragfähigkeit unter Schub

(1) Um die Schubfestigkeit parallel zur Faser entlang der aktivierte Schublänge der Verbindung zu bestimmen, sollte Folgendes erfüllt sein:

$$\tau_{v,d} \leq k_{red} f_{v,d} \quad (11.111)$$

Dabei ist

$$\tau_{v,d} = \frac{F_{Ed} \cos \beta}{b l_{v,ef}} \quad (11.112)$$

mit

$$F_{Ed} = \begin{cases} F_{car,Ed} & \text{für einstufige und untere Schubfläche in zweistufigen Verbindungen} \\ \frac{F_{car1,d}}{F_{car1,d} + F_{car2,d}} F_{car,Ed} & \text{für obere Schubfläche in zweistufigen Verbindungen} \end{cases} \quad (11.113)$$

$$k_{red} = \begin{cases} 0,6 \text{ für SL} \\ 0,8 \text{ für GL, LVL und GLVL} \end{cases} \quad (11.114)$$

$$l_{v,ef} = \begin{cases} l_{v,1} \leq 8t_{v1} & \text{für die vordere Fuge} \\ 0,7l_{v2} & \text{für die hintere Fuge} \end{cases} \quad (11.115)$$

Dabei ist/sind

- $\tau_{v,d}$ die Bemessungsschubspannung;
- k_{red} der Reduzierungskoeffizient für verschiedene Materialien;
- $f_{v,d}$ die Bemessungszugfestigkeit des Zugankers oder des Stützbalkens;
- β der Winkel, wie in Bild 11.38 gezeigt;
- b die Breite der Schubfläche;
- $l_{v,ef}$ die effektive Schublänge parallel zur Faser;
- $F_{car1,d}$ der Widerstand der vorderen Nut in einer einstufigen oder zweistufigen Verbindung wie in 11.11.1.3(1) definiert;
- $F_{car2,d}$ der Widerstand der hinteren Nut in einer zweistufigen Verbindung wie in 11.11.1.3(1) definiert;
- l_{v1}, l_{v2} die Hirnholzabstände, siehe Bild 11.38;
- t_{v1}, t_{v2} die Nuttiefen, siehe Bild 11.38.

11.11.1.5 Reduzierter Querschnitt für Biegung

(1) Der Abstand zwischen dem Schnittpunkt der Mittellinien der verbindenden Bauteile und dem Auflager e sollte nicht größer sein als die Tiefe h des genuteten Bauteils.

(2) Wenn (1) nicht erfüllt ist, sollte der Querschnitt mit der reduzierten Tiefe h_{red} 8.1.9 für die Kombination von Zug und Biegung aufgrund von Lastexzentrität und 8.1.11 für Schub erfüllen, siehe Bild 11.39.

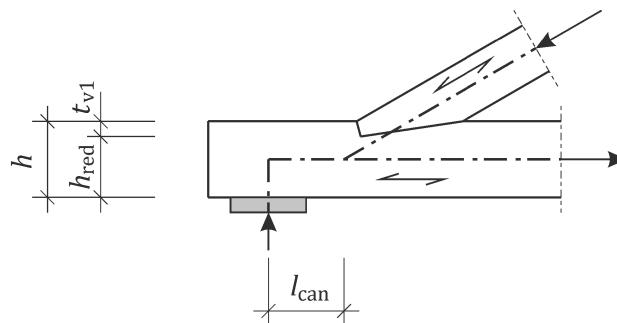


Bild 11.39 — Einstufige Verbindung nahe des Zugankerauflagers

11.11.2 Nut und Zapfen

(1) Für Auflager mit einer Höhe von bis zu 300 mm mit Nut- und Zapfenverbindungen nach Bild 11.40 sollte die charakteristische Kapazität F_{Rk} wie folgt bestimmt werden:

$$F_{Rk} = \min \begin{cases} \frac{2}{3} b_{ten} h_{e,B} k_{v,n} k_z k_v f_{v,k} \\ 1,7 b_{ten} l_{ten,ef} f_{c,90,k} \end{cases} \quad (11.116)$$

mit

$$k_z = \beta \{1 + 2(1 - \beta)^2\}(2 - \alpha) \quad (11.117)$$

$$\alpha = \frac{h_{e,B}}{h_B} \quad (11.118)$$

$$\beta = \frac{h_{ten}}{h_{e,B}} \quad (11.119)$$

$$l_{ten,ef} = \min \begin{cases} l_{ten} + 30 \text{ mm} \\ 2 l_{ten} \end{cases} \quad (11.120)$$

Dabei ist

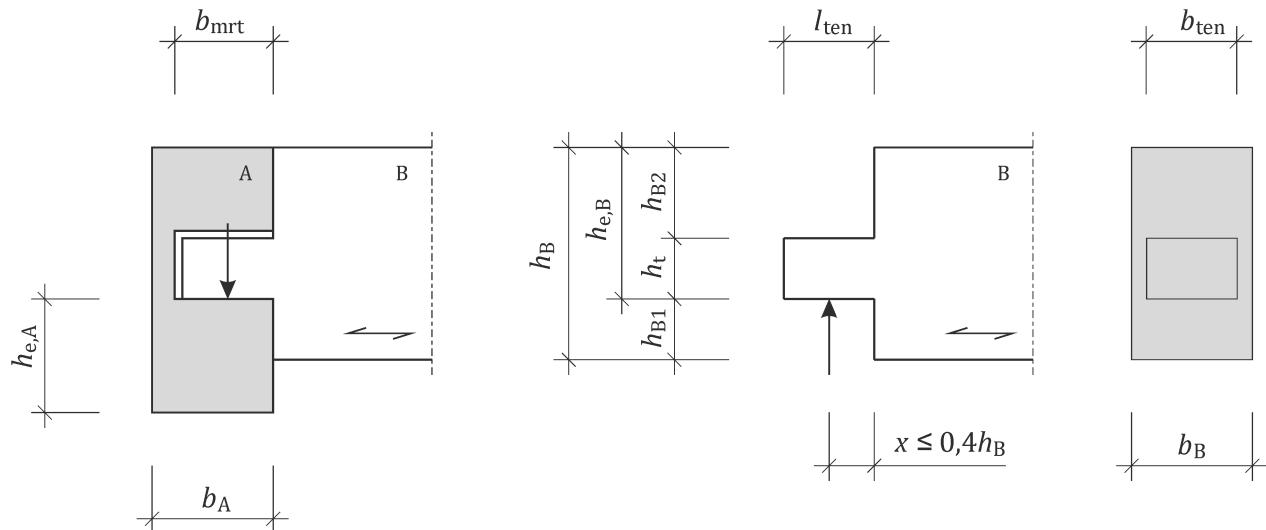
- b_{ten} die Breite des Zapfens;
- $h_{e,B}$ die Höhe der belasteten Seite des Zapfens zur Oberseite des Bauteils B, siehe Bild 11.40;
- $k_{v,n}$ der Faktor für die Wirkung der Nut nach 8.3.4.1(5);
- k_z der durch die Zapfengeometrie bestimmte Koeffizient;
- k_v der Faktor für die Anpassung der Schubfestigkeit nach Gleichung (8.28);
- $f_{v,k}$ die charakteristische Schubfestigkeit;
- b_{ten} die Breite des Zapfens;
- h_{ten} die Höhe des Zapfens;
- $l_{ten,ef}$ die effektive Länge des Zapfens;
- $f_{c,90,k}$ die charakteristische Druckfestigkeit senkrecht zur Faser.

Darüber hinaus sollten die folgenden Mindest- und Höchstmaße angewendet werden:

- $15 \text{ mm} \leq l_{ten} \leq 60 \text{ mm};$
- $1,5 \leq h_B/b_B \leq 2,5;$
- $h_{B,1} \leq h_{B,2};$
- $h_{B,1}/h_B \leq 1/3;$
- $h_t \geq h_B/6;$
- $l_{ten} \leq b_{mrt};$

Dabei ist

b_{mrt} die Tiefe der Nut.

**Bild 11.40 — Geometrische Definitionen der Nut- und Zapfenverbindung**

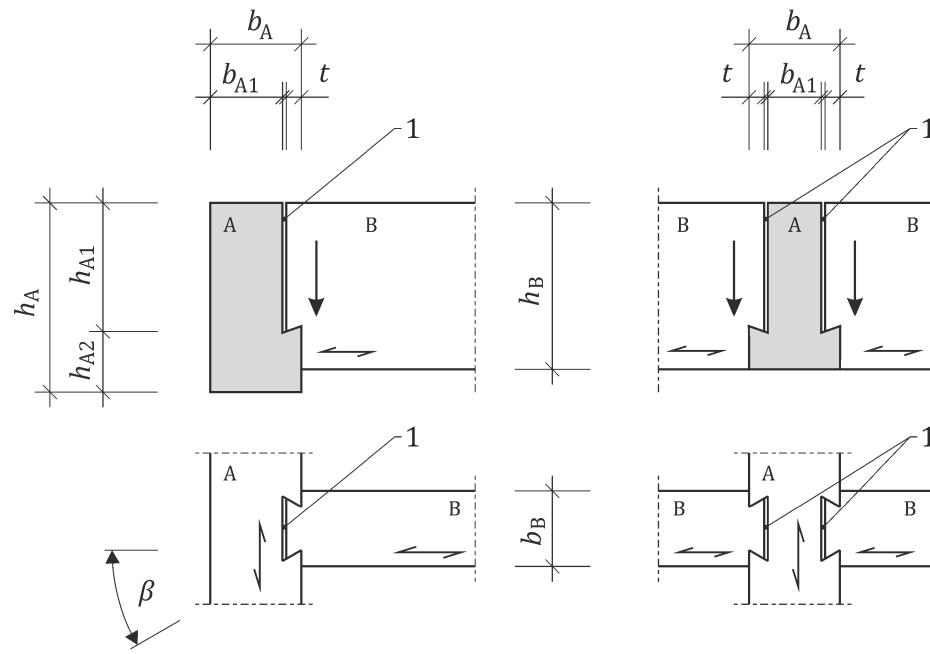
(2) Die Bestimmungen für Verbindungen mit einer Kraftkomponente senkrecht zur Faser müssen 11.6 analog angewendet werden. Die effektive Breite b_{ef} in Gleichung (11.66) muss als gleich der Länge des Zapfens l_{ten} angenommen werden.

11.11.3 Schwalbenschwanzverbindung

11.11.3.1 Allgemeines

(1) Die Bemessungsbestimmungen in 11.11.3 dürfen nur für SC 1 und SC 2 angewendet werden.

(2) Die Bemessungsbestimmungen nach 11.11.3 sollten auf einstufige und zweistufige Schwalbenschwanzverbindungen, siehe Bild 11.41, für Situationen, in denen Bauteilkräfte hauptsächlich durch Schub übertragen werden, angewendet werden.

**a) Einseitig****b) Zweiseitig**

Legende

- A primäres Bauteil
- B sekundäres Bauteil
- 1 lichter Abstand (siehe 11.11.3.1(4))

Bild 11.41 — Schwabenschwanzverbindung

(3) Ergänzende Maßnahmen sollten getroffen werden, um Abtrennungen von Holzbauteilen außerhalb der Ebene aufgrund außergewöhnlicher Einwirkungen oder von Lastumkehr zu verhindern.

ANMERKUNG Beispiele für ergänzende Maßnahmen sind die Verwendung von Befestigungselementen wie Schrauben und/oder Stahlgurte.

(4) Die Verbindung sollte exakt mit einem maximalen Freiraum von 12 mm zwischen der Nut des primären Bauteils und der Endseite des sekundären Bauteils, siehe Bild 11.41, passen.

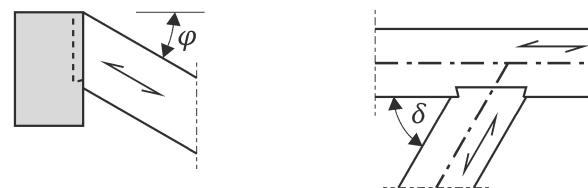
(5) Der Feuchtegehalt von Bauteilen während der Produktion des Schwabenschwanzes sollte nicht mehr als 15 % betragen.

11.11.3.2 Geometrische Anforderungen

(1) Der Winkel zwischen den sekundären und primären Bauteilen, siehe Bild 11.42, muss die folgenden Anforderungen erfüllen:

$$\text{Für } \varphi = 0^\circ \text{ then } 45^\circ \leq \delta \leq +135^\circ \quad (11.121)$$

$$\text{und für } \delta = 90^\circ \text{ then } -45^\circ \leq \varphi \leq +45^\circ \quad (11.122)$$

**Bild 11.42 — Definition des Winkels zwischen den Ebenen sekundärer und primärer Bauteile**

(2) Der Abstand zwischen dem Hirnholz des primären Bauteils und der Mittellinie des ersten sekundären Bauteils muss mindestens 400 mm betragen. Der Mittellinienabstand zwischen mehreren sekundären Bauteilen muss mindestens 400 mm betragen.

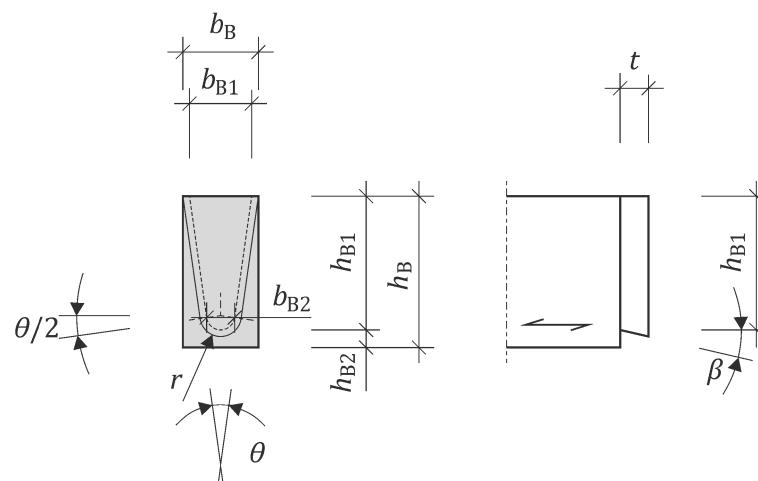
(3) 11.11.3.2 sollte nur angewendet werden, wenn der Schwabenschwanz symmetrisch um die Mittellinie des sekundären Bauteils hergestellt (gefräst) wird, siehe Bild 11.41.

(4) Die Maße sekundärer und primärer Bauteile, siehe Bild 11.41 und Bild 11.43, sollten den Werten in Tabelle 11.31 entsprechen.

Tabelle 11.31 — Maßanforderungen für eine Schwalbenschwanzverbindung

	Primäres Bauteil^a	Sekundäres Bauteil^a
Breite, b in mm	≥ 60	≥ 60
Tiefe, h in mm	≥ 120	$120 \leq h_B \leq 300$
Nutradius, r in mm		$15 \leq r \leq 60$
Nutlänge, t in mm		$25 \leq t \leq 30$
Abholzigkeit der Nut, θ		$10^\circ \leq \theta \leq 20^\circ$
Fräswinkel, β		$10^\circ \leq \beta \leq 18^\circ$
Nutbreite, b_{B1}		$b_{B1} \geq 0,5b$

^a Geometrische Abweichung: $b_{B1} \pm 1,0$ mm, $t \pm 1,5$ mm, $h_B \pm 2,0$ mm.

**Bild 11.43 — Maße des sekundären Bauteils**

(5) Das Nuttiefenverhältnis μ_B sollte wie folgt bestimmt werden:

$$\mu_B = \cos \varphi \frac{(h_{B1} - r)}{h_B} \geq 0,4 \quad (11.123)$$

Dabei ist

- φ der Winkel zwischen den sekundären und primären Bauteilen, projiziert auf einer vertikalen Ebene, siehe Bild 11.42, in Grad;
- h_{B1} die Nuttiefe des sekundären Bauteils, siehe Bauteil 11.43;
- r der Radius des unteren Teils der Nut, siehe Bild 11.43;
- h_B die Tiefe des sekundären Bauteils.

11.11.3.3 Bemessungstragfähigkeit

(1) Die Reduzierung der Tragfähigkeit des primären Bauteils aufgrund der Nut der Schwalbenschwanzverbindung muss berücksichtigt werden, wenn eine Belastung unter Biegung, Schub oder durch Kräfte in Längsrichtung stattfindet.

(2) Die charakteristische Schubkapazität des sekundären Bauteils $F_{v,Rk}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{v,Rk} = \frac{2}{3} A_B k_v f_{v,k} \quad (11.124)$$

mit

$$A_B = \left(\frac{b_{B1} + b_{B2}}{2} \right) (h_{B1} - r) + \frac{(180^\circ - \theta)}{360^\circ} \pi r^2 \quad (11.125)$$

$$k_v = \left(\frac{3600}{A_B} \right)^{0,2} \quad (11.126)$$

Dabei ist

- A_B die Fläche des Schwalbenschwanzes, gegeben durch:
- k_v der Parameter zur Berücksichtigung der Größenwirkung, gegeben durch:
- $f_{v,d}$ die Bemessungsschubfestigkeit des sekundären Bauteils;
- b_{B1} die größte Breite des Schwalbenschwanzes in dem sekundären Bauteil, siehe Bild 11.43;
- b_{B2} die kleinste Breite des Schwalbenschwanzes in dem sekundären Bauteil, siehe Bild 11.43;
- h_{B1} die Tiefe des Schwalbenschwanzes in dem sekundären Bauteil;
- θ die Abholzigkeit der Nut, siehe Bild 11.43;
- r der Radius des unteren Teils der Nut, siehe Bild 11.43.

(3) Die charakteristische Spaltkapazität des sekundären Teils an dem tieferen Punkt des Konus muss 8.3.5 entnommen werden.

(4) Die charakteristische Spaltkapazität des primären Bauteils sollte 11.6 entnommen werden.

(5) Das primäre Bauteil darf nach 11.6.2 verstärkt werden.

12 Mechanisch verbundene und geklebte, stegige oder geflanschte Balken**12.1 Geklebte dünnstegige Balken**

(1) Wenn eine lineare Abweichung über die Tiefe des Balkens angenommen wird, sollten die Axialspannungen in holzbasierten Flanschen Folgendes erfüllen:

$$\sigma_{f,c,max,d} \leq f_{m,d} \quad (12.1)$$

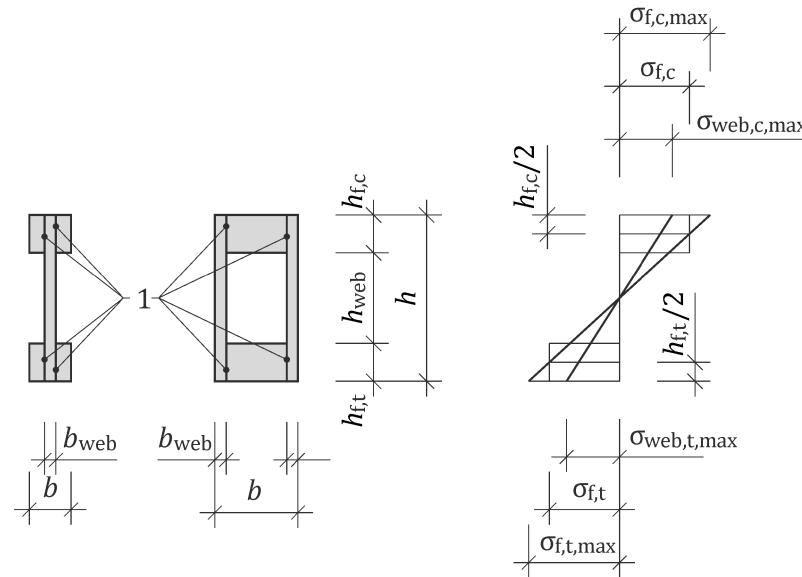
$$\sigma_{f,t,max,d} \leq f_{m,d} \quad (12.2)$$

$$\sigma_{f,c,d} \leq k_c f_{c,0,d} \quad (12.3)$$

$$\sigma_{f,t,d} \leq f_{t,0,d} \quad (12.4)$$

Dabei ist

- $\sigma_{f,c/t,max,d}$ die maximale axiale Bemessungsdruck-/zugspannung des Flanschs;
- $f_{m,d}$ die Bemessungsbiegefestigkeit;
- $\sigma_{f,c,d}$ die mittlere Bemessungsdruckspannung des Flanschs;
- k_c der Faktor zur Berücksichtigung der seitlichen Instabilität;
- $f_{c,0,d}$ die Bemessungsdruckfestigkeit parallel zur Faser;
- $\sigma_{f,t,d}$ die mittlere Bemessungszugspannung des Flanschs;
- $f_{t,0,d}$ die Bemessungszugfestigkeit parallel zur Faser.



Legende

1 Klebefuge

Bild 12.1 — Geklebte dünnstegige Balken

(2) Der Faktor k_c darf (konservativ, insbesondere für Kastenbalken) nach 8.2.2 mit einem relativen Schlankheitsgrad $\lambda_{z,rel}$ wie folgt bestimmt werden:

$$\lambda_{z,rel} = \sqrt{12} \left(\frac{a_c}{b} \right) \quad (12.5)$$

Dabei ist

- a_c der Abstand zwischen Abschnitten, in denen die seitliche Ablenkung des Druckflansches verhindert wird;
- b die in Bild 12.1 dargestellte Breite.

Falls eine spezielle Untersuchung im Hinblick auf die seitliche Instabilität des Balkens als Ganzes erfolgt, darf angenommen werden, dass $k_c = 1,0$.

(3) Die axiale Bemessungsdruckspannung und -zugspannung in den Stegen $\sigma_{\text{web,c/d}}$ sollte Folgendes erfüllen:

$$\sigma_{\text{web,c,d}} \leq f_{\text{web,c,d}} \quad (12.6)$$

$$\sigma_{\text{web,t,d}} \leq f_{\text{web,t,d}} \quad (12.7)$$

Dabei sind

$f_{\text{w,c/t,d}}$ die Bemessungsdruck-/zugbiegefesteitigkeit des Stegs.

(4) Sofern keine anderen Werte angegeben sind, sollte die Bemessungsbiegefesteitigkeit in der Ebene der Stege als die Bemessungszug- oder Bemessungsdruckfestigkeit genommen werden.

(5) Es muss verifiziert werden, dass alle Klebeverbindungen eine ausreichende Festigkeit haben.

(6) Außer wenn eine ausführliche Knickanalyse erfolgt, sollte Folgendes verifiziert werden:

$$h_{\text{web}} \leq 70 b_{\text{web}} \quad (12.8)$$

und

$$F_{\text{web,v,d}} \leq \begin{cases} b_{\text{web}} h_{\text{web}} \left(1 + \frac{0,5 (h_{f,t} + h_{f,c})}{h_{\text{web}}} \right) f_{v,0,d} & \text{for } h_{\text{web}} \leq 35 b_{\text{web}} \\ 35 b_{\text{web}}^2 \left(1 + \frac{0,5 (h_{f,t} + h_{f,c})}{h_{\text{web}}} \right) f_{v,0,d} & \text{for } 35 b_{\text{web}} \leq h_{\text{web}} \leq 70 b_{\text{web}} \end{cases} \quad (12.9)$$

Dabei ist

h_{web} der lichte Abstand zwischen Flanschen;

b_{web} die Breite jedes Stegs;

$F_{\text{web,v,Ed}}$ die auf jeden Steg einwirkende Bemessungsschubkraft;

$h_{f,t}$ die Zugflanschtiefe;

$h_{f,c}$ die Druckflanschtiefe;

$f_{v,0,d}$ die Bemessungsplattenschubfestigkeit.

(7) Für Stege aus holzbasierten Platten oder LVL sollte die Schubspannung in Klebefugen (Abschnitte 1 in Bild 12.1) wie folgt verifiziert werden:

$$\tau_{\text{mean,d}} \leq \begin{cases} f_{v,90,d} & \text{for } h_f \leq 4 b_{\text{ef}} \\ f_{v,90,d} \left(\frac{4 b_{\text{ef}}}{h_f} \right)^{0,8} & \text{for } h_f > 4 b_{\text{ef}} \end{cases} \quad (12.10)$$

mit

$$b_{f,ef} = \begin{cases} b_{\text{web}} & \text{for boxed beams} \\ \frac{b_{\text{web}}}{2} & \text{for I-beams} \end{cases} \quad (12.11)$$

Dabei ist

- $\tau_{\text{mean},d}$ die Bemessungsschubspannung an den Abschnitten 1 bei einer angenommenen gleichmäßigen Spannungsverteilung;
- $f_{v,90,d}$ die ebene (Roll-) Bemessungsschubfestigkeit des Stegs;
- $b_{f,\text{ef}}$ die effektive Flanschbreite aus Gleichung (12.11);
- b_{web} die Breite jedes Stegs;
- h_f entweder $h_{f,c}$ oder $h_{f,t}$.

12.2 Geklebte dünn geflanschte Balken

ANMERKUNG Abschnitt 12 nimmt eine lineare Abweichung der Dehnung über die Tiefe des Querschnitts an.

(1) Die ungleichmäßige Verteilung von Spannungen in den Flanschen durch Schubverformung und Beulen muss bei der Verifizierung der Stärke geklebter dünn geflanschter Bauteile berücksichtigt werden.

(2) Sofern keine ausführlichere Berechnung erfolgt, sollte die Baugruppe als eine Anzahl von I-Balken oder U-Balken, siehe Bild 12.2, mit effektiven Flanschbreiten b_{ef} wie folgt betrachtet werden:

— Für I-Balken:

$$b_{f,\text{ef}} = b_{f,c,\text{ef}} + b_{\text{web}} \quad (\text{oder } b_{t,\text{ef}} + b_{\text{web}}) \quad (12.12)$$

— Für U-Balken:

$$b_{f,\text{ef}} = 0,5 b_{f,c,\text{ef}} + b_{\text{web}} \quad (\text{oder } 0,5 b_{t,\text{ef}} + b_{\text{web}}) \quad (12.13)$$

Dabei ist

$b_{f,c,\text{ef}}, b_{f,t,\text{ef}}$ die effektive Flanschbreite der Druck-/Zugzone nach 12.2(3);

b_{web} die Breite jedes Stegs.

(3) Die Werte von $b_{c,\text{ef}}$ und $b_{t,\text{ef}}$ sollten nicht größer als der für das Schubsegment aus Gleichung (12.14) und (12.15) berechnete Höchstwert sein. Darüber hinaus sollte der Wert von $b_{c,\text{ef}}$ nicht größer sein als der folgende für das Plattenknicken berechnete Höchstwert:

$$b_{f,c,\text{ef}} = \begin{cases} \min\{0,1l; 20h_{f,c}\} & \text{für Sperrholz und LVL-C mit Faserrichtung parallel zu den Stegen} \\ \min\{0,1l; 25h_{f,c}\} & \text{für Sperrholz und LVL-C mit Faserrichtung senkrecht zu den Stegen} \\ \min\{0,15l; 25h_{f,c}\} & \text{für Platten aus langen, schlanken, ausgerichteten Spänen} \\ \min\{0,2l; 30h_{f,c}\} & \text{für Span- oder Faserplatten oder mit zufälliger Faserausrichtung} \end{cases} \quad (12.14)$$

$$b_{f,t,\text{ef}} = \begin{cases} 0,1l & \text{für Sperrholz und LVL-C mit Faserrichtung parallel zu den Stegen} \\ 0,1l & \text{für Sperrholz und LVL-C mit Faserrichtung senkrecht zu den Stegen} \\ 0,15l & \text{für Platten aus langen, schlanken, ausgerichteten Spänen} \\ 0,2l & \text{für Span- oder Faserplatten oder mit zufälliger Faserausrichtung} \end{cases} \quad (12.15)$$

Dabei ist

l die Spannweite des Balkens;

$h_{f,c,\text{ef}}$ die effektive Flanschtiefe der Druckzone.

(4) Sofern nicht eine ausführliche Knickprüfung vorgenommen wird, sollte die uneingeschränkte Flanschbreite nicht größer sein als das Doppelte der effektiven Flanschbreite aufgrund von Plattenknicken nach Gleichung (12.14).

(5) Für Stege aus holzbasierten Platten oder LVL, für Abschnitte 1 eines I-förmigen Querschnitts in Bild 12.2, sollte Folgendes verifiziert werden:

$$\tau_{\text{mean},d} \leq \begin{cases} f_{v,90,d} & \text{for } b_{\text{web}} \leq 8 h_f \\ f_{v,90,d} \left(\frac{8 h_f}{b_w} \right)^{0,8} & \text{for } b_{\text{web}} > 8 h_f \end{cases} \quad (12.16)$$

Dabei ist

$\tau_{\text{mean},d}$ die Bemessungsschubspannung an den Abschnitten 1 bei einer angenommenen gleichmäßigen Spannungsverteilung;

$f_{v,90,d}$ die ebene (Roll-) Bemessungsschubfestigkeit des Flanschs;

h_f die Flanschtiefe;

b_{web} die Breite jedes Stegs.

Für Abschnitt 1 eines U-förmigen Querschnitts sollte die Gleichung (12.16) verifiziert werden, wobei jedoch $8h_f$ durch $4h_f$ ersetzt wird.

(6) Die axialen Bemessungszugspannungen und -druckspannungen in den Flanschen $\sigma_{f,c/t,d}$ auf der Grundlage der relevanten effektiven Flanschbreite sollte Folgendes erfüllen:

$$\sigma_{f,c,d} \leq f_{f,c,d} \quad (12.17)$$

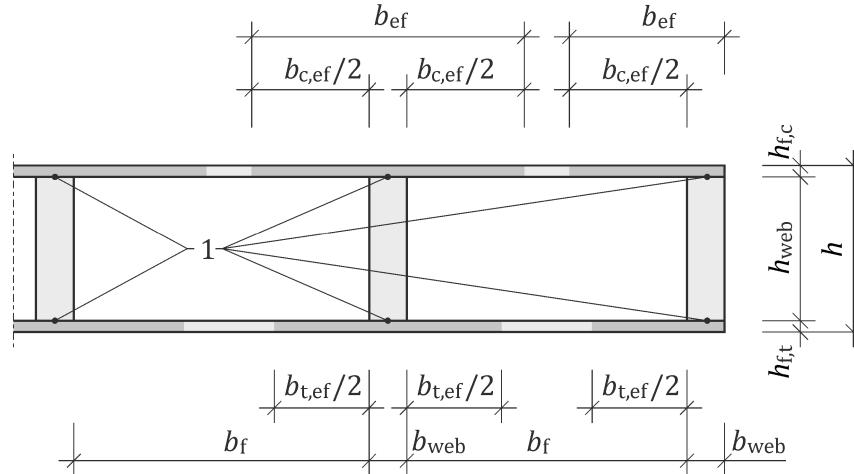
$$\sigma_{f,t,d} \leq f_{f,t,d} \quad (12.18)$$

Dabei ist

$f_{f,c/t,d}$ die Bemessungsdruckfestigkeit/-zugfestigkeit des Flanschs.

(7) Es muss verifiziert werden, dass jede Klebeverbindung eine ausreichende Festigkeit aufweist.

(8) Die Axialspannungen in den Stegen sollten Gleichung (12.6) und Gleichung (12.7) entsprechen.



Legende

1 Klebefuge

Bild 12.2 — Geklebter dünn geflanschter Balken

12.3 Mechanisch verbundene Balken

(1) Wenn der Querschnitt eines Bauteils aus mehreren Teilen besteht, die durch mechanische Befestigungselemente verbunden sind, muss der Einfluss der in den Verbindungen auftretenden Verschiebung berücksichtigt werden.

(2) Berechnungen sollten unter Annahme einer linearen Beziehung zwischen Kraft und Schub durchgeführt werden.

(3) Wenn der Abstand der Befestigungselemente entsprechend der Schubkraft in Längsrichtung zwischen s_{\min} und $s_{\max} \leq 4s_{\min}$ variiert, darf der folgende effektive Abstand s_{ef} verwendet werden:

$$s_{\text{ef}} = 0,75 s_{\min} + 0,25 s_{\max} \quad (12.19)$$

ANMERKUNG Ein Verfahren zur Berechnung der Tragfähigkeit mechanisch verbundener Balken ist in Anhang E enthalten.

12.4 Mechanisch verbundene und geklebte Säulen

(1) Verformungen aufgrund von Schlupf in Verbindungen, aufgrund von Schub und Biegung in Paketen, Stützblechen, Schaften und Flanschen und aufgrund von Axialkräften in dem Gitter müssen in der Verifizierung der Festigkeit berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Ein Verfahren zur Berechnung der Tragfähigkeit von I- und Kastensäulen, Abstandsäulen und Gittersäulen ist in Anhang F enthalten.

13 Zwischenträger

13.1 Allgemeines

(1) Tragende ebene Elemente müssen so gestaltet sein, dass sie Zwischenträgereinwirkungen in der Ebene und Einwirkungen außerhalb der Ebene auf dieselben widerstehen.

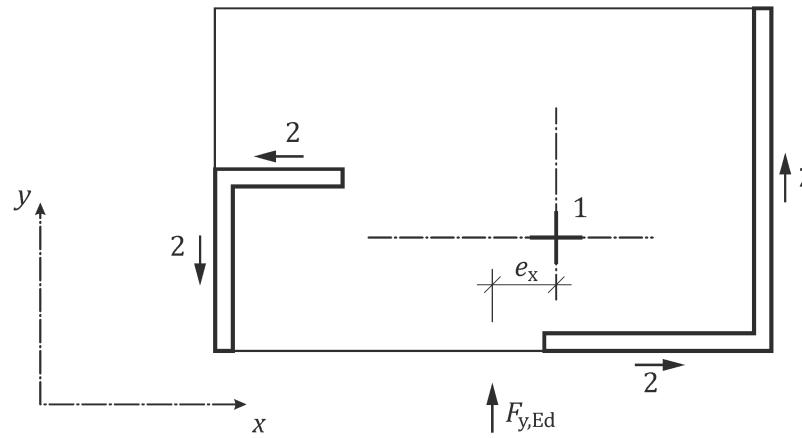
(2) Wände müssen ausreichend eingespannt werden, um Umkippen und Gleiten zu verhindern.

(3) Die Verteilung horizontaler Einwirkungen innerhalb eines Bauwerks sollte unter Berücksichtigung der relativen Steifigkeit der Böden, Decken und Wände und anderer Aussteifungssysteme berechnet werden.

ANMERKUNG Die Steifigkeit von Wänden und Böden kann anhand von 13.3 und 13.4 berechnet werden.

(4) Sofern keine ausführlicheren Informationen über die relative Steifigkeit der Wände und Böden verfügbar sind, darf die horizontale Kraftverteilung zwischen Wänden auf der konservativsten Annahme starrer durchgehender Böden und unterbrochener Böden basieren.

(5) Wenn Exzentrizität zwischen der Linie der horizontalen Einwirkung und dem Rotationszentrum des Aussteifungssystems besteht, sollten die aus dem Torsionsmoment resultierenden Kräfte bei der Bemessung berücksichtigt werden.

**Legende**

- 1 Rotationszentrum des Aussteifungssystems
2 resultierende Einwirkungen aufgrund des Torsionsmoments

Bild 13.1 — Beispiel für die Exzentrizität horizontaler Einwirkung

(6) Es muss verifiziert werden, dass die erforderliche Schubkapazität an jeder Schnittstelle, die das ebene Element stützt, erreicht wird, d. h. an den Verbindungen zwischen Dach oder Boden und Wand darunter, Wand und Boden darunter, verbundenen ebenen Elementen und in das zugrunde liegende Tragwerk.

(7) Bei der Analyse einer Wand sollten Aufschläge für alle Hubeinwirkungen und die Wirkung von Umlippen durch horizontale Einwirkung auf das Bauwerk darüber, d. h. die Bemessung der vertikalen Verankerung, vorgesehen werden.

(8) Es muss verifiziert werden, dass die vertikale Verankerung und die durch eine Wand geforderte Druckkapazität über alle horizontalen Schnittstellen des zugrunde liegenden Tragwerks einschließlich des Fundaments erreicht werden kann.

(9) Bei der Verifizierung der vertikalen Tragfähigkeit eines Wandverankerungssystems sollten alle möglichen Versagensarten berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Versagensarten umfassen unter anderem:

- Spannung an der Vorderkante;
- Ankerversagen;
- Versagen der Verankerungsbefestigung an der Vorderkante;
- Versagen der Verankerungsbefestigung an der unteren Schiene in das zugrunde liegende Tragwerk;
- Tragfähigkeit des zugrunde liegenden Tragwerks.

13.2 Aus Holzrahmenelementen gebaute Zwischenträger

13.2.1 Allgemeines

(1) 13.2 bis 13.5 sollte nur verwendet werden, um ebene Baugruppen zu gestalten, die aus holzbasierten Rahmen bestehen, die über mechanische Befestigungselemente mit Bekleidungsplatten verbunden sind.

ANMERKUNG 1 Bild 13.5 und Bild 13.6 zeigen Beispiele für Rahmenwand-Baugruppen. Bild 13.13 und Bild 13.14 zeigen Beispiele für Rahmenboden-Baugruppen.

ANMERKUNG 2 Ebene Rahmenbaugruppen mit Klebefugen zwischen der Verkleidung und dem Rahmen sind nicht Gegenstand dieses Dokuments.

(2) Ebene Baugruppen sollten in separate effektive Baugruppen an den Kanten von Unterbrechungen, d. h. um Türen, Fenster, Treppenöffnungen usw. unterteilt werden, siehe Bild 13.5 und Bild 13.12.

(3) Jede ebene effektive Baugruppe sollte über Holzrahmenbauteile an allen Umfangskanten verfügen.

(4) Wenn die vereinfachten Modelle 13.2 bis 13.5 verwendet werden, sollten alle Verbindungen zwischen der UmfangsBekleidung und dem Rahmen die gleichen mechanischen Eigenschaften aufweisen, z. B. Festigkeit, Steifigkeit und Duktilität.

ANMERKUNG Dies kann durch die Verwendung derselben Befestigungselemente mit dem gleichen Abstand für alle Verbindungen zwischen Verkleidung und Rahmen erreicht werden.

13.2.2 Konstruktionsregeln

(1) Es sollten keine Lücken zwischen den Rahmenkomponenten bestehen.

ANMERKUNG prEN 1995-3 enthält Bestimmungen für die Ausführung.

(2) Bekleidungsplatten sollten mit allen Rippen, die die Verkleidung direkt berühren, verbunden sein.

(3) Bekleidungsplatten dürfen versetzt angeordnet werden.

(4) Sofern dies in dem Tragwerksmodell berücksichtigt wird, dürfen gerahmte ebene Baugruppen freie Bekleidungsplattenkanten senkrecht zu den primären Rippen haben.

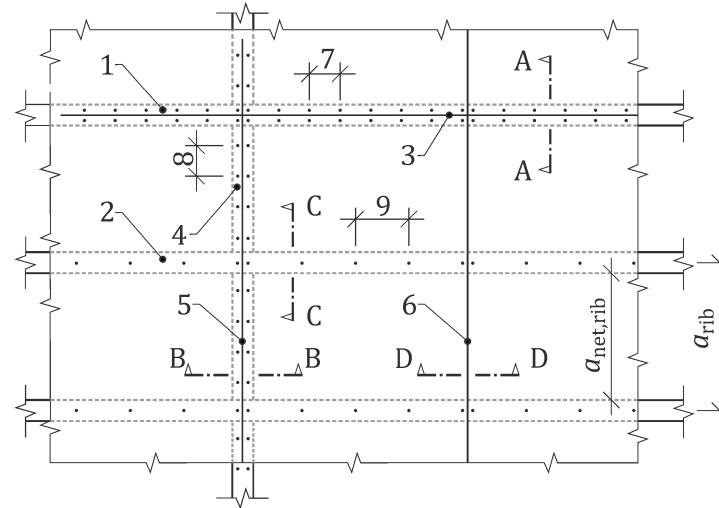
(5) Gerahmte ebene Baugruppen mit Kanten freier Bekleidungsplatten senkrecht zu primären Rippen dürfen nicht konstruiert werden.

(6) Der Abstand des Befestigungselements zwischen Verkleidung und Rahmen a_1 nach Abschnitt 11 an den Rippen im Umfang jeder Bekleidungsplatte sollte gleichmäßig sein und nicht mehr als 150 mm für Klammern, 150 mm für Nägel und 200 mm für Schrauben betragen, siehe Bild 13.2.

(7) Der maximale Abstand des Befestigungselements zwischen Verkleidung und Rahmen a_1 nach Abschnitt 11 an den Rippen im Umfang der Bekleidungsplatten, siehe Bild 13.2, sollte gleichmäßig und entlang der Umfangskanten gleich sein, wenn freie Bekleidungsplattenkanten vorhanden sind.

ANMERKUNG Der Abstand der Befestigungselemente zwischen Verkleidung und Rahmen an Verteilern, siehe Bild 13.11 und Bild 13.13, kann abweichen.

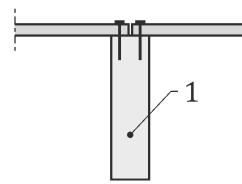
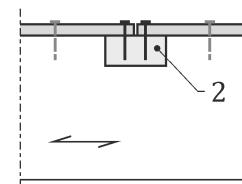
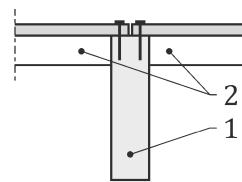
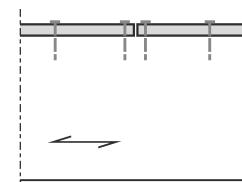
(8) Wenn keine freien Bekleidungsplattenkanten in der ebenen Baugruppe vorhanden sind, darf der Abstand des Befestigungselements zwischen Verkleidung und Rahmen a_1 an den Rippen im Umfang der Bekleidungsplatten erhöht werden, jedoch nicht um mehr als das Zweifache des Abstands der Befestigungsmittel an der Bekleidungsplattenkante oder 300 mm, je nachdem, welcher Wert geringer ist, siehe Bild 13.2.

**Legende**

- 1 Hauptrahmen, Hauptrippe (Querbalken, Sparren, Zapfen) im Umfang einer Bekleidungsplatte
- 2 Hauptrahmen, Hauptrippe (Querbalken, Sparren, Zapfen) nicht im Umfang einer Bekleidungsplatte
- 3 auf dem Hauptrahmen aufgelagerte und den Schub zwischen Bekleidungsplatten übertragende Bekleidungsplattenkanten
- 4 sekundärer Rahmen, sekundäre Rippe (Verteiler, Latte, Ausfachung) im Umfang einer Bekleidungsplatte
- 5 auf dem sekundären Rahmen aufgelagerte und den Schub zwischen Platten übertragende Bekleidungsplattenkanten
- 6 freie Bekleidungsplattenkanten, die keinen Schub in der Ebene zwischen Platten übertragen
- 7 Abstand a_1 von Befestigungselementen entlang des Umfangs der Bekleidungsplatte am Hauptrahmen
- 8 Abstand a_1 von Befestigungselementen entlang des Umfangs der Bekleidungsplatte am sekundären Rahmen
- 9 Abstand a_1 von Befestigungselementen, Rahmen nicht im Umfang einer Bekleidungsplatte

Bild 13.2 — Fragment einer generisch gerahmten ebenen Baugruppe

(9) Schubkräfte in der Ebene zwischen angrenzenden Bekleidungsplatten, die nicht mit Hauptrippen verbunden sind, sollten zwischen Bekleidungsplatten entlang der gefügten Plattenkanten übertragen werden, z. B. durch Rippen nach Bild 13.3 a), Bild 13.3 b) und Bild 13.3 c), sofern das Bemessungsverfahren nicht freie Bekleidungsplattenkanten zulässt, siehe Bild 13.3 d).

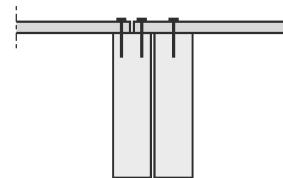
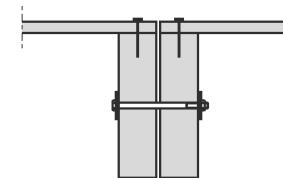
**a) Abschnitt A-A****b) Abschnitt B-B****c) Abschnitt C-C****d) Abschnitt D-D (freie Kante)****Legende**

- 1 Hauptrippe (Querbalken, Sparren, Zapfen)
2 sekundäre Rippe (Blockierung, Latte, Ausfachung)

ANMERKUNG Siehe Bild 13.2 für die Position der Querschnitte.

Bild 13.3 — Beispiele für Verbindungen von Bekleidungsplattenkanten

(10) Wenn eine Rahmentür, eine gerahmte Decke oder eine gerahmte Wand aus mehreren einzelnen Unterbaugruppen besteht, siehe Bild 13.5, sollte eine Verbindung vorgesehen werden, um Schubkräfte zwischen den separaten Unterbaugruppen zu verteilen, siehe Bild 13.4. Diese Verbindung sollte mindestens so stabil wie die Befestigungen zwischen Verkleidung und Rahmen an den Platten an beiden Seiten sein.

**a) Mit Platte über Dreieck****b) Geschraubt****Bild 13.4 — Beispiele für Verbindungen zwischen einzelnen Wand-, Boden- oder Deckenunterbaugruppen****13.2.3 Grenzzustände der Tragfähigkeit**

(1) Sofern keine ausführlichere Verifizierung vorgenommen wird, sollten Kräfte in der Ebene über Rippen in die ebene Baugruppe und aus ihr übertragen werden.

(2) Druckkräfte zwischen Rippen sollten durch direkte Auflager übertragen werden.

ANMERKUNG Die Modelle in 13.3.2 und Anhang S vernachlässigen die Übertragung von Kräften in der Ebene durch Kontakt der Bekleidungsplattenkanten.

(3) Druckspannungen senkrecht zur Faser zwischen den Rahmenkomponenten sollten nach 8.1.6 geprüft werden.

(4) Seitliches Biegeknicken und seitliches Biegendrillknicken der Rippen sollte nach 8.2 geprüft werden.

(5) Hauptrippen, die Druck oder Biegung ausgesetzt sind, dürfen als ausreichend seitlich und gegen Torsion in der Ebene der Baugruppe eingespannt betrachtet werden, wenn alle der folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- die Axialkräfte werden in die und aus den Rippen durch Druck senkrecht zu den Umfangsrippen übertragen;
- die Axialkräfte sind durch die Tragfähigkeit senkrecht zu den Rippen begrenzt;
- das den Druckspannungen senkrecht zur ihrer Achse ausgesetzte Material der Rippen ist SWB;
- die Dichte der Bekleidungsplatten beträgt mehr als 500 kg/m³;
- die Kapazität der Bekleidungsplatten entspricht 13.2.4;
- die Befestigungselemente entsprechen Abschnitt 11;
- die Konstruktion der Baugruppe entspricht 13.2.2.

(6) Wo Kräfte in der Ebene senkrecht zu den Umfangsrippen einwirken, sollte die Biege- und Schubkapazität der Rippen nach 8.1.8 bzw. 8.1.11 ohne Auflagerung durch die Verkleidung geprüft werden.

(7) Wo Deckenelemente oder Elemente in der Deckenebene horizontale Auflagerung bieten oder erhalten wie etwa die Position der Schubwand, sollte die Übertragung von Schub in der Ebene verifiziert werden.

ANMERKUNG Die Lastübertragung wird üblicherweise durch die Anwendung des Folgenden unterstützt:

- ein sekundäres Rahmensystem mit voller Tiefe, d. h. direkt über oder unter der Schubwand blockierend, wo sich der Hauptrahmen in einem Winkel zur Schubwand befindet, siehe 13.4.3 Typ 1 und Bild 13.13;
- ein Hauptrahmenbauteil direkt über oder unter der Schubwand, wo der Hauptrahmen in derselben Richtung wie die Schubwand ausgerichtet ist, siehe 13.4.4 Typ 2 und Bild 13.14;
- Verwendung eines anderen Lastübertragungssystems.

(8) Rippen im Umfang der effektiven ebenen Baugruppe sollten durchgehend sein. Wenn eine Umfangsrippe gefügt wird, sollte die Druck- und Zugkapazität der Fugen mehr als das 1,5-fache der Bemessungskraft betragen.

ANMERKUNG Umfangsrippen können über angrenzende Rahmen gefügt werden, z. B. durchgehende Schienen oder andere Balken neben der ebenen Baugruppe.

(9) Wenn äußere Einwirkungen senkrecht zur Kantenrahmung eingeführt werden, sollte die Kapazität der Kantenbefestigungselemente, des Rahmens und der Bekleidungsplatten verifiziert werden.

(10) Zusätzliche sekundäre Rippen, d. h. Verteiler, dürfen verwendet werden, um die Spannungen in den Befestigungselementen zwischen Verkleidung und Rahmen zu reduzieren, siehe Bild 13.13.

ANMERKUNG Die Verbindung zwischen Verteilern und angrenzenden Rippen kann Druck- und Zugkräften zur Verteilung des Winddrucks und der Saugwirkung unterliegen.

(11) Der Widerstand der Verkleidung sollte nach 13.2.4 geprüft werden.

(12) Für den Schubwiderstand der Befestigungselemente zwischen Verkleidung und Rahmen sollte Folgendes erfüllt sein:

$$s_{\text{res},d} \leq k_{\text{pl}} f_{s,d} \quad (13.1)$$

mit

$k_{pl} = 1,3$ für Böden und Decken, die Bekleidungsplatten mit freien Kanten umfassen, siehe Bild 13.13 Typ 1b und Bild 13.14 Typ 2b;

$k_{pl} = 1$ andernfalls.

Dabei ist

$s_{res,d}$ die resultierende Bemessungsschubspannung an Befestigungselementen zwischen Verkleidung und Rahmen je Längeneinheit;

k_{pl} der Wechselwirkungsfaktor der Verkleidung zur Berücksichtigung des plastischen Verhaltens von Befestigungselementen zwischen Verkleidung und Rahmen;

$f_{s,d}$ die Bemessungsschubfestigkeit der Befestigungselemente zwischen Verkleidung und Rahmen je Längeneinheit.

(13) Die resultierende Bemessungsschubspannung der Befestigungselemente zwischen Verkleidung und Rahmen je Längeneinheit $s_{res,d}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$s_{res,d} = \sqrt{s_{0,d}^2 + s_{90,d}^2} \quad (13.2)$$

Dabei ist

$s_{0,d}$ die Bemessungsschubspannung an den Befestigungselementen zwischen Verkleidung und Rahmen parallel zu den Rippen;

$s_{90,d}$ die Bemessungsschubspannung an den Befestigungselementen zwischen Verkleidung und Rahmen senkrecht zu den Rippen.

ANMERKUNG Die vereinfachten Verfahren in 13.3, 13.4 und Anhang S gehen davon aus, dass die Befestigungselemente nur Kräfte aus der Einwirkung der Zwischenträger übertragen und die Fugen zwischen Verkleidung und Rahmen plastisches Verhalten aufweisen.

(14) Die Bemessungsschubfestigkeit der Befestigungselemente zwischen Verkleidung und Rahmen $f_{s,d}$ darf wie folgt bestimmt werden:

$$f_{s,d} = \frac{F_{v,d}}{a_1} \quad (13.3)$$

dabei ist

$F_{v,d}$ der Bemessungsschubwiderstand der Befestigungselemente zwischen Verkleidung und Rahmen nach Abschnitt 11;

a_1 der Abstand der Befestigungselemente zwischen Verkleidung und Rahmen.

(15) Für gerahmte ebene Baugruppen mit Bekleidungslagen auf beiden Seiten des Rahmens sollte die kombinierte Bemessungsschubfestigkeit der Befestigungselemente zwischen Verkleidung und Rahmen $f_{s,d}$ wie folgt bestimmt werden:

$$f_{s,d} = f_{s,d,1} + k_{comb} f_{s,d,2} \quad (13.4)$$

mit

$$f_{s,d,2} \leq f_{s,d,1} \quad (13.5)$$

Dabei ist

- $f_{s,d,1}$ die Bemessungsschubfestigkeit der Befestigungselemente zwischen Verkleidung und Rahmen der Hauptlage oder nur der Bekleidungslage je Längeneinheit;
- k_{comb} der Bekleidungskombinationsfaktor, siehe 13.2.3(16);
- $f_{s,d,2}$ die Bemessungsschubfestigkeit der Befestigungselemente zwischen Verkleidung und Rahmen der sekundären Bekleidungslage je Längeneinheit.

(16) Der Bekleidungskombinationsfaktor k_{comb} sollte durch das Steifigkeitsverhältnis der Verbindungen zwischen Verkleidung und Rahmen und die Steifigkeitseigenschaften der Bekleidungsplatten bestimmt werden.

(17) Als Alternative zu 13.2.3(16) dürfen die Werte in Tabelle 13.1 verwendet werden.

ANMERKUNG Bekleidungsplatten in verschiedenen Nutzungsklassen können unterschiedliche Verschiebungsmodule der Befestigungselemente aufweisen.

Tabelle 13.1 — Bekleidungskombinationsfaktor k_{comb} für Bekleidungen an beiden Seiten des Rahmens

Eigenschaften von Verkleidung und Befestigungselementen	k_{comb}
Gleiche Bekleidungsplatten (Material, Typ und Dicke) und gleiche Befestigungselemente (Typ, Maß und Abstand) und gleiche Nutzungsklasse	1
Verschiedene Bekleidungsplatten (Material, Typ oder Dicke), gleiche Verschiebungsmodule und Nutzungsklassen der Befestigungselemente	0,75
Verschiedene Bekleidungsplatten (Material, Typ oder Dicke) und verschiedene Verschiebungsmodule oder Nutzungsklassen von Befestigungselementen	0,5

13.2.4 Verifizierung des Widerstands von Bekleidungsplatten

(1) Für die Bemessungsschubspannungen τ_d in der Bekleidungsplatte sollte Folgendes erfüllt sein:

$$\frac{\tau_d}{k_{p,\text{model}} k_{p,v} f_{p,v,d}} \leq 1 \quad (13.6)$$

$$\frac{\tau_d}{k_{p,\text{model}} k_{p,v} f_{p,t,\alpha,d}} \leq 1 \quad (13.7)$$

mit

$$k_{p,v} = \min\left(\frac{35 t_p}{a_{\text{net,rib}}}; 1\right) \quad (13.8)$$

Dabei ist

- $k_{p,model}$ der Modellfaktor, siehe 13.2.4(4);
- $k_{p,v}$ der Faktor zur Berücksichtigung des Beulens der Platte unter Schub;
- $f_{p,v,d}$ die Bemessungsschubfestigkeit der Bekleidungsplatte;
- $f_{p,t,\alpha,d}$ die Bemessungszugfestigkeit der Bekleidungsplatte, gemessen bei $\alpha = 45$ Grad;
- t_p die Dicke der Bekleidungsplatte;
- $a_{net,rib}$ der lichte Abstand zwischen Rippen, d. h. Zapfen oder Querbalken.

(2) Für Zugspannungen in der Bekleidungsplatte $\sigma_{t,\alpha,d}$ sollte Folgendes erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{t,\alpha,d}}{k_{p,model} f_{p,t,\alpha,d}} \leq 1 \quad (13.9)$$

Dabei ist

- $k_{p,model}$ der Modellfaktor, siehe 13.2.4(4);
- $f_{p,t,\alpha,d}$ die Bemessungszugfestigkeit der Bekleidungsplatte.

(3) Für die Bemessungszugfestigkeit in der Bekleidungsplatte $\sigma_{c,\alpha,d}$ sollte Folgendes erfüllt sein:

$$\frac{\sigma_{c,\alpha,d}}{k_{p,model} k_{p,c} f_{p,c,\alpha,d}} \leq 1 \quad (13.10)$$

mit

$$k_{p,c} = \min\left(\frac{20 t_p}{a_{net,rib}}; 1\right) \quad (13.11)$$

Dabei ist

- $k_{p,model}$ der Modellfaktor, siehe 13.2.4(4);
- $k_{p,c}$ der Faktor zur Berücksichtigung des Beulens in der Platte unter Druck;
- $f_{p,c,\alpha,d}$ die Bemessungsdruckfestigkeit der Bekleidungsplatte;
- t_p die Dicke der Bekleidungsplatte;
- $a_{net,rib}$ der lichte Abstand zwischen Rippen, d. h. Zapfen oder Querbalken.

(4) Sofern keine ausführlichere Analyse erfolgt, darf der Modellfaktor $k_{p,model}$ wie folgt bestimmt werden:

$$k_{p,model} = \begin{cases} 0,50 & \text{für Verkleidungen auf einer Seite} \\ 0,67 & \text{für Verkleidungen auf beiden Seiten} \end{cases} \quad (13.12)$$

ANMERKUNG Der Modellfaktor $k_{p,\text{model}}$ berücksichtigt die zusätzlichen Spannungen in der Bekleidungsplatte durch:

- ungleichmäßige Spannungsverteilung um die Bekleidungsplatten;
- Modellannahmen von Steckbolzenverbindungen zwischen den Rippen, während die tatsächlichen Verbindungen oftmals schwächer sind;
- die Exzentrizität zwischen den Rippenachsen und der Achse der Verkleidung in Baugruppen, bei denen die Verkleidung nur an einer Seite des Rahmens befestigt ist;
- die Exzentrizität der Achsen von in mehreren Lagen angeordneten Rahmen.

13.2.5 Kleine Öffnungen

(1) Für kleine Öffnungen darf eine Reduzierung der Schubkapazität in der Ebene der effektiven ebenen Baugruppe außer Acht gelassen werden, wenn die folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- Größtmaße:
 - Für rechteckige gerahmte Öffnungen beträgt die maximale Länge und Höhe der Öffnung 300 mm;
 - Für rechteckige ungerahmte Öffnungen beträgt die maximale Länge und Höhe der Öffnung 150 mm;
 - Für kreisrunde ungerahmte Öffnungen beträgt der maximale Durchmesser 200 mm;
- Der Abstand zwischen den Kanten der Öffnung und jeder Kante einer Bekleidungsplatte entspricht mindestens dem Größtmaß der Öffnung;
- Der Mittenabstand zwischen kleinen Öffnungen beträgt mindestens 1,2 m;
- Es besteht nur eine kleine Öffnung in einer einzelnen Bekleidungsplatte.

(2) Alternativ darf eine Reduzierung der Schubkapazität der effektiven ebenen Baugruppe im Fall kleiner kreisrunder ungerahmter Öffnungen zwischen jedem Rippenpaar, d. h. zwischen Zapfen und Querbalken, in jeder Bekleidungsplatte außer Acht gelassen werden, sofern alle folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- Der maximale Durchmesser der Öffnung beträgt nicht mehr als 10 % des lichten Abstands der Rippen $a_{\text{net,rib}}$;
- Der Abstand zwischen der Kante der Öffnung und der Kante der Bekleidungsplatte entspricht mindestens dem Durchmesser der Öffnung;
- Der Abstand zwischen den Kanten von Öffnungen entspricht mindestens dem doppelten Durchmesser der größeren Öffnung.

13.2.6 Große Öffnungen

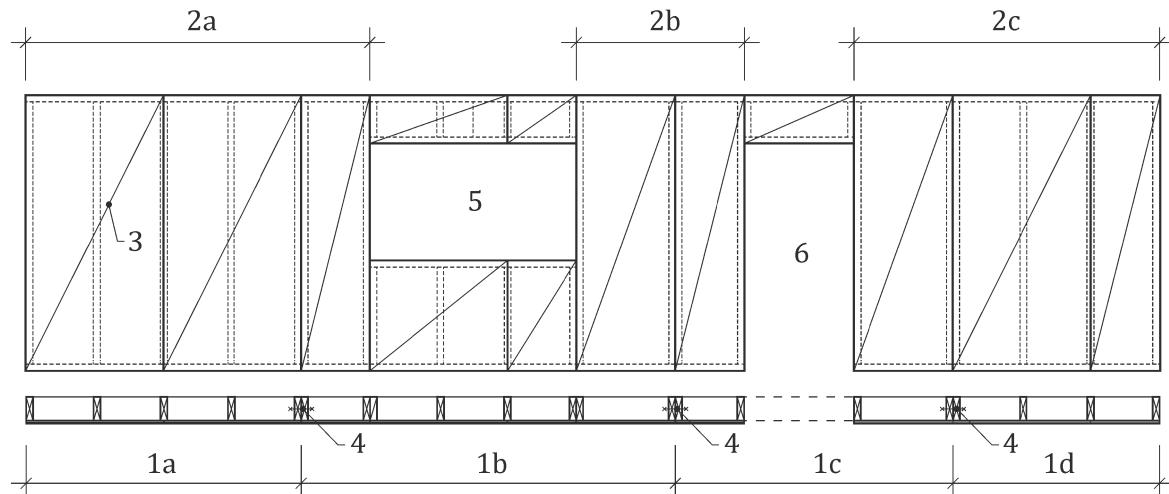
(1) Spannungskonzentrationen an den Kanten von Öffnungen, die nicht durch 13.2.5 abgedeckt sind, sollten durch geeignete mechanische Modelle verifiziert werden.

13.3 Rahmenwände

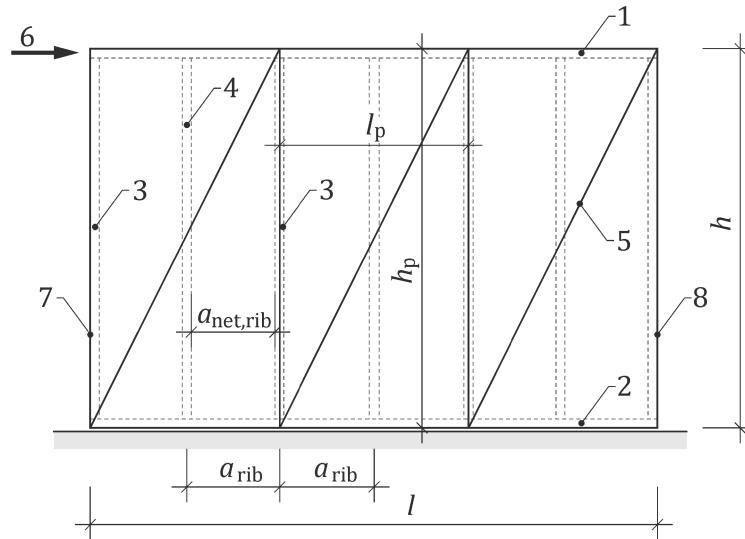
13.3.1 Allgemeines

(1) Das Konstruktionsmodell in 13.3.2 sollte für an ihren Vorderkanten verankerte Wände verwendet werden.

ANMERKUNG Anhang S enthält ein Konstruktionsmodell für Rahmenwände mit kombinierter Verankerung.

**Legende**

- 1a, 1b, 1c, 1d Rahmenwand-Unterbaugruppen
- 2a, 2b, 2c effektive ebene Baugruppen, z. B. Wandlängen, die Schubfeldwirkung widerstehen
- 3 Bekleidungsplatte
- 4 Verbindung zwischen Unterbaugruppen
- 5 Fensteröffnung
- 6 Türöffnung

Bild 13.5 — Beispiel für eine Rahmenwand**Legende**

- 1,2,3,4 Rahmen, Rippen
- 1 obere Schiene
- 2 Bodenschiene
- 3 Rippe/Zapfen im Umfang einer Bekleidungsplatte
- 4 Rippe/Zapfen nicht im Umfang einer Bekleidungsplatte
- 5 Bekleidungsplatte
- 6 Richtung der horizontalen Schubfeldwirkung
- 7 Vorderkante
- 8 Hinterkante

Bild 13.6 — Beispiel für eine effektive ebene Baugruppe (Wand)

(2) Wenn die Höhe der Bekleidungsplatte h_p geringer ist als die Höhe der Wand h , sollte die Verkleidung nicht mehr als eine horizontale Fuge haben und die Bekleidungsplatten sind nicht frei, d. h. Schub in der Ebene wird zwischen den Bekleidungsplatten übertragen.

(3) Wenn die vereinfachten Modelle nach 13.3.2 und Anhang S angewendet werden, sollten nicht mehr als zwei Bekleidungsplatten mit der Länge $l_p \leq 0,25h$ aufeinander folgend entlang der Länge einer Wand verwendet werden.

(4) Eine Wandbaugruppe darf als mehrere separate effektive Baugruppen beurteilt werden, d. h. eine Reihe von Wandlängen, die Schubfeldwirkung widerstehen, siehe Bild 13.5, sofern keine ausführlichere Analyse durchgeführt wird.

(5) Sofern nicht eine ausführlichere Analyse durchgeführt wird, sollten nur Teile der Wandbaugruppen ohne Öffnung mit Ausnahme der kleinen Öffnungen nach 13.2.5 als zur horizontalen Tragfähigkeit beitragend angesehen werden.

(6) Die obere und Bodenschiene von Rahmenwänden sollte in der Richtung außerhalb der Ebene eingespannt sein.

ANMERKUNG Die Torsionssteifigkeit der Wand im Verhältnis zur Rotation der oberen Schiene relativ zur Bodenschiene ist vernachlässigbar.

13.3.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit

(1) Das in diesem Abschnitt und in Bild 13.7 beschriebene Modell darf nur auf Rahmenwände angewendet werden, die aus Bekleidungsplatten ohne freie Kanten bestehen und die durch mindestens eine der folgenden Vorkehrungen gegen Umkippen geschützt sind:

- An der Rippe der Vorderkante der Wand befestigter Spannanker;
- Vertikale Einwirkung, die direkt auf die oder unmittelbar über der Rippe an der Vorderkante der Wand angewendet wird.

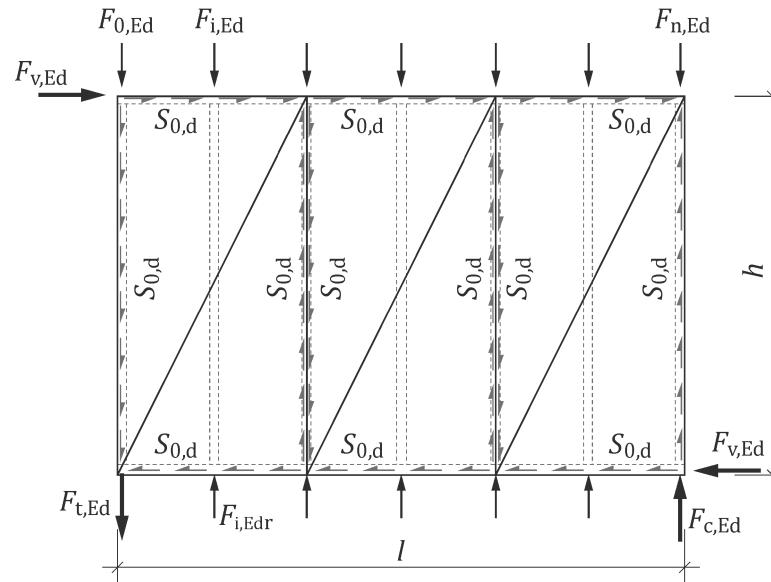
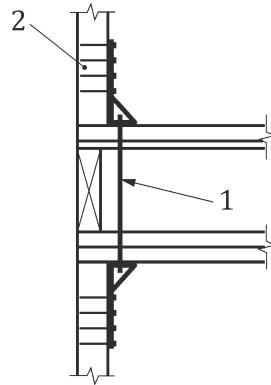


Bild 13.7 — Strukturelles Schema für Wände mit Verankerung an der Vorderkante

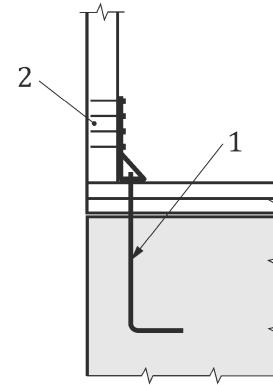
(2) In einer Anordnung mit einem Spannanker an der Vorderkante muss der Anker die vertikale Rippe mit dem zugrunde liegenden Tragwerk verbinden, siehe Bild 13.8.

ANMERKUNG Wenn der Spannanker indirekt durch eine Zwischenlage mit der vertikalen Rippe verbunden wird, siehe Bild 13.9, kann die Tragfähigkeit in Übereinstimmung mit Anhang K berechnet werden.

(3) Wenn der Spannanker direkt an der Rippe befestigt wird, sollte der Abstand des Befestigungselements zwischen Verkleidung und Rahmen entsprechend der Nettokontaktlänge zwischen der Verkleidung und der Rippe so angepasst werden, dass die Gesamtschubkapazität der Verbindung zwischen Verkleidung und Rahmen entlang der Rippe nicht beeinträchtigt wird.



a) Spannanker über die Bodenzone

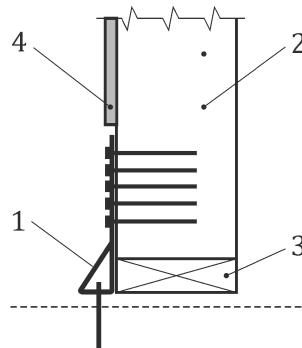


b) Spannanker in einen Unterbau

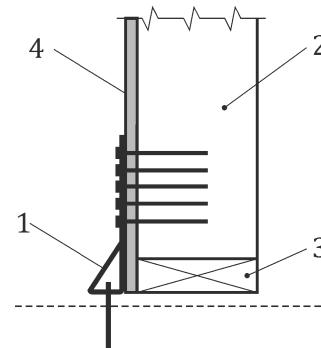
Legende

- 1 vertikaler Spannanker
- 2 mit einer oder mehreren vertikalen Rippe(n) verbundener Spannanker

Bild 13.8 — Beispiele für vertikale Spannverankerung



a) Direkte Verankerung am Rahmen



b) Indirekt durch eine Zwischenlage angewendete Verankerung

Legende

- 1 vertikaler Spannanker
- 2 vertikale Rippe
- 3 Bodenschiene
- 4 Bekleidungsplatte

Bild 13.9 — Beispiele für die Anwendung der Spannverankerung

(4) Falls Zugkräfte in die darunter liegende Konstruktion übertragen werden, sollte die Vorderkante mit einem steifen Verbindungssystem verankert werden.

ANMERKUNG Eine steife Aspannung der Vorderkante stellt sicher, dass Befestigungselemente an der Bodenschiene nicht im Auszug belastet werden und Befestigungselemente im Umfang zwischen Verkleidung und Rahmen nicht $s_{90,d}$ -Spannungen ausgesetzt sind, d. h. die Belastung erfolgt in Richtung der Rippen.

(5) Für eine Wandbaugruppe, die aus einer oder mehreren aufeinander folgenden Bekleidungsplatten besteht und dem strukturellen Schema in Bild 13.7 entspricht, sollte die Bemessungsschubspannung an dem Befestigungselement zwischen Verkleidung und Rahmen je Längeneinheit parallel zur Rippe $s_{0,d}$ wie folgt bestimmt werden:

$$s_{0,d} = \frac{F_{v,Ed}}{l} \quad (13.13)$$

Dabei ist

l die der Schubfeldwirkung widerstehende Wandlänge.

ANMERKUNG Für eine Wand, die aus einer oder mehreren aufeinander folgenden Bekleidungsplatten besteht und dem strukturellen Schema in Bild 13.7 entspricht, beträgt die Bemessungsschubspannung an dem Befestigungselement zwischen Verkleidung und Rahmen je Längeneinheit senkrecht zur Rippe $s_{90,d} = 0$.

(6) Bei der Bestimmung des Kantenabstands von Befestigungselementen entsprechend den Anforderungen in 11.4 darf angenommen werden, dass die Kanten unbelastet sind, d. h. $a_{4,c}$ nach Bild 11.17.

(7) Die Reaktionskräfte $F_{t,Ed}$ und $F_{c,Ed}$ nach Bild 13.7 sollten wie folgt bestimmt werden:

$$F_{t,Ed} = \frac{h}{k_{couple} l} F_{v,Ed} - F_{0,Ed} \quad (13.14)$$

und

$$F_{c,Ed} = \frac{h}{k_{couple} l} F_{v,Ed} + F_{n,Ed} \quad (13.15)$$

Dabei ist

$F_{t,Ed}$ die Bemessungszugreaktionskraft an der Vorderkante der Wand;

h die Höhe der Wand;

k_{couple} der Faktor zur Berücksichtigung des reduzierten Hebelarms zwischen stabilisierenden Kräften;

l die der Schubfeldwirkung widerstehende Wandlänge;

$F_{v,Ed}$ die auf die Wand aufgebrachte horizontale Bemessungskraft;

$F_{0,Ed}$ die auf die Vorderkante der Wand aufgebrachte vertikale Bemessungskraft;

$F_{c,Ed}$ die Bemessungszugreaktionskraft an der Hinterkante der Wand;

$F_{n,Ed}$ die vertikale Bemessungskraft an der Hinterkante der Wand.

ANMERKUNG 1 Vertikale stabilisierende Einwirkungen sind günstig in Gleichung (13.14) und ungünstig in Gleichung (13.15).

ANMERKUNG 2 In Abwesenheit spezifischerer Informationen kann der Faktor k_{couple} in Gleichung (13.14) und Gleichung (13.15) als 1 genommen werden.

ANMERKUNG 3 Die Kraft $F_{0,Ed}$ hat ein positives algebraisches Vorzeichen für Druckkraft und ein negatives algebraisches Vorzeichen für Zugkraft in der vertikalen Rippe.

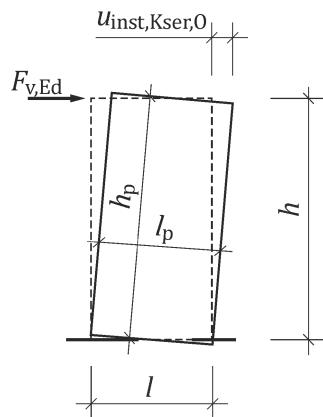
(8) Bei der Berechnung von $F_{0,Ed}$ und $F_{n,Ed}$ sollten die auf das Tragwerk oben aufgebrachten Lasten $F_{t,Ed}$ und $F_{c,Ed}$ so kombiniert werden, dass sie maximiert sind.

ANMERKUNG Die Bemessungskräfte $F_{0,Ed}$ und $F_{n,Ed}$ sind oftmals Ergebnisse separater Lastkombinationen.

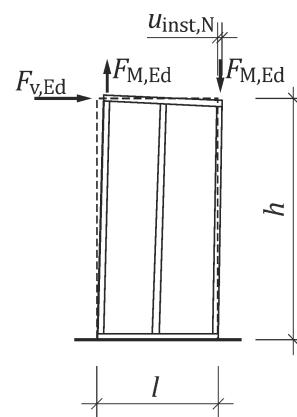
13.3.3 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

(1) Die horizontale Gesamtverschiebung an der Oberkante einer eingeschossigen Rahmenwand mit Bekleidungsplatten über die gesamte Höhe darf als Summe der relevanten Verschiebungsbeiträge bestimmt werden, die unter anderem Folgendes beinhalten können:

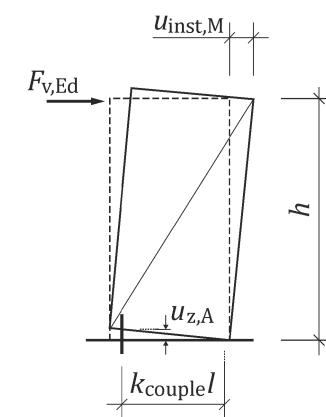
- $u_{inst,KSL,0}$ Verschiebung aufgrund der Verformung der Verbindung zwischen Verkleidung und Rahmen;
- $u_{inst,N}$ Verschiebung aufgrund der axialen Verformung des Rahmens;
- $u_{inst,M}$ Verschiebung aufgrund der Dehnung einer Wand in einem Wandverankerungssystem (Starrkörperrotation);
- $u_{inst,V}$ Verschiebung aufgrund der Starrkörpertranslation, d. h. horizontale Bewegung am Sockel;
- $u_{inst,C}$ Verschiebung aufgrund der Verformung der Bodenschiene senkrecht zur Faser;
- $u_{inst,G}$ Verschiebung aufgrund der Schubverformung der Bekleidungsplatte.



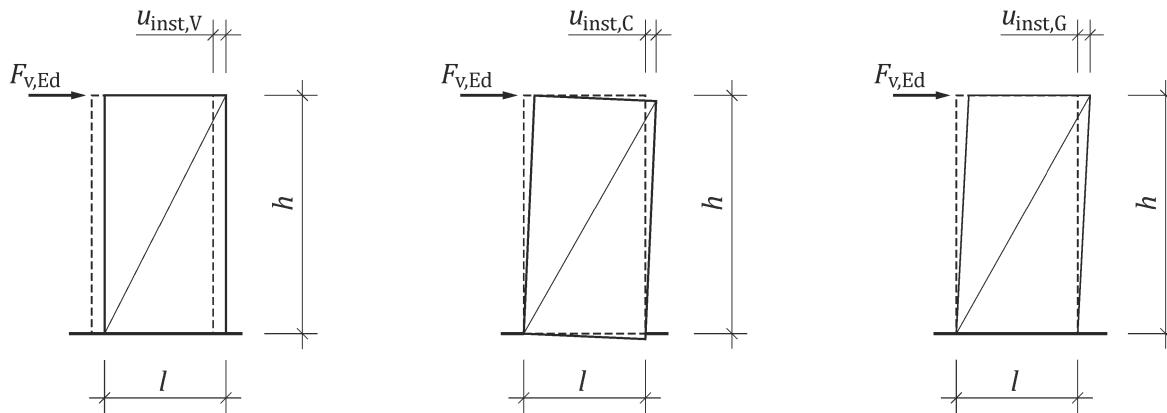
a) Verformung der Verbindungen zwischen Bekleidungen und Rahmen
 $u_{inst,KSL,0}$



b) Axiale Verformung des Rahmens $u_{inst,N}$



c) Dehnung des Wandverankerungssystems
 $u_{inst,M}$

d) Starrkörpertranslation
 $u_{inst,V}$ e) Verformung der
Bodenschiene senkrecht zur
Faser $u_{inst,C}$ f) Schubverformung der
Bekleidungsplatten $u_{inst,G}$ **Bild 13.10 — Verschiebungskomponenten an der Oberseite einer eingeschossigen Rahmenwand**

(2) Für mehrgeschossige Gebäude sollten die Wirkungen sukzessiver Verstärkung der Verformung zwischen Geschossen durch darunter liegende Geschosse berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Anhang R enthält eine Anleitung.

(3) Die Verschiebung $u_{inst,KSLS,0}$ aufgrund der Verformung der Verbindungen zwischen Verkleidung und Rahmen einer Wand, die aus mehreren aufeinander folgenden Bekleidungsplatten mit variierender Breite $l_{p,j}$ besteht, die an einer oder beiden Seiten des Rahmens befestigt sind, siehe Bild 13.8 a), darf wie folgt bestimmt werden:

$$u_{inst,KSLS,0} = \frac{F_{v,Ed} / l^2}{\frac{K_{SLS,1}}{a_{1,1} l_{per,1}} + \frac{K_{SLS,2}}{a_{1,2} l_{per,2}}} \quad (13.16)$$

mit

$$l_{per} = 2l + 2n_{p,l}h \quad (13.17)$$

Dabei ist/sind

$F_{v,Ed}$ die auf die Wand aufgebrachte horizontale Bemessungskraft;

l die der Schubfeldwirkung widerstehende Wandlänge;

$K_{SLS,1}, K_{SLS,2}$ die Verschiebungsmodule der Befestigungselemente zwischen Verkleidung und Rahmen auf jeder Seite des Rahmens;

$a_{1,1}, a_{1,2}$ der Abstand der Befestigungselemente zwischen Verkleidung und Rahmen auf jeder Seite des Rahmens;

$l_{per,1}, l_{per,2}$ die Umfangslängen von an jeder Seite des Rahmens befestigten Bekleidungsplatten;

$n_{p,l}$ die Anzahl der aufeinander folgenden Bekleidungsplatten entlang der Länge;

h die Höhe der Wand.

ANMERKUNG Gleichung (13.16) ist anwendbar für statische und quasi-statische Belastung. Für die erdbebensichere Bemessung können alternative Gleichungen bestehen.

(4) Für eine Wand, die durch einen Spannanker gegen Umladen gesichert ist, darf die Verschiebung $u_{\text{inst},N}$ aufgrund der axialen Verformung des Rahmens, siehe Bild 13.10 b), wie folgt bestimmt werden:

$$u_{\text{inst},N} = \frac{2}{3} \frac{F_{v,\text{Ed}}}{E_{m,0,\text{mean}}} \left(\frac{l}{A_{\text{rail}}} + \frac{h^3}{A_{\text{stud}} l^2} \right) + \frac{F_{M,\text{Ed}}}{E_{m,0,\text{mean}}} \frac{h^2}{A_{\text{stud}} l} \quad (13.18)$$

Dabei ist

- $F_{v,\text{Ed}}$ die auf die Wand aufgebrachte horizontale Bemessungskraft;
- $E_{m,0,\text{mean}}$ der mittlere Elastizitätsmodul parallel zur Faser des Kantenrahmens;
- l die der Schubfeldwirkung widerstehende Wandlänge;
- A_{rail} die mittlere Querschnittsfläche der oberen und Bodenschienen;
- h die Höhe der Wand;
- A_{stud} die mittlere Querschnittsfläche der vorderen und hinteren Zapfen;
- $F_{M,\text{Ed}}$ das vertikale Bemessungskräftepaar aufgrund des Biegemoments in Verbindung mit der auf die Wand angewendeten horizontalen Kraft.

(5) Die horizontale Verschiebung $u_{\text{inst},M}$ aufgrund der Dehnung des Wandverankerungssystems unter Annahme eines starren Auflagers auf der Druckseite, siehe Bild 13.10 c), darf wie folgt bestimmt werden:

$$u_{\text{inst},M} = \frac{h}{k_{\text{couple}} l} u_{z,A} \quad (13.19)$$

Dabei ist

- h die Höhe der Wand;
- k_{couple} der Faktor zur Berücksichtigung des reduzierten Hebelarms zwischen stabilisierenden Kräften;
- l die der Schubfeldwirkung widerstehende Wandlänge;
- $u_{z,A}$ die vertikale Dehnung des Wandverankerungssystems.

ANMERKUNG Der Faktor k_{couple} liegt üblicherweise zwischen 0,85 und 1.

(6) Die vertikale Dehnung des Wandverankerungssystems $u_{z,A}$ an der Vorderkante einer Wand und unter Zugbelastung darf wie folgt bestimmt werden:

$$u_{z,A} = \frac{F_{t,\text{Ed}}}{K_{SLS,A}} \quad (13.20)$$

Dabei ist

- $F_{t,\text{Ed}}$ die Bemessungszugreaktionskraft an der Vorderkante der Wand, siehe Gleichung (13.14);
- $K_{SLS,A}$ die Steifigkeit des Verankerungssystems gegen Umladen;
- k_{couple} der Faktor zur Berücksichtigung des reduzierten Hebelarms zwischen stabilisierenden Kräften;
- l die der Schubfeldwirkung widerstehende Wandlänge.

(7) Die Verschiebung $u_{\text{inst},V}$ aufgrund der Starrkörpertranslation, siehe Bild 13.10 d), darf wie folgt bestimmt werden:

$$u_{\text{inst},V} = \frac{F_{v,\text{Ed}}}{K_{\text{SLS},V} n_v} \quad (13.22)$$

Dabei ist

- $F_{v,\text{Ed}}$ die auf die Wand aufgebrachte horizontale Bemessungskraft;
- $K_{\text{SLS},V}$ die Steifigkeit der Verbindung zwischen Wand und Sockel im Hinblick auf horizontale Translation;
- n_v die Anzahl der Verbindungen zwischen Wand und Sockel im Hinblick auf die horizontale Translation.

(8) Die Verschiebung $u_{\text{inst},C}$ aufgrund der Verformung der Bodenschiene senkrecht zur Faser unter dem hinteren Zapfen, siehe Bild 13.10 e), darf wie folgt bestimmt werden:

$$u_{\text{inst},C} = w_{\text{SLS},z} \frac{h}{l} \quad (13.23)$$

dabei ist

- $w_{\text{SLS},z}$ die Druckverformung der Bodenschiene senkrecht zur Faser nach 9.4;
- h die Höhe der Wand;
- l die der Schubfeldwirkung widerstehende Wandlänge.

(9) Die Verschiebung $u_{\text{inst},G}$ aufgrund der Schubverformung der Bekleidungsplatten, siehe Bild 13.11 f), darf wie folgt bestimmt werden:

$$u_{\text{inst},G} = \frac{F_{v,\text{Ed}} h}{l (G_{p,1} t_{p,1} + G_{p,2} t_{p,2})} \quad (13.24)$$

Dabei ist/sind

- $F_{v,\text{Ed}}$ die auf die Wand aufgebrachte horizontale Bemessungskraft;
- h die Höhe der Wand;
- l die der Schubfeldwirkung widerstehende Wandlänge;
- $G_{p,1}, G_{p,2}$ die Schubmodule der an jeder Seite des Rahmens befestigten Bekleidungsplatten;
- $t_{p,1}, t_{p,2}$ die Dicken der an jeder Seite des Rahmens befestigten Bekleidungsplatten.

13.4 Rahmenböden

13.4.1 Allgemeines

(1) Dieser Unterabschnitt legt Bestimmungen für einfach aufgelagerte oder ausgekragte ebene Baugruppen fest.

(2) Rahmenböden dürfen als einfach zwischen jeder Wandlinie aufgelagert gestaltet werden.

ANMERKUNG 1 13.1(4) ist für die Berechnung horizontaler Lasten an Wänden anwendbar, um die nicht in dem Modell berücksichtigte zusätzliche Steifigkeit in Böden z. B. durch Verriegelung zwischen Brettern zuzulassen.

ANMERKUNG 2 Der Einfluss geometrischer Exzentrizität nach 13.1(5) kann bei der Bemessung von Böden vernachlässigt werden.

(3) Alle Bestimmungen dieses Unterabschnitts dürfen für die Auskragung ebener Baugruppen angewendet werden, vorausgesetzt, dass die Spannlänge l als zweimal die Kragarmlänge genommen wird.

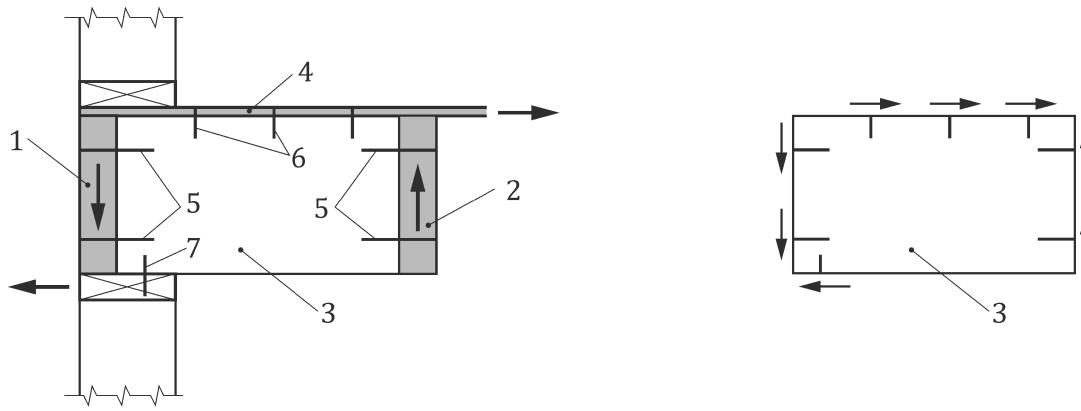
(4) Die Gurthölzer, d. h. die Kantenrippen auskragender ebener Baugruppen, sollten an dem Tragwerk verankert werden, um Zug- und Druckkräften aufgrund des Biegemoments am Sockel des Kragarms zu widerstehen.

(5) Die Übertragung der horizontalen Kräfte in die ebenen Baugruppen und aus diesen sollte verifiziert werden.

(6) Für Baugruppen mit einseitiger Verkleidung oder anderen Exzentrizitäten sollte die Torsion der Kantenrippen verifiziert werden.

ANMERKUNG Das Torsionsrisiko kann durch die Verwendung von Verteilern, die die exzentrische Last durch Schubverbindung übertragen, siehe Bild 13.11 und Bild 13.13, reduziert werden.

(7) Günstige Wirkungen stabilisierender vertikaler Lasten des obigen Bauwerks dürfen verwendet werden.



a) Tragwerksmodell

b) Gleichgewicht der Blockierung unter Schub

Legende

- 1 Kantenrippe
- 2 Rippe
- 3 Verteiler, Blockierung
- 4 Bekleidungsplatte
- 5 Befestigungselemente wirksam unter Schub und Zug
- 6 Verbindung zwischen Verkleidung und Blockierung
- 7 Verbindung zwischen Blockierung und oberer Schiene

Bild 13.11 — Beispiel für horizontale Kraftübertragung auf Bodenebene

(8) Die ebene Bodenbaugruppe darf freie Bekleidungsplattenkanten senkrecht zu den Hauptrippen enthalten.

(9) Wenn die vereinfachten Modelle 13.4.2 bis 13.4.5 verwendet werden, sollten die Mindestlänge der Bekleidungsplatte l_p und die Höhe h_p nach 13.13 und 13.14 Folgendem entsprechen:

- l_p und $h_p \geq a_{rib}$ für Bekleidungsplatten mit freien Kanten;
- l_p und $h_p \geq a_{rib}/3$ für Bekleidungen mit aufgelagerten Kanten.

(10) Die Verwendung von Montageplatten mit freien Kanten sollte minimiert werden. Die Passstücke sollten an Stellen mit geringem Schub platziert werden.

(11) Bei der Bestimmung des Kantenabstands von Befestigungselementen nach den Anforderungen in Abschnitt 11 darf angenommen werden, dass die Kanten:

- unbelastet sind, d. h. $a_{4,c}$ nach Bild 11.17, wenn keine freien Plattenkanten in der ebenen Baugruppe vorhanden sind;
- belastet sind, d. h. $a_{4,t}$ nach Bild 11.17, in jeder anderen Anordnung.

13.4.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit

(1) Es darf angenommen werden, dass die ebene Baugruppe als hoher Balken wirkt, wenn:

- die Kantenrippen die Flansche sind, d. h. die oberen und unteren Gurthölzer, die ausschließlich unter Zug und Stauchung wirken;
- die Bekleidungsplatten der Steg des hohen Balkens sind und ausschließlich unter Schub wirken.

(2) Die Kantenrippen sollten so gestaltet sein, dass sie Einwirkungen außerhalb der Ebene zusammen mit axialen Spannungs- und Druckkräften aufgrund der Biegemomente durch Einwirkungen in der Ebene widerstehen.

(3) Die axialen Bemessungszug- und Bemessungsdruckreaktionskräfte in den Kantenrippen $F_{c/t,Ed}$ aufgrund des Biegemoments in der Ebene auf der einfach aufgelagerten ebenen Baugruppe dürfen wie folgt bestimmt werden:

$$F_{c/t,Ed} = \pm \frac{M_{Ed}}{h} = \pm \frac{q_{Ed} l^2}{8 h} \quad (13.25)$$

Dabei ist

- M_{Ed} das Bemessungsbiegemoment in der Ebene;
 h die Höhe der ebenen Baugruppe;
 q_{Ed} die gleichmäßig verteilte Bemessungseinwirkung in der Ebene auf die ebene Baugruppe;
 l die Länge der ebenen Baugruppe zwischen Auflagern.

ANMERKUNG 13.2.3 enthält Anforderungen an die Bemessung aller Verbindungen in den Kantenrippen.

(4) Es darf angenommen werden, dass die Schubkräfte in der ebenen Baugruppe gleichmäßig über die Höhe h der Baugruppe verteilt sind und durch die Bekleidungsplatten übertragen werden.

(5) Innere Spannungen in den Bekleidungsplatten sollten nach 13.2.4 verifiziert werden.

(6) Die Schubspannung τ_d in den Bekleidungsplatten darf als gleichmäßig verteilt angenommen und bestimmt werden als:

Printed copies are uncontrolled

$$\tau_d = k_\tau \frac{l}{2 h t_p} q_{Ed} \quad (13.27)$$

mit

$$k_\tau = \begin{cases} 1,40 & \text{für Verkleidungsplatten mit freien Kanten} \\ 1,00 & \text{für Verkleidungsplatten ohne freie Kanten} \end{cases} \quad (13.28)$$

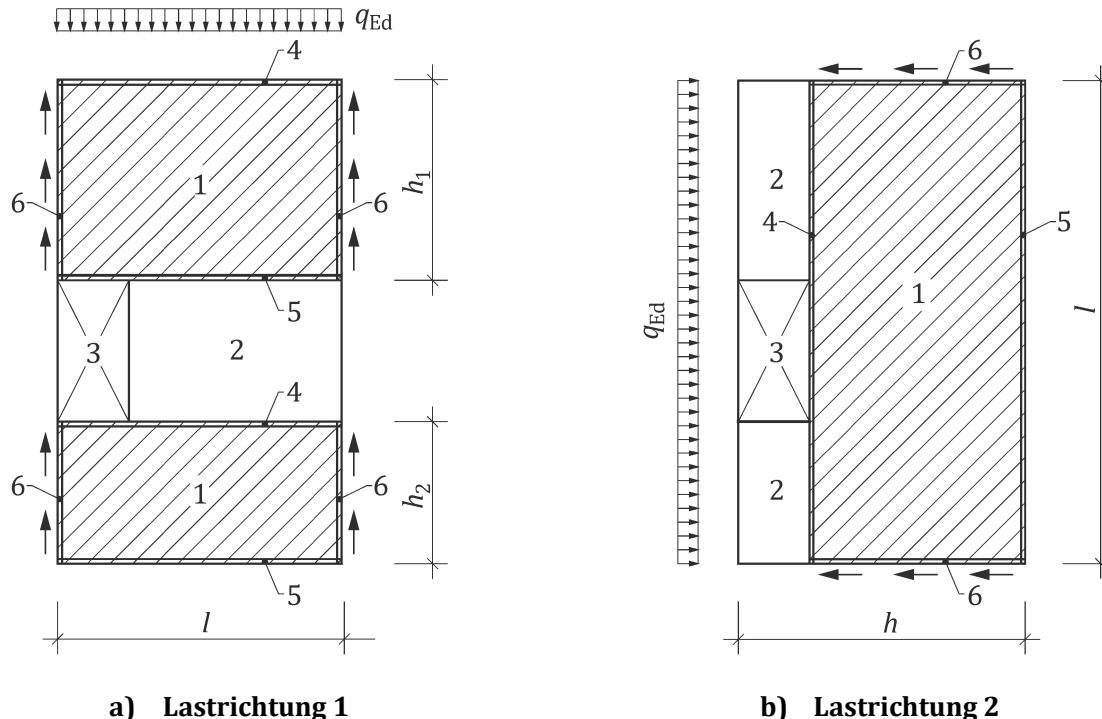
Dabei ist

- k_τ der Schubverteilungsfaktor für Wechselwirkung der Verkleidung;
- l die Länge der ebenen Baugruppe zwischen Auflagern;
- h die Höhe der ebenen Baugruppe;
- t_p die Dicke der Bekleidungsplatten;
- q_{Ed} die auf die ebene Baugruppe aufgebrachte gleichmäßig verteilte Bemessungseinwirkung in der Ebene.

(7) Ebene Baugruppen mit großen Öffnungen oder mit unregelmäßigem Umriss sollten in einfache Bereiche unterteilt werden, die effektive ebene Baugruppen für die Verifizierung repräsentieren, siehe Bild 13.12.

(8) Die Lastübertragung der Kräfte in der Ebene in die effektiven Baugruppen muss verifiziert werden.

(9) Der Beitrag aus ineffektiven Bereichen darf vernachlässigt werden.



a) Lastrichtung 1

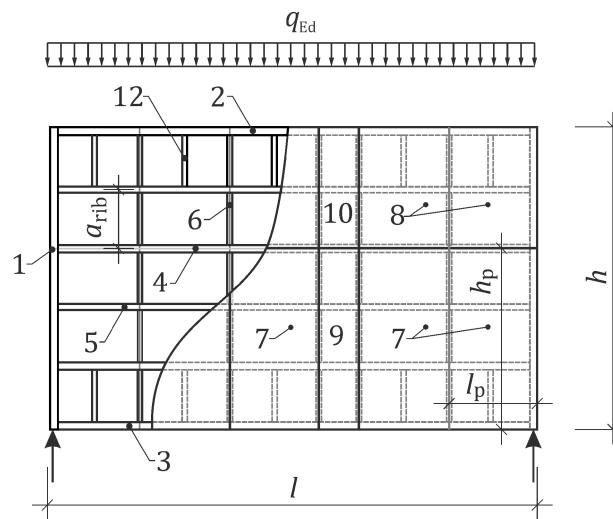
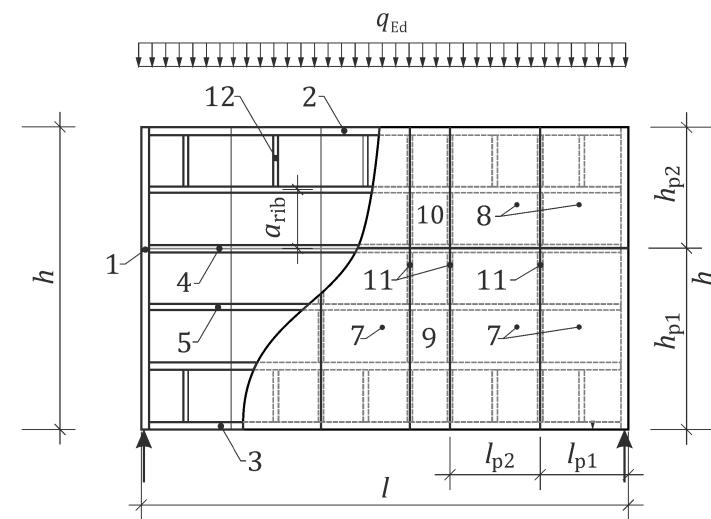
b) Lastrichtung 2

Legende

- 1 effektive ebene Baugruppe
- 2 ineffektiver Teil der ebenen Baugruppe
- 3 Öffnung
- 4 als Druckgurt wirkende Kantenrippe
- 5 als Zuggurt wirkende Kantenrippe
- 6 Kantenrippe, die die Schubübertragung in das Auflager ermöglicht

Bild 13.12 — Beispiele für effektive Baugruppen**13.4.3 Ebene Baugruppen des Typs 1**

(1) Dieser Unterabschnitt legt Bestimmungen für ebene Baugruppen fest, wo die Einwirkungen in der Ebene senkrecht zu den Hauptrippen ausgerichtet sind, siehe Bild 13.13.

**a) Typ 1a – Keine freien Kanten an der Verkleidung****b) Typ 1b – Bekleidungsplatten mit freien Kanten****Legende**

- 1 Endrippe
- 2 als Druckgurt wirkende Kantenrippe
- 3 als Zuggurt wirkende Kantenrippe
- 4 Hauptrippe am Umfang einer Bekleidungsplatte
- 5 Hauptrippe nicht am Umfang einer Bekleidungsplatte
- 6 sekundäre Rippe (Blockierung, Ausfachung, Sparren) am Umfang einer Bekleidungsplatte
- 7 Bekleidungsplatte in voller Größe
- 8 auf die Höhe h_p zugeschnittene Bekleidungsplatte, d. h. Montageplatte
- 9 auf die Länge l_p zugeschnittene Bekleidungsplatte, d. h. Montageplatte
- 10 auf die Länge l_p und die Höhe h_p zugeschnittene Bekleidungsplatte, d. h. Montageplatte
- 11 (mögliches freies Ende der Bekleidungsplatte)
- 12 sekundäre Rippe in voller Höhe zur Unterstützung der Übertragung äußerer Last in der Ebene in die ebene Baugruppe, d. h. Verteiler

Bild 13.13 — Ebene Baugruppen des Typs 1

(2) Wenn Verteiler nicht in ebenen Baugruppen des Typs 1b verwendet werden, sollte die Kapazität der Bekleidungsplatten zur Übertragung von Einwirkungen in der Ebene, d. h. Zug und Druck, nach 13.2.4(2) und 13.2.4(3) verifiziert werden.

(3) Die resultierenden Bemessungsschubkräfte der Befestigungselemente zwischen Verkleidung und Rahmen je Längeneinheit $s_{\text{res,d}}$ dürfen wie folgt bestimmt werden:

$$s_{\text{res,d}} = q_{\text{Ed}} \frac{l}{2h}; \text{ für Verkleidungsplatte ohne freie Kanten} \quad (13.29)$$

$$\max \begin{cases} s_{\text{res,d}} = \\ q_{\text{Ed}} \sqrt{\left(\frac{l-l_{p1}}{2h}\right)^2 + \left(k_q + \frac{2}{n_{f,h}} \frac{l-2l_{p1}}{l_{p1}}\right)^2} & \text{für Verkleidungsplatte mit einer freien Kante} \\ q_{\text{Ed}} \sqrt{\left(\frac{l-2l_{p1}-l_{p2}}{2h}\right)^2 + \left(k_q + \frac{1}{n_{f,h}} \frac{3l-6l_{p1}-4l_{p2}}{l_{p2}}\right)^2} & \text{für Verkleidungsplatte mit zwei freien Kanten} \end{cases} \quad (13.30)$$

mit

$$n_{f,h} = \frac{h}{a_{\text{rib}}} + n_{p,h} \quad (13.31)$$

Dabei ist

q_{Ed} die auf das ebene Element aufgebrachte gleichmäßig verteilte Bemessungseinwirkung in der Ebene;

l die Länge der ebenen Baugruppe zwischen Auflagern;

h die Höhe der ebenen Baugruppe;

l_{p1} die Länge der Verkleidung oder der Montageplatte mit einer freien Kante, üblicherweise neben einem horizontalen Auflager;

k_q der Lastpositions faktor;

$n_{f,h}$ die Anzahl der Reihen von Befestigungselementen entlang der Höhe;

l_{p2} die Länge der Bekleidungs- oder Montageplatte mit zwei freien Kanten, üblicherweise eine zweite Platte ab dem horizontalen Auflager;

a_{rib} der Abstand der Hauptrippen in der effektiven Baugruppe;

$n_{p,h}$ die Anzahl der aufeinander folgenden Bekleidungsplatten entlang der Höhe.

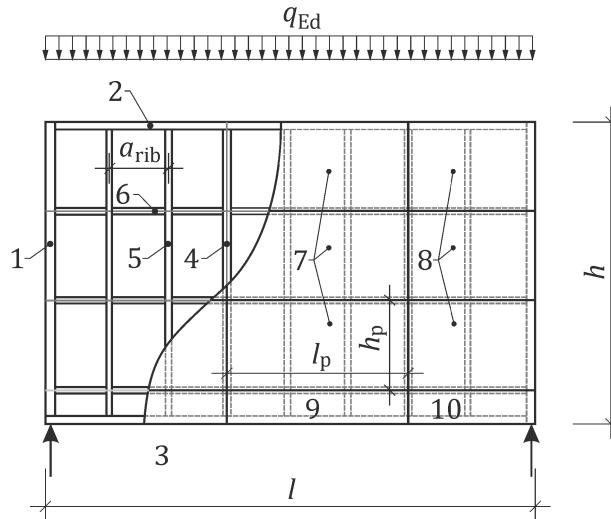
(4) Der Lastpositions faktor k_q darf Tabelle 13.2 entnommen werden.

Tabelle 13.2 — Lastpositions faktor k_q für die Verteilung von Lasten in der Ebene

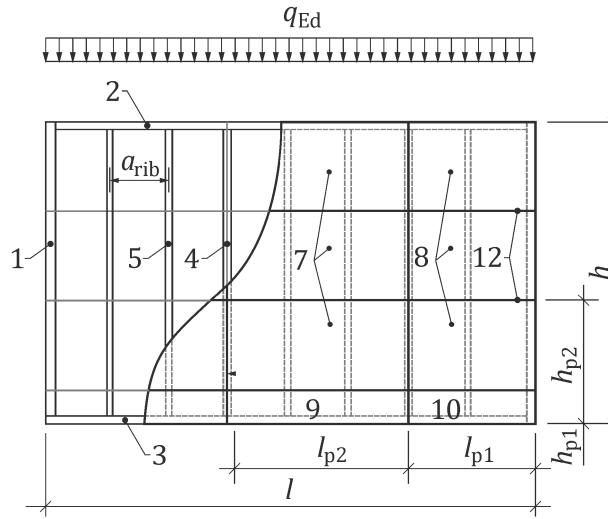
In die ebene Baugruppe eingeführte äußere Einwirkung in der Ebene	k_q
nur von einer Kante, z. B. Druck- oder Saugkraft	1
von beiden Kanten, z. B. Druck- oder Saugkraft	0,5
von einer oder beiden Kanten, wenn Verteiler verwendet werden	0
ANMERKUNG Wenn Verteiler an der Saugkante verwendet werden, treten Zugkräfte zwischen den Verteilern und den verbundenen Rippen auf.	

- Entwurf -**13.4.4 Ebene Baugruppen des Typs 2**

(1) Dieser Unterabschnitt legt Bestimmungen für ebene Baugruppen fest, wenn Einwirkungen in der Ebene parallel zu den Hauptrippen ausgerichtet sind, d. h. in dieselbe Richtung wirken wie die Rippen, siehe Bild 13.14.



a) Typ 2a – Keine freien Kanten in der Verkleidung



b) Typ 2b – Bekleidungsplatten mit freien Kanten

Legende

- 1 Endrippe
- 2 als Druckgurt wirkende Kantenrippe
- 3 als Zuggurt wirkende Kantenrippe
- 4 Hauptrippe am Umfang einer Bekleidungsplatte
- 5 Hauptrippe nicht am Umfang einer Bekleidungsplatte
- 6 sekundäre Rippe (Blockierung, Ausfachung, Sparren) am Umfang der Bekleidungsplatte
- 7 Bekleidungsplatte in voller Größe
- 8 auf die Länge l_p zugeschnittene Bekleidungsplatte, d. h. Montageplatte
- 9 auf die Höhe h_p zugeschnittene Bekleidungsplatte, d. h. Montageplatte
- 10 auf die Länge l_p und die Höhe h_p zugeschnittene Bekleidungsplatte, d. h. Montageplatte
- 11 (mögliche) freie Kante der Bekleidungsplatte

Bild 13.14 — Ebene Baugruppen des Typs 2

(2) Die resultierenden Bemessungsschubkräfte der Befestigungselemente zwischen Verkleidung und Rahmen je Längeneinheit $s_{res,d}$ dürfen wie folgt bestimmt werden:

$$s_{res,d} = q_{Ed} \left(\frac{l - a_{rib}}{2h} \right) \text{ für Verkleidungsplatten ohne freie Kanten} \quad (13.32)$$

$$s_{res,d} = \max \begin{cases} q_{Ed} \sqrt{\left(\frac{l - a_{rib}}{2h} \right)^2 + \left(\frac{2}{n_{f,l,p}} \frac{l_p}{h_{p1}} \frac{l - l_p}{h} \right)^2} & \text{für Verkleidungsplatte mit einer freien Kante} \\ q_{Ed} \sqrt{\left(\frac{l - a_{rib}}{2h} \right)^2 + \left(\frac{3}{n_{f,l,p}} \frac{l_p}{h_{p2}} \frac{l - l_p}{h} \right)^2} & \text{für Verkleidungsplatte mit zwei freien Kanten} \end{cases} \quad (13.33)$$

mit

$$n_{f,l,p} = \frac{l_p}{a_{rib}} + 1 \quad (13.34)$$

Dabei ist

- q_{Ed} die gleichmäßig verteilte Bemessungseinwirkung in der Ebene auf die ebene Baugruppe;
- l die Länge der ebenen Baugruppe zwischen Auflagern;
- a_{rib} der Abstand der Hauptrippen in der effektiven Baugruppe;
- h die Höhe der ebenen Baugruppe;
- $n_{f,l,p}$ die Anzahl der Reihen von Befestigungselementen entlang der Länge der Bekleidungsplatte;
- l_p die Länge der Bekleidungsplatte;
- h_{p1} die Höhe der Bekleidungsplatte mit einer freien Kante, üblicherweise an das Ende der ebenen Baugruppe angrenzend;
- h_{p2} die Höhe der Bekleidungs- oder Montageplatte mit zwei freien Kanten;
- $n_{p,l}$ die Anzahl der aufeinander folgenden Bekleidungsplatten entlang der Länge.

13.4.5 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

(1) Es darf ohne ausführliche Verifizierung angenommen werden, dass Verformungen gerahmter Türen in der Ebene innerhalb akzeptabler Grenzwerte liegen, wenn alle folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- Die horizontale Bemessungslast $q_{Ed} \leq 5,0 \text{ kN/m}$;
- Die Höhe des Bodens $h \geq l/4$;
- Es besteht eine durchgehende Rippe an jeder Kante des Bodens;
- Die Mindestlänge der Bekleidungsplatten $l_p \geq 1,0 \text{ m}$;
- Der Abstand der Befestigungselemente zwischen Verkleidung und Rahmen a_1 ist an allen Rippen gleich;
- Es bestehen keine freien Kanten an den Bekleidungsplatten;
- Die Spannweite des Bodens zwischen horizontalen Auflagern $l \leq 12,0 \text{ m}$.

(2) Die Gesamtverschiebung in der Ebene u_{inst} in der Mitte der Spannweite der ebenen Baugruppe relativ zu den Endauflagern sollte wie folgt bestimmt werden:

$$u_{inst} = u_{inst,KSLS,0} + u_{inst,KSLS,90} + u_{inst,N} + u_{inst,G} \quad (13.35)$$

Dabei ist

- $u_{inst,KSLS,0}$ die Verschiebung aufgrund der Verformung der Verbindung zwischen Verkleidung und Rahmen parallel zu den Hauptrippen;
- $u_{inst,KSLS,90}$ die Verschiebung aufgrund der Verformung der Verbindung zwischen Verkleidung und Rahmen senkrecht zu den Hauptrippen;
- $u_{inst,N}$ die Verschiebung aufgrund der axialen Verformung der Rippen;
- $u_{inst,G}$ die Verschiebung aufgrund der Schubverformung der Bekleidungsplatte.

ANMERKUNG Die Verschiebung in der Ebene gerahmter ebener Baugruppen mit freien Kanten erhöht sich erheblich im Vergleich zu Baugruppen ohne freie Kanten.

(3) Die Verschiebung in der Mitte der Spannweite $u_{\text{inst},\text{KSLS},0}$ aufgrund der Verformung der Verbindung zwischen Verkleidung und Rahmen parallel zu den Hauptrippen kann wie folgt bestimmt werden:

$$u_{\text{inst},\text{KSLS},0} = \begin{cases} \frac{q_{\text{Ed}} a_1}{K_{\text{SLS}}} \frac{l^2}{4h} \left[\frac{n_{\text{p,h}}}{h} + \frac{n_{\text{p,l}}}{l} \right] & \text{für Typ 1a und Typ 2a ohne freie Kanten} \\ \frac{q_{\text{Ed}} a_1}{K_{\text{SLS}}} \left[n_{\text{p,h}} \frac{l^2}{4h^2} + \frac{l}{2h} \right] & \text{für Typ 1b mit freien Kanten} \\ \frac{q_{\text{Ed}} a_1}{K_{\text{SLS}}} \frac{l}{4h} \left[\frac{l}{h} + n_{\text{p,l}} \right] & \text{für Typ 2b mit freien Kanten} \end{cases} \quad (13.36)$$

Dabei ist

- q_{Ed} die gleichmäßig verteilte Bemessungseinwirkung in der Ebene auf die ebene Baugruppe;
- a_1 der Abstand der Befestigungselemente zwischen Verkleidung und Rahmen;
- K_{SLS} die Steifigkeit von Befestigungselementen zwischen Verkleidung und Rahmen;
- l die Länge der ebenen Baugruppe zwischen Auflagern;
- h die Höhe der ebenen Baugruppe;
- $n_{\text{p,h}}$ die Anzahl der aufeinander folgenden Bekleidungsplatten entlang der Höhe;
- $n_{\text{p,l}}$ die Anzahl der aufeinander folgenden Bekleidungsplatten entlang der Länge.

(4) Die Verschiebung in der Mitte der Spannweite $u_{\text{inst},\text{KSLS},90}$ aufgrund der Verformung der Verbindung zwischen Verkleidung und Rahmen senkrecht zu den Hauptrippen darf wie folgt bestimmt werden:

$$u_{\text{inst},\text{KSLS},90} = \begin{cases} 0 & \text{für Typ 1a und Typ 2a ohne freie Kanten} \\ \frac{q_{\text{Ed}} a_1}{n_{\text{f,h}} K_{\text{SLS}}} \left[\frac{3}{2} n_{\text{p,l}}^2 - 4n_{\text{p,l}} + n_{\text{p,h}} n_{\text{f,h}} + 2 \right] & \text{für Typ 1b mit freien Kanten} \\ 0 & \text{für Typ 2b mit freien Kanten, dabei ist } n_{\text{p,h}} = 1 \\ \frac{q_{\text{Ed}} a_1}{n_{\text{f,l,mean}} K_{\text{SLS}}} \frac{l^3}{h^3} \frac{n_{\text{p,h}}}{n_{\text{p,l}}} \left[\frac{3}{2} n_{\text{p,h}} - 2 \right] & \text{für Typ 2b mit freien Kanten, dabei ist } n_{\text{p,h}} > 1 \end{cases} \quad (13.37)$$

mit

$$n_{\text{f,l,mean}} = \frac{l}{n_{\text{p,l}} a_{\text{rib}}} + 1 \quad (13.38)$$

Dabei ist/sind

- q_{Ed} die gleichmäßig verteilte Bemessungseinwirkung in der Ebene auf die ebene Baugruppe;
- a_1 der Abstand der Befestigungselemente zwischen Verkleidung und Rahmen;
- $n_{\text{f,h}}$ die Anzahl der Reihen von Befestigungselementen entlang der Höhe aus Gleichung (13.31);
- K_{SLS} die Steifigkeit von Befestigungselementen zwischen Verkleidung und Rahmen;

- $n_{p,l}$ die Anzahl der aufeinander folgenden Bekleidungsplatten entlang der Länge;
 $n_{p,h}$ die Anzahl der aufeinander folgenden Bekleidungsplatten entlang der Höhe;
 $n_{f,l,mean}$ die mittlere Anzahl der Reihen von Befestigungselementen entlang der Länge der Bekleidungsplatte;
 l die Länge der ebenen Baugruppe zwischen Auflagern;
 h die Höhe der ebenen Baugruppe;
 a_{rib} der Abstand der Rippen.

(5) Die Verschiebung in mittlerer Spannweite $u_{inst,N}$ aufgrund der axialen Verformung der Rahmenbauteile darf wie folgt bestimmt werden:

$$u_{inst,N} = \frac{5}{192} \frac{q_{Ed} l^4}{E_{0,mean} A_{chord} h^2} \quad (13.39)$$

Dabei ist

- q_{Ed} die gleichmäßig verteilte Bemessungseinwirkung in der Ebene auf die ebene Baugruppe;
 l die Länge der ebenen Baugruppe zwischen Auflagern;
 $E_{0,mean}$ der mittlere Elastizitätsmodul parallel zur Faser der Kantenrippen;
 A_{chord} die mittlere Querschnittsfläche der Kantenrippen;
 h die Höhe der ebenen Baugruppen.

(6) Die Verschiebung in mittlerer Spannweite $u_{inst,G}$ aufgrund der Schubverformung der Bekleidungsplatten darf wie folgt bestimmt werden:

$$u_{inst,G} = 1,4 \frac{q_{Ed} l^2}{8 G_p t_p h} \quad (13.41)$$

Dabei ist/sind

- q_{Ed} die auf die ebene Baugruppe aufgebrachte gleichmäßig verteilte Bemessungseinwirkung in der Ebene;
 l die Länge der ebenen Baugruppe zwischen Auflagern;
 G_p die Schubmodule der Bekleidungsplatten;
 t_p die Dicke der Bekleidungsplatten;
 h die Höhe der ebenen Baugruppen.

13.5 Rahmendächer

(1) Die Bestimmungen in 13.4 dürfen auf Rahmendächer angewendet werden.

(2) Jeder Versatz zwischen der Verkleidung und dem Hauptrahmen oder der Verkleidung und den Verteilern sollte bei der Verifizierung berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Dies ist der Fall, wenn die Verkleidung an einer sekundären Rahmenlage, die von dem Hauptdeckenrahmen aufgelagert wird, befestigt ist, d. h. die Verkleidung ist an Latten, Gegenlatten oder Dachverschalungen befestigt.

(3) Es darf angenommen, dass Latten als Lastverteiler dienen, sofern sie in einem gleichmäßigen Abstand angeordnet sind.

(4) Wenn Latten gefügt werden, sollte die Verformung der Fugen entlang der Dachplattenhöhe unter Druck und Zug gering sein.

13.6 Zwischenträger aus CLT, LVL und GLVL

13.6.1 Wandzwischenträger

(1) Für die Bemessung von Wandzwischenträgern aus CLT, LVL und GLVL müssen die geometrischen Grenzbedingungen (z. B. Länge, Höhe, Öffnungen) und der Aufbau von CLT, LVL und GLVL berücksichtigt werden. Es gibt zwei mögliche Konfigurationen, siehe Bild 13.15:

- monolithischer Wandzwischenträger, bestehend aus einer einzelnen CLT-, LVL- oder GLVL-Platte;
- segmentierter Wandzwischenträger, bestehend aus mehreren mechanisch verbundenen CLT-, LVL- und GLVL-Platten.

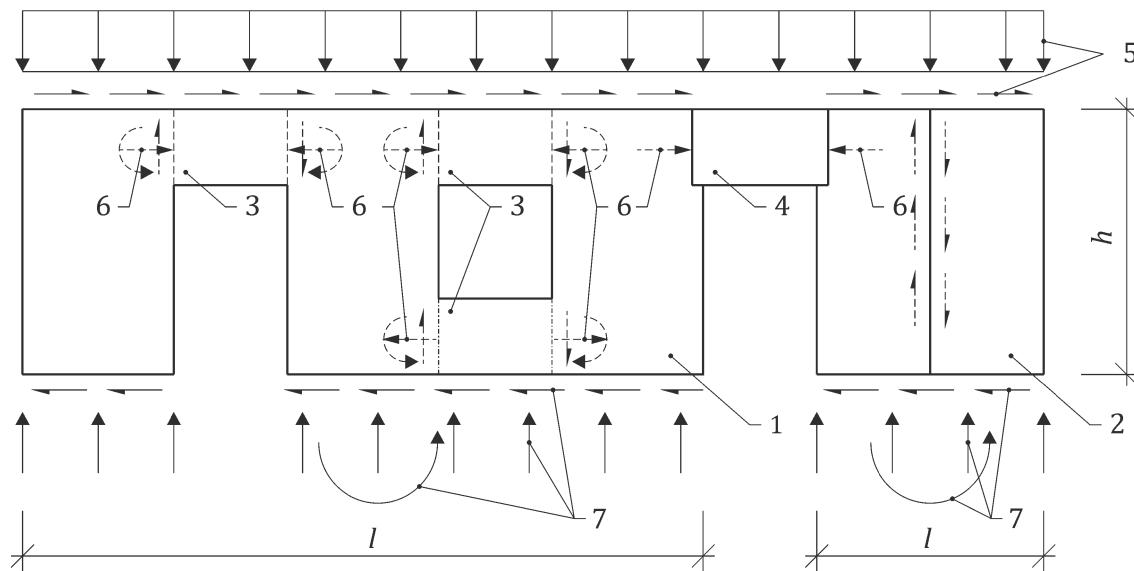
(2) Ein Wandzwischenträger für tragende Zwecke sollte ein Verhältnis der Höhe h zur Länge l von $h/l \leq 4$ haben.

(3) Für die Bemessung von Wandzwischenträgern aus CLT, LVL und GLVL muss der Beitrag der verschiedenen Wandkomponenten (Platten und Befestigungselemente aus CLT, LVL und GLVL) und der Verbindungen, die die Wand gegen Hub und Gleiten hemmen, zu Widerstand und Verformung berücksichtigt werden.

(4) Für die Bemessung von Stürzen oder Brüstungen (siehe Bild 13.15) müssen die Wirkungen zusätzlicher Biege- und Schubkräfte aufgrund horizontaler Lasten berücksichtigt werden, wenn der Hub angrenzender Wandzwischenträger nicht verhindert wird.

(5) Wenn die Lastübertragung nicht verifiziert werden kann, müssen die Wandabschnitte an beiden Seiten des Sturzes und/oder der Brüstung als separate Wandzwischenträger betrachtet werden.

(6) Die Verbindungen zwischen den Teilen eines segmentierten Wandzwischenträgers dürfen für eine konstante Schubkraftverteilung ausgelegt werden.

**Legende**

- 1 monolithische Wand
- 2 segmentierte Wand aus zwei Elementen
- 3 Sturz/Brüstung, der/die Biegemomente sowie Axial- und Schubkräfte übertragen kann
- 4 Sturz, der als axial starrer (Druck) Gelenkträger angesehen werden kann
- 5 Einwirkungen
- 6 zu übertragende innere Kräfte und Momente
- 7 Reaktionskräfte und Momente

Bild 13.15 — Beispiel für eine Wandbaugruppe aus monolithischen und segmentierten CLT-, LVL- und GLV-Holzplatten

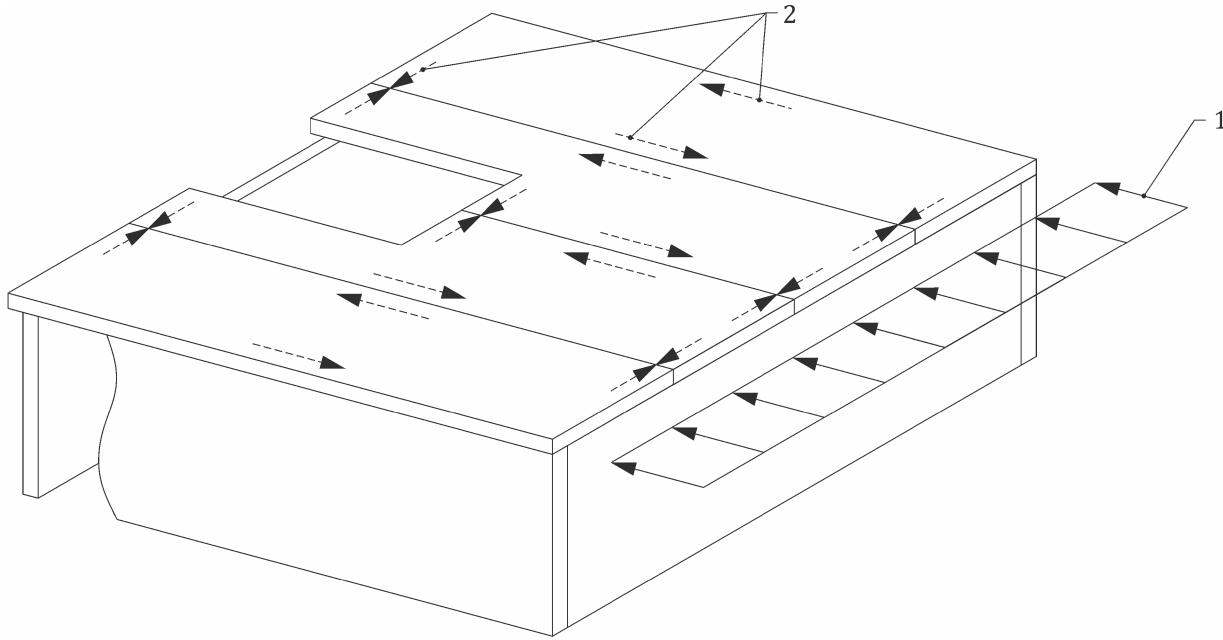
13.6.2 Boden- und Dachbauteile

(1) 13.6.2 legt Bestimmungen für einfach aufgelagerte Zwischenträger wie Böden oder Dächer aus mechanisch verbundenen CLT-, LVL- und GLVL-Platten fest.

(2) Für Zwischenträger mit einer gleichmäßig verteilten Last, siehe Bild 13.16, muss das in 13.6.2 beschriebene Analyseverfahren angewendet werden, wenn:

- Dach- und Bodenzwischenträger aus CLT, LVL und GLVL, die nach 13.6.2 gestaltet wurden, als starr angenommen werden;
- die Anwesenheit von Öffnungen mit erheblichem Einfluss erwogen wurde;
- der maximale Abstand für stiftförmige Verbindungsmittel in CLT-Platten 150 mm für Nägel und 500 mm für Schrauben beträgt.

(3) Es sollte angenommen werden, dass Schubkräfte in dem Zwischenträger gleichmäßig über die Breite des Zwischenträgers verteilt sind.



Legende

- 1 horizontale Einwirkungen
- 2 zu übertragende innere Kräfte

Bild 13.16 — Kraftverteilung in einem Bodenzwischenträger

14 Holzgründungspfähle

ANMERKUNG Informationen zur Bemessung von Gründungspfählen aus Massivholz sind in Anhang P enthalten.

Anhang A (informativ)

Zusätzliche Anleitung für die Erhöhung der Robustheit in Holzbauten

A.1 Verwendung dieses Anhangs

(1) Dieser informative Anhang enthält zusätzliche Anleitungen zu 4.1.2 für die Erhöhung der Robustheit von Holzbauwerken.

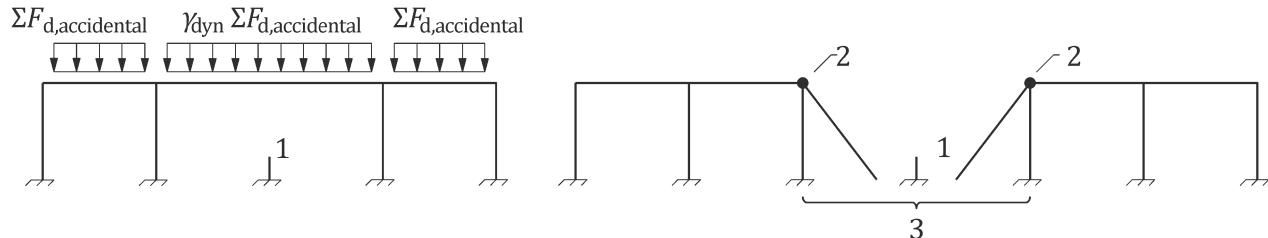
ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses informativen Anhangs kann im nationalen Anhang angegeben sein. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

A.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Der informative Anhang behandelt Bemessungsstrategien zur Erhöhung der Robustheit auf der Grundlage der Begrenzung des Gesamtschadens nach angenommenen Szenarien eines lokalen Anfangsversagens, d.h.:

- Entwicklung alternativer Lastwege (zum Beispiel Erhöhung der Duktilität, Verformungskapazität und Redundanz des Bauwerks) (Bild A.1) und/oder
- Segmentierung des Bauwerks in einzelne Teile, die in der Lage sind, zu kollabieren, ohne strukturelles Versagen in anderen Teilen (durch die Verwendung von Schmelzelementen) (Bild A.1) zu induzieren.

ANMERKUNG Beide Strategien basieren auf der Identifizierung angenommener Szenarien eines lokalen Anfangsversagens. Beispiele für Szenarien lokalen Anfangsversagens sind das Versagen eines tragenden Bauteils (Bauteil oder Verbindung), das systematisch oder zufällig geschwächt wird, oder ein Zusammenbruch eines tragenden Bauteils aufgrund unvorhergesehener Einwirkungen.



a) Entfernung struktureller Bauteile

b) Segmentierung mithilfe von Schmelzelementen

Legende

- 1 lokales Anfangsversagen
- 2 Schmelzelement (Verbindung)
- 3 kollabierter Bereich

Bild A.1 — Bemessungsstrategien zur Erhöhung der Robustheit auf der Grundlage der Begrenzung des Gesamtschadens nach angenommenen Szenarien lokalen Anfangsversagens

(2) Die Bemessungsszenarien in diesem Anhang sollten als zufällige Bemessungssituationen betrachtet werden.

(3) A.3 enthält die Grundlage für die Verifizierung alternativer Lastwege innerhalb der Struktur durch die Bemessung für die Entfernung tragender Bauteile.

(4) A.4 enthält die Grundlage für die Verifizierung der Segmentierung des Bauwerks durch die Bemessung von Schmelzelementen.

A.3 Bemessung für die Entfernung tragender Bauteile

A.3.1 Allgemeines

(1) Bei der Bemessung für die Entfernung tragender Bauteile sollten zwei aufeinander folgende Bemessungsszenarien, siehe Tabelle A.1, berücksichtigt werden:

- Versagen eines tragenden Bauteils einschließlich dynamischer Wirkungen und Stoßeinwirkung durch fallende Trümmer und
- Restbauwerk ohne das versagende tragende Bauteil.

ANMERKUNG 1 Einige Szenarien zur Entfernung von Bauteilen sehen möglicherweise keine dynamischen Wirkungen auf das Bauwerk vor (z. B. schrittweiser Verlust eines Bauteils während eines Feuers, übermäßiges Setzen einer Gründung). In solchen Fällen ist nur das zweite Bemessungsszenario relevant.

ANMERKUNG 2 Wenn ein alternativer Lastweg mobilisiert wird, könnte das Versagen unbemerkt bleiben, wenn das Bauwerk keine sichtbaren Verformungen oder weitreichende Rissbildung aufweist, und letztendlich zu einem progressiven Zusammenbruch führen.

A.3.2 Statische Berechnung

(1) Das Verhalten eines Bauwerks im Fall einer plötzlichen Entfernung sollte verifiziert werden durch:

- eine dynamische Analyse oder
- eine quasi-statische Analyse, in der die dynamischen Wirkungen durch eine quasi-statische Belastung unter Verwendung geeigneter dynamischer Verstärkungsfaktoren repräsentiert werden.

(2) Die Kombinationen von Einwirkungen in Tabelle A.1 sollten verwendet werden.

(3) Einwirkungen sollten den Lastdauerklassen in Tabelle A.1 zugewiesen werden.

(4) Wenn eine quasi-statische Berechnung verwendet wird, sollten die dynamischen Wirkungen durch eine quasi-statische Belastung erhöht um einen dynamischen Verstärkungsfaktor dargestellt werden. In Abwesenheit genauerer Informationen dürfen die dynamischen Verstärkungsfaktoren nach Tabelle A.1 verwendet werden.

Tabelle A.1 — Lastdauerklassen, Kombinationen von Einwirkungen und dynamische Verstärkungsfaktoren für die Bemessung der Entfernung von tragenden Bauteilen

Bemessungsszenario	Lastdauerklassen	Kombination von Einwirkungen	Dynamischer Verstärkungsfaktor k_{dyn}^a
Versagen des tragenden Bauteils	Momentan	Kombination von Einwirkungen für zufällige Bemessungssituationen	$k_{dyn} = 2,0$
Bauwerk ohne entferntes Bauteil	Kurzzeitig ^b		Nicht zutreffend (d. h. $k_{dyn} = 1,0$)

a Berücksichtigt nicht die Stoßeinwirkung von Trümmern.
b Definiert durch das Zeitintervall zwischen dem Anfangsversagen und dem Abstützen des Restbauwerks.

A.4 Bemessung für die Segmentierung unter Verwendung von Schmelzelementen

A.4.1 Allgemeines

(1) Die Robustheit sollte durch die Bemessung für die Segmentierung, z. B. durch die Isolierung kollabierender Teile des Bauwerks erhöht werden.

ANMERKUNG 1 Die Segmentierung durch Unterbrechung der strukturellen Kontinuität ist besonders wichtig, um den Umfang des Zusammenbruchs im Fall systematischer Fehler, die den Widerstand des Bauwerks an vielen Stellen reduzieren (z. B. in repetitiven Bauwerken), zu begrenzen.

ANMERKUNG 2 Es ist wichtig, sicherzustellen, dass das Restbauwerk in der Lage ist, die relevanten horizontalen Lasten zu tragen und seine Bauteile ausreichend ausgesteift sind.

(2) Die Segmentierung kann durch Begrenzung des oberen Werts des Widerstands (Tragfähigkeit) von Schmelzelementen erreicht werden, d. h. tragenden Bauteilen, die erwartungsgemäß in bestimmten Schadensszenarien versagen sollen, um einen progressiven Zusammenbruch aufzuhalten.

(3) Die Schmelzelemente sollten Verbindungen sein und ihre Position sollte für spezifische Szenarien des lokalen Anfangsversagens so ausgewählt werden, dass eine effektive Segmentierung für das tatsächliche Tragsystem erreicht wird.

ANMERKUNG Die Bemessung für die Segmentierung und die Bemessung für die Entfernung tragender Bauteile können kombiniert werden. Das Bauwerk kann beispielsweise segmentiert und alternative Lastwege auf der Grundlage von A.3 können in den Segmenten vorgesehen werden.

A.4.2 Verifizierung

(1) Der obere Bemessungswert des Widerstands (Tragfähigkeit) $R_{sup,d}$ des Schmelzelements sollte die durch die Gleichung (A.1) gegebene Ungleichheit verifizieren.

$$R_{sup,d} \leq E_{fuse,d} \quad (A.1)$$

Dabei ist

$R_{sup,d}$ der obere Bemessungswiderstand (Tragfähigkeit) des Schmelzelements;

$E_{fuse,d}$ die Bemessungsauswirkung der Einwirkung, die das Schmelzelement im Fall eines Zusammenbruchs tragen wird.

ANMERKUNG Die Bemessungsauswirkung der Einwirkung $E_{\text{fuse},d}$ basiert üblicherweise auf Analysen spezifischer Szenarien des lokalen Anfangsversagens (einschließlich relevanter dynamischer Wirkungen). In vielen Fällen ist $E_{\text{fuse},d}$ hauptsächlich von dem Eigengewicht des Teils des Bauwerks abhängig, von dem angenommen wird, dass es kollabiert.

(2) Der Widerstand $R_{\text{sup},d}$ sollte unter Verwendung des Folgenden berechnet werden:

- 95-Perzentilwerte $R_{0,95}$ des Widerstands;
- Teilsicherheitsbeiwerte γ_M oder γ_R für zufällige Bemessungssituationen, siehe Tabelle 4.5;
- Änderungsfaktoren k_{mod} für der „momentanen“ Lastdauerklasse zugewiesene Einwirkungen, siehe Tabelle 5.3.

(3) Die Werte von $R_{0,95}$ sind in hohem Maße von der jeweiligen Art der Verbindung abhängig. In Abwesenheit genauerer Informationen darf $R_{0,95} = 4R_k$ verwendet werden.

ANMERKUNG Verbindungen mit seitlich belasteten stiftförmigen Verbindungsmitteln sind für erhebliche Überfestigkeit aufgrund einer möglichen ausgeprägten Seilwirkung anfällig.

Anhang B (informativ)

Stabilität und Aussteifung von Bauteilen und Tragsystemen

B.1 Verwendung dieses Anhangs

(1) Dieser informative Anhang enthält zusätzliche Anleitungen zu den Abschnitten 7 und 8.2 für die elastische Stabilität von Bauteilen (kritische Lasten und effektive Längen) sowie deren Aussteifungssystem, sofern erforderlich (siehe 7.2.2).

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses informativen Anhangs ist im nationalen Anhang angegeben. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

(2) Die in diesem Anhang zu verwendenden Steifigkeitseigenschaften sollten nach Abschnitt 4 bestimmt werden.

B.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser informative Anhang ist für gerade Bauteile anwendbar, die Stauchung oder Biegung, eventuell in Kombination mit Axialkraft, ausgesetzt sind, um ihre jeweiligen kritischen Lasten, kritischen Biegemomente oder effektiven Längen zu bestimmen.

(2) Dieser informative Anhang enthält Bestimmungen für die Bemessung von Aussteifungssystemen: Steifigkeiten, Aussteifungskräfte und Verformungen.

ANMERKUNG Diese Anleitung gibt allgemeines mechanisches Wissen aus der klassischen Stabilitätstheorie für Holz und technische Holzprodukte in üblichen Bemessungssituationen wieder. Sie erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit und schließt keine modernen Verfahren und Modellierungen wie etwa Software, FE-Modelle, Lösung von Differentialgleichungen, Energieverfahren (nicht-erschöpfende Liste) für die Modellierung von Tragsystemen einschließlich ihrer Aussteifungselemente ein.

(3) In diesem informativen Anhang wird angenommen, dass Schubverformung vernachlässigt werden kann.

B.3 Unversteifte Bauteile: effektive Längen und kritische Lasten

B.3.1 Allgemeines

(1) Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung in Abhängigkeit von der kritischen Last des Systems sollten als signifikant angesehen werden, wenn Gleichung (B.1) erfüllt ist, wobei der kritische Faktor α aus Gleichung (B.2) ist:

$$\frac{\alpha}{1 - \alpha} > 0,10 \quad (\text{B.1})$$

mit

$$\alpha = \begin{cases} \frac{\sigma_{c,0}}{\sigma_{y,crit}} & \text{für das Biegenknicken um die } y\text{-Achse} \\ \frac{\sigma_{c,0}}{\sigma_{z,crit}} & \text{für das Biegenknicken um die } z\text{-Achse} \\ \frac{\sigma_{m,y}^2}{\sigma_{m,crit}^2} + \frac{\sigma_{c,0}}{\sigma_{z,crit}} & \text{für das Biegendrillknicken mit Druckspannung} \\ \frac{\sigma_{m,y}^2}{\sigma_{m,crit}^2} - \frac{\sigma_{t,0}}{\sigma_{z,crit}} & \text{für das Biegendrillknicken mit Zugspannung} \end{cases} \quad (B.2)$$

Dabei ist

- α der kritische Faktor (durch den die Spannung geteilt werden sollte, um elastische Instabilität auszulösen), je nach betrachteter Verifizierung;
- $\sigma_{c,0}$ die Druckspannung parallel zur Faser;
- $\sigma_{t,0}$ die Zugspannung parallel zur Faser;
- $\sigma_{y/z,crit}$ die kritische Spannung für das Biegenknicken um die y - bzw. z -Achse;
- $\sigma_{m,y}$ die Biegespannung um die y -Achse;
- $\sigma_{m,crit}$ die kritische Biegespannung.

ANMERKUNG Gleichung (B.1) schreibt äquivalent $\alpha > 0,09$, und der Wert $\alpha = 1,0$ entspricht der elastischen Instabilität.

(2) Wenn die Bedingung aus Gleichung (B.1) erfüllt ist, sollten geometrische nichtlineare Wirkungen berücksichtigt werden:

- für Bauteile sind die geometrischen nichtlinearen Wirkungen von Einwirkungen (Momente zweiter Ordnung) in 7.4 angegeben und k_c/k_m -Verfahren sind in 8.2 für die Verifizierung des Beulens von Bauteilen enthalten;
- für Bauwerke werden die geometrischen Wirkungen von Einwirkungen üblicherweise mit computergestützten Mitteln auf der Grundlage der globalen Knickprüfung von Bauwerken berechnet.

(3) Um übermäßige nichtlineare Verformungen zu verhindern, sollte Gleichung (B.3) erfüllt sein, und übliche obere Grenzwerte für α sind in Tabelle B.1 enthalten.

$$\alpha \leq \frac{1}{1 + \frac{e_0 + \Delta_{1st,lim}}{\Delta_{nl,lim}}} \quad (B.3)$$

Dabei ist

- e_0 die ursprüngliche Imperfektion;
- $\Delta_{1st,lim}$ die maximale zulässige Verformung (erster Ordnung) aus der linearen Analyse, die die ursprüngliche Imperfektion e_0 überlagert;
- $\Delta_{nl,lim}$ der festgelegte obere Grenzwert für den durch geometrische nichtlineare Verstärkung induzierten Anteil der Verformung.

Tabelle B.1 — Übliche obere Grenzwerte für den oberen Faktor α

e_0	$\Delta_{1st,lim}$	$\Delta_{nl,lim}$	$a \leq$
$e_{0,y/z} = l/400$	$u_{y/z,1st,lim} = 0$ (kein seitliches Moment)	$u_{y/z,nl,lim} = l/500$	0,44
$e_{0,y/z} = l/400$	$u_{y/z,1st,lim} = l/200$	$u_{y/z,nl,lim} = l/500$	0,21
$e_{0,y/z} = l/1\,000$	$u_{y/z,1st,lim} = 0$ (kein seitliches Moment)	$u_{y/z,nl,lim} = l/500$	0,66
$e_{0,y/z} = l/1\,000$	$u_{y/z,1st,lim} = l/200$	$u_{y/z,nl,lim} = l/500$	0,25

(5) Wenn die Bedingung aus der Gleichung (B.3) andernfalls nicht erfüllt ist, sollten die Bauteile und/oder Bauwerke entweder durch Aussteifung der bestehenden Bauteile (z. B. steifere Materialien, Verbindungen, Querschnitt) oder zusätzliche Aussteifung, siehe (7.2.2), versteift werden.

B.3.2 Druckstäbe

(1) Kritische Lasten $N_{crit,y/z}$ nicht-ausgesteifter Bauteile, die einer konstanten Druckkraft ausgesetzt sind, dürfen wie folgt bestimmt werden:

$$N_{y/z,crit} = \pi^2 \frac{E_0 I_{y/z}}{l_{ef,y/z}^2} \quad (B.4)$$

mit

$$l_{y/z,ef} = k_{fb} l \quad (B.5)$$

dabei ist

- E_0 der Elastizitätsmodul parallel zur Faser;
- $I_{y/z}$ das zweite Trägheitsmoment um die y -Achse bzw. z -Achse;
- $l_{y/z,ef}$ die effektive Länge für den Knickmodus der y - bzw. z -Achse;
- k_{fb} der Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Grenzbedingungen für das Biegeknicken um die y -Achse oder die z -Achse. Übliche Werte sind in Tabelle B.2 angegeben;
- l die Länge des nicht ausgesteiften Bauteils.

ANMERKUNG Gleichung (B.4) vernachlässigt die Schubwirkung.

Tabelle B.2 — Übliche äquivalente Längenfaktoren k_{fb} für nicht ausgesteifte Druckstäbe

Grenzbedingungen	k_{fb}
Gestiftet – gestiftet	1,00
Befestigt – gestiftet	0,70
Befestigt – befestigt	0,50
Auskragung	2,00

ANMERKUNG Die Werte aus Tabelle B.2 basieren auf der Annahme vollständig starrer Auflager.

B.3.3 Biegestäbe

(1) Das kritische Biegemoment $M_{y,crit}$ nicht ausgesteifter Bauteile, die Biegung ausgesetzt sind, mit Gabellagerungen an beiden Enden, darf wie folgt berechnet werden:

$$M_{y,crit} = \frac{\pi}{l_{m,ef}} \sqrt{E_0 I_z G_0 I_x} \quad (\text{B.6})$$

mit

$$l_{m,ef} = \frac{l}{k_1 k_{ecc}} \quad (\text{B.7})$$

Dabei ist

- $l_{m,ef}$ die effektive Länge des Biegestabs in Abhängigkeit von den Grenzbedingungen und der Form des Biegemoments entlang des gesamten Bauteils;
- E_0 der Elastizitätsmodul parallel zur Faser;
- I_z das zweite Trägheitsmoment um die z-Achse;
- G_0 der Schubmodul;
- I_x das Torsionsträgheitsmoment nach Gleichung (B.10);
- l die Länge des nicht ausgesteiften Bauteils;
- k_1 der Faktor zur Berücksichtigung der Form des Biegemoments aus Tabelle B.3 bis Tabelle B.7;
- k_{ecc} der Faktor zur Berücksichtigung der exzentrischen Position der Last nach Gleichung (B.8).

ANMERKUNG Gleichung (B.6) vernachlässigt die Wirkung von Schub und Verwerfung. Der Querschnitt des Bauteils ist so, dass $I_y > I_z$ gilt.

(2) Der Faktor k_{ecc} für die exzentrische Position der Last darf wie folgt geschätzt werden:

$$k_{ecc} = \eta + \sqrt{\eta^2 + 1} \quad (\text{B.8})$$

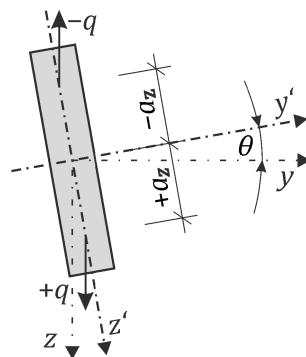
mit

$$\eta = k_2 \frac{a_z}{l} \sqrt{\frac{E_0 I_z}{G_0 I_x}} \quad (\text{B.9})$$

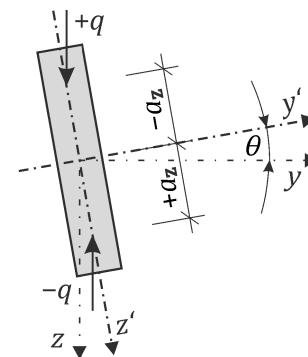
Dabei ist

- η der Parameter für die Berechnung von k_{ecc} ;
- k_2 der Faktor zur Berücksichtigung der Position der Last, siehe Tabelle B.3 bis Tabelle B.7;
- a_z der Abstand zwischen dem Schwerpunkt des Querschnitts und dem Anwendungspunkt der Last, berücksichtigt mit seinem Zeichen entlang der z-Achse, siehe Bild B.1;
- l die Länge des nicht ausgesteiften Bauteils;
- E_0 der Elastizitätsmodul parallel zur Faser;
- I_z das zweite Trägheitsmoment um die z-Achse;
- G_0 der Schubmodul;
- I_x das Torsionsträgheitsmoment.

ANMERKUNG Je nach Zeichen der Last und ihrer Position im Verhältnis zur neutralen Achse hat die Exzentrizität a_z eine günstige oder ungünstige Wirkung auf die kritische Spannung, siehe Bild B.1.



a) Stabilisierende Konfigurationen



b) Destabilisierende Konfigurationen

Legende

- p auf das Bauteil aufgebrachte Last mit Zeichen entsprechend der z -Achse
- a_z Abstand zwischen dem Schwerpunkt des Querschnitts und dem Punkt der Anwendung der Kraft, berücksichtigt mit seinem Zeichen entsprechend der z -Achse
- θ Verwindungswinkel des Querschnitts

Bild B.1 — Biegedrillknicken: Wirkungen der Lastexzentrizität

(3) Das Torsionsträgheitsmoment I_x von Bauteilen mit rechteckigem Querschnitt darf wie folgt bestimmt werden:

$$I_x = \begin{cases} \frac{b^3 h}{3} \left(1 - 0,63 \frac{b}{h}\right) & \text{für rechteckige Querschnitte} \\ \frac{t_{\text{CLT}}^3 h_{\text{CLT}}}{3} \left(1 - 0,63 \frac{t_{\text{CLT}}}{h_{\text{CLT}}}\right) & \text{für rechteckigen CLT-Querschnitt, wenn es als Balken genutzt wird} \end{cases} \quad (\text{B.10})$$

Dabei ist

- b die Breite des Biegestabs;
- h die Tiefe des Biegestabs;
- t_{CLT} die Gesamtdicke des CLT-Bauteils;
- h_{CLT} die Tiefe des CLT-Bauteils.

(4) Alternativ zu Tabelle B.3 bis Tabelle B.7 darf k_1 wie folgt für gabelgelagerte Bauteile mit verteilten Lasten geschätzt werden.

$$k_1 = \frac{12}{2 + 3 \left| \frac{M_A}{M_{\max}} \right| + 4 \left| \frac{M_B}{M_{\max}} \right| + 3 \left| \frac{M_C}{M_{\max}} \right|} \quad \text{mit } k_1 \leq 2,5 \quad (\text{B.11})$$

dabei sind

$M_{A/B/C}$ die Biegemomente bei 1/4, 1/2 bzw. 3/4 der Spannweite der nicht ausgesteiften Länge l ;

M_{\max} das maximale Biegemoment entlang des gesamten Bauteils.

ANMERKUNG Diese Gleichung basiert auf der Arbeit von Kirby & Nethercot, die ursprünglich für Stahlbauteile entwickelt wurde. Ihre Genauigkeit ist ausreichend für praktische Fälle und Bauteile, für die verteilte Lasten anwendbar sind. Wie angegeben werden Absolutwerte von Biegemomenten berücksichtigt.

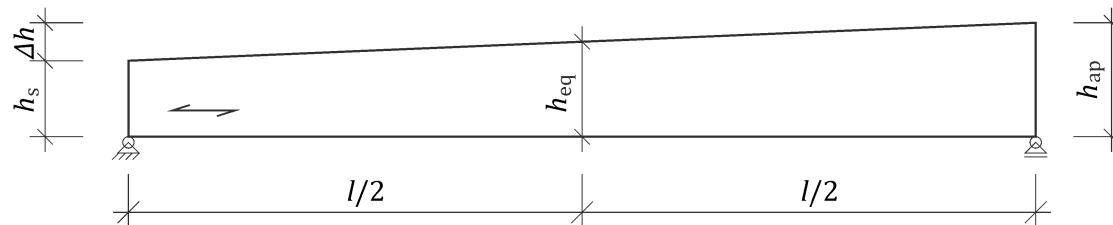
(5) Die obigen Bestimmungen dürfen für gabelgelagerte konische Bauteile verwendet werden, siehe Bild B.2, dabei wird h durch die äquivalente Tiefe h_{eq} ersetzt, die wie folgt bestimmt wird:

$$h_{eq} = h_s + 0,50 \Delta h \quad (\text{B.12})$$

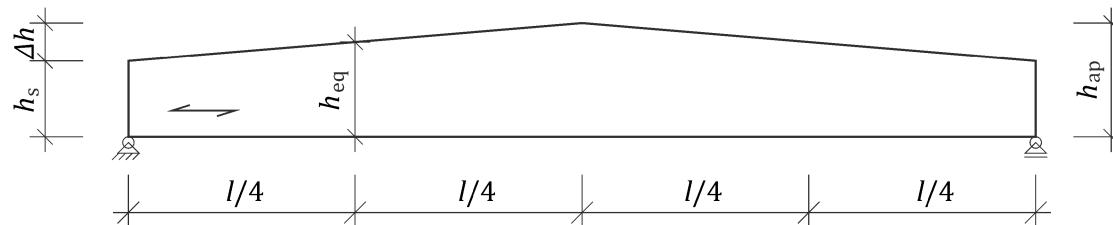
dabei ist

h_s die Tiefe des Bauteils an den Auflagern;

Δh die Tiefenabweichung des Bauteils.



a) Einzelne Abholzigkeit



b) Symmetrische doppelte Abholzigkeit

Legende

Δh Tiefenabweichung

h_{eq} äquivalente Tiefe

Bild B.2 — Gabelgelagerte Balken mit einzelner Spannweite: übliche Werte von k_1 und k_2

Tabelle B.3 — Gabelgelagerte Balken mit einzelner Spannweite: übliche Werte von k_1 und k_2

Anwendungsfall	Biegemomentform	Bezugsmoment	k_1	k_2
a)		M	1,00	0
b)		M	$1,77 - \psi$	0
c)		$P l / 4$	1,35	1,74

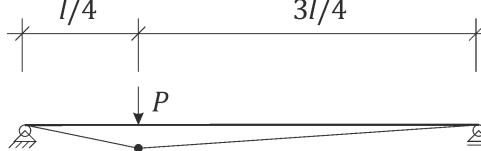
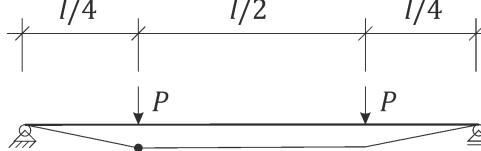
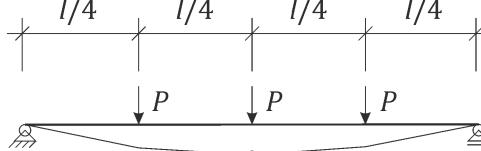
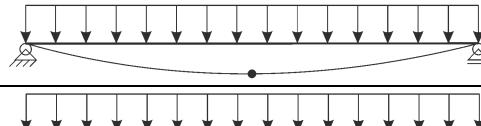
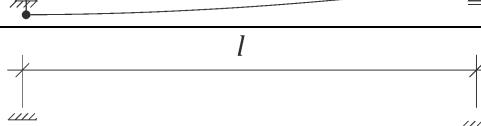
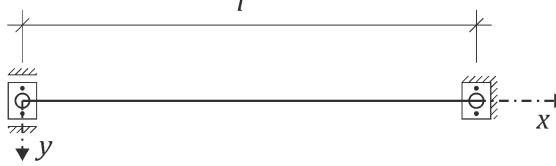
Anwendungsfall	Biegemomentform	Bezugsmoment	k_1	k_2
d)		$3Pl/16$	1,45	1,23
e)		$Pl/4$	1,04	1,33
f)		$Pl/2$	1,18	1,50
g)		$pl^2/8$	1,13	1,44
h)		M	1,31	0,41
i)		Grenzbedingungen		

Tabelle B.4 — Fest-Fest-Balken mit einzelner Spannweite: übliche Werte von k_1 und k_2

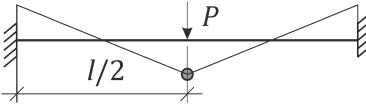
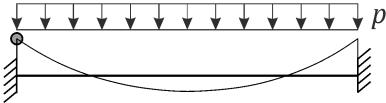
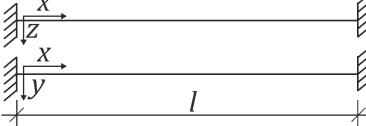
Anwendungsfall	Biegemomentform	Bezugsmoment	k_1	k_2
a)		$Pl/8$	1,90	4,85
b)		$-pl^2/12$	3,03	5,80
c)		Grenzbedingungen		

Tabelle B.5 — Auskragung mit freiem Ende: übliche Werte von k_1 und k_2

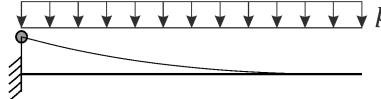
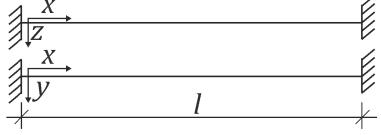
Anwendungsfall	Biegemomentform	Bezugsmoment	k_1	k_2
a)		$P l$	1,28	1,50
b)		$p l^2 / 2$	2,05	2,61
c)		Grenzbedingungen		

Tabelle B.6 — Auskragung mit ausgesteiftem Ende: übliche Werte von k_1 und k_2

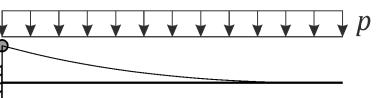
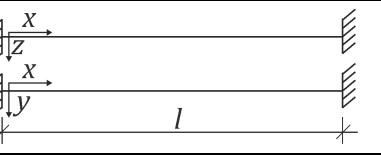
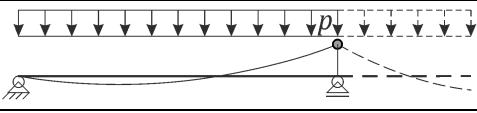
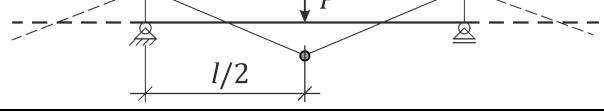
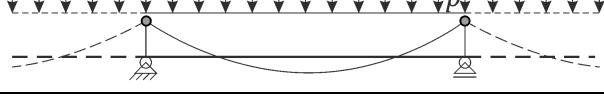
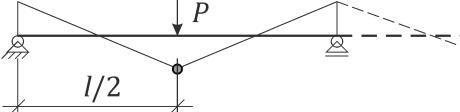
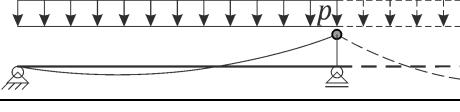
Anwendungsfall	Biegemomentform	Bezugsmoment	k_1	k_2
a)		$P l$	1,77	0
b)		$p l^2 / 2$	2,54	0,81
c)		Grenzbedingungen		

Tabelle B.7 — Gabelgelagerte Balken mit mehreren Spannweiten: übliche Werte von k_1 und k_2

Anwendungsfall	Biegemomentform	Bezugsmoment	k_1	k_2
a)		$- p l^2 / 8$	2,22	2,83
b)		$P l / 8$	1,70	4,29
c)		$- p l^2 / 12$	2,58	4,92

Anwendungsfall	Biegemomentform	Bezugsmoment	k_1	k_2
d)		$P l / 5,85$	1,49	2,77
e)		$- p l^2 / 9,5$	1,67	2,59
f)		Grenzbedingungen		

B.4 Ausgesteifte Bauteile und Aussteifungssysteme

B.4.1 Allgemeines

(1) Es gilt 7.2.2(1).

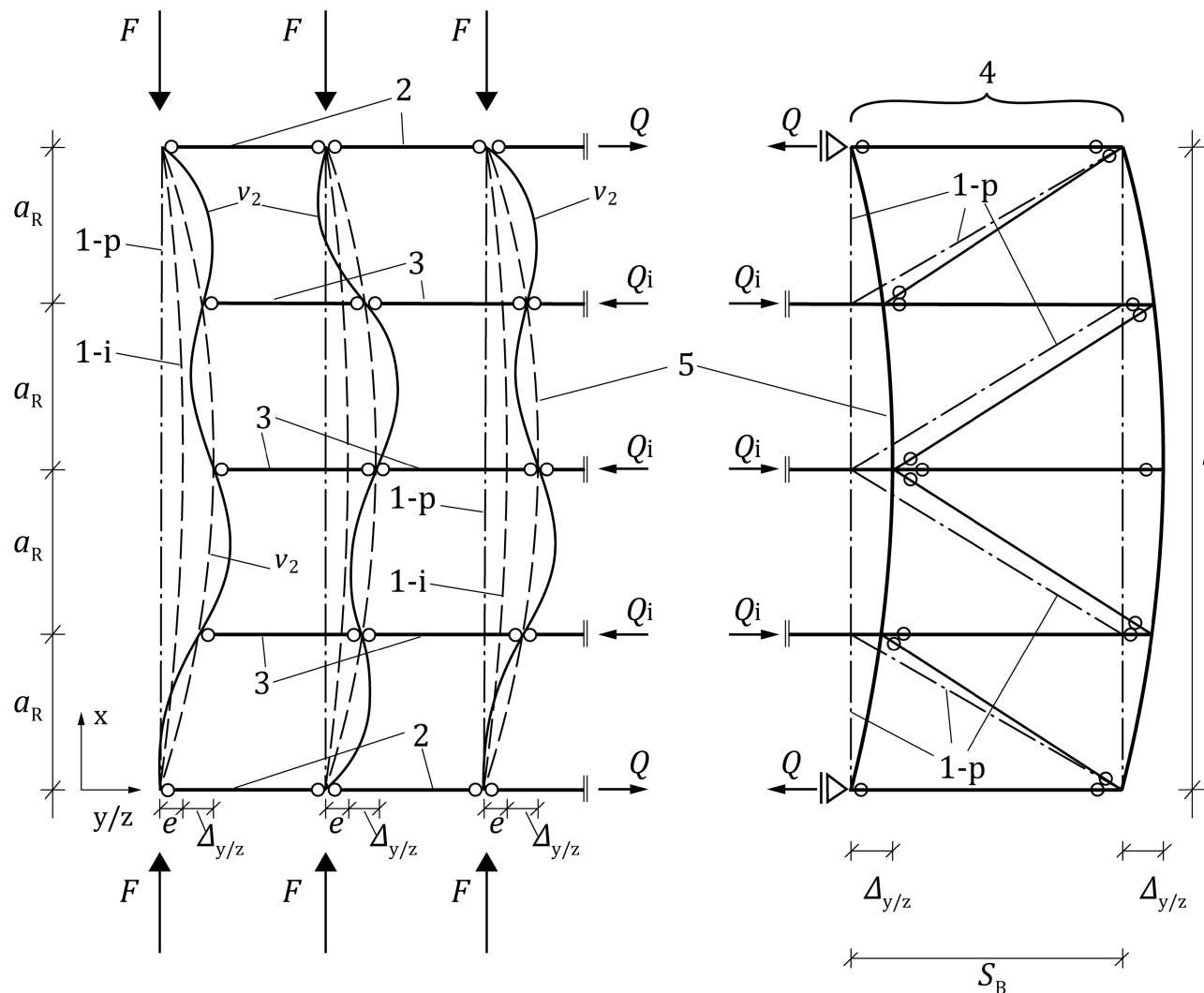
(2) Aussteifungssysteme sollten so gestaltet werden (Steifigkeit, Aussteifungskräfte und Verformungen), dass Versagen und übermäßige Verformung ebener Bauwerke als Teile unterteilter räumlicher Strukturen (Hauptbauwerke) und einzelner Bauteile, die ansonsten nicht ausreichend steif sind (als versteifte Teile oder Bauteile bezeichnet, siehe Bild B.3 und Bild B.4), verhindert werden.

(3) Alle Kräfte, auf die in diesem informativen Anhang Bezug genommen wird, sollten einer statischen Berechnung erster Ordnung entnommen werden.

(4) Sofern ein Bauteil in zwei Richtungen versteift ist, darf die Versteifung in jede Richtung separat bemessen werden.

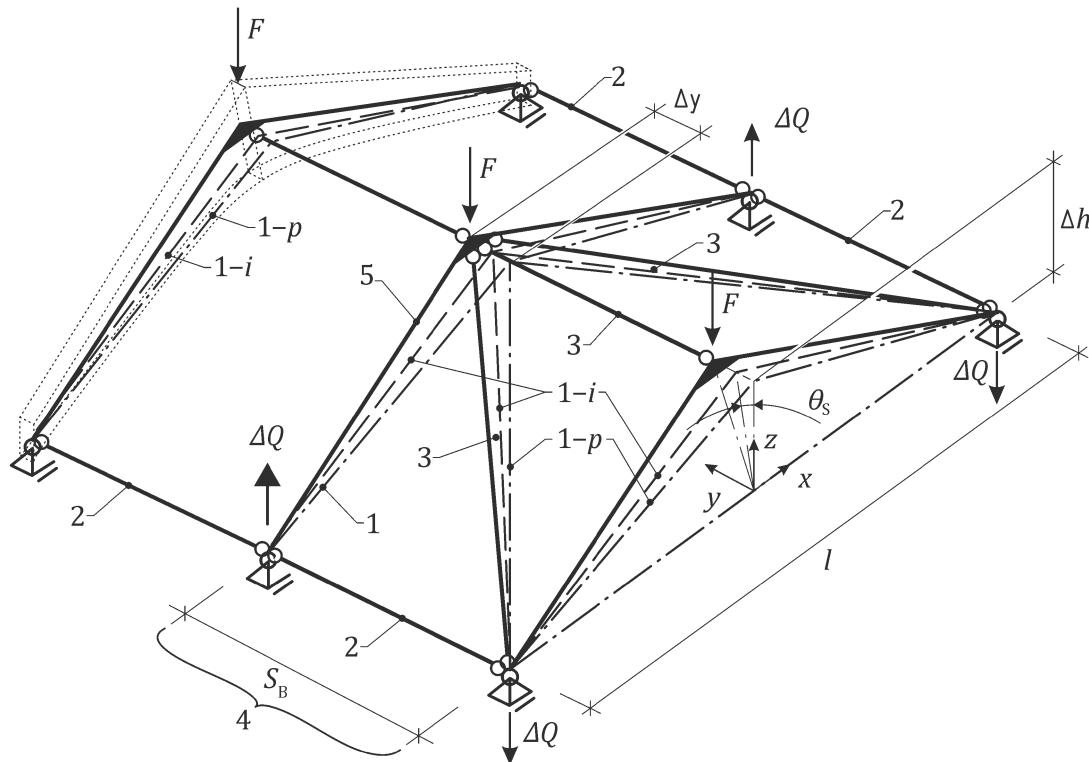
ANMERKUNG 1 Während die anfängliche Vorkrümmung eines einfach aufgelagerten geraden Druckstabs Versteifungskräfte verursacht, die eine innere Gleichgewichtsgruppe bilden (siehe Bild B.3), verursacht die Vorverdrehung eines Druckstabs Versteifungskräfte, die durch ein äußeres Kräftepaar aufgrund der Gefahr des Umkippen (siehe Bild B.4) in ein Gleichgewicht gebracht werden müssen.

ANMERKUNG 2 Für einen geraden Balken auf Gabellagerungen besteht eine Gefahr des Umkippen durch die anfängliche Vorkrümmung und die Vorverdrehung. Das ausgleichende äußere Kräftepaar eines Balkens wird als Gabelmoment bezeichnet und verursacht die Torsion des Balkens.

**Legende**

- | | | | |
|-----|--|----------------|---|
| 1-p | perfekte Geometrie | s_B | Breite des ebenen Aussteifungsfachwerkträgers |
| 1-i | imperfekte Geometrie | a_R | Abstand zwischen Rückhaltevorrichtungen |
| 2 | Endrückhaltevorrichtungen (Stift-Stift) | e | Vorkrümmung von Stützen |
| 3 | elastische Rückhaltevorrichtungen (Stift-Stift) | $\Delta_{y/z}$ | Verformung des Aussteifungssystems |
| 4 | elastischer Aussteifungsfachwerkträger, bestehend aus 2 geraden Bauteilen, 4 Diagonalen und 5 Rückhaltevorrichtungen | v_2 | Verformung von Druckstäben |
| 5 | verformtes Aussteifungssystem | Q, Q_i | Aussteifungskräfte ^c |
| F | axiale Druckkraft in zu verstifenden Bauteilen | | |
- ^a Dieses ebene Tragsystem besteht aus 3 primären geraden Balkenstützen, ausgesteift mit 5 Rückhaltevorrichtungen, die mit einem sekundären Tragwerk in der Ebene verbunden sind, und das Gleichgewicht erfordert kein Auflager.

Bild B.3 — Ebene Tragsysteme mit Aussteifung

**Legende**

1-p	perfekte Geometrie	s_B	Breite des räumlichen Aussteifungsfachwerkträgers
1-i	imperfekte Geometrie	ϕ_s	Verschiebung von Balken am Biegeknickpunkt, einschließlich Imperfektion und Verformung
2	Endrückhaltevorrichtungen (Stift-Stift)	Δh	Höhenabweichung des Balkens
3	Diagonale (Stift-Stift)	Δy	Verformung des Aussteifungssystems
4	elastischer räumlicher Aussteifungsfachwerkträger, bestehend aus 2 geschürzten gewölbten Balken, 2 Diagonalen und 3 Rückhaltevorrichtungen	ΔQ	Aussteifungsreaktionskräfte an den Auflagern c
5	verformtes Aussteifungssystem		
F	Kräfte an geschürzten gewölbten Balken		
b	Dieses räumliche Tragsystem besteht aus 3 geschürzten gewölbten Hauptbalken, verstift durch 3 Rückhaltevorrichtungen an einem räumlichen sekundären Tragwerk, und das Gleichgewicht erfordert ein Auflager.		
c	Die Aussteifungsreaktionskräfte ΔQ an den Auflagern in b) können geschätzt werden mit $\Delta Q = n F \frac{\phi_s \Delta h}{2 s_B}$		

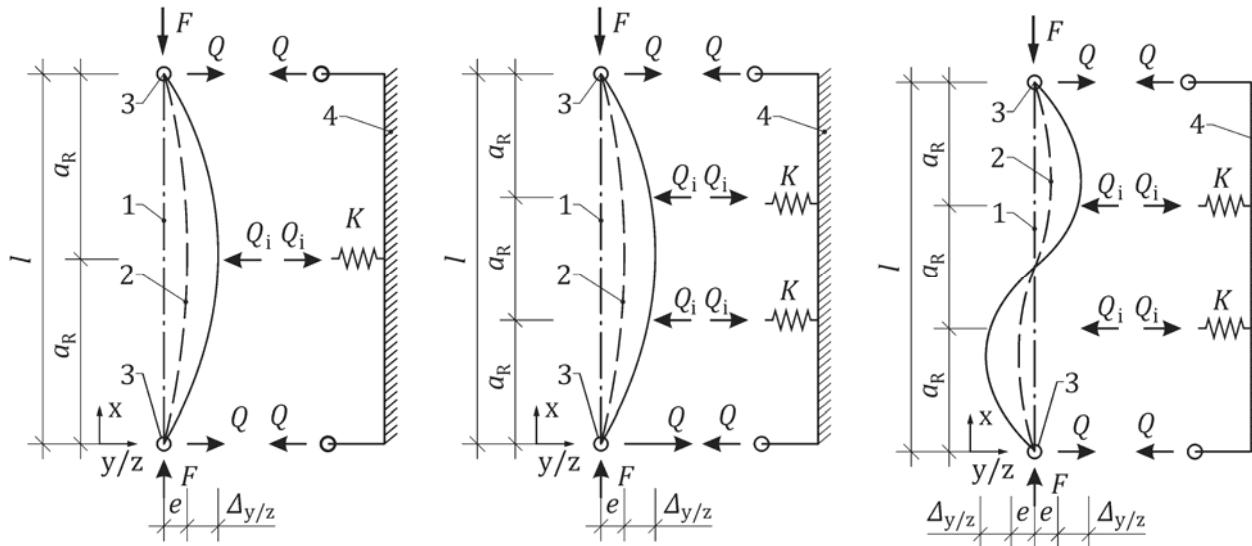
Bild B.4 — Räumliche Tragsysteme mit Aussteifung

(5) Die Bewertung der Steifigkeit von ebenen oder räumlichen Tragsystemen sollte die Art und Reaktion (Beulmodus) des elastischen Aussteifungsunterbaus berücksichtigen (z. B. einzelne Rückhaltevorrichtungen auf einem starren Unterbau, elastischer Aussteifungsbalken, elastischer Aussteifungsfachwerkträger).

B.4.2 Ausgesteifte Druckstäbe auf starren Unterbauten

(1) B.4.2 darf auf Druckstäbe mit bis zu 6 diskreten und unabhängigen Rückhaltevorrichtungen mit konstantem Abstand a_R und $n_{R,sp}$ gefederten Zwischenrückhaltevorrichtungen ($n_{R,sp} \leq 4$) mit der gleichen Steifigkeit K , in N/mm, siehe Bild B.5, angewendet werden.

(2) Bauteile mit 7 oder mehr Rückhaltevorrichtungen ($n_{R,sp} \geq 5$) sollten als Bauteile auf einer elastischen Gründung analysiert werden, siehe B.4.5.



a) Bauteil mit 3

Rückhaltevorrichtungen; $m = 1$

b) Bauteil mit 4

Rückhaltevorrichtungen; $m = 1$

c) Bauteil mit 4

Rückhaltevorrichtungen; $m = 2$ **Legende**

- 1 perfekte Geometrie
- 2 imperfektes Bauteil
- 3 starre Rückhaltevorrichtungen (Stift)
- 4 starrer Unterbau
- F Druckkraft in dem Bauteil
- m Anzahl der Halbsinuswellen im niedrigsten Knickmodus
- l Bauteillänge
- a_R Abstand zwischen Rückhaltevorrichtungen
- K Federsteifigkeit einschließlich der Steifigkeit aller Rückhaltevorrichtungen und ihrer Verbindungen
- e Vorkrümmung des Bauteils
- $\Delta_{y/z}$ Verformung des Aussteifungssystems
- $Q; Q_i$ Kräfte für die Bemessung von Endrückhaltevorrichtungen bzw. Zwischenrückhaltevorrichtungen

Bild B.5 — Druckstäbe auf starrem Unterbau

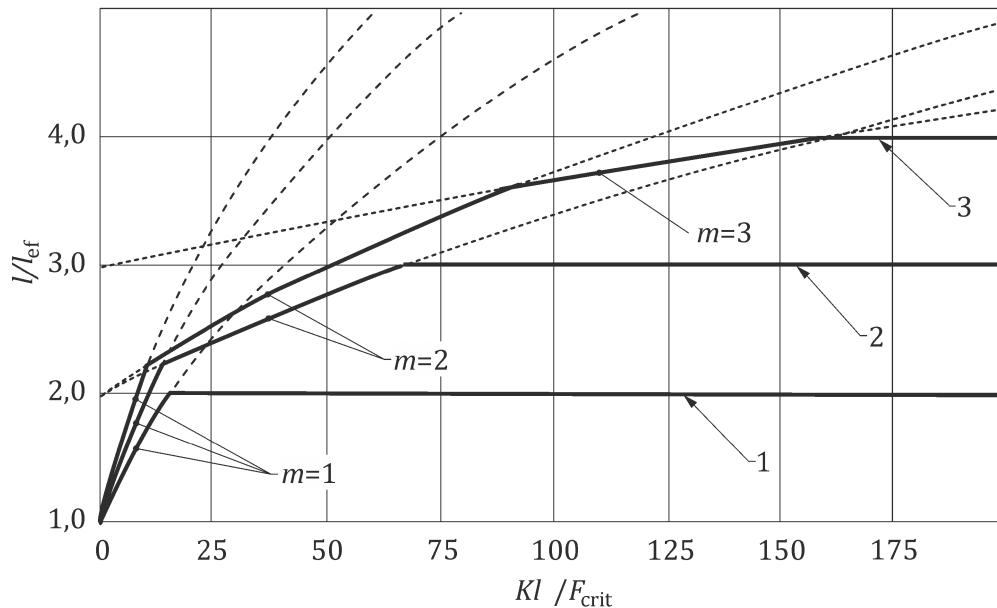
(3) Die effektive Länge $l_{y/z,\text{ef}}$ ausgesteifter Druckstäbe sowie die Anzahl der m Halbsinuswellen im niedrigsten Knickmodus dürfen wie folgt bestimmt werden:

$$\frac{l}{l_{y/z,\text{ef}}} = \min_{1 \leq m \leq n_{R,\text{sp}}} \left[\sqrt{m^2 + \frac{(n_{R,\text{sp}} + 1)}{m^2 \pi^2} \frac{K l}{F_{\text{crit}}}} ; n_{R,\text{sp}} + 1 \right] \quad \text{mit } n_{R,\text{sp}} \leq 4 \quad (\text{B.13})$$

Dabei ist

- l die Gesamtlänge des Bauteils;
- $l_{y/z,\text{ef}}$ die effektive Länge im betrachteten Knickmodus;
- m die Anzahl der Halbsinuswellen im niedrigsten Knickmodus, bestimmt, um das Verhältnis $l/l_{c,\text{ef}}$ zu minimieren und die Imperfektion mit $m \leq n_{R,\text{sp}} + 1$ zu formen;
- $n_{R,\text{sp}}$ die Anzahl der Rückhaltefedern (ohne Endrückhaltevorrichtungen);
- K die Steifigkeit der Rückhaltefedern;
- F_{crit} die kritische Last des nicht ausgesteiften Bauteils.

ANMERKUNG Anhand der Gleichung (B.13) werden die effektive Länge und der Parameter m berechnet. Dieser Parameter m wird weiterhin in der Berechnung der Aussteifungs Kräfte verwendet.



Legende

- m Anzahl der Halbsinuswellen im 1. Knickmodus mit $m \leq n_{R,sp} + 1$
- 1 Bauteil mit 3 Rückhaltevorrichtungen ($n_{R,sp} = 1$)
- 2 Bauteil mit 4 Rückhaltevorrichtungen ($n_{R,sp} = 2$)
- 3 Bauteil mit 5 Rückhaltevorrichtungen ($n_{R,sp} = 3$)

Bild B.6 — Verhältnis l/l_{ef} für Druckstäbe auf starrem Unterbau

(4) Die Übergangswerte von Kl/F_E zwischen Knickmodi, siehe Bild B.6 (z. B. zwischen $m = 1$ und $m = 2$), dürfen wie folgt bestimmt werden, und Tabelle B.8 enthält Werte für Bauteile mit 3 bis 6 Rückhaltevorrichtungen:

$$\frac{Kl}{F_{\text{crit}}} = \begin{cases} \frac{\pi^2 m^2}{n_{R,sp} + 1} (1 + 2m + m^2), & \text{für } m < n_{R,sp} + 1 \\ \pi^2 n_{R,sp}^2 \frac{1 + 2 n_{R,sp}}{1 + n_{R,sp}}, & \text{für } m = n_{R,sp} + 1 \end{cases} \quad (\text{B.14})$$

Dabei ist

- K die Steifigkeit der Rückhaltefedern;
- l die Gesamtlänge des Bauteils;
- F_{crit} die kritische Last des nicht ausgesteiften Bauteils;
- m die Anzahl der Halbsinuswellen im 1. Knickmodus, bestimmt zur Minimierung des Verhältnisses $l/l_{c,ef}$ und Formen der Imperfektion;
- $n_{R,sp}$ die Anzahl der Rückhaltefedern (ohne Endrückhaltevorrichtungen).

Tabelle B.8 — Schwellen zwischen Knickmodi

Anzahl der Rückhaltevorrichtungen	$n_{R,sp}$	$m = 1$		$m = 2$		$m = 3$	
3 Rückhaltevorrichtungen	1	$0 \leq \frac{Kl}{F_{crit}} \leq$	14,8	$< \frac{Kl}{F_{crit}} \leq$	—	$< \frac{Kl}{F_{crit}} \leq$	—
4 Rückhaltevorrichtungen	2		13,2		66		—
5 Rückhaltevorrichtungen	3		9,9		89		155

(5) Die Aussteifungskräfte Q_i in den Zwischenrückhaltefedern dürfen wie folgt bestimmt werden, und übliche Werte sind in Tabelle B.9 enthalten:

$$Q_i = [F(e + v) - F_{crit} m^2 v] \frac{m^2 \pi^2}{l(n_{R,sp} + 1)} n k_{sim} \quad \text{mit } Q_i > 0 \quad (\text{B.15})$$

mit

$$e = \varepsilon_0 l_{y/z,ef} \quad (\text{B.16})$$

$$v = e \frac{\alpha}{1 - \alpha} \quad (\text{B.17})$$

Dabei ist

- Q_i die Kraft der Zwischenrückhaltefeder;
- F die Bemessungsdruckkraft in dem Bauteil;
- e die Vorkrümmung des Bauteils;
- v die elastische Verformung des Aussteifungssystems in Verbindung mit der effektiven Länge;
- F_{crit} die kritische Last des nicht ausgesteiften Bauteils;
- m der aus der Gleichung (B.13) berechnete Parameter für den niedrigsten Knickmodus;
- l die Länge des Bauteils;
- $n_{R,sp}$ die Anzahl der Rückhaltefedern ohne Endrückhaltevorrichtungen;
- n die Anzahl der durch die Aussteifung versteiften Bauteile;
- k_{sim} der Faktor zur Berücksichtigung der Wahrscheinlichkeit identischer zufälliger Imperfektionen, die gleichzeitig in einem Kollektiv aus n Bauteilen (primäre Systeme) auftreten;
- ε_0 die dimensionslose Vorkrümmung, siehe 7.3;
- $l_{y/z,ef}$ die effektive Länge in dem betrachteten Knickmodus, berechnet aus Gleichung (B.13);
- α der kritische Faktor des ausgesteiften gestauchten Bauteils mit effektiver Länge berechnet anhand der Gleichung (B.13).

ANMERKUNG In Gleichung (B.15) ist es konservativ, auf den Term mit dem Minuszeichen in Klammern einschließlich F_E zu verzichten und die eigene Steifigkeit des Bauteils, die für schlanke Bauteile üblicherweise gering ist, zu berücksichtigen. Die Werte in Tabelle B.9 werden mit dieser konservativen Voraussetzung berechnet.

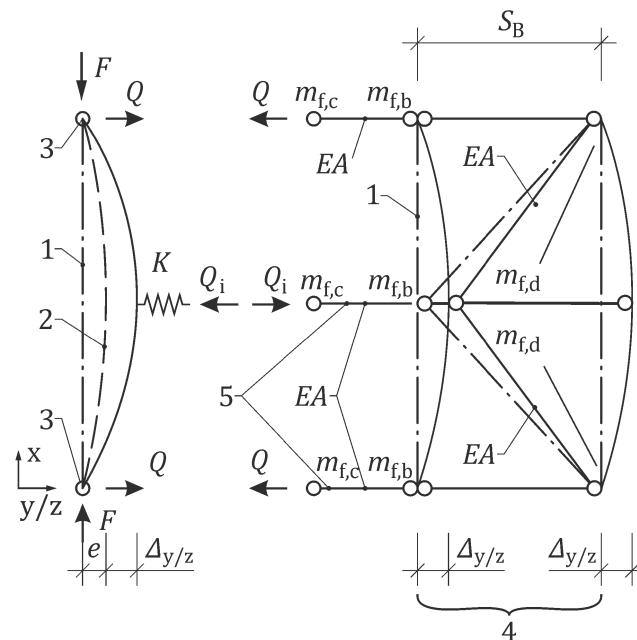
Tabelle B.9 — Übliche Rückhaltekräfte für Druckstäbe

Anzahl der Rückhaltevorrichtungen	$n_{R,sp}$	$\alpha \leq 0,44^a$			$\alpha \leq 0,66^b$		
		$m = 1$	$m = 2$	$m = 3$	$m = 1$	$m = 2$	$m = 3$
3 Rückhaltevorrichtungen	1	$F/45$	—	—	$F/67$	—	—
4 Rückhaltevorrichtungen	2	$F/67$	$F/16$	—	$F/101$	$F/25$	—
5 Rückhaltevorrichtungen	3	$F/90$	$F/22$	$F/10$	$F/135$	$F/33$	$F/15$

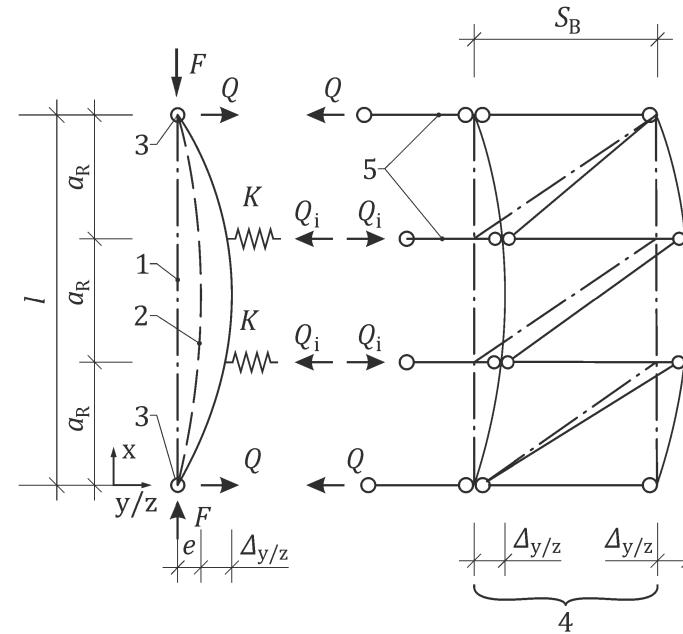
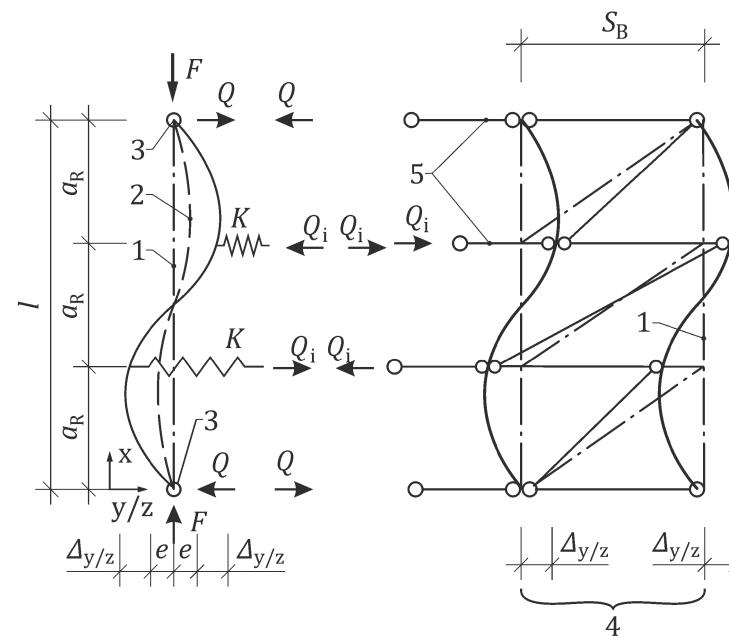
a Ein Wert von $\alpha \leq 0,44$ entspricht einer Imperfektion $e = l_{ef}/400$ und einer Verformung $v \leq l_{ef}/500$.
b Ein Wert von $\alpha \leq 0,66$ entspricht einer Imperfektion $e = l_{ef}/1000$ und einer Verformung $v \leq l_{ef}/500$.

B.4.3 Ausgesteifte Druckstäbe auf elastischen Aussteifungsfachwerkträgern

(1) Die effektiven Längen von durch einen elastischen Aussteifungsfachwerkträger ausgesteiften Druckstäben, siehe Bild B.7, dürfen anhand der Gleichung (B.13) und die Aussteifungskräfte dürfen anhand der Gleichung (B.15) berechnet werden.



a) Bauteil mit 3 Rückhaltevorrichtungen auf elastischem Unterbau ($m = 1$)

b) Bauteil mit 4 Rückhaltevorrichtungen auf elastischem Unterbau ($m = 1$)c) Bauteil mit 4 Rückhaltevorrichtungen auf elastischem Unterbau ($m = 2$)**Legende**

- 1 perfekte Geometrie
- 2 imperfektes Bauteil
- 3 starre Rückhaltevorrichtungen (Stift)
- 4 elastischer Aussteifungsfachwerkträger
- 5 Rückhaltevorrichtungen
- F Druckkraft in dem Bauteil
- $Q; Q_i$ Kräfte für die Bemessung von Endrückhaltevorrichtungen bzw. Zwischenrückhaltevorrichtungen aus Gleichung (B.15)

- a_R Teillänge des Bauteils
- l Länge des Bauteils
- K Federsteifigkeit, siehe B.4.3(2) und B.4.3(3)
- e Vorkrümmung des Bauteils
- $\Delta_{y/z}$ Verformung des Aussteifungssystems
- S_B Breite des Aussteifungsfachwerkträgers

Bild B.7 — Druckstäbe auf elastischen Unterbauten

(2) Für Druckstäbe mit 3 Rückhaltevorrichtungen ($n_{R,sp} = 1$) auf einem elastischen Aussteifungsfachwerkträger nach Bild B.7 a) darf die Steifigkeit K wie folgt für das am weitesten von dem Aussteifungsfachwerkträger entfernte Bauteil geschätzt werden:

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_f} \left(\frac{1,5}{n_{f,C}} + \frac{1,5}{n_{f,B}} n k_{sim} \right) + \frac{1}{K_{f,D} n_{f,D}} \frac{l_D^2}{b^2} n k_{sim} + \frac{k_{sim}}{E_0 A} 1,5 l_{MB,ef} + \frac{k_{sim}}{E_{0,D} A_D} \frac{l_D^3}{2b^2} \quad (B.18)$$

mit

$$l_{MB,ef} = \frac{n}{2} (n + 1) b \quad (B.19)$$

Dabei ist

- K_f die Steifigkeit der einzelnen Befestigungselemente;
- $n_{f,C}$ die Anzahl der Befestigungselemente in den Verbindungen des versteiften Bauteils zu den Rückhaltevorrichtungen;
- $n_{f,B}$ die Anzahl der Befestigungselemente in den Verbindungen der Rückhaltebauteile zu der Aussteifung;
- n die Anzahl der durch die Aussteifung versteiften Bauteile;
- k_{sim} der Faktor zur Berücksichtigung der Wahrscheinlichkeit identischer zufälliger Imperfektionen, die gleichzeitig in einem Kollektiv aus n Bauteilen (Hauptsysteme) auftreten, und wird anhand der Gleichung (7.12) berechnet;
- $K_{f,D}$ die Steifigkeit der einzelnen Befestigungselemente in den Diagonalen;
- $n_{f,D}$ die Anzahl der Befestigungselemente in den Verbindungen an jedem Ende der Diagonalen der Aussteifung;
- l_D die Länge der Aussteifungsdiagonale;
- b die Breite des Aussteifungssystems;
- E_0 der Elastizitätsmodul der Rückhaltevorrichtungen der Aussteifung;
- A der Querschnitt der Rückhaltevorrichtungen der Aussteifung;
- $E_{0,D}$ der Elastizitätsmodul der Diagonalen der Aussteifung;
- A_D der Querschnitt der Diagonalen der Aussteifung;
- $l_{MB,ef}$ die effektive Länge der Rückhaltevorrichtung unter Berücksichtigung der entlang der Länge zunehmenden Normalkraft.

ANMERKUNG 1 Der erste Summand in der Gleichung (B.18) steht für die Steifigkeit aller Befestigungselemente und der zweite Summand für die axiale Bauteilstiefigkeit von Rückhaltevorrichtungen und Diagonalen.

ANMERKUNG 2 Der Faktor 1,5 in den runden Klammern in Gleichung (B.18) berücksichtigt, dass, obwohl die Kraft in den Endrückhaltevorrichtungen nur $Q = Q_i/2$ beträgt, die Anzahl der Befestigungselemente der angenommenen Anzahl in der inneren Rückhaltevorrichtung entspricht. Die Steifigkeit des am weitesten von der Aussteifung entfernten Bauteils unterscheidet sich von der Steifigkeit der anderen Bauteile nach Länge $l_{MB,ef}$.

(3) Für einen Druckstab mit 4 Rückhaltevorrichtungen, die durch einen elastischen Aussteifungsfachwerkträger ausgesteift sind, siehe Bild B.7 b) und c), darf die Steifigkeit der Rückhaltefedern K wie folgt für $m = 1$ bzw. $m = 2$ geschätzt werden:

$$\frac{1}{K} = \frac{3}{2 K_f} \left(\frac{2}{n_{f,C}} + \frac{2}{n_{f,B}} n k_{\text{sim}} \right) + \frac{3}{2 K_{f,D}} \left(\frac{2}{n_{f,D}} \frac{l_D^2}{b^2} n k_{\text{sim}} \right) \quad (\text{B.20})$$

$$\frac{1}{K} = \frac{3}{2 K_f} \left(\frac{4}{3 n_{f,C}} + \frac{4}{3 n_{f,B}} n k_{\text{sim}} \right) + \frac{3}{2 K_{f,D}} \left(\frac{1}{3 n_{f,D}} \frac{l_D^2}{b^2} n k_{\text{sim}} \right) \quad (\text{B.21})$$

Dabei ist

- K_f die einzelne Steifigkeit der Befestigungselemente in den Rückhaltevorrichtungen des Bauwerks;
- $n_{f,C}$ die Anzahl der Befestigungselemente in den Verbindungen des versteiften Bauteils zu den Rückhaltevorrichtungen;
- $n_{f,B}$ die Anzahl der Befestigungselemente in den Verbindungen der Rückhaltebauteile zu der Aussteifung;
- n die Anzahl der durch die Aussteifung zu versteifenden Bauteile;
- k_{sim} der Faktor zur Berücksichtigung der Wahrscheinlichkeit identischer zufälliger Imperfektionen, die gleichzeitig in einem Kollektiv aus n Bauteilen (Hauptsysteme) auftreten, und wird anhand der Gleichung (7.12) berechnet;
- $K_{f,D}$ die Steifigkeit der einzelnen Befestigungselemente in den Diagonalen des Aussteifungssystems;
- $n_{f,D}$ die Anzahl der Befestigungselemente in den Verbindungen an jedem Ende der Diagonalen der Aussteifung;
- l_D die Länge der Aussteifungsdiagonale;
- b die Breite der Aussteifung.

ANMERKUNG 1 Der Faktor 2 in den runden Klammern in der Gleichung (B.21) berücksichtigt, dass beide Endrückhaltevorrichtungen und die Zwischenrückhaltevorrichtung einer Kraft $Q = Q_i$ ausgesetzt sind und die Anzahl der Befestigungselemente entsprechend den Anforderungen für alle Rückhaltevorrichtungen gleich ist.

ANMERKUNG 2 Der Faktor 4/3 in den runden Klammern berücksichtigt, dass die Endrückhaltevorrichtungen, jedoch nicht die Zwischenrückhaltevorrichtung, $Q = Q_i/3$ ausgesetzt sind und die Anzahl der Befestigungselemente für alle Rückhaltevorrichtungen entsprechend den Anforderungen gleich ist.

ANMERKUNG 3 Im Gegensatz zu Gleichung (B.18) wurde die axiale Steifigkeit von Rückhaltevorrichtungen und Diagonalen in Gleichung (B.20) und Gleichung (B.21) aus Gründen der Vereinfachung außer Acht gelassen.

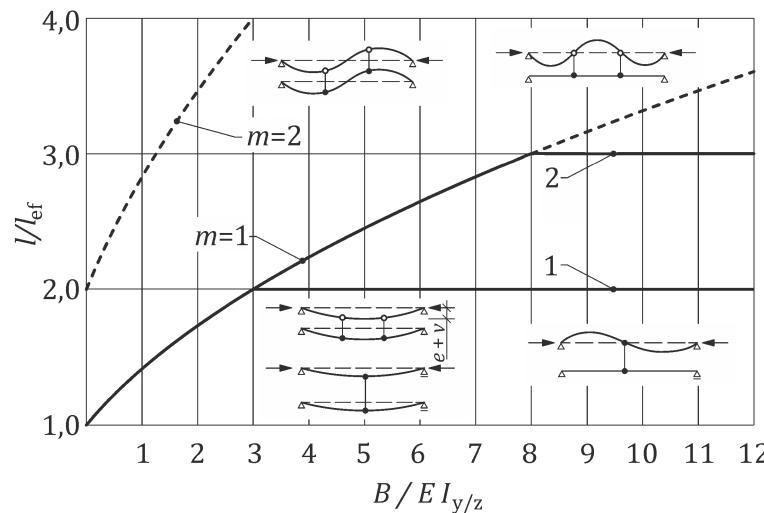
B.4.4 Ausgesteifte Druckstäbe auf elastischem Aussteifungsfachwerkträger

(1) Die effektive Länge $l_{y,z,\text{ef}}$ ausgesteifter Druckstäbe auf einem elastischen Aussteifungsfachwerkträger, siehe Bild B.8, darf unter Voraussetzung vollständig achsensteifer Rückhaltevorrichtungen wie folgt bestimmt werden.

$$\frac{l}{l_{y,z,\text{ef}}} = \min \left(\sqrt{1 + \frac{B}{E_0 I_{y,z}}}; n_R + 1 \right) \quad (\text{B.22})$$

Dabei ist

- l die Länge des Bauteils;
- $l_{y/z,ef}$ die effektive Länge im betrachteten Knickmodus;
- B die Steifigkeit ($E_0 I_{y/z}$) des Aussteifungsbalkens;
- E_0 der Elastizitätsmodul parallel zur Faser des Druckstabs;
- $I_{y/z}$ das zweite Trägheitsmoment um die y - bzw. z -Achse;
- n_R die Anzahl der Zwischenrückhaltevorrichtungen.



Legende

- m die Anzahl der Halbsinuswellen in dem niedrigsten Knickmodus, mit $m \leq n_{R,sp} + 1$
- 1 Bauteil mit 3 Rückhaltevorrichtungen ($n_R = 1$)
- 2 Bauteil mit 4 Rückhaltevorrichtungen ($n_R = 2$)

ANMERKUNG Die Knickform für $m = 2$ tritt in der Praxis nicht auf, und Rückhaltevorrichtungen sind starr mit einem elastischen Aussteifungsbalken verbunden.

Bild B.8 — Verhältnis l/l_{ef} für Druckstäbe mit elastischem Aussteifungsbalken

(2) Die Kräfte in den Rückhaltevorrichtungen, siehe Bild B.9, dürfen wie folgt berechnet werden:

$$Q_i = \frac{162 B}{5 l^3} e \frac{\alpha}{1 - \alpha} \quad (\text{B.23})$$

mit

$$\alpha = \frac{F}{N_{y/z,crit}} \quad (\text{B.24})$$

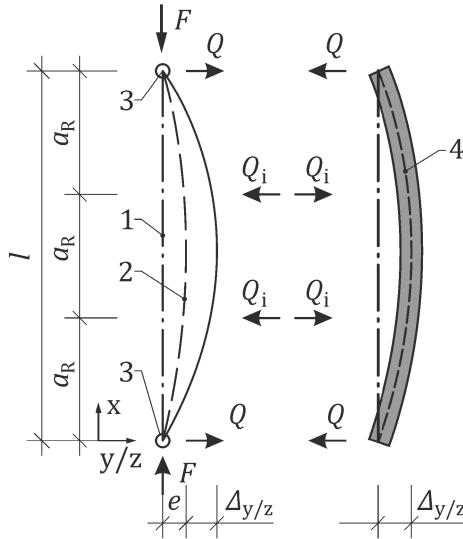
Dabei ist

- B die Steifigkeit ($E_0 I_{y/z}$) des Aussteifungsbalkens;
- l die Länge des Bauteils;
- e die Vorkrümmung des Bauteils;
- α der kritische Faktor des ausgesteiften Bauteils;

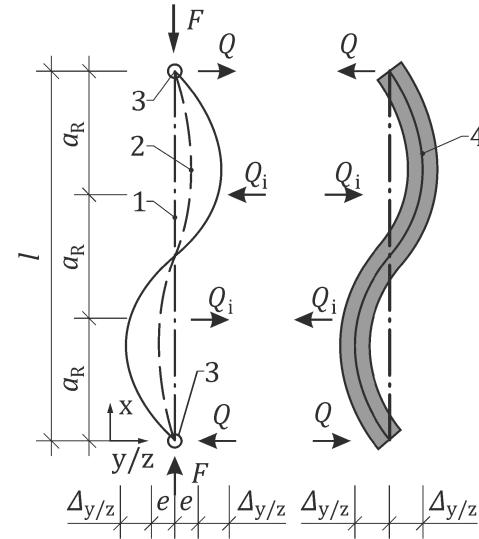
F die axiale Druckkraft in dem Bauteil;

$N_{y/z,\text{crit}}$ die kritische Last des ausgesteiften Bauteils, berechnet für $m = 2$.

ANMERKUNG Die Gleichung (B.23) ist konservativ für $m = 2$ abgeleitet.



a) $m = 1$



b) $m = 2$

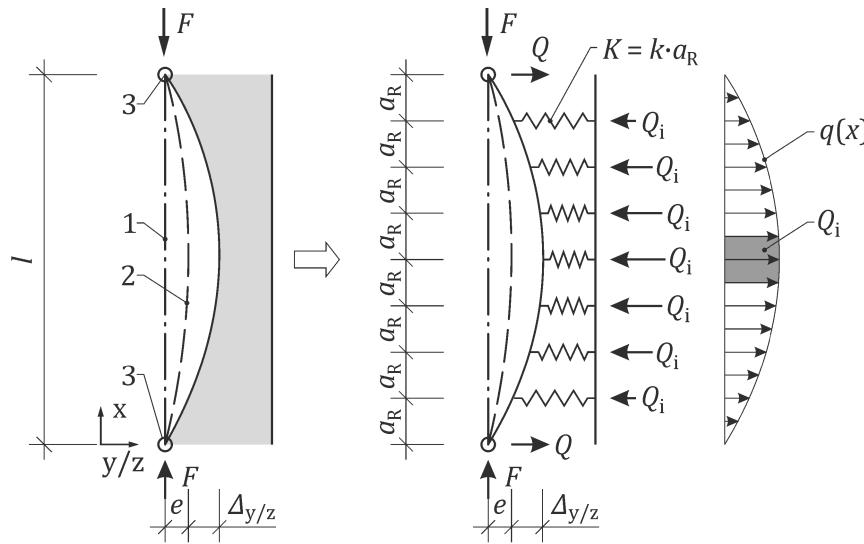
Legende

- 1 perfekte Geometrie
- 2 imperfektes Bauteil
- 3 starre Rückhaltevorrichtungen (Stift)
- 4 elastischer Aussteifungsbalken
- m Anzahl der Halbsinuswellen in dem betrachteten Knickmodus
- F Druckkraft in dem Bauteil
- a_R Abstand zwischen zwei aufeinander folgenden Rückhaltevorrichtungen
- e ursprüngliche Imperfektion
- $\Delta_{y/z}$ Verformung des Aussteifungssystems
- B Steifigkeit des Aussteifungsbalkens
- $Q; Q_i$ Kräfte für die Bemessung von End- und Zwischenrückhaltevorrichtungen

Bild B.9 — Aussteifungskräfte für Druckstäbe mit 4 Rückhaltevorrichtungen auf einem elastischen Aussteifungsbalken

B.4.5 Ausgesteifte Druckstäbe auf elastischer Gründung

(1) Dieser Unterabschnitt darf für die Bemessung von Druckstäben auf elastischer Gründung mit einer konstanten Steifigkeit k , in N/mm/mm, siehe Bild B.10, angewendet werden.



Legende

- 1 perfekte Geometrie
- 2 imperfekte Geometrie
- 3 starre Rückhaltevorrichtungen (Stift)
- 4 elastische Gründung, modelliert mit konstanter Steifigkeit k
- F Druckkraft in dem ausgesteiften Bauteil
- $Q; Q_i$ Kräfte für die Bemessung von End- bzw. Zwischenrückhaltevorrichtungen auf das Aussteifungssystem einwirkende Kraft (für $m = 1$)
- $q(x)$ auf das Aussteifungssystem einwirkende Kraft (für $m = 1$)
- l Bauteillänge
- a_R Abstand zwischen Rückhaltevorrichtungen
- e ursprüngliche Imperfektion (für $m = 1$)
- $\Delta_{y/z}$ Verformung des Aussteifungssystems

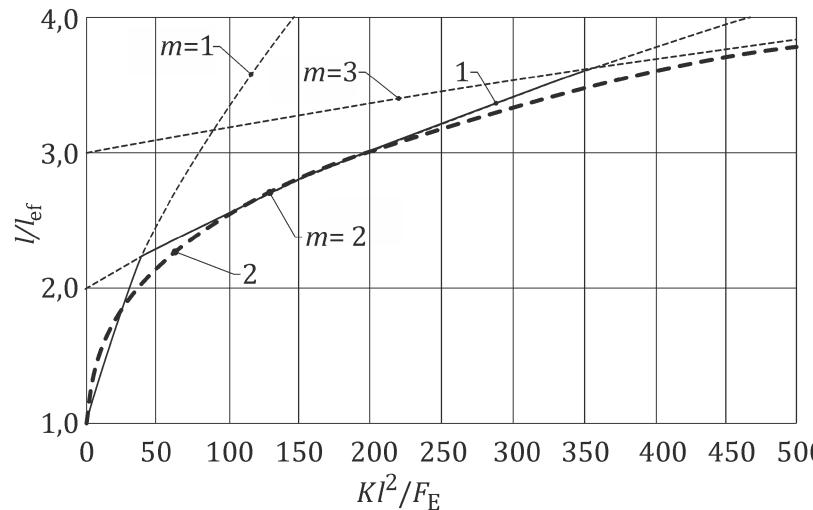
Bild B.10 — Druckstab auf elastischer Gründung

(2) Die effektive Länge l_{ef} darf wie folgt bestimmt werden, siehe Bild B.11.

$$\frac{l}{l_{y/z,\text{ef}}} = \min_{m \geq 1} \sqrt{m^2 + \frac{1}{m^2 \pi^2 F_{\text{crit}}} k l^2} \cong \sqrt[4]{1 + \frac{4}{\pi^2} \frac{k l^2}{F_{\text{crit}}}} \quad (\text{B.25})$$

Dabei ist

- l die Länge des nicht ausgesteiften Bauteils;
- $l_{y/z,\text{ef}}$ die effektive Länge im betrachteten Knickmodus;
- m die positive ganze Zahl, berechnet zur Minimierung des Verhältnisses l/l_{ef} (niedrigster Knickmodus) und der Form-Imperfektion;
- k die Federsteifigkeit der Aussteifung;
- F_{crit} die kritische Last des nicht ausgesteiften Bauteils.

**Legende**

- 1 Verhältnis l/l_{ef} aus Gleichung (B.25)
 2 Verhältnis l/l_{ef} aus Gleichung (B.25), Schätzung

Bild B.11 — Verhältnis l/l_{ef} für Druckstab auf elastischer Gründung

ANMERKUNG Wenn die Schätzung in Gleichung (B.26) verwendet wird, wird der Parameter m durch Bild B.11 bestimmt.

(3) Die Übergangswerte von $k l^2/F_E$ zwischen Knickmodi, siehe Bild B.11 (z. B. zwischen $m = 1$ und $m = 2$), dürfen wie folgt bestimmt werden, und die Werte sind in Tabelle B.10 enthalten:

$$\frac{k l^2}{F_{crit}} = \pi^2 m^2 (1 + 2m + m^2) \quad (B.26)$$

Dabei ist

- k die Steifigkeit der elastischen Gründung;
 l die Gesamtlänge des Bauteils;
 F_{crit} die kritische Last des nicht ausgesteiften Bauteils;
 m die Anzahl der Halbsinuswellen in dem 1. Knickmodus, bestimmt zur Minimierung des Verhältnisses $l/l_{c,ef}$ und der Form der Imperfektion.

Tabelle B.10 — Druckstäbe auf elastischer Gründung, Schwellenwerte zwischen Knickmodi

$m = 1$	$m = 2$	$m = 3$
$0 < \frac{kl^2}{F_{crit}} \leq$	39,4	$< \frac{kl^2}{F_{crit}} \leq$

(4) Die auf die Aussteifung einwirkende Kraft, siehe Bild B.10, darf als eine m halbsinuswellenförmige Belastung $q(x)$ bestimmt werden, deren Spitzenwert wie folgt bewertet werden darf, und übliche Werte sind in Tabelle B.11 enthalten:

$$q = [F(e + v) - F_{\text{crit}} m^2 v] \frac{m^2 \pi^2}{l^2} n k_{\text{sim}} \quad \text{mit } q > 0 \quad (\text{B.27})$$

Dabei ist

- q der Spitzenwert der auf die Aussteifung einwirkenden Kraft;
- F die mittlere Drucklast des versteiften Bauteils;
- e die Vorkrümmung, siehe Gleichung (B.15), mit der effektiven Länge aus Gleichung (B.25);
- v der Grenzwert der elastischen Verformung des ausgesteiften Systems;
- F_{crit} die kritische Last des nicht ausgesteiften Bauteils;
- m die Anzahl der Halbsinuswellen im Knickmodus, berechnet anhand der Gleichung (B.25);
- l die Länge des ausgesteiften Bauteils;
- n die Anzahl der durch die Aussteifung verstieften Bauteile;
- k_{sim} der Faktor zur Berücksichtigung der Wahrscheinlichkeit identischer zufälliger Imperfektionen, die gleichzeitig in einem Kollektiv aus n Bauteilen (Hauptsysteme) auftreten, und wird anhand der Gleichung (7.12) berechnet.

ANMERKUNG In Gleichung (B.27) ist es konservativ, den Term mit dem Minuszeichen in Klammern einschließlich F_{crit} und unter Berücksichtigung der eigenen Steifigkeit des Bauteils, die üblicherweise für schlange Bauteile gering ist, auszulassen. Die Werte in Tabelle B.11 werden mit dieser konservativen Voraussetzung berechnet.

Tabelle B.11 — Übliche Rückhaltekräfte für Druckstäbe auf elastischer Gründung

$\alpha \leq 0,44^{\text{a}}$		$\alpha \leq 0,66^{\text{b}}$	
$m = 1$	$m = 2$	$m = 1$	$m = 2$
$\frac{F}{22 l}$	$\frac{F}{5,6 l}$	$\frac{F}{33 l}$	$\frac{F}{8,4 l}$

^a Ein Wert von $\alpha = 0,44$ entspricht einer Imperfektion $e = l_{\text{ef}}/400$ und einer Verformung $v = l_{\text{ef}}/500$.
^b Ein Wert von $\alpha = 0,66$ entspricht einer Imperfektion $e = l_{\text{ef}}/1000$ und einer Verformung $v = l_{\text{ef}}/500$.

(5) Die Kräfte $Q_{\text{S-R}}$ in den Verbindungen aller verstieften Bauteile mit der Rückhaltevorrichtung dürfen konservativ wie folgt bestimmt werden:

$$Q_{\text{S-R}} = q a_{\text{R}} \quad (\text{B.28})$$

Dabei ist

- $Q_{\text{S-R}}$ die Kraft in der Verbindung zwischen dem verstieften Bauteil und der Rückhaltevorrichtung;
- q die auf die Aussteifung einwirkende Kraft aus Gleichung (B.27);
- a_{R} der Abstand der Rückhaltevorrichtungen;

(6) Die Rückhaltekräfte Q in den Verbindungen an beiden Enden jedes versteiften Bauteils dürfen wie folgt geschätzt werden:

$$Q = \begin{cases} q \frac{l}{2}, & \text{für an das Aussteifungssystem angrenzende Bauteile} \\ \frac{1}{n} q \frac{l}{2}, & \text{für das am weitesten vom Aussteifungssystem entfernte Bauteil} \end{cases} \quad (\text{B.29})$$

Dabei ist

q die auf die Aussteifung einwirkende Kraft, siehe Gleichung (B.27);

l die Länge des versteiften Bauteils;

n die Anzahl der durch die Aussteifung versteiften Bauteile.

ANMERKUNG Die obigen Gleichungen können ebenfalls mit angemessener Genauigkeit im Fall von nicht weniger als 3 isolierten elastischen Auflagern mit der Steifigkeit K und einem Abstand entsprechend einer Halbsinuswelle der Länge l/m der geknickten Stütze verwendet werden.

(7) Für Bauteile mit diskreten flexiblen Rückhaltevorrichtungen auf elastischer Gründung darf die Federsteifigkeit k , in N/mm/mm, wie folgt geschätzt werden:

$$k = \frac{1}{l} \sum_{i \geq 3} K_i \quad (\text{B.30})$$

Dabei ist

l die Länge des ausgesteiften Bauteils;

K_i die einzelnen Federsteifigkeiten der i Zwischenrückhaltevorrichtungen entlang des versteiften Bauteils.

B.4.6 Ausgesteifte gerade Biegestäbe

(1) Das kritische Biegemoment $M_{y,crit}$ ausgesteifter Bauteile unter Biegung, auf Gabellagerungen an beiden Enden, siehe Bild B.12, darf wie folgt bestimmt werden:

$$M_{y,crit} = \left[\frac{\pi}{l_{m,ef}} \sqrt{\left(\frac{\pi^2}{l_{m,ef}^2} a_{z,B}^2 B + G_0 I_x \right) (B + E_0 I_z)} - \frac{\pi^2}{l_{m,ef}^2} a_{z,B} B \right] \quad (\text{B.31})$$

mit

$$l_{m,ef} = \frac{l}{k_1 k_{ecc,b} \beta} \quad (\text{B.32})$$

Dabei ist

$l_{m,ef}$ die effektive Länge des Biegestabs in Abhängigkeit von den Grenzbedingungen und der Momentverteilung im gesamten Bauteil;

l die Länge des nicht ausgesteiften Bauteils;

$a_{z,B}$ der Hebelarm der Aussteifung des versteiften Bauteils. In Bild B.12 wird $a_{z,B}$ vertikal entlang der z -Achse gemessen;

- B die Steifigkeit der Aussteifung in Nmm² (Einheiten entsprechend $E_0 I_{y/z}$) nach Gleichung (B.35). In Bild B.13 liegt die Aussteifung in der xy-Ebene (horizontal);

G_0 der Schubmodul des Biegestabs;

I_x das Torsionsträgheitsmoment des Biegestabs;

E_0 der Elastizitätsmodul parallel zur Faser des Biegestabs;

I_z das zweite Trägheitsmoment um die z-Achse;

k_1 der Faktor für die Momentformverteilung, siehe Tabelle B.3 bis Tabelle B.7;

$k_{ecc,b}$ der Faktor für die exzentrische Position der Last für das ausgesteifte Bauteil, siehe Gleichung (B.33);

β der Faktor für den Einfluss der Aussteifung auf die effektive Länge $l_{m,ef}$, der anhand der Gleichung (B.34) berechnet werden kann.

(2) Der Faktor für die exzentrische Position $k_{ecc,b}$ für das ausgesteifte Bauteil darf wie folgt geschätzt werden:

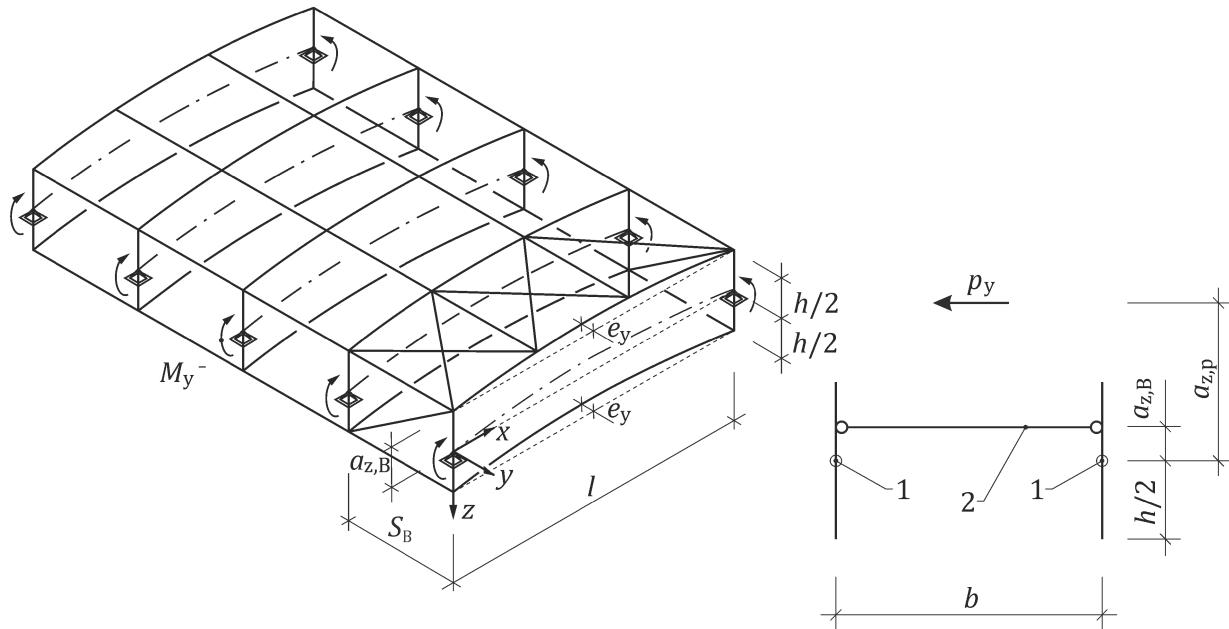
$$k_{\text{ecc,b}} = \frac{k_{\text{ecc}} - 1}{m} + 1 \quad (\text{B.33})$$

Dabei ist

- k_{ecc} der Faktor zur Berücksichtigung der exzentrischen Position der Last des nicht ausgesteiften Bauteils, siehe Gleichung (B.8);

m die Anzahl der Halbsinuswellen in dem Knickmodus um die schwache Achse.

ANMERKUNG Es ist konservativ, $m = 1$ in Gleichung (B.33) zu berücksichtigen.



Legende

- s_B Abstand zwischen verstiften Bauteilen
 e Vorkrümmung des Bauteils
 h Tiefe des Biegestabs
 $a_{z,B}$ Abstand zwischen dem Schwerpunkt des verstiften Bauteils und der Aussteifungsebene
 1 Achse des verstiften Biegestabs
 2 Hebelarm $a_{z,B}$ der Diagonalen in Bezug auf die Achse des verstiften Biegestabs
 3 Hebelarm $a_{z,p}$ horizontal verteilte Last w in Bezug auf die Achse des verstiften Biegemoments

Bild B.12 — Mechanisches Referenzmodell des Tragsystems mit Biegestäben

(3) Der Faktor β für den Einfluss der Aussteifung darf wie folgt geschätzt werden:

$$\beta = \sqrt{\left(1 + \pi^2 \frac{a_{z,B}^2}{l^2} \frac{B}{G_0 I_x}\right) \left(1 + \frac{B}{E_0 I_z}\right) - \pi \frac{a_{z,B}}{l} \frac{B}{\sqrt{G_0 I_x E_0 I_z}}} \quad (\text{B.34})$$

Dabei ist

- $a_{z,p}$ der Hebelarm der Aussteifung des verstiften Bauteils (in Bild B.12 wird $a_{z,p}$ vertikal entlang der z -Achse gemessen);
 l die Länge des nicht ausgestiften Biegestabs (Spannweite);
 B die Biegesteifigkeit des räumlichen Aussteifungssystems in Nmm² (Einheiten entsprechend $E_0 I_{y/z}$) nach Gleichung (B.35). In Bild B.12 liegt die Aussteifung in einer horizontalen Ebene;
 G_0 der Schubmodul des Biegestabs;
 I_x das Torsionsträgheitsmoment des Biegestabs;
 E_0 der Elastizitätsmodul parallel zur Faser des Biegestabs;
 I_z das Trägheitsmoment um die z -Achse.

(4) Für die Aussteifung in Bild B.12, bei der alle Aussteifungsdiagonalen denselben Querschnitt A_D und dieselbe Verbindungssteifigkeit K an beiden Enden haben, darf die Biegesteifigkeit der Aussteifung B wie folgt bestimmt werden:

$$\frac{1}{B} = \frac{2}{b^2} \frac{1}{E_0 A} + \frac{2}{b^2} \frac{1}{E_0 I_y} (2a_{z,y} - a_{z,w}) a_{z,y} + \frac{48}{5 E_D A_D l^2} \frac{1}{\sin^2 \alpha \cos \alpha} \quad (\text{B.35})$$

mit

$$\alpha = \arctan \frac{b}{l/n_D} \quad (\text{B.36})$$

Dabei ist

- b der Abstand zwischen den zu verstifenden Biegestäben;
 E_0 der Elastizitätsmodul parallel zur Faser des Biegestabs;
 A die Querschnittsfläche des Biegestabs;
 I_y das zweite Trägheitsmoment um die y -Achse;
 $a_{z,B}$ der Hebelarm der Diagonalen in Bezug auf B.4.6(1), siehe Bild B.12;
 $a_{z,p}$ der Hebelarm der horizontal verteilten Last w in Bezug auf B.4.6(1), siehe Bild B.12;
 $E_D A_D$ die axiale Steifigkeit der Diagonale einschließlich der Verbindungssteifigkeit an beiden Enden;

- α der Winkel der Aussteifungsdiagonalen;
 l die Länge des Bauteils.

ANMERKUNG Gleichung (B.35) summiert die Biegesteifigkeit des ausgesteiften Biegestabs um die schwache z-Achse und den Beitrag der Diagonalen zu der Steifigkeit des horizontalen Aussteifungsfachwerkträgers. Die Steifigkeit von Pfetten wird vernachlässigt.

B.4.7 Ausgesteifte geschürzte gewölbte Balken

(1) Für geschürzte gewölbte Balken, wie in Bild B.12 beschrieben, bei denen alle Aussteifungsdiagonalen den gleichen Querschnitt A_D und die gleiche Art von Befestigungselementen für die Steifigkeit K an beiden Enden besitzen, darf die äquivalente Aussteifungssteifigkeit B wie folgt bestimmt werden:

$$\frac{1}{B} = \frac{1}{48 s_B^2} \frac{\Delta h^2}{E_0 I_{y,ef}} + \frac{48}{5E_D A_D L^2} \frac{1}{\sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha} \quad (\text{B.37})$$

mit

$$\alpha = \arctan \frac{b}{l/n} \quad (\text{B.38})$$

Dabei ist

- Δh die Höhenabweichung des Balkens, siehe B.12;
 s_B die Breite des räumlichen Aussteifungsfachwerkträgers;
 E_0 der Elastizitätsmodul parallel zur Faser;
 $I_{y,ef}$ das effektive zweite Trägheitsmoment um die y-Achse;
 $E_D A_D$ die Achsensteifigkeit der Diagonalen, einschließlich der Verbindungssteifigkeit an beiden Enden;
 l die Länge des Bauteils;
 n die Anzahl der durch die Aussteifung verstieften Bauteile.

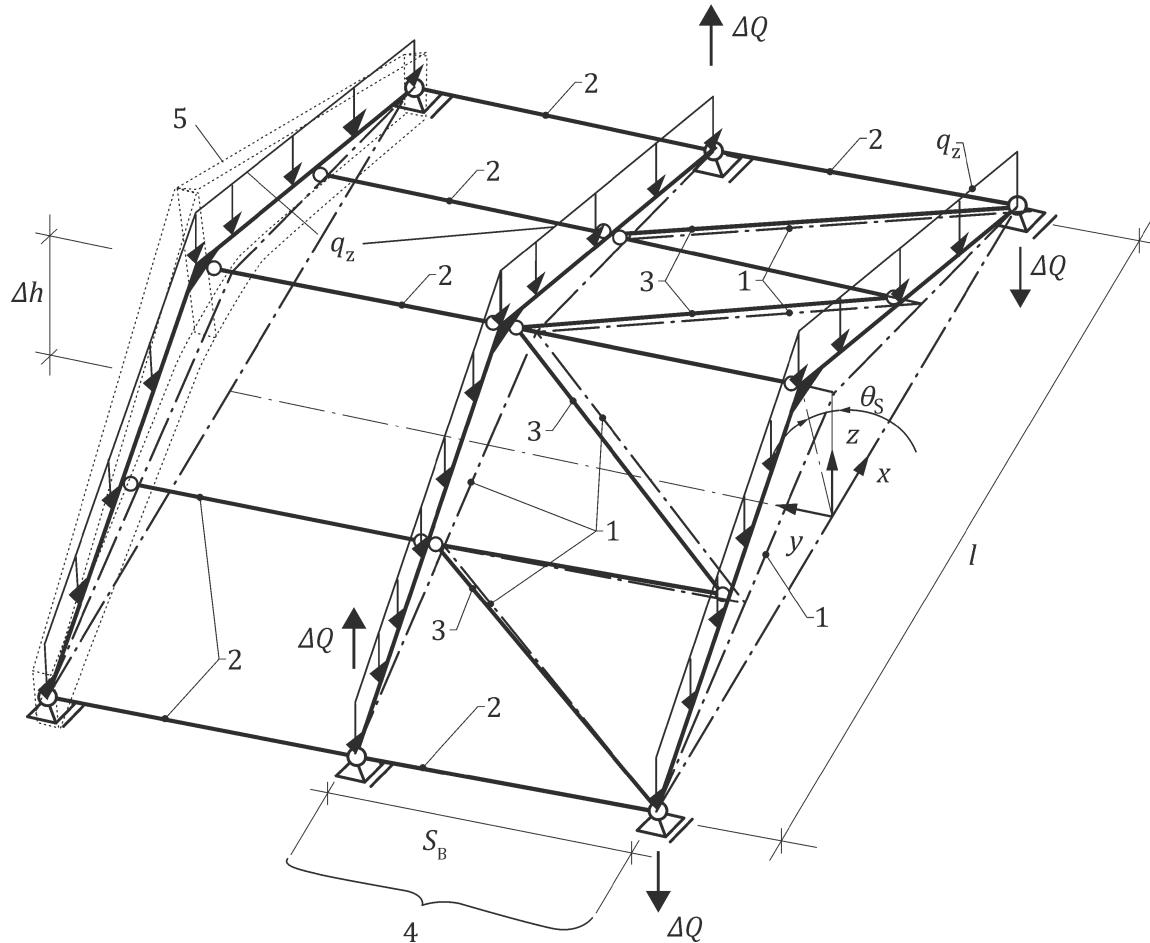
ANMERKUNG Der erste Summand in Gleichung (B.37) ist der Beitrag der gegenüberliegenden vertikalen Verformungen an den beiden geschürzten gewölbten Balken des Aussteifungssystems zu der Steifigkeit des Aussteifungssystems und $I_{y,ef}$ das Trägheitsmoment um die y-Achse, sodass ein Balken mit konstantem Querschnitt wie der geschürzte gewölbte Balken selbst verformt.

(2) Bei Vernachlässigung der Biegesteifigkeit um die z-Achse des Querschnitts und unter der Voraussetzung, dass Aussteifungspfähle und ihre Verbindungen starr sind, darf die horizontale Verformung wie folgt bestimmt werden:

$$v = \frac{5}{384} \frac{\phi_0 q_z l^4}{B} \quad (\text{B.39})$$

Dabei ist

- ϕ_0 die Vorverdrehung von Balken an dem Biegeknickpunkt;
 q_z die gleichmäßig verteilte Last in Bezug auf l ;
 B die Biegesteifigkeit der Aussteifung (Einheiten entsprechend $E_0 I_{y/z}$) nach Gleichung (B.37);

**Legende**

- 1 perfekte Geometrie
 - 2 Rückhaltevorrichtungen (als starr angenommen)
 - 3 elastische Diagonalen
 - 4 elastischer räumlicher Aussteifungsfachwerkträger^a
 - 5 verdrehter geschürzter gewölbter Balken (Starrkörperrotation um die globale x-Achse)
 - q_z auf den imperfekten geschürzten gewölbten Balken einwirkende Belastung
 - ϕ_s Vorverdrehung der Balken am Biegeknickpunkt einschließlich Anfangsverdrehung und Verformung
 - s_B Breite des räumlichen Aussteifungsfachwerkträgers
 - Δh Höhenabweichung des Balkens
 - ΔQ Aussteifungsreaktionskräfte an den Auflagern^b
- ^a Dieses räumliche Tragsystem besteht aus 3 primären geschürzten gewölbten Balken, verstift durch 3 Rückhaltevorrichtungen auf einem räumlichen elastischen Aussteifungsfachwerkträger, und Gleichgewicht erfordert Auflager
- ^b Die Aussteifungsreaktionskraft ΔQ an Auflagern kann mit $\Delta Q = n q_z l \frac{\phi_s \Delta h}{4 s_B}$ geschätzt werden

Bild B.13 — Ausgesteifter geschürzter gewölbter Balken

Anhang C (informativ)

Knicken von Balkenstützen – nicht-lineares Verfahren

C.1 Verwendung dieses Anhangs

(1) Dieser informative Anhang enthält zusätzliche Bestimmungen zu 7.4 und 8.2 für das Knicken von Balkenstützen.

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses informativen Anhangs kann im nationalen Anhang angegeben sein. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

C.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser informative Anhang ist für das Knicken von Balkenstützen anwendbar.

C.3 Allgemeines

(1) Die Verifizierung des Knickens von Bauteilen in der Ebene oder als Biegendrillknicken muss die Biegespannungen aufgrund ursprünglicher Imperfektionen (geometrisch, nicht-lineare Wirkungen), Exzentrizitäten, induzierten Verformungen und der Wirkung von Kriechen zusätzlich zu den Biegespannungen aufgrund von durch Einwirkungen verursachten Momenten berücksichtigen.

ANMERKUNG Da dieser Abschnitt nicht-lineare Verfahren für Situationen verwendet, in denen ein Bauteil sehr schlank ist, wird empfohlen, eine Empfindlichkeitsstudie des Nutzungsgrads der angewandten Belastung durchzuführen.

(2) Imperfektionen und Materialsteifigkeitseigenschaften von Bauteilen sollten nach 7.3 und 4.4 bestimmt werden.

(3) Die folgenden Regeln dürfen auf die Bemessung von Bauteilen mit Vorkrümmung und Vorverwindung mit einem konstanten Querschnitt entlang der x -Achse, einfach aufgelagert und gegen Torsion an beiden Enden eingespannt (auf Gabellagerungen), angewendet werden. In Fällen, in denen nur eine Axiallast oder eine starke Achsenbiegung aufgebracht wird, und bei anderen Endbedingungen der Biegebeanspruchung als Stiftauflager darf die Wirkung dieser Endbedingungen in der Berechnung durch die Anwendung einer geeigneten effektiven Länge berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Effektive Längen für verschiedene Grenzbedingungen können Anhang B entnommen werden.

(4) Die folgenden Regeln dürfen für alle Formen eines massiven Querschnitts angewendet werden, wenn die Wirkung von Verwerfung vernachlässigt werden darf.

(5) C.3 darf verwendet werden, um das Knicken von CLT-Wänden unter Berücksichtigung einer geeigneten Wandlänge als für Knicken um ihre schwache Achse anfällige Stütze und Verwendung einer effektiven Biegesteifigkeit in Berechnungen zu prüfen.

(6) Die Wirkung von Kriechen auf das Knicken sollte in Berechnungen nach C.7 oder anderen geeigneten Verfahren einbezogen werden.

(7) Die vorteilhafte Wirkung von Zug auf das Biegendrillknicken darf durch Multiplizieren der Axiallast mit -1 berücksichtigt werden.

(8) Wenn die Axialkraft und Momente entgegengesetzt zu den in Bild C.1 dargestellten Richtungen angewendet werden, sollten sie mit -1 multipliziert werden.

ANMERKUNG Positive Werte für Lastrichtungen entsprechen Bild C.1 unten.

(9) In diesem Abschnitt berechnete lineare Verformungen dürfen anhand geeigneter Grenzwerte für die SLS-Verifizierung geprüft werden.

(10) Nicht-lineare Schubkräfte dürfen durch Multiplizieren der nicht-linearen Biegemomente mit π und Teilen durch die effektive Länge berechnet werden.

(11) Schubspannungen aufgrund nicht-linearer Schubkräfte und von Torsion sollten nach 8.1.11 verifiziert werden.

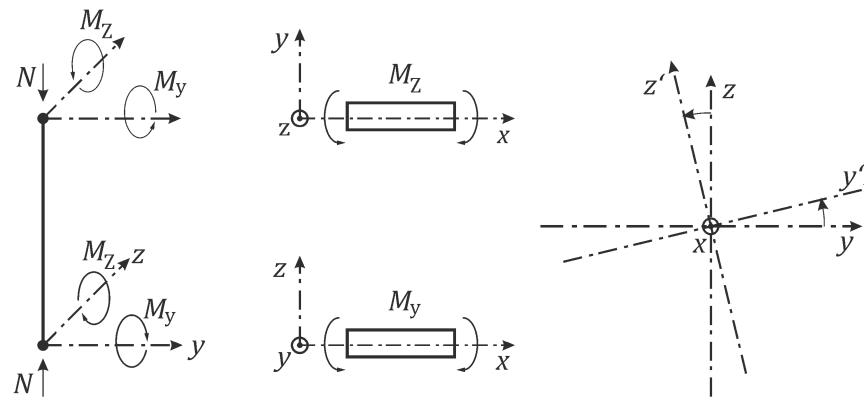


Bild C.1 — Kräfte und Momente sind (+), wenn sie in der gezeigten Richtung angewendet werden

C.4 Knicken in der Ebene

(1) Folgendes sollte erfüllt sein:

$$\left(\frac{N_{c,0,d}}{A f_{c,0,d}} \right)^p + \frac{M_{y/z,d}^{nl}}{W_{y/z} f_{m,y/z,d}} \leq 1 \quad (C.1)$$

Dabei ist

$N_{c,0,d}$ die Bemessungsdruckkraft;

A die Querschnittsfläche;

$f_{c,0,d}$ die Bemessungsdruckfestigkeit parallel zur Faser;

p der Exponent zur Berücksichtigung der Unterdrückung des Versagens auf der Zugseite unter Biegung aufgrund einer angewendeten Drucklast mit charakteristischem Wert. Der Wert von $p = 2$ sollte für rechteckige Querschnitte und ein Wert von 1 für alle anderen Formen (z. B. kreisrunde Querschnitte) genommen werden;

$M_{y/z,d}^{nl}$ das nicht-lineare Bemessungsmoment um die y- bzw. z-Achse;

$W_{y/z}$ der Abschnittsmodul um die y- bzw. z-Achse;

$f_{m,y/z,d}$ die Bemessungsbiegefesteitigkeit.

(2) Das nicht-lineare Moment sollte wie folgt bestimmt werden:

$$M_{y/z,d}^{nl} = N_{cr,y/z} \left[\frac{1}{(N_{cr,y/z} - N_{c,0,d})} \left[N_{c,0,d} e_{0+c,y/z} + \left(1 + \frac{N_{c,0,d}}{N_{cr,y/z}} \delta_{y/z} \right) M_{y/z,d} \right] \right] \quad (C.2)$$

Dabei ist

$$N_{cr,y/z,d} = \frac{E_{0,k} I_{y/z} \pi^2}{l_{c,y/z,ef}} \quad (C.3)$$

- $M_{y/z,d}^{nl}$ das nicht-lineare Bemessungsmoment um die y - bzw. z -Achse;
- $N_{cr,y/z,d}$ das charakteristische kritische Moment um die y - bzw. z -Achse;
- $N_{c,0,d}$ die Bemessungsdruckkraft;
- $e_{0+c,y/z}$ die durch Kriechen verstärkte Imperfektion in der Richtung orthogonal zu der Knickachse (d. h. wenn Knicken um die schwächere z -Achse stattfindet, sollte die Imperfektion in y -Richtung liegen);
- $\delta_{y/z}$ der Dischinger-Koeffizient zur Berücksichtigung der jeweiligen Verteilung von M_y oder M_z entlang der x -Achse;
- $M_{y/z,d}$ das angewendete lineare Bemessungsmoment um die y - oder z -Achse;
- $E_{0,k}$ der charakteristische Elastizitätsmodul parallel zur Faser;
- $I_{y/z}$ das Trägheitsmoment um die schwächere Achse;
- $l_{c,y/z,ef}$ die effektive Länge um die y - bzw. z -Achse.

(3) Die lineare elastische Verformung $e_{y/z}^{nl}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$e_{y/z}^{nl} = \left[\frac{1}{(N_{cr,y/z} - N_{c,0})} \left[N_{Ed} e_{0+c,y/z} + \left(1 + \frac{N_{c,0}}{N_{cr,y/z}} \delta_{y/z} \right) M_{y/z,d} \right] \right] e_{y/z}^{nl} \quad (C.4)$$

$$N_{cr,y/z} = \frac{E_{0,mean} I_{y/z} \pi^2}{l_{c,y/z,ef}^2} \quad (C.5)$$

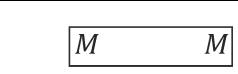
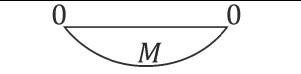
Dabei ist

- $e_{y/z}^{nl}$ die nicht-lineare Verformung;
- $N_{cr,y/z}$ die mittlere kritische Last um die y - bzw. z -Achse;
- $N_{c,0}$ die nicht-faktorierte Druckkraft;
- $e_{0+c,y/z}$ die durch Kriechen verstärkte Imperfektion in der Richtung orthogonal zu der Knickachse (d. h. wenn Knicken um die schwächere z -Achse stattfindet, sollte die Imperfektion in y -Richtung liegen);
- $\delta_{y/z}$ der Dischinger-Koeffizient zur Berücksichtigung der jeweiligen Verteilung von M_y oder M_z entlang der x -Achse;
- $M_{y/z}$ das lineare Bemessungsmoment um die y - oder z -Achse;
- $E_{0,mean}$ der mittlere Elastizitätsmodul parallel zur Faser;

- $I_{y/z}$ das Trägheitsmoment um die y - oder z -Achse;
 $l_{c,y/z,ef}$ die effektive Länge um die y - bzw. z -Achse.

(4) Der Koeffizient des ersten Terms der Schätzung der Fourier-Reihe der Momentform $1 + \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \delta$ darf unter Schätzung des Dischinger-Faktors δ aus Tabelle C.1 berechnet werden.

Tabelle C.1 — Dischinger-Koeffizient δ

		
0,273	0,032	-0,189

C.5 Das Knicken von Bauteilen unter Biegung um die Hauptachse und Axialkraft (Stauchung oder Spannung), die Biegedrillknicken unterliegen

(1) Wenn die Axiallast aus Stauchung besteht, sollte der Querschnitt nach Gleichung (C.6) verifiziert werden. Wenn die Axiallast aus Zug besteht, sollte der Querschnitt wie folgt geprüft werden:

$$\left(\frac{N_{c,0,d}}{A f_{c,0,d}} \right)^p + \max \left\{ \frac{M_{y,d}^{NL}}{W_y f_{m,y,d}} + k_{red} \frac{M_{z,d}^{NL}}{W_z f_{m,z,d}} ; k_{red} \frac{M_{y,d}^{NL}}{W_y f_{m,y,d}} + \frac{M_{z,d}^{NL}}{W_z f_{m,z,d}} \right\} \leq 1 \quad (C.6)$$

$$\frac{N_{t,0,d}}{A f_{t,0,d}} + \max \left\{ \frac{|M_{y,d}^{NL}|}{W_y f_{m,y,d}} + k_{red} \frac{|M_{z,d}^{NL}|}{W_z f_{m,z,d}} ; k_{red} \frac{|M_{y,d}^{NL}|}{W_y f_{m,y,d}} + \frac{|M_{z,d}^{NL}|}{W_z f_{m,z,d}} \right\} \leq 1 \quad (C.7)$$

Dabei ist

- $N_{c,0,d}$ die Bemessungsdruckkraft;
- A die Querschnittsfläche;
- $f_{c,0,d}$ die Bemessungsdruckfestigkeit parallel zur Faser;
- p der Exponent zur Berücksichtigung der Unterdrückung des Versagens auf der Zugseite unter Biegung aufgrund einer angewendeten Drucklast mit charakteristischem Wert. Der Wert von $p = 2$ sollte für rechteckige Querschnitte verwendet und ein Wert von 1 sollte für alle anderen Formen (z. B. Querschnitte) genutzt werden;
- $N_{t,0,d}$ die Bemessungszugkraft parallel zur Faser;
- $f_{t,0,d}$ die Bemessungszugfestigkeit parallel zur Faser;
- $M_{y/z,d}^{NL}$ die nicht-linearen Bemessungsbiegemomente um die y - bzw. z -Achse;
- k_{red} der Faktor für die kombinierten Biegespannungen nach 8.1.8.1(2);
- $W_{y/z}$ der Abschnittsmodul um die y - bzw. z -Achse;
- $f_{m,y/z,d}$ die Bemessungsbiegefesteigkeiten in Bezug auf die y -Achsen- bzw. z -Achsenbiegung.

ANMERKUNG Abschnitt C.4 ist für Situationen anwendbar, in denen das Bauteil nicht schlank um seine starke Achse ist (d. h. $M_{y,d}^{NL}$ ungefähr gleich $M_{y,d}$)

(2) Das nicht-lineare Moment um die z-Achse und das nicht-lineare Torsionsmoment sollten wie folgt verifiziert werden:

$$M_{z,d}^{nl} = N_{cr,z,d} \left[\frac{[i^2 N_{c/t,0,d} (N_{cr,T,d} - N_{c/t,0,d}) + M_{y,d}^2] e_{0+c,y} + i^2 N_{cr,T,d} M_{y,d} \theta_{0+c}}{i^2 (N_{cr,T,d} - N_{c/t,0,d}) (N_{cr,z,d} - N_{c/t,0,d}) - M_{y,d}^2} \right] \quad (C.8)$$

$$M_{x,d}^{nl} = \frac{G_{0,k} J \pi}{l} \left[\frac{M_{y,d} (N_{c/t,0,d} e_{0+c,y} + M_{Ed,y} \theta_{0+c}) + (N_{c/t,0,d} - N_{Ed}) (M_{y,d} e_{0+c,y} + i^2 N_{c/t,0,d} \theta_{0+c})}{i^2 (N_{cr,T} - N_{c/t,0,d}) (N_{cr,z,d} - N_{c/t,0,d}) - M_{y,d}^2} \right] \quad (C.9)$$

$$N_{cr,z,d} = \frac{E_{0,k} I_z \pi^2}{l_{c,z,ef}^2} \quad (C.10)$$

$$N_{cr,T,d} = \frac{G_{0,k} J}{i^2} \quad (C.11)$$

$$i = \sqrt{\frac{I_y + I_z}{A}} \quad (C.12)$$

Dabei ist

- $M_{z,d}^{nl}$ das nicht-lineare Bemessungsmoment um die z-Achse;
- $M_{x,d}^{nl}$ das nicht-lineare Bemessungstorsionsmoment;
- $N_{cr,z,d}$ die charakteristische kritische Last für Knicken um die z-Achse;
- i der polare Trägheitsradius;
- $N_{cr,T,d}$ das charakteristische kritische Torsionsmoment;
- $N_{c/t,0,d}$ die Bemessungsaxialkraft;
- $M_{y,d}$ das lineare Bemessungsmoment um die y-Achse;
- $e_{0+c,y}$ die durch Kriechen verstärkte Imperfektion in y-Richtung;
- θ_{0+c} die durch Kriechen verstärkte Vorverwindung;
- $G_{0,k}$ der charakteristische Schubmodul;
- J die Torsionskonstante;
- l die Länge des Bauteils;
- $E_{0,k}$ der charakteristische Elastizitätsmodul parallel zur Faser;
- $I_{y/z}$ das zweite Trägheitsmoment um die y- oder z-Achse;
- $l_{c,z,ef}$ die effektive Länge;
- $G_{0,k}$ der charakteristische Schubmodul parallel zur Faser;
- A die Fläche.

(3) Die nicht-lineare Verformung und die nicht-lineare Verwindungsverformung θ^{nl} dürfen wie folgt bestimmt werden:

$$e_y^{\text{nl}} = \frac{[i^2 N_{c/t,0} (N_{\text{cr},T} - N_{c/t,0}) + M_y^2] e_{0+c,y} + i^2 N_{\text{cr},T} M_y \theta_{0+c}}{i^2 (N_{\text{cr},T} - N_{c/t,0}) (N_{\text{cr},z} - N_{c/t,0}) - M_y^2} \quad (\text{C.13})$$

$$\theta^{\text{nl}} = \frac{M_y (N_{c/t,0} e_{0+c,y} + M_y \theta_0) + (N_{c/t,0,d} - N_{\text{Ed}}) (M_y e_{0+c,y} + i^2 N_{c/t,0} \theta_0)}{i^2 (N_{\text{cr},T} - N_{c/t,0}) (N_{\text{cr},z} - N_{c/t,0}) - M_y^2} \quad (\text{C.14})$$

$$N_{\text{cr},z} = \frac{E_{0,\text{mean}} I_z \pi^2}{l_{c,z,\text{ef}}} \quad (\text{C.15})$$

$$N_{\text{cr},T} = \frac{G_{0,\text{mean}} J}{i^2} \quad (\text{C.16})$$

Dabei ist

- e_y^{nl} die nicht-lineare Verformung in y -Richtung;
- θ^{nl} die nicht-lineare Verwindungsverformung;
- $N_{\text{cr},z}$ die mittlere kritische Last für Knicken um die z -Achse;
- i der anhand der Gleichung (C.12) berechnete polare Trägheitsradius;
- $N_{\text{cr},T}$ das mittlere torsionskritische Moment;
- $N_{c/t,0}$ die nicht-faktorierte Bemessungssaxialkraft;
- M_y das nicht-lineare Moment um die y -Achse;
- $e_{0+c,y}$ die durch Kriechen verstärkte Imperfektion in y -Richtung;
- θ_{0+c} die durch Kriechen verstärkte Vorverwindung;
- J die Torsionskonstante;
- l die Länge des Bauteils;
- $E_{0,\text{mean}}$ der mittlere Elastizitätsmodul parallel zur Faser;
- I_z das Trägheitsmoment um die z -Achse;
- $l_{c,z,\text{ef}}$ die effektive Länge;
- $G_{0,\text{mean}}$ der mittlere Schubmodul parallel zur Faser.

C.6 Knicken von Bauteilen unter biaxialer Biegung und Axialkraft (Druck oder Zug) unter Biegedrillknicken

(1) Wenn die Axiallast aus Stauchung besteht, sollte der Querschnitt nach Gleichung (C.17) verifiziert werden. Wenn die Axiallast aus Zug besteht, sollte der Querschnitt wie folgt verifiziert werden:

$$\left(\frac{N_{c,0,d}}{A f_{c,0,d}}\right)^p + \max \left\{ \frac{M_{y,d}^{nl}}{W_y f_{m,y,d}} + k_{red} \frac{M_{z,d}^{nl}}{W_z f_{m,z,d}} ; k_{red} \frac{M_{y,d}^{nl}}{W_y f_{m,y,d}} + \frac{M_{z,d}^{nl}}{W_z f_{m,z,d}} \right\} \leq 1 \quad (C.17)$$

$$\frac{N_{t,0,d}}{A f_{t,0,d}} + \max \left\{ \frac{|M_{y,d}^{nl}|}{W_y f_{m,y,d}} + k_{red} \frac{|M_{z,d}^{nl}|}{W_z f_{m,z,d}} ; k_{red} \frac{|M_{y,d}^{nl}|}{W_y f_{m,y,d}} + \frac{|M_{z,d}^{nl}|}{W_z f_{m,z,d}} \right\} \leq 1 \quad (C.18)$$

Dabei ist

$N_{c,0,d}$ die Bemessungsdruckkraft parallel zur Faser;

A die Querschnittsfläche;

$f_{c,0,d}$ die Bemessungsdruckfestigkeit parallel zur Faser;

p der Exponent zur Berücksichtigung der Unterdrückung des Versagens auf der Zugseite unter Biegung aufgrund einer angewendeten Drucklast mit charakteristischem Wert. Der Wert von $p = 2$ sollte für rechteckige Querschnitte verwendet und ein Wert von 1 sollte für alle anderen Formen genutzt werden (z. B. kreisrunde Querschnitte);

$N_{t,0,d}$ die Bemessungszugkraft parallel zur Faser;

$f_{t,0,d}$ die Bemessungszugfestigkeit parallel zur Faser;

$M_{y/z,d}^{nl}$ die nicht-linearen Bemessungsbiegemomente um die z-Achse bzw. y-Achse;

k_{red} der Faktor für die kombinierten Biegespannungen nach 8.1.8.1(2);

$W_{y/z}$ der Abschnittsmodul um die y- bzw. z-Achse;

$f_{m,y/z,d}$ die Bemessungsbiegefesteigkeit um die y- bzw. z-Achse.

(2) Die nicht-linearen Momente um die z- und y-Achse sowie das nicht-lineare Torsionsmoment sollten wie folgt bestimmt werden:

$$M_{z,d}^{nl} = N_{cr,z,d} \left[\frac{[i^2 \overline{N_{y,d}} \overline{N_{T,d}} - M_{z,d}^2] F_1 - M_{z,d} M_{y,d} F_2 + M_{y,d} \overline{N_{y,d}} F_3}{i^2 \overline{N_{T,d}} \overline{N_{y,d}} \overline{N_{z,d}} - M_{z,d}^2 \overline{N_{z,d}} - M_{y,d}^2 \overline{N_{y,d}}} \right] \quad (C.19)$$

$$M_{y,d}^{nl} = N_{cr,y,d} \left[\frac{[i^2 \overline{N_{z,d}} \overline{N_{T,d}} - M_{y,d}^2] F_2 - M_{z,d} M_{y,d} F_1 - M_{z,d} \overline{N_{z,d}} F_3}{i^2 \overline{N_{T,d}} \overline{N_{y,d}} \overline{N_{z,d}} - M_{z,d}^2 \overline{N_{z,d}} - M_{y,d}^2 \overline{N_{y,d}}} \right] \quad (C.20)$$

$$M_{x,d}^{nl} = \frac{G_{0,k} J \pi}{l} \left[\frac{M_{y,d} \overline{N_{y,d}} F_1 - M_{z,d} \overline{N_{z,d}} F_2 + \overline{N_{y,d}} \overline{N_{z,d}} F_3}{i^2 \overline{N_{T,d}} \overline{N_{y,d}} \overline{N_{z,d}} - M_{z,d}^2 \overline{N_{z,d}} - M_{y,d}^2 \overline{N_{y,d}}} \right] \quad (C.21)$$

mit

$$\overline{N_{y,d}} = N_{cr,y,d} - N_{c,t,0,d} \quad (C.22)$$

$$\overline{N_{z,d}} = N_{cr,z,d} - N_{c/t,0,d} \quad (C.23)$$

$$\overline{N_{T,d}} = N_{cr,T,d} - N_{c/t,0,d} \quad (C.24)$$

$$F_1 = N_{c/t,0,d}e_{0+c,y} + M_{y,d}\theta_{0+c} + 1,27M_{z,d} \quad (C.25)$$

$$F_2 = N_{c/t,0,d}e_{0+c,z} - M_{z,d}\theta_{0+c} + 1,27M_{y,d} \quad (C.26)$$

$$F_3 = M_{y,d}e_{0+c,y} - M_{z,d}e_{0+c,z} + i^2N_{c/t,0,d}\theta_{0+c} \quad (C.27)$$

$$N_{cr,y,d} = \frac{E_{0,k}I_y\pi^2}{l_{c,y,ef}^2} \quad (C.28)$$

Dabei ist

- $M_{y/z,d}^{nl}$ das nicht-lineare Bemessungsmoment um die z- bzw. y-Achse;
- $M_{x,d}^{nl}$ das nicht-lineare Bemessungstorsionsmoment;
- $N_{cr,z,d}$ die charakteristische kritische Last für das Knicken um die z-Achse, berechnet anhand der Gleichung (C.10);
- i der polare Trägheitsradius, berechnet anhand der Gleichung (C.12);
- $N_{cr,y,d}$ die charakteristische kritische Last für das Knicken um die y-Achse;
- $N_{c/t,0,d}$ die Bemessungsaxialkraft;
- $N_{cr,T,d}$ das charakteristische kritische Torsionsmoment;
- $M_{y/d}$ das Bemessungsbiegemoment um die y- bzw. z-Achse;
- $e_{0+c,y}$ die durch Kriechen verstärkte Imperfektion in y-Richtung;
- θ_{0+c} die durch Kriechen verstärkte Vorverwindung;
- $e_{0+c,z}$ die durch Kriechen verstärkte Imperfektion in z-Richtung;
- $G_{0,k}$ der charakteristische Schubmodul parallel zur Faser;
- J die Torsionskonstante;
- l die Länge des Bauteils;
- $E_{0,k}$ der charakteristische Elastizitätsmodul parallel zur Faser;
- $I_{y/z}$ das zweite Trägheitsmoment um die y- oder z-Achse;
- $l_{c,z,ef}$ die effektive Länge.

(3) Die nicht-lineare y -Richtung, z -Richtung und Verwindungsverformungen sollten wie folgt berechnet werden. Die vorteilhafte Wirkung von Zug kann durch Multiplizieren von $N_{c/t,0}$ mit -1 berücksichtigt werden:

$$e_y^{nl} = \frac{[i^2 \bar{N}_y \bar{N}_T - M_z^2] F_1 - M_z M_y F_2 + M_y \bar{N}_y F_3}{i^2 \bar{N}_T \bar{N}_y \bar{N}_z - M_z^2 \bar{N}_z - M_y^2 \bar{N}_y} \quad (C.29)$$

$$e_z^{nl} = \frac{[i^2 \bar{N}_z \bar{N}_T - M_y^2] F_2 - M_z M_y F_1 - M_z \bar{N}_z F_3}{i^2 \bar{N}_T \bar{N}_y \bar{N}_z - M_z^2 \bar{N}_z - M_y^2 \bar{N}_y} \quad (C.30)$$

$$\theta^{nl} = \frac{M_y \bar{N}_y F_1 - M_z \bar{N}_z F_2 + \bar{N}_y \bar{N}_z F_3}{i^2 \bar{N}_T \bar{N}_y \bar{N}_z - M_z^2 \bar{N}_z - M_y^2 \bar{N}_y} \quad (C.31)$$

mit

$$\bar{N}_y = N_{cr,y} - N_{c/t,0} \quad (C.32)$$

$$\bar{N}_z = N_{cr,z} - N_{c/t,0} \quad (C.33)$$

$$\bar{N}_T = N_{cr,T} - N_{c/t,0} \quad (C.34)$$

$$F_1 = N_{c/t,0} e_{0+c,y} + M_y \theta_{0+c} + 1,27 M_z \quad (C.35)$$

$$F_2 = N_{c/t,0} e_{0+c,z} - M_z \theta_{0+c} + 1,27 M_y \quad (C.36)$$

$$F_3 = M_y e_{0+c,y} - M_z e_{0+c,z} + i^2 N_{c/t,0} \theta_{0+c} \quad (C.37)$$

$$N_{cr,y} = \frac{E_{0,mean} I_y \pi^2}{l_{c,y,ef}} \quad (C.38)$$

Dabei ist

- $e_{y/z}^{nl}$ die nicht-linearen Verformungen in y - bzw. z -Richtung;
- θ^{nl} die nicht-lineare Torsionsverformung;
- $N_{cr,z}$ die mittlere kritische Last für Knicken um die z -Achse, berechnet anhand der Gleichung (C.15);
- i der anhand der Gleichung (C.12) berechnete polare Trägheitsradius;
- $N_{cr,y}$ die mittlere kritische Last für Knicken um die y -Achse;
- $N_{c/t,0}$ die nicht-faktorierte Axialkraft;
- $N_{cr,T}$ das torsionskritische Moment;
- $M_{y/z}$ das nicht-lineare Moment um die y - bzw. z -Achse;
- $e_{0+c,y}$ die durch Kriechen verstärkte Imperfektion in y -Richtung;
- θ_{0+c} die durch Kriechen verstärkte Vorverwindung;
- $e_{0+c,z}$ die durch Kriechen verstärkte Imperfektion in z -Richtung;
- J die Torsionskonstante;
- l die Länge des Bauteils;

- $E_{0,\text{mean}}$ der mittlere Elastizitätsmodul parallel zur Faser;
 $I_{y/z}$ das zweite Trägheitsmoment um die y - oder z -Achse;
 $l_{c,z,\text{ef}}$ die effektive Länge über die z -Achse.

C.7 Kriechknicken

(1) Die Wirkung von Kriechen auf Knicken darf entsprechend den Regeln dieses Abschnitts berücksichtigt werden.

(2) Wenn Knicken in der Ebene berücksichtigt wird, sollte Folgendes verwendet werden, um die durch Kriechen verstärkte Vorkrümmung zu schätzen:

$$e_{0+c,y/z} = \Omega_c e_{0,y/z} + \frac{M_{y/z,\text{Quasi,SLS}}}{N_{c,0,\text{Quasi,SLS}}} (\Omega_c - 1) \quad (\text{C.39})$$

mit

$$\Omega_c = \frac{1 - N_{c,0,\text{Quasi,SLS}}/N_{\text{cr},y/z}}{1 - N_{c,0,\text{Quasi,SLS}}(1 + k_{\text{def}})/N_{\text{cr},y/z}} \quad (\text{C.40})$$

Dabei ist

- $e_{0+c,y/z}$ die durch Kriechen verstärkte Vorkrümmung in der jeweiligen Richtung;
 $M_{y/z,\text{Quasi,SLS}}$ das Moment aufgrund der quasi-ständigen Kombination von Lasten für die Verifizierung des Grenzzustands um die y - bzw. z -Achse;
 $N_{c,0,\text{Quasi,SLS}}$ die Axiallast im SLS aufgrund der quasi-ständigen Kombination von Lasten.

(3) Wenn Knicken außerhalb der Ebene berücksichtigt wird, sollte Folgendes verwendet werden, um die durch Kriechen verstärkten y -/ z - und Vorverwindungswerte zu berechnen.

$$e_{0+c,y} = \max\{(e_{0,y} + e_{y,\text{fin,Quasi,SLS}}^{\text{nl}} - e_{y,\text{inst,Quasi,SLS}}^{\text{nl}}); e_{0,y}\} \quad (\text{C.41})$$

$$e_{0+c,z} = \max\{(e_{0,z} + e_{z,\text{fin,Quasi,SLS}}^{\text{nl}} - e_{z,\text{inst,Quasi,SLS}}^{\text{nl}}); e_{0,z}\} \quad (\text{C.42})$$

$$\theta_{0+c} = \max\{(\theta_0 + \theta_{\text{fin,Quasi,SLS}}^{\text{nl}} - \theta_{\text{inst,Quasi,SLS}}^{\text{nl}}); \theta_0\} \quad (\text{C.43})$$

Dabei ist

- $e_{0+c,y/z}$ die durch Kriechen verstärkte Vorkrümmung in der entsprechenden Richtung;
 θ_{0+c} die durch Kriechen verstärkte Vorverwindung;
 $e_{0,y/z}$ die Anfangsvorkrümmung in die entsprechende Richtung;
 θ_0 die Anfangsvorverwindung;
 $e_{y/z,\text{fin,Quasi,SLS}}^{\text{nl}}$ die nicht-lineare Verformung in die entsprechende Richtung aufgrund von Kräften und Momenten aufgrund der quasi-ständigen Lastkombination im SLS, berechnet anhand des endgültigen Elastizitäts- und Schubmoduls;
 $\theta_{\text{fin,Quasi,SLS}}^{\text{nl}}$ die nicht-lineare Verwindungsverformung aufgrund von Kräften und Momenten durch die quasi-ständige Lastkombination im SLS, berechnet anhand des endgültigen Elastizitäts- und Schubmoduls;

$e_{y/z,\text{inst},\text{Quasi,SLS}}^{\text{nl}}$ die nicht-lineare Verformung in die entsprechende Richtung aufgrund von Kräften und Momenten aufgrund der quasi-ständigen Lastkombination im SLS, berechnet anhand des endgültigen Elastizitäts- und Schubmoduls;

$\theta_{\text{inst},\text{Quasi,SLS}}^{\text{nl}}$ die nicht-lineare Verwindungsverformung aufgrund von Kräften und Momenten durch die quasi-ständige-Lastkombination im SLS, berechnet anhand des momentanen Elastizitäts- und Schubmoduls.

ANMERKUNG 1 $e_{y,\text{fin},\text{Quasi,SLS}}^{\text{nl}}$, $e_{y,\text{inst},\text{Quasi,SLS}}^{\text{nl}}$, $e_{z,\text{fin},\text{Quasi,SLS}}^{\text{nl}}$, $e_{z,\text{inst},\text{Quasi,SLS}}^{\text{nl}}$, $\theta_{\text{fin},\text{Quasi,SLS}}^{\text{nl}}$ und $\theta_{\text{inst},\text{Quasi,SLS}}^{\text{nl}}$ können anhand der Gleichungen für nicht-lineare Verformungen und Verwindung in C.3, C.4 und C.5 durch Ersetzen von $e_{0+c,y}$, $e_{0+c,z}$ und θ_{0+c} durch $e_{0,y}$, $e_{0,z}$ und θ_0 berechnet werden.

ANMERKUNG 2 Gleichung (C.41) bis Gleichung (C.43) liefern konservative Schätzungen der durch Kriechen verstärkten Imperfektionen.

Anhang D
(normativ)**Zusätzliche Bemessungsbestimmungen für Brettsperrholz (CLT)****D.1 Verwendung dieses Anhangs**

(1) Dieser normative Anhang enthält zusätzliche Bestimmungen zu Abschnitt 8 für die Bemessung von CLT-Bauteilen.

D.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser normative Anhang ist für konzentrierte Lasten senkrecht zu und in der Ebene und für Rippenplatten aus CLT-Platten und Rippen zu verwenden.

D.3 Konzentrierte Lasten senkrecht zur Ebene ohne Verstärkung

(1) CLT-Bauteile, die ausschließlich aus Holzlagen ohne Verstärkung bestehen und konzentrierten Lasten ausgesetzt sind, sollten nach Gleichung (D.8) verifiziert werden. Die in Gleichung (D.8) angewendeten Rollschubspannungen $\tau_{r,d}$ dürfen an dem Umfang der belasteten Fläche, die durch die effektiven Breiten $b_{ef,x}$ und $b_{ef,y}$ bestimmt ist, siehe Bild D.1, bestimmt werden.

$$\tau_{r,d} \leq k_{r,pu} f_{r,d} \quad (D.1)$$

Dabei ist

τ_{rd} die Bemessungsrollschnubspannung;

ANMERKUNG Die Bestimmung von τ_{rd} hängt von dem angewandten Bemessungsmodell ab.

$k_{r,pu}$ der Faktor zur Berücksichtigung des nicht-linearen Verhaltens und der Festigkeitskombination;

$k_{r,pu}$ 1,60 für CLT, das ausschließlich aus Holzlagen besteht;

$f_{r,d}$ die Bemessungsrollschnubfestigkeit.

D.4 Konzentrierte Lasten senkrecht zu der Ebene mit Verstärkung

(1) CLT-Bauteile, die ausschließlich aus Holzlagen mit Verstärkung durch Schrauben mit vollständig durchgehendem Gewinde zur Aufnahme der Schubspannungen bestehen, vorausgesetzt, dass die Grenzbedingungen nach Bild D.2 erfüllt sind, sollten entsprechend Gleichung (D.2), Gleichung (D.3) und Gleichung (D.4) verifiziert werden. Für konzentrierte Lasten dürfen die in Gleichung (D.2) angewendeten Rollschubspannungen $\tau_{r,d}$ am inneren Umfang der belasteten Fläche bestimmt werden, siehe Bild D.2.

$$\tau_{r,d} \leq k_{r,pu} \frac{f_{r,k} k_{mod}}{\gamma_{M,tim}} + \frac{1}{2a_1 a_{ef,2}} \frac{F_{ax,45,Rk} k_{mod}}{\gamma_{M,con}} \quad (D.2)$$

Dabei ist

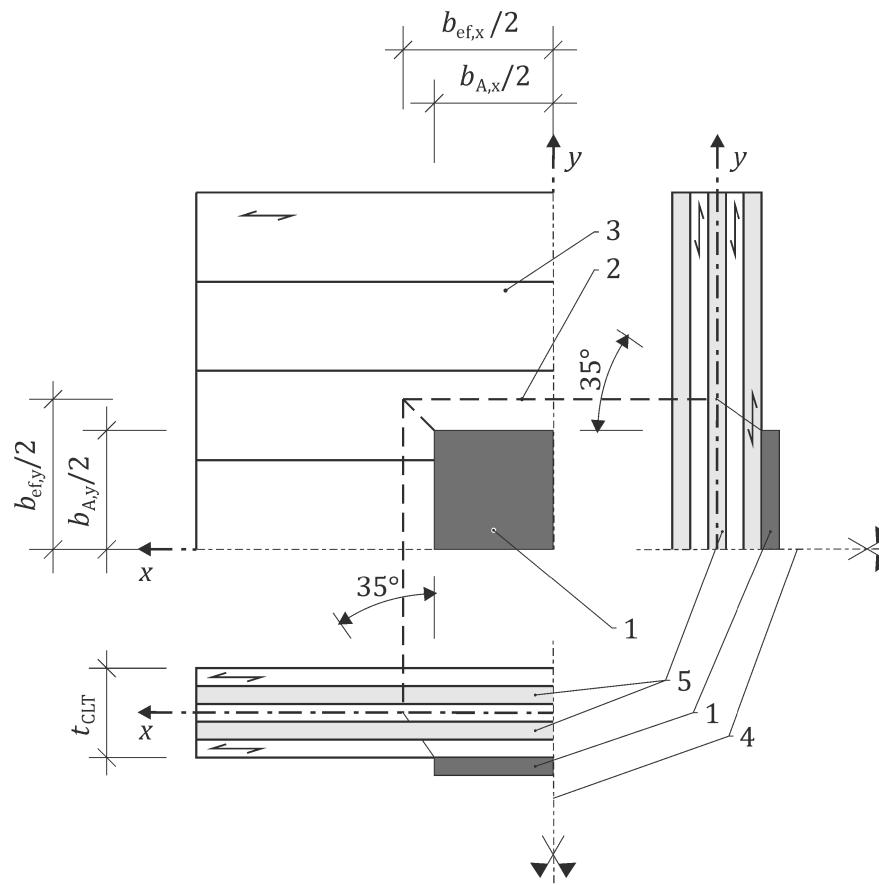
$\tau_{r,d}$ die Bemessungsrollschnubspannung;

$k_{r,pu}$ der Faktor zur Berücksichtigung des nicht-linearen Verhaltens und der Festigkeitskombination;

$f_{r,k}$ die charakteristische Rollschnubfestigkeit;

- k_{mod} der Festigkeitsänderungsfaktor für Nutzungsklassen und Lastdauerklassen;
- $\gamma_{M,\text{tim}}$ der Teilsicherheitsbeiwert für Holz;
- a_1 der Abstand der Schrauben nach Bild D.2 und Bild D.3;
- $a_{\text{ef},2}$ der effektive Abstand der Schrauben aus Gleichung (D.4);
- $F_{\text{ax},45,Rk}$ die charakteristische Axialkapazität der Schrauben in einem Winkel von 45° zur Faser;
- $\gamma_{M,\text{con}}$ der Teilsicherheitsbeiwert für Verbindungen.

Für konzentrierte Lasten darf $k_{r,\text{pu}}$ als $k_{r,\text{pu}} = 1,6$ verwendet werden.



Legende

- 1 Fläche der Lasteinleitung
- 2 Umfang für die Verifizierung der Spannung
- 3 CLT-Bauteil
- 4 Bauteilkante oder Symmetrieachse
- 5 maßgebliche Lage

Bild D.1 — CLT-Bauteil unter konzentrierter Belastung senkrecht zur Ebene

Für lineare Auflager, siehe Bild D.2, und lineare Lastaufbringung sollte Folgendes angewendet werden:

$$k_{r,pu} = \min \begin{cases} 1 + 0,35 \frac{F_{ax,45,Rk}}{2a_1 a_{ef,2}} \\ 1,20 \end{cases} \quad (D.3)$$

Dabei ist

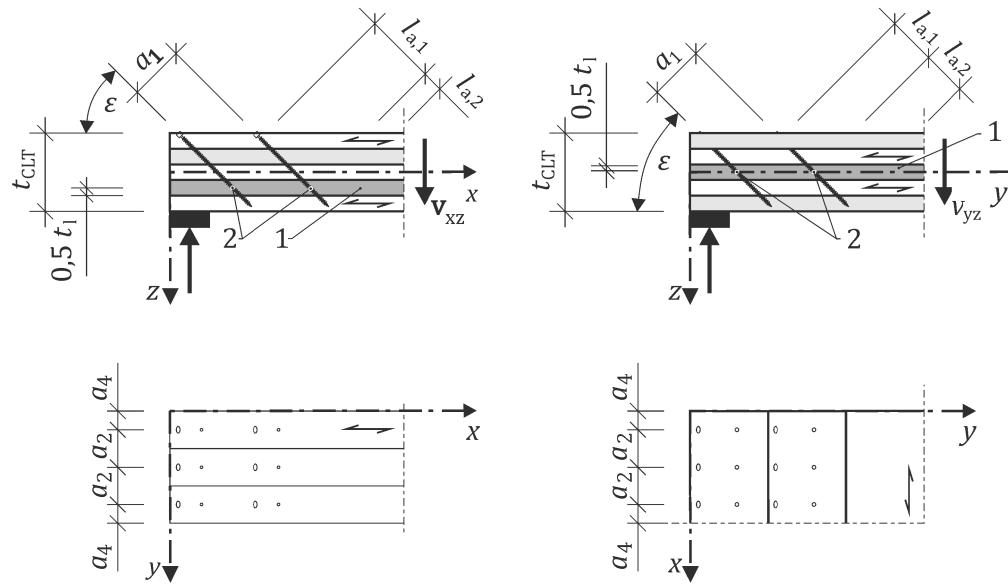
- $k_{r,pu}$ der Faktor zur Berücksichtigung des nicht-linearen Verhaltens und der Festigkeitskombination;
- a_1 der Abstand der Schrauben nach Bild D.2 und Bild D.3;
- $a_{ef,2}$ der effektive Abstand der Schrauben aus Gleichung (D.4).

$$a_{ef,2} = \begin{cases} \frac{a_2}{n_{perp}} & \text{für lineare Auflager und Lastübertragung} \\ \frac{b_{ef,x/y}}{n_{perp}} & \text{für konzentrierte Lasten, Auflager und Lasten} \end{cases} \quad (D.4)$$

Dabei ist

- $a_{ef,2}$ der effektive Abstand der Schrauben aus Gleichung (D.4);
- a_2 der Abstand der Schrauben nach Bild D.2 und Bild D.3;
- b die Breite des Bauteils;
- n_{perp} die Anzahl der Schraubenlinien senkrecht zur Richtung der betrachteten Lastübertragung, siehe Bild D.2 oder Bild D.3;
- $b_{x/y,ef}$ die effektive Breite nach Bild D.2.

Grenzwerte der Anwendung: $t_{CLT}/4 \leq a_1 \leq 0,7 t_{CLT}$ und $t_{CLT}/3 \leq a_2 \leq 1,5 t_{CLT}$ und $\alpha = 45^\circ$



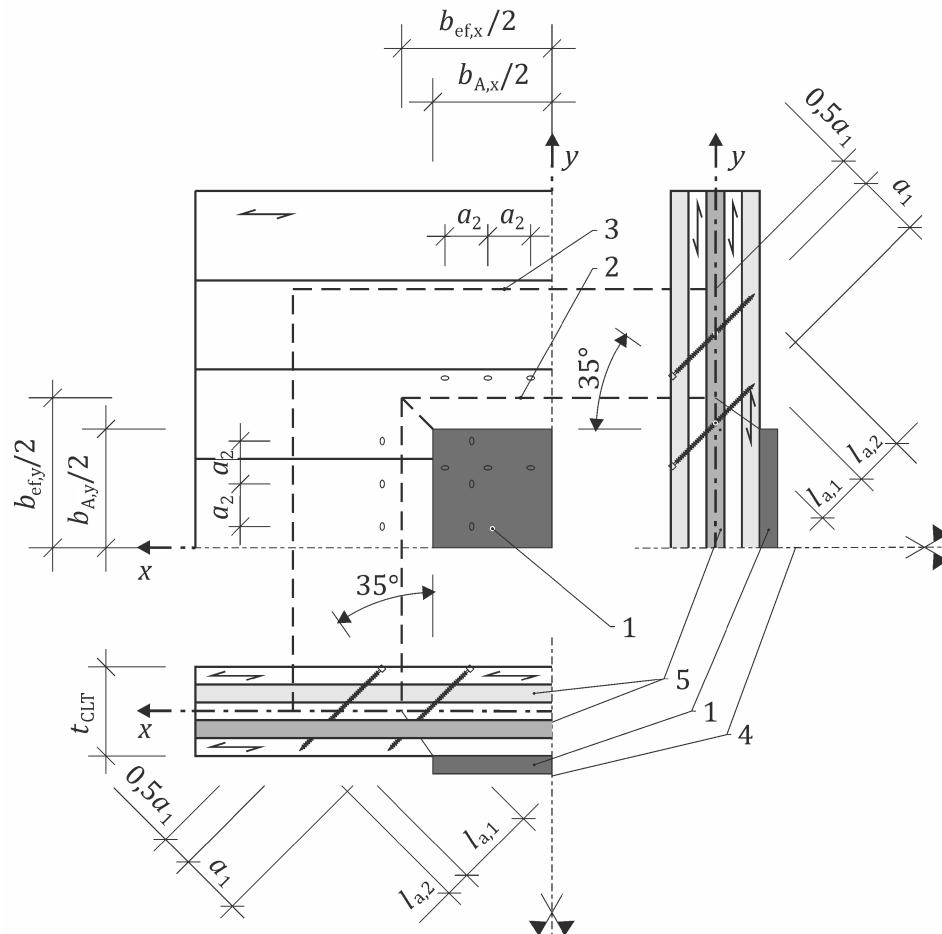
Legende

- 1 maßgebliche Lage
- 2 Masseschwerpunkt innerhalb der maßgeblichen Lage

Bild D.2 — CLT-Bauteil mit Verstärkung durch Schrauben mit vollständig durchgehendem Gewinde

(2) Die relevante effektive Penetrationslänge des Gewindeteils der Schraube $l_{ef} = \min(l_1; l_2)$, die für die Bestimmung der Axialkapazität der Schraube $F_{ax,45,Rk}$ verwendet wird, sollte auf der Grundlage der Mittellinie der maßgeblichen Lage, siehe Bild D.2, bestimmt werden.

(3) Für den äußeren Umfang muss die Verifizierung der Rollschubspannungen nach D.3(1) durchgeführt werden.



Legende

- Fläche der Lasteinleitung
- Umfang für die Verifizierung der Spannung aus Gleichung (D.2)
- Umfang für die Verifizierung der Spannung aus Gleichung (D.1)
- Bauteilkante oder Symmetrieebene
- Achse für die maßgebliche Lage

Bild D.3 — CLT-Bauteil unter konzentrierter Belastung mit Verstärkung durch Schrauben mit vollständig durchgehendem Gewinde in zwei Richtungen

D.5 Konzentrierte Lasten in der Ebene

(1) D.5 ist für konzentrierte Lasten in der Ebene parallel zu einer der Hauptachsen des CLT-Bauteils anwendbar.

(2) Für Verifizierungen der Stabilität nach 8.2.2 darf eine vereinfachte Lastdispersion mit einer effektiven Breite b_{ef} nach Bild D.4 vorausgesetzt werden. Die effektive Breite b_{ef} darf als konstant über die gesamte Bauteilhöhe h angesehen werden. Die Spannungsverteilung nach D.5 darf ebenfalls für Verifizierungen unter Stauchung senkrecht zur Faser angewendet werden.

(3) Für CLT-Bauteile

- mit einem Verhältnis der Summe der Dicken der Lagen mit Faser parallel zur Lastrichtung t_x durch die Bauteildicken t_{CLT} von $t_x / t_{CLT} \leq 0,75$, siehe Bild D.4, und
- mit einem Verhältnis der Breite der Lasteinleitung b durch die Bauteilhöhe h von $b/h \leq 0,15$

darf die effektive Breite b_{ef} der vereinfachten Lastdispersionsfläche nach Bild D.4 bei $h/2$ unter Annahme eines Lastdispersionswinkels von 15° zu der x -Richtung an den Kanten, an denen konzentrierte Lasten aufgebracht werden, bestimmt werden.

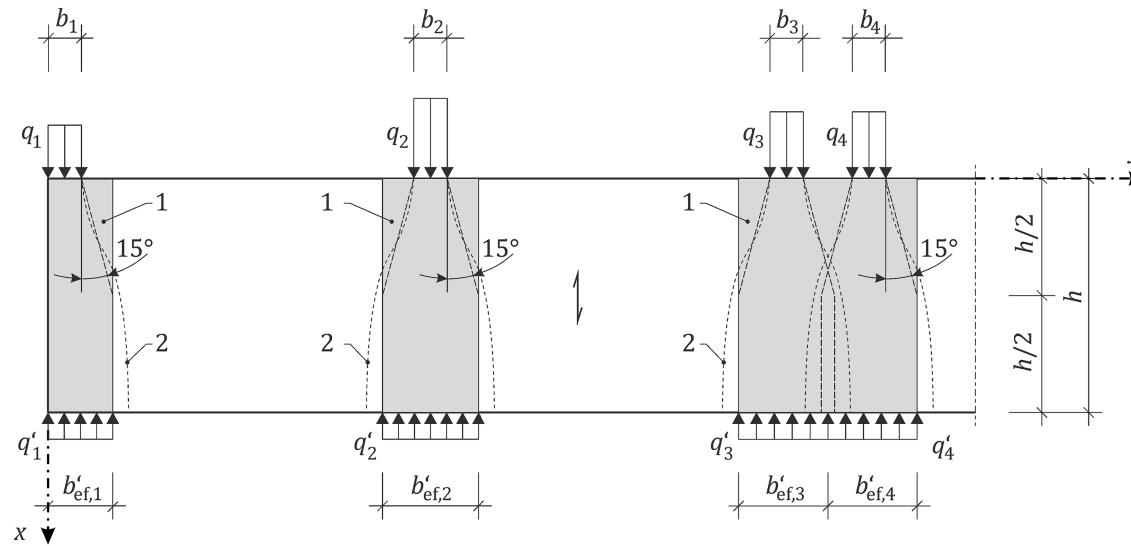
Eine Lastdispersion mit einem Winkel von 15° darf nur über die Hälfte der Bauteilhöhe h berücksichtigt werden. Im Fall anderer Längen der Lasteinleitung muss b_{ef} auf der Grundlage einer kleineren Länge berechnet werden.

BEISPIEL Für Bild D.4 b) $b_{ef,2}$ ist $b_{ef,2} = b_2 + 2 \tan 15^\circ h/2 = b_2 + 0,25 h$.

(4) Für Bauteile mit Öffnungen sollte die effektive Breite der Lastdispersion in dem in Bild D.5 dargestellten Sinne bestimmt werden.

Öffnungen dürfen vernachlässigt werden, wenn:

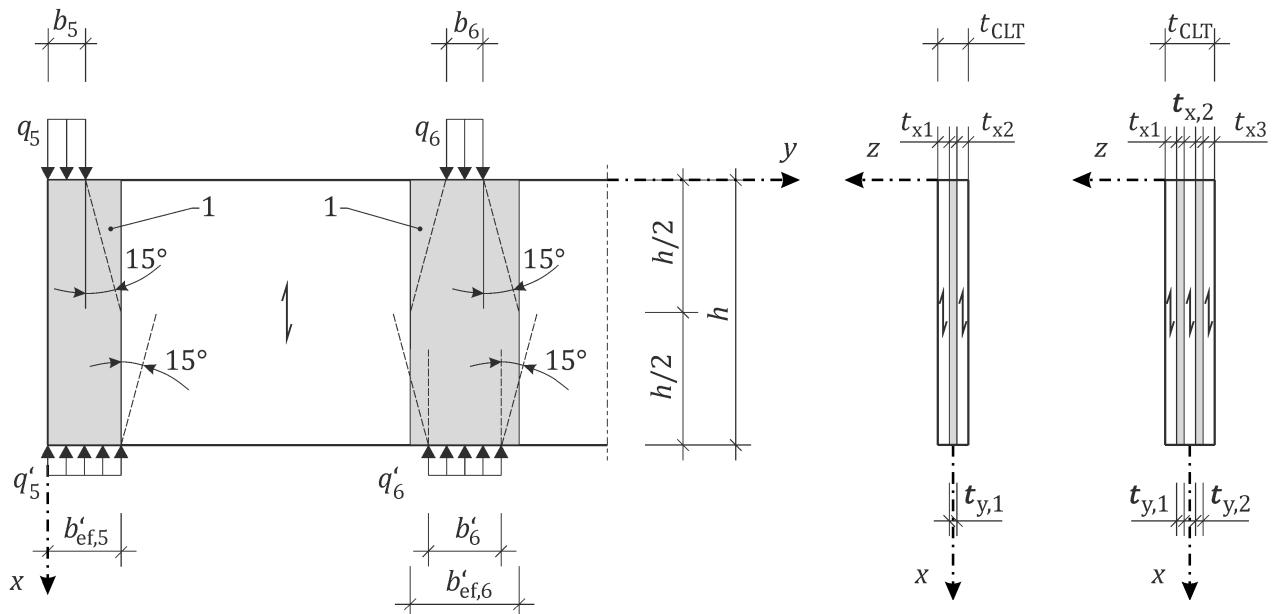
- die maximale Länge l_o der Öffnung nach Bild D.5 $l_o \leq 1/10 l$ beträgt, wobei l die Länge des Bauteils ist,
- die maximale Höhe h_o der Öffnung nach Bild D.5 ist $h_o \leq 1/10 h$, wobei h die Höhe des Bauteils ist, und
- die maximale Fläche der Öffnung $l_o h_o$ ist $l_o h_o \leq 1/100 l h$.



a) Einseitige konzentrierte Last am Ende einer Wand

b) Einseitige konzentrierte Last mit symmetrischer Lastdispersion

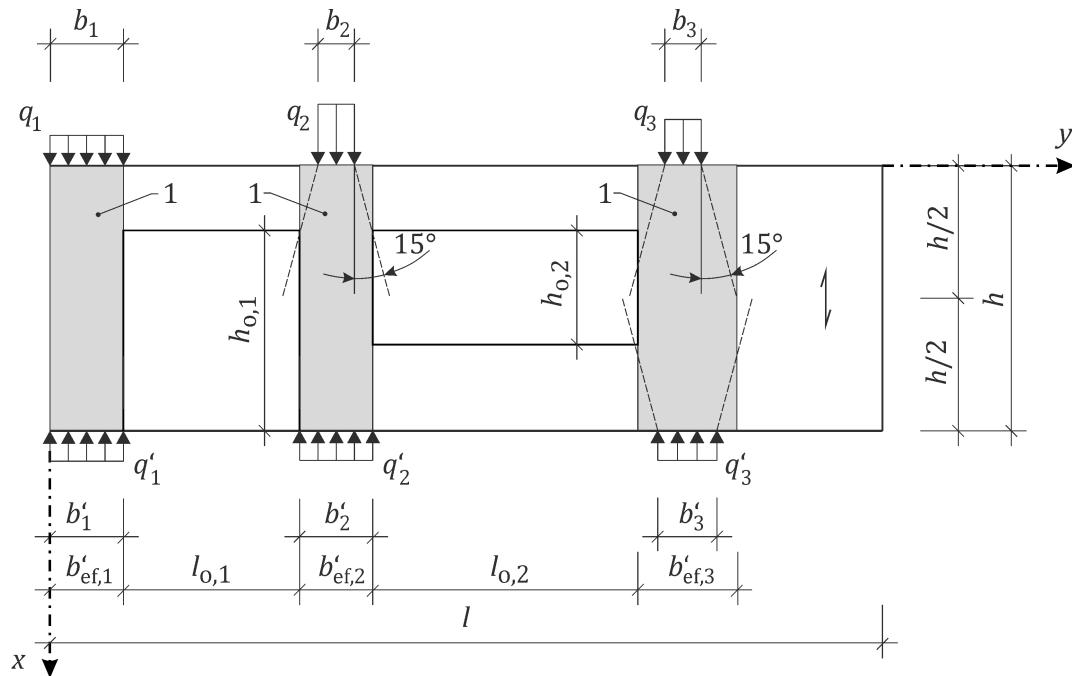
c) Einseitige konzentrierte Last mit überlappender Lastverteilung



Legende

1 vereinfachte Lastdispersionsfläche
2 Dispersion entsprechend einer analytischen Lösung

Bild D.4 — Beispiele für die Lastdispersion für CLT-Bauteile ohne Öffnungen, die konzentrierten Lasten in der Ebene unterliegen



Legende

1 vereinfachte Lastdispersionsfläche

1 vereinfachte Lastdispersionsfläche

Bild D.5 — Beispiele für die Lastdispersion für CLT-Bauteile mit Öffnungen, die konzentrierten Lasten in der Ebene unterliegen

D.6 Rippenplatten aus Rippen und CLT-Platten

(1) D.6 ist anwendbar für Rippenplatten aus CLT-Platten, bei denen die Faser der äußersten Lagen parallel zu den aufgeklebten oder mechanisch verbundenen Rippen ausgerichtet ist.

(2) Klebefugen zwischen CLT-Platten und Rippen müssen die gleiche geplante Nutzungsdauer haben wie das gesamte Bauwerk.

(3) Für die Anwendung der folgenden Absätze muss die Spannweite l einer Rippenplatte aus CLT-Platten und Brettschichtholzrippen als der Abstand zwischen Positionen mit null Biegefestigkeit bestimmt werden.

(4) Für ein Verhältnis des lichten Abstands zwischen zwei Rippen b_i , siehe Bild D.6, und der Spannweite l von $b_i/l < 0,02$ darf die effektive Breite der CLT-Platte als $b_{ef} = b$ bestimmt werden.

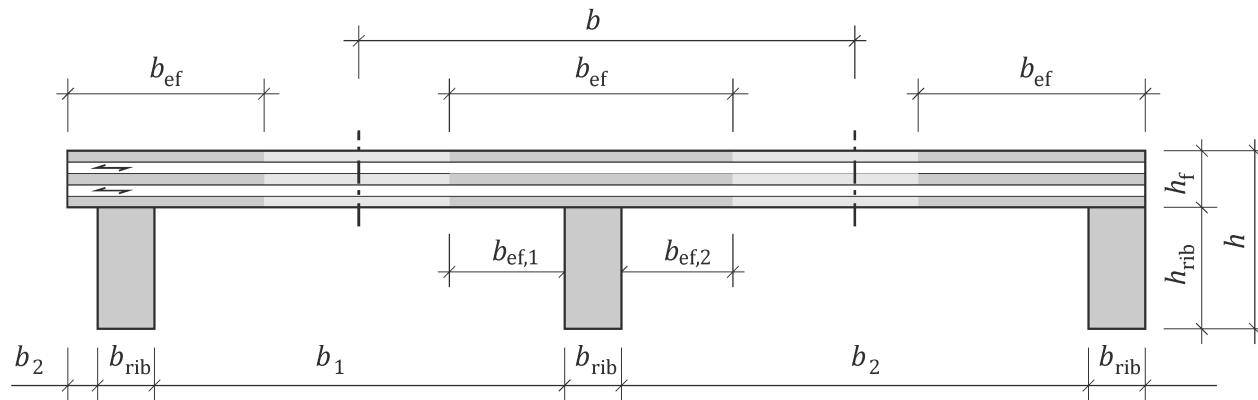


Bild D.6 — Geometrie eines Rippenplattenaufbaus aus CLT-Platten und aufgeklebten oder mechanisch verbundenen Rippen

(5) Die effektive Breite der CLT-Platte darf der Gleichung (D.5) entnommen werden, wenn:

- das Verhältnis des lichten Abstands zwischen zwei Rippen b_i , siehe Bild D.6, und der Spannweite l die folgende Bedingung $0,02 \leq b_i/l \leq 0,25$ erfüllt, und
- das Verhältnis der Steifigkeit in der Ebene $(EA)_x$ der Lagen mit Faser parallel zur x -Richtung je Meter Breite und der Schubsteifigkeit $(GA)_{xy}$ des Bruttoquerschnitts je Meter Breite die folgenden Bedingungen $5 \leq (EA)_x/(GA)_{xy} \leq 22$ erfüllt und
- das Verhältnis der Spannweite l und der Gesamthöhe h , siehe Bild D.5, die folgende Bedingung $14 \leq l/h \leq 22$ erfüllt.

$$b_{ef} = b_{rib} + \sum b_{ef,i} \quad (\text{D.5})$$

Dabei ist

b_{ef} die effektive Breite;

b_{rib} die Breite der Rippe;

$b_{ef,i}$ die effektive Breite an jeder Seite der Rippe nach D.6 (5) – (7).

(6) Für die Verifizierung von Spannungen aufgrund gleichmäßig verteilter Lasten und der Verifizierung der Zustände der Gebrauchstauglichkeit für gleichmäßig verteilte und konzentrierte Lasten darf die effektive Breite $b_{ef,i}$ auf jeder Seite der Rippe wie folgt bestimmt werden:

$$b_{\text{ef},i} = b_i \left(0,5 - 0,35 \left(\frac{b_i}{l} \right)^{0,9} \left(\frac{(EA)_x}{(GA)_{xy}} \right)^{0,45} \right) \quad (\text{D.6})$$

Dabei ist

- $b_{\text{ef},i}$ die effektive Breite an jeder Seite der Rippe nach D.6 (5) – (7);
- b_i der lichte Abstand zwischen zwei Rippen;
- l die Spannweite;
- $(EA)_x$ die Steifigkeit in der Ebene der Fasern mit Faser parallel zur x -Richtung je Meter Breite;
- $(GA)_{xy}$ die Schubsteifigkeit des Bruttoquerschnitts je Meter Breite.

(7) Für die Verifizierung der Spannungen aufgrund konzentrierter Lasten darf die effektive Breite $b_{\text{ef},i}$ an jeder Seite der Rippe wie folgt bestimmt werden:

$$\text{für } \frac{h_{\text{rib}}}{t_{\text{CLT}}} \leq 2 \quad b_{\text{ef},i} = b_i \left(0,5 - 0,40 \left(\frac{b_i}{l} \right)^{0,25} \left(\frac{(EA)_x}{(GA)_{xy}} \right)^{0,1} \right) \quad (\text{D.7})$$

$$\text{für } \frac{h_{\text{rib}}}{t_{\text{CLT}}} > 2 \quad b_{\text{ef},i} = b_i \left(0,5 - 0,28 \left(\frac{b_i}{l} \right)^{0,3} \left(\frac{(EA)_x}{(GA)_{xy}} \right)^{0,3} \right) \quad (\text{D.8})$$

Dabei ist

- h_{rib} die Höhe der Rippe;
- t_{CLT} die Dicke der CLT-Platte;
- $b_{\text{ef},i}$ die effektive Breite an jeder Seite der Rippe nach D.6 (5) – (7);
- b_i der lichte Abstand zwischen zwei Rippen;
- l die Spannweite;
- $(EA)_x$ die Steifigkeit in der Ebene der Fasern mit Faser parallel zur x -Richtung je Meter Breite;
- $(GA)_{xy}$ die Schubsteifigkeit des Bruttoquerschnitts je Meter Breite.

(8) Für konzentrierte Lasten mit einem Abstand von nicht mehr als b zu der Position, an der das Biegemoment null ist, oder für Einzellasten mit einer Länge der Lasteinleitung von nicht mehr als $0,05l$, muss die effektive Breite $b_{\text{ef},i}$ auf jeder Seite der Rippe als 0 genommen werden.

(9) Für die Verifizierung der Gebrauchstauglichkeit von Platten mit aufgeklebten Rippen auf der Grundlage eines Timoshenko-Balkens darf der folgende Schubkorrekturfaktor κ verwendet werden.

$$\kappa = \frac{5}{6} - \frac{1}{4} \frac{\left(\frac{b_{\text{ef}}}{b_{\text{rib}}} \right)^{0,7}}{\left(\frac{h_{\text{rib}}}{t_{\text{CLT}}} \right)^{0,5}} \quad (\text{D.9})$$

Dabei ist

- κ der Schubkorrekturfaktor;
- b_{ef} die effektive Breite;
- b_{rib} die Breite der Rippe;
- h_{rib} die Höhe der Rippe;
- t_{CLT} die Dicke der CLT-Platte.

Anhang E
(informativ)**Mechanisch verbundene Bauteile****E.1 Verwendung dieses Anhangs**

(1) Dieser informative Anhang bietet eine ergänzende Anleitung zu 12.3 für die Bemessung mechanisch verbundener Bauteile für die Berechnung der Steifigkeitseigenschaften und Spannungen.

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses informativen Anhangs ist im nationalen Anhang angegeben. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

E.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser informative Anhang behandelt Bauteile mit Verbundquerschnitten, wie in Bild E.1 gezeigt.

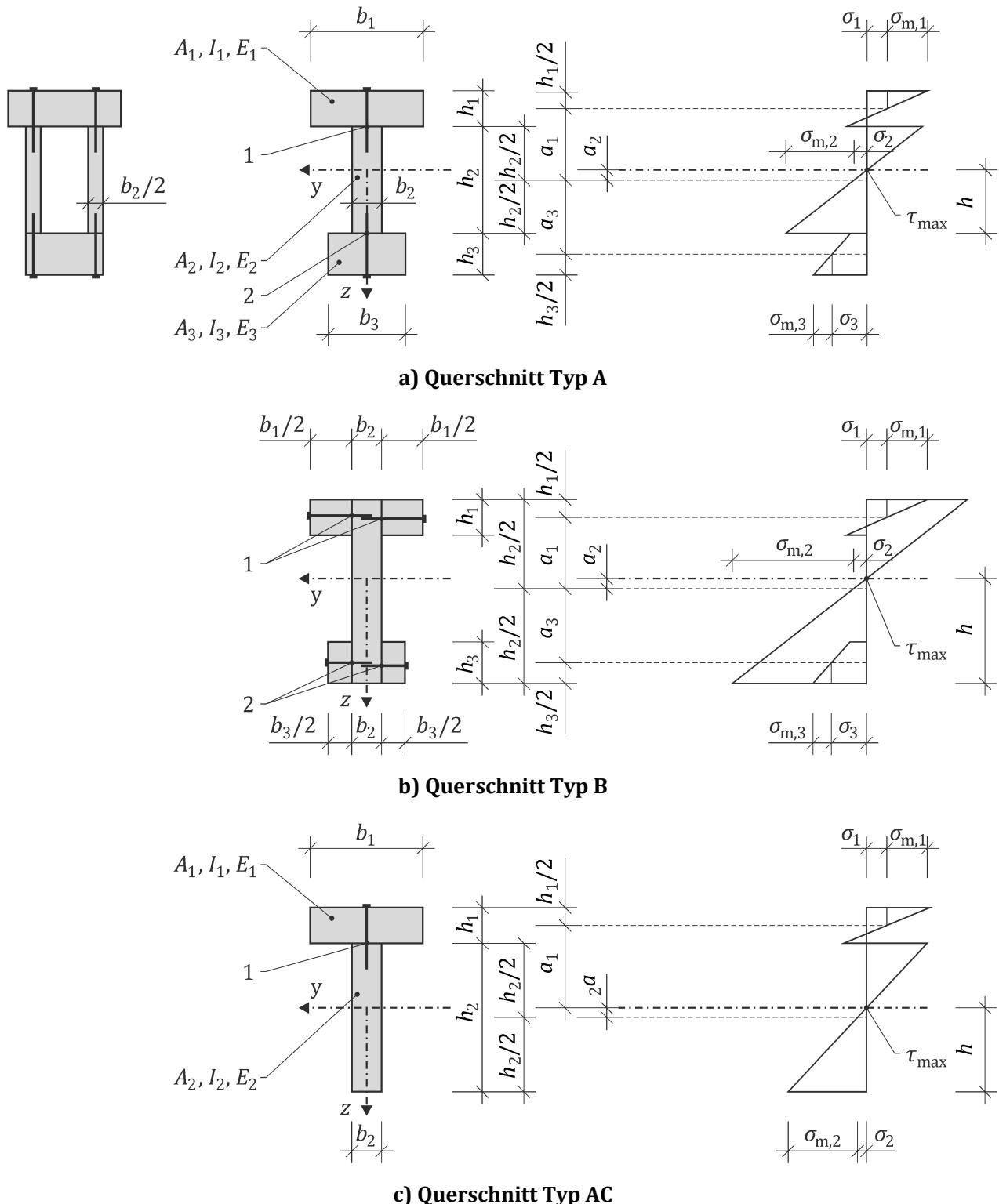
E.3 Allgemeines

(1) Das Bemessungsverfahren basiert auf der Theorie der linearen Elastizität und den folgenden Voraussetzungen:

- die Balken sind einfach aufgelagert, mit einer Spannweite l ; für durchgehende Balken darf Gleichung (E.2) mit l gleich 80 % des Abstands zwischen Auflagern verwendet werden; für Kragbalken darf Gleichung (E.2) mit l gleich der doppelten Kragarmlänge verwendet werden;
- die einzelnen Teile (Holz, holzbasierte Platten) haben entweder die volle Länge oder sind mit geklebten Endverbindungen hergestellt;
- die einzelnen Teile sind durch mechanische Befestigungselemente mit einem Verschiebungsmodul K verbunden;
- die Abstände zwischen den Befestigungselementen sind konstant oder variieren gleichmäßig entsprechend der Schubkraft zwischen s_{\min} und s_{\max} , mit $s_{\max} \leq 4 s_{\min}$. Ein effektiver Abstand s_{ef} darf aus Gleichung (12.17) entnommen werden;
- die Last wirkt in z -Richtung und ergibt ein Moment $M_y = M_y(x)$, das sinus- oder parabelförmig variiert, und eine Schubkraft $V_z = V_z(x)$.

(2) Wenn ein Flansch aus zwei zu einem Steg verbundenen Teilen oder ein Steg aus zwei Teilen (in einem Kastenträger) besteht, wird s_i durch die Gesamtsumme der Befestigungselemente je Längeneinheit in den beiden Verbindungsebenen bestimmt.

(3) Verformungen dürfen anhand der effektiven Biegesteifigkeit $(EI)_{\text{ef}}$, die nach E.4 bestimmt wird, berechnet werden.

**Legende**

1 Abstand: s_1
2 Abstand: s_3

Verschiebungsmodul: K_1
Verschiebungsmodul: K_3

Last: F_1
Last: F_3

ANMERKUNG Alle Messungen sind positiv, mit Ausnahme des Werts a_2 , der als positiv angenommen wird, wie in Bild E.1 gezeigt.

Bild E.1 — Querschnitt (links) und Verteilung der Axialspannungen (rechts)

E.4 Effektive Biegesteifigkeit

(1) Die effektive Biegesteifigkeit (EI)_{ef} sollte wie folgt bestimmt werden:

$$(EI)_{\text{ef}} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (\text{E.1})$$

mit

$$\gamma_i = \begin{cases} 1 & \text{für } i = 2 \\ \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E_i A_i s_i}{K_i l^2}} & \text{für } i = 1 \text{ und } i = 3 \end{cases} \quad (\text{E.2})$$

$$a_1 = \frac{h_1 + h_2}{2} - a_2 \quad (\text{E.3})$$

$$a_2 = \frac{1}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i} [\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)] \quad (\text{E.4})$$

$$a_3 = \frac{h_2 + h_3}{2} - a_2 \quad (\text{E.5})$$

$$A_i = b_i h_i \quad (\text{E.6})$$

$$I_i = \frac{b_i h_i^3}{12} \quad (\text{E.7})$$

Dabei ist

- $(EI)_{\text{ef}}$ die effektive Biegesteifigkeit;
- E_i die Elastizitätsmodule der i -nummerierten Teile des Querschnitts, siehe 4.4;
- I_i das zweite Trägheitsmoment des i -nummerierten Teils des Querschnitts;
- A_i die Flächen der i -nummerierten Teile des Querschnitts;
- γ_i die Faktoren für den Wirkungsgrad der mechanischen Verbindungen der jeweiligen i -nummerierten Teile des Querschnitts;
- a_i die Abstände zwischen dem Schwerpunkt des Verbundquerschnitts und den Schwerpunkten der i -nummerierten Teile des Querschnitts, siehe Bild E.1;
- s_i die Abstände zwischen den Verbünden für $i = 1$ und $i = 3$;
- K_i die Steifigkeit der Verbinder entsprechend dem betrachteten Grenzzustand;
- l die Spannweite des Bauteils;
- b_i die Breiten der i -nummerierten Teile des Querschnitts;
- h_i die Tiefen der i -nummerierten Teile des Querschnitts.

(2) Für T-förmige Querschnitte, siehe Bild E.1 c), darf (1) unter Berücksichtigung von $h_3 = b_3 = 0$ verwendet werden.

E.5 Spannungen im Querschnitt

(1) Die Axialspannung σ_i , Biegespannungen $\sigma_{m,i}$ und die maximale Schubkraft $\tau_{2,max}$ im zweiten Teil des Querschnitts sollten wie folgt bestimmt werden:

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M_{y,d}}{(EI)_{ef}} \quad (E.8)$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 E_i h_i M_{y,d}}{(EI)_{ef}} \quad (E.9)$$

$$\tau_{2,max} = \left[\gamma_3 E_3 A_3 a_3 + 0,5 E_2 b_2 \left(\frac{a_2 + h_2}{2} \right)^2 \right] \frac{V_d}{b_2 (EI)_{ef}} \quad (E.10)$$

Dabei sind

- σ_i die Axialspannungen in den i -nummerierten Teilen des Querschnitts, siehe Bild E.1;
- γ_i die Faktoren für den Wirkungsgrad der mechanischen Verbindungen der jeweiligen i -nummerierten Teile des Querschnitts;
- E_i die Elastizitätsmodule der i -nummerierten Teile des Querschnitts, siehe 4.4;
- a_i die Abstände zwischen dem Schwerpunkt des Verbundquerschnitts und den Schwerpunkten der i -nummerierten Teile des Querschnitts;
- $M_{y,d}$ das Bemessungsbiegemoment um die y -Achse nach Bild E.1;
- $(EI)_{ef}$ die effektive Biegesteifigkeit aus Gleichung (E.1);
- $\sigma_{m,i}$ die Biegespannungen in den i -nummerierten Teilen des Querschnitts, siehe Bild E.1;
- $b_i; h_i$ die Breiten und Tiefen der i -nummerierten Teile des Querschnitts;
- $\tau_{2,max}$ die maximale Schubspannung in dem Querschnitt in dem Steg des Bauteils (Teil 2 in Bild E.1);
- V_d die maximale Bemessungsschubkraft in dem Bauteil ungeachtet des Vorzeichens.

ANMERKUNG Die maximalen Schubspannungen treten auf, wenn die Axialspannungen null sind.

E.6 Last an mechanischen Befestigungselementen

(1) Die Last F_i an einem Befestigungselement zwischen Bauteil 2 und Bauteil i sollte wie folgt für $i = 1$ und $i = 3$ bestimmt werden:

$$F_i = \gamma_i E_i A_i a_i s_i \frac{V_d}{(EI)_{ef}} \quad (E.11)$$

Dabei ist

- F_i die Kräfte der Befestigungselemente für $i = 1$ und $i = 3$;
- γ_i die Faktoren für den Wirkungsgrad der mechanischen Verbindungen der jeweiligen i -nummerierten Teile des Querschnitts;
- E_i die Elastizitätsmodule der i -nummerierten Teile des Querschnitts, siehe 4.4;
- A_i die Flächen der i -nummerierten Teile des Querschnitts;
- a_i die Abstände zwischen dem Schwerpunkt des Verbundquerschnitts und den Schwerpunkten der i -nummerierten Teile des Querschnitts;
- s_i die Abstände zwischen den Befestigungselementen für $i = 1$ und $i = 3$;
- V_d die maximale Bemessungsscherkraft in dem Bauteil ungeachtet des Vorzeichens;
- $(EI)_{ef}$ die effektive Biegesteifigkeit aus Gleichung (E.1).

**Anhang F
(informativ)****Aufgebaute Stützen****F.1 Verwendung dieses Anhangs**

(1) Dieser informative Anhang enthält zusätzliche Anleitungen zu 12.4 für aufgebaute Stützen.

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses informativen Anhangs ist im nationalen Anhang angegeben. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

F.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser informative Anhang ist für aufgebaute Stützen anwendbar, die die folgenden Voraussetzungen erfüllen:

- die Säulen sind einfach aufgelagert mit einer Länge l ;
- die einzelnen Teile haben die volle Länge;
- die Last ist eine Bemessungsaxialdruckkraft $F_{c,Ed}$, die auf den geometrischen Masseschwerpunkt einwirkt, siehe jedoch F.4.3.

F.3 Allgemeines**F.3.1 Charakteristische Tragfähigkeit**

(1) Für die Lastverformung in y -Richtung, siehe Bild F.1 und Bild F.3, sollte die Tragfähigkeit als Summe der Tragfähigkeit der einzelnen Bauteile betrachtet werden.

(2) Für die Verformung der Stütze in z -Richtung, siehe Bild F.1 und Bild F.3, sollte Folgendes verifiziert werden:

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_c f_{c,0,d} \quad (\text{F.1})$$

mit

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_{c,Ed}}{A_{\text{tot}}} \quad (\text{F.2})$$

Dabei ist

- | | |
|------------------|--|
| $\sigma_{c,0,d}$ | die Bemessungsdruckspannung parallel zur Faser; |
| k_c | nach 8.2.2, jedoch mit einem effektiven Schlankheitsgrad λ_{ef} nach F.2 – F.4 bestimmt; |
| $f_{c,0,d}$ | die Bemessungsdruckfestigkeit parallel zur Faser; |
| $F_{c,Ed}$ | die Bemessungsdruckkraft; |
| A_{tot} | die Gesamtquerschnittsfläche. |

F.4 Mechanisch verbundene Stützen

F.4.1 Effektiver Schlankheitsgrad

(1) Der effektive Schlankheitsgrad λ_{ef} sollte wie folgt bestimmt werden:

$$\lambda_{\text{ef}} = l \sqrt{\frac{A_{\text{tot}}}{I_{\text{ef}}}} \quad (\text{F.3})$$

mit

$$I_{\text{ef}} = \frac{(EI)_{\text{ef}}}{E_{\text{mean}}} \quad (\text{F.4})$$

Dabei ist

l die Gesamtlänge der Schäfte, siehe Bild F.1;

A_{tot} die Gesamtquerschnittsfläche;

I_{ef} das effektive Trägheitsmoment;

$(EI)_{\text{ef}}$ die effektive Biegesteifigkeit, z. B. bestimmt nach Anhang H (informativ);

E_{mean} der mittlere Elastizitätsmodul.

F.4.2 Last an Befestigungselementen

(1) Die Bemessungslast sollte nach Anhang E, Gleichung (E.10) mit Gleichung (F.5) für die Bemessungsscherkraft V_d berechnet werden:

$$V_d = \begin{cases} \frac{F_{c,Ed}}{120 k_c} & \text{für } \lambda_{\text{ef}} < 30 \\ \frac{F_{c,Ed} \lambda_{\text{ef}}}{3600 k_c} & \text{für } 30 \leq \lambda_{\text{ef}} < 60 \\ \frac{F_{c,Ed}}{60 k_c} & \text{für } 60 \leq \lambda_{\text{ef}} \end{cases} \quad (\text{F.5})$$

Dabei ist

$F_{c,Ed}$ die Bemessungsdruckkraft;

k_c nach 8.2.2 bestimmt, jedoch mit einem Schlankheitsgrad λ_{ef} bestimmt nach F.4.1;

λ_{ef} der effektive Schlankheitsgrad.

F.4.3 Kombinierte Lasten

(1) In Fällen, in denen kleine Momente (z. B. durch Eigengewicht) zusätzlich zu der Axiallast einwirken, darf 8.2.3 angewendet werden.

F.5 Stützen in regelmäßigen Abständen mit Versatz oder Eckversteifungen

F.5.1 Annahmen

(1) Stützen nach Bild F.1 werden betrachtet, d. h. Stützen aus Schäften mit Abstand zueinander aufgrund von Versatz oder Eckversteifungen. Die Verbindungen dürfen genagelt oder geklebt oder mit geeigneten Verbindern geschraubt sein.

(2) Die folgenden Annahmen sind anzuwenden:

- der Querschnitt besteht aus zwei, drei oder vier identischen Schäften;
- die Querschnitte sind um beide Achsen symmetrisch;
- die Anzahl der nicht eingespannten Felder beträgt mindestens drei, d. h. die Schäfte sind mindestens an den Enden und an den dritten Punkten verbunden;
- der lichte Abstand a zwischen den Schäften ist nicht größer als die dreifache Schafthöhe h für Stützen mit Versatz und nicht größer als die 6-fache Schafthöhe für Säulen mit Eckversteifungen;
- die Verbindungen, Versätze und Eckversteifungen sind nach F.4.2 bemessen;
- die Versatzlänge l_2 erfüllt die Bedingung $l_2/a \geq 1,5$;
- es sind mindestens vier Nägel oder zwei Bolzen mit Verbindern in jeder Schubebene vorhanden. Für genagelte Verbindungen sind mindestens vier Nägel in einer Reihe an jedem Ende in Längsrichtung der Stütze vorhanden;
- die Eckversteifungen erfüllen die Bedingung $l_2/a \geq 2$;
- die Stütze ist konzentrischer Axiallast ausgesetzt.

(3) Für Säulen mit zwei Schäften sollten A_{tot} und I_{tot} wie folgt bestimmt werden:

$$A_{\text{tot}} = 2A \quad (\text{F.6})$$

$$I_{\text{tot}} = \frac{b [(2h + a)^3 - a^3]}{12} \quad (\text{F.7})$$

Dabei ist

- | | |
|------------------|---|
| A_{tot} | die Gesamtquerschnittsfläche; |
| A | die Querschnittsfläche eines einzelnen Schafts, siehe Bild F.1; |
| I_{tot} | das Gesamtträgheitsmoment; |
| b | die Breite der Schäfte; |
| h | die Höhe der Schäfte; |
| a | der lichte Abstand zwischen den Schäften, siehe Bild F.1. |

(4) Für Stützen mit drei Schäften sollten A_{tot} und I_{tot} wie folgt bestimmt werden:

$$A_{\text{tot}} = 3A \quad (\text{F.8})$$

$$I_{\text{tot}} = \frac{b [(3h + 2a)^3 - (h + 2a)^3 + h^3]}{12} \quad (\text{F.9})$$

Sabei ist

- A_{tot} die Gesamtquerschnittsfläche;
- A die Querschnittsfläche eines einzelnen Schafts, siehe Bild F.1;
- I_{tot} das Gesamtträgheitsmoment;
- b die Breite der Schäfte;
- h die Höhe der Schäfte;
- a der lichte Abstand zwischen den Schäften, siehe Bild F.1.

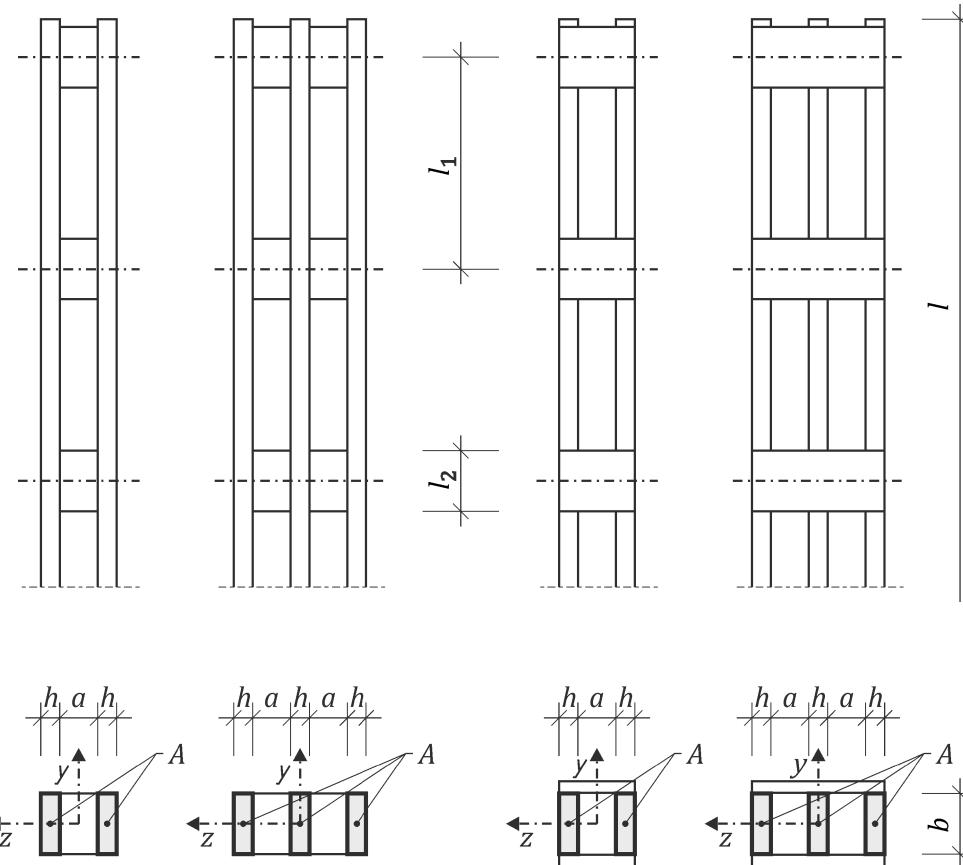


Bild F.1 — Stützen in regelmäßigen Abstand

F.5.2 Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit

(1) Für die Verformung von Stützen in y -Richtung, siehe Bild F.1, sollte die Tragfähigkeit als Summe der Tragfähigkeiten der einzelnen Bauteile bestimmt werden.

(2) Für die Verformung von Stützen in z -Richtung sollte F.3.1 mit Folgendem angewendet werden:

$$\lambda_{\text{ef}} = \sqrt{\lambda^2 + \eta \frac{n}{2} \lambda_1^2} \quad (\text{F.10})$$

mit

$$\lambda = l \sqrt{A_{\text{tot}}/I_{\text{tot}}} \quad (\text{F.11})$$

$$\lambda_1 = \sqrt{12} \frac{l_1}{h} \quad (\text{F.12})$$

Dabei ist

- λ_{ef} die effektive Schlankheit;
- λ der Schlankheitsgrad für eine massive Stütze mit derselben Länge, derselben Fläche A_{tot} und demselben Trägheitsmoment I_{tot} , siehe Gleichung (F.11);
- η der in Tabelle F.1 enthaltene Faktor;
- n die Anzahl der Schäfte;
- λ_1 der Schlankheitsgrad für die Schäfte, der in die Gleichung (F.10) mit einem Mindestwert von 30, siehe Gleichung (F.12), eingefügt werden muss;
- l die Gesamtlänge der Schäfte, siehe Bild F.1;
- A_{tot} die Gesamtquerschnittsfläche;
- I_{tot} das Gesamtträgheitsmoment;
- l_1 der Abstand zwischen den Versätzen oder Eckversteifungen, siehe Bild F.1;
- h die Höhe eines einzelnen Schafts, siehe Bild F.1.

Tabelle F.1 — Der Faktor η

	Versätze		Eckversteifungen		
	Geklebt	Genagelt	Geschraubt ^a	Geklebt	Genagelt
Ständige/Langzeitbelastung	1	4	3,5	3	6
Belastung mit mittlerer/kurzer Dauer	1	3	2,5	2	4,5
^a mit Verbindern.					

F.5.3 Last an Befestigungselementen, Eckversteifungen oder Versätzen

(1) Die Bemessungslasten an den Befestigungselementen und an den Eckversteifungen oder Versätzen entsprechen Bild F.2, dabei ist V_d aus F.2.2 entnommen.

(2) Die Bemessungsschubkräfte T_d an den Eckversteifungen oder Versätzen, siehe Bild F.2, sollten wie folgt bestimmt werden:

$$T_d = \frac{V_d l_1}{a_1} \quad (\text{F.13})$$

Dabei ist

V_d die Last an dem Befestigungselement nach F.2.2;

l_1 der Abstand zwischen den Versätzen oder Eckversteifungen, siehe Bild F.1;

a_1 der Abstand zwischen den Schäften, siehe Bild F.2.

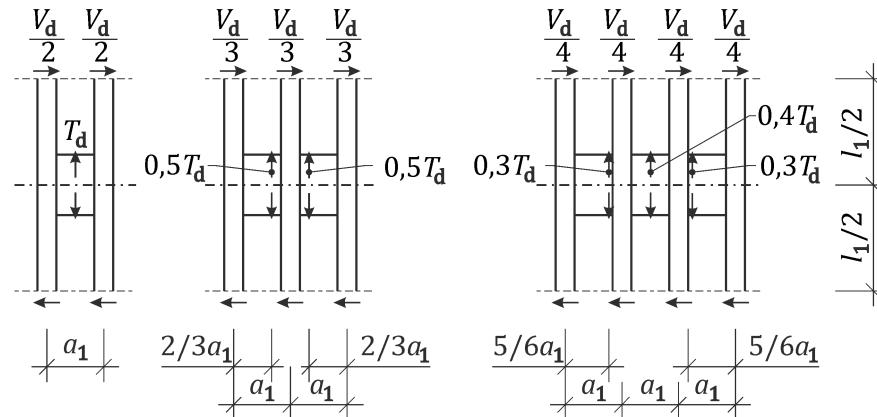


Bild F.2 — Schubkraftverteilung und Lasten an Eckversteifungen oder Versätzen

F.6 Gitterstützen mit geklebten oder genagelten Verbindungen

F.6.1 Annahmen

(1) Gitterstützen mit N- oder V-Gitterkonfigurationen und geklebten oder genagelten Verbindungen werden in diesem Abschnitt behandelt, siehe Bild F.3.

(2) Die folgenden Annahmen sind anzuwenden:

- die Struktur ist um die y- und z-Achse des Querschnitts symmetrisch. Das Gitter auf den beiden Seiten darf um eine Länge von $l_1/2$ versetzt sein, dabei ist l_1 der Abstand zwischen den Knoten;
- es gibt mindestens drei Felder;
- in genagelten Strukturen befinden sich mindestens vier Nägel je Schubebene in jeder Diagonale und an jedem Knotenpunkt;
- jedes Ende ist ausgesteift;
- der Schlankheitsgrad der einzelnen Flansche entsprechend einer Knotenlänge l_1 beträgt nicht mehr als 60;

- in Flanschen entsprechend der Stützenlänge l_1 tritt kein lokales Beulen auf;
- die Anzahl der Nägel in den Vertikalen (einer N-Eckversteifung) ist größer als $n \cdot \sin\theta$, dabei ist n die Anzahl der Nägel in den Diagonalen und θ die Neigung der Diagonalen.

F.6.2 Charakteristische Tragfähigkeit

(1) Für die Verformung der Stütze in y -Richtung, siehe Bild F.1, sollte die Tragfähigkeit als Summe der Tragfähigkeiten der einzelnen Flansche bestimmt werden.

(2) Für die Verformung der Säule in z -Richtung sollte F.3.1 zusammen mit Folgendem angewendet werden:

$$\lambda_{\text{ef}} = \max(\lambda_{\text{tot}} \sqrt{1 + \mu_\lambda}; 1,05\lambda_{\text{tot}}) \quad (\text{F.14})$$

mit

$$\lambda_{\text{tot}} \approx \frac{2l}{h} \quad (\text{F.15})$$

Dabei ist

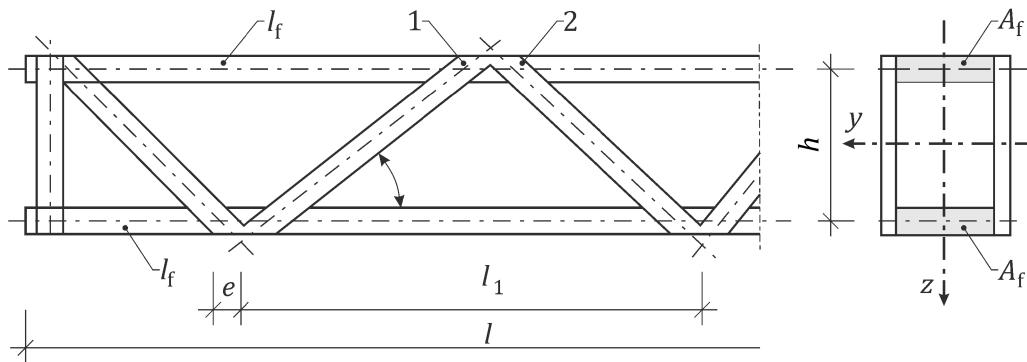
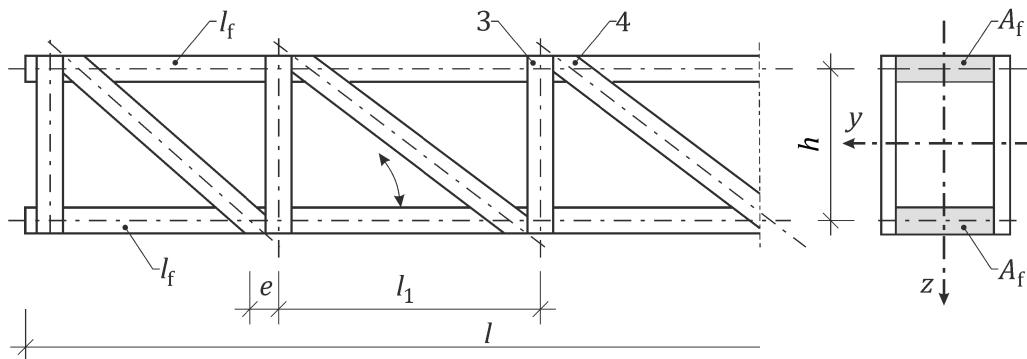
- | | |
|------------------------|---|
| λ_{ef} | der effektive Schlankheitsgrad; |
| λ_{tot} | der Gesamtschlankheitsgrad für eine massive Stütze mit derselben Länge, derselben Fläche und demselben zweiten Flächenmoment, siehe Gleichung (F.15); |
| μ_λ | der in F.6.2 (3) – (6) unten angegebene Wert; |
| l | die Gesamtlänge der Schäfte, siehe Bild F.1; |
| h | die Höhe eines einzelnen Schafts, siehe Bild F.1. |

(3) Für geklebte V-Eckversteifungen ist Folgendes anwendbar:

$$\mu_\lambda = 4 \frac{e^2 A_f}{I_f} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \quad (\text{F.16})$$

Dabei ist, siehe Bild F.3

- | | |
|---------------|-------------------------------------|
| μ_λ | der Wert für Gleichung (F.14); |
| e | die Exzentrizität der Verbindungen; |
| A_f | die Fläche eines Flanschs; |
| I_f | das Trägheitsmoment des Flanschs; |
| h | der Abstand zwischen den Flanschen; |
| l | die Spannweite. |

**a) V-Eckversteifung****c) N-Eckversteifung****Legende**

- 1 Anzahl der Nägel: n
- 2 Anzahl der Nägel: n
- 3 Anzahl der Nägel: $\geq n \sin \theta$
- 4 Anzahl der Nägel: n

Bild F.3 — Gitterstützen

(4) Folgendes sollte für eine N-Eckversteifung angewendet werden:

$$\mu_\lambda = \frac{e^2 A_f}{I_f} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \quad (\text{F.17})$$

Dabei ist (siehe Bild F.3)

- μ_λ der Wert für die Gleichung (F.14);
- e die Exzentrizität der Verbindungen;
- A_f die Fläche des Flanschs;
- I_f das Trägheitsmoment des Flanschs;
- h der Abstand zwischen den Flanschen;
- l die Spannweite.

(5) Folgendes sollte für genagelte V-Eckversteifungen angewendet werden:

$$\mu_\lambda = 25 \frac{h E_{\text{mean}} A_f}{l^2 n K_{\text{ULS}} \sin 2\theta} \quad (\text{F.18})$$

Dabei ist (siehe Bild F.3)

- μ_λ der Wert für die Gleichung (F.14);
- h der Abstand zwischen den Flanschen;
- E_{mean} der mittlere Elastizitätsmodul;
- A_f die Fläche eines Flanschs;
- l die Spannweite;
- n die Anzahl der Nägel in einer Diagonalen. Wenn eine Diagonale aus zwei oder mehr Teilen besteht, ist n die Summe der Nägel (nicht die Anzahl der Nägel je Schubebene);
- K_{ULS} der Verschiebungsmodul eines Nagels im Grenzzustand der Tragfähigkeit;
- θ der Winkel der Diagonalen.

(6) Folgendes sollte für eine genagelte N-Eckversteifung angewendet werden:

$$\mu_\lambda = 50 \frac{h E_{\text{mean}} A_f}{l^2 n K_{\text{ULS}} \sin 2\theta} \quad (\text{F.19})$$

Dabei ist

- μ_λ der Wert für die Gleichung (F.14);
- h der Abstand zwischen den Flanschen;
- E_{mean} der mittlere Elastizitätsmodul;
- A_f die Fläche eines Flanschs;
- l die Spannweite;
- n die Anzahl der Nägel in einer Diagonalen. Wenn eine Diagonale aus zwei oder mehr Teilen besteht, ist n die Summe der Nägel (nicht die Anzahl der Nägel je Schubebene);
- K_{ULS} der Verschiebungsmodul eines Nagels im Grenzzustand der Tragfähigkeit;
- θ der Winkel der Diagonalen.

F.6.3 Schubkräfte

(1) F.2.2 muss angewendet werden.

Anhang G (informativ)

Alternatives Verfahren für die Schwingungsanalyse von Böden

G.1 Verwendung dieses Anhangs

(1) Dieser informative Anhang enthält zusätzliche Anleitungen zu dem in 9.3 präsentierten Schwingungsbemessungsverfahren.

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses informativen Anhangs ist im nationalen Anhang angegeben. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

G.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Das ausführliche Verfahren in diesem informativen Anhang ist für alle Böden einschließlich Böden mit unregelmäßigen Bodenformen anwendbar.

ANMERKUNG 1 Das Verfahren wird üblicherweise unter Verwendung numerischer dynamischer Analyseverfahren angewendet.

ANMERKUNG 2 Das Verfahren eignet sich für Fälle, in denen die Masse der gehenden Person weniger als ein Zehntel der Modalmasse beträgt.

G.3 Allgemeines

(1) Böden mit Modi von weniger als dem 4-fachen der Gehfrequenz sollten auf eine resonante Reaktion sowie eine transiente Reaktion überprüft werden.

(2) Bei der Überprüfung von Böden auf Resonanz sollte das Berechnungsverfahren für alle möglichen Gehfrequenzen angewendet werden.

ANMERKUNG Der Grund für die Überprüfung der resonanten Reaktion für alle möglichen Gehfrequenzen ist die Tatsache, dass die Spaltenresonanzreaktion nicht notwendigerweise bei der schnellsten möglichen Gehfrequenz auftritt, sondern bei der Gehfrequenz, deren Oberschwingung eine Resonanz in den Modi des Tragwerks auslöst.

(3) Böden mit Modi oberhalb des 4-fachen der Gehfrequenz sollten nur auf die transiente Reaktion überprüft werden.

ANMERKUNG Die nachfolgenden Berechnungsverfahren können unter der Voraussetzung einer einzelnen Kombination aus gehender Person und Empfängerstandort angewendet werden. Alternativ kann die Reaktion für alle möglichen Kombinationen aus gehender Person und Empfängerstandort durchgeführt werden. Da der Standort der gehenden Person und des Empfängers üblicherweise in der Bemessungsphase nicht bekannt ist, ist es vernünftig, vorauszusetzen, dass die gehende Person und der Empfänger sich immer an demselben Standort befinden, und die Reaktion (resonant oder transient, sofern zutreffend) für alle Standorte auf der Bodenplatte zu berechnen.

(4) Bei der Überprüfung von Böden auf transiente Reaktion sollte die höchste Gehfrequenz angewendet werden.

ANMERKUNG Die menschliche Gehfrequenz liegt üblicherweise zwischen 1,5-2,5 Hz. Die von Personen induzierte Gehfrequenz f_w kann üblicherweise betragen:

- 1,5 Hz für Böden, wenn die gehende Person eine Strecke von mehr als 5 m ungehindert in eine Richtung gehen kann;
- 2,0 Hz für Böden, wenn die gehende Person eine Strecke von 5 m bis 10 m ungehindert in eine Richtung gehen kann;
- 2,5 Hz für alle Böden, auf denen die gehende Person eine Strecke von mehr als 10 m ungehindert in eine Richtung gehen kann.

(5) Verbindungen zwischen Holzteilen dürfen üblicherweise als Stiftverbindungen modelliert werden.

ANMERKUNG Die dynamische Kraft aufgrund einer gehenden Person ist im Vergleich zu der SLS-Belastung von Böden sehr gering. Es ist daher sehr wahrscheinlich, dass der dynamische Verschiebungsbereich der stiftförmigen Holzverbindungen unter dynamischer Belastung aufgrund von Schritten im Anfangsverschiebung-/Einbettungsbereich der Kraftverschiebungskurve liegen wird. Es ist daher vernünftig, anzunehmen, dass sich Verbindungen wie Stifte verhalten.

(6) Die nach diesem Anhang berechneten Reaktionsfaktoren dürfen mit den Kriterien in 9.3.8 verglichen werden.

G.4 Transiente Reaktion

(1) Alle Modi mit Frequenzen bis zu dem zweifachen Wert der Eigenfrequenz des Bodens oder 25 Hz (je nachdem, welcher Wert geringer ist) sollten berechnet werden, um die modale Masse, die Steifigkeit und die Frequenz zu ermitteln.

(2) Der effektive Schrittimpuls $I_{\text{mod,ef}}$ für jeden Modus darf wie folgt bestimmt werden:

$$I_{\text{mod,ef}} = \frac{54 f_w^{1.43}}{f_{n,m}^{1.3}} \quad (\text{G.1})$$

Dabei ist

- f_w die Gehfrequenz;
 $f_{n,m}$ die Eigenfrequenz des Modus m .

ANMERKUNG 1 Gleichung (G.1) ergibt die Bemessungswerte für Impulse mit einer Wahrscheinlichkeit von 25 %. Ein mittlerer Impulswert kann durch Multiplizieren des Impulses in Gleichung (G.1) mit 7/9 bestimmt werden.

ANMERKUNG 2 Eine transiente Reaktion klingt zwischen den Schritten ab. Aus diesem Grund kann die Belastungsfunktion für die transiente Reaktion als Impuls idealisiert werden.

(3) Die Spitzengeschwindigkeit $v_{m,\text{peak}}$ in jedem Modus darf wie folgt bestimmt werden:

$$v_{m,\text{peak}} = \mu_{e,m} \mu_{r,m} \frac{I_{\text{mod,ef}}}{M_m} \quad (\text{G.2})$$

Dabei ist

- $\mu_{e,m}$ die Modusform am Erregungspunkt (d. h. dem Standort der gehenden Person), konservativ angenommen als 1;
 $\mu_{r,m}$ die Modusform am Reaktionspunkt (d. h. an dem Standort der Person, die die Schwingung spürt), konservativ angenommen als 1;
 $I_{\text{mod,ef}}$ der effektive Schrittimpuls;
 M_m die modale Masse des Modus m .

(4) Die Geschwindigkeitsreaktion in jedem Modus über die Dauer eines Schritts T ($v_m(t)$ von $t = 0$ bis $t = T$) darf wie folgt bestimmt werden:

$$v_m(t) = v_{m,\text{peak}} e^{-2\pi\zeta f_{n,m} t} \sin(2\pi f_{n,m} t) \quad (\text{G.3})$$

Dabei ist

$v_{m,\text{peak}}$ die Spitzengeschwindigkeit in jedem Modus;

$f_{n,m}$ die Eigenfrequenz des Modus m ;

T die Dauer eines Schritts, d. h. $1/f_w$;

ζ der Dämpfungsgrad.

(5) Die Gesamtreaktion in Abhängigkeit von der Dauer jedes Schritts darf durch Summieren der Geschwindigkeitsreaktionen für jeden Modus wie folgt berechnet werden:

$$v(t) = \sum_{m=1}^n v_m(t) \quad (\text{G.4})$$

Dabei ist

$v(t)$ die Gesamtgeschwindigkeit zum Zeitpunkt t ;

$v_m(t)$ die Geschwindigkeitsreaktion in jedem Modus;

n die Anzahl der Modi.

(6) Anhand des resultierenden Geschwindigkeit-Zeit-Verlaufs darf ein Effektivwert (rms) der Reaktion v_{rms} über die Dauer eines Schritts wie folgt bewertet werden:

$$v_{\text{rms}} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T v(t)^2 dt} \quad (\text{G.5})$$

Dabei ist

T die Zeit;

$v(t)$ die Gesamtgeschwindigkeit zum Zeitpunkt t .

(7) Der Reaktionsfaktor darf wie folgt durch Division von v_{rms} durch die effektive Ausgangsgeschwindigkeit für $R = 1$ bei der Eigenfrequenz f_1 berechnet werden:

$$R = \frac{v_{\text{rms}}}{v_{R=1}} \quad (\text{G.6})$$

Dabei ist

$v_{R=1}$ die als $5 \times 10^{-3}/(2\pi f_1)$ m/s genommene Ausgangsgeschwindigkeit, wenn $f_1 < 8$ Hz, und als $1,0 \times 10^{-4}$ m/s, wenn $f_1 \geq 8$ Hz.

G.5 Resonante Reaktion

(1) Alle Modi mit Frequenzen bis zu 15 Hz sollten berechnet werden, um die modale Masse, die Steifigkeit und die Frequenz zu ermitteln.

(2) Die Oberschwingungen erzwingende Frequenz f_h darf wie folgt bestimmt werden:

$$f_h = n_h f_w \quad (\text{G.7})$$

Dabei ist

n_h die Zahl der Oberschwingung;

f_w die Gehfrequenz.

(3) Die Oberschwingungskraft F_h für jeden Modus m darf wie folgt bestimmt werden:

$$F_h = k_{\text{DLF}} m_w \quad (\text{G.8})$$

Dabei ist

k_{DLF} der der Tabelle G.1 entnommene dynamische Lastfaktor;

m_w das Gewicht der gehenden Person, das als 700 N vorausgesetzt werden darf.

Tabelle G.1 — Dynamischer Lastfaktor

Oberschwingungszahl <i>h</i>	Oberschwingung erzwingende Frequenz in Hz	Bemessungswert von k_{DLF}
1	1 – 2,8	$\min\{0,41(f_h - 0,95); 0,56\}$
2	2 – 5,6	$0,069 + 0,0056 f_h$
3	3 – 8,4	$0,033 + 0,0064 f_h$
4	4 – 11,2	$0,013 + 0,0065 f_h$

ANMERKUNG Der Gang einer Person kann als periodische Funktion idealisiert werden. Diese periodische Funktion besteht aus 4 Oberschwingungen. Die Frequenz jeder Oberschwingung ist durch die Gehfrequenz multipliziert mit der Oberschwingungszahl h gegeben.

(4) Die reale und imaginäre Beschleunigung ($a_{\text{real},h,m}$, $a_{\text{imag},h,m}$) aller Modi mit Frequenzen von bis zu 15 Hz darf wie folgt bestimmt werden:

$$a_{\text{real},h,m} = \left(\frac{f_h}{f_{n,m}} \right)^2 \frac{F_h \mu_{e,m} \mu_{r,m} \mu_{\text{res}}}{M_m} \frac{A_m}{A_m^2 + B_m^2} \quad (\text{G.9})$$

$$a_{\text{imag},h,m} = \left(\frac{f_h}{f_{n,m}} \right)^2 \frac{F_h \mu_{e,m} \mu_{r,m} \mu_{\text{res}}}{M_m} \frac{B_m}{A_m^2 + B_m^2} \quad (\text{G.10})$$

mit

$$\mu_{\text{res}} = 1 - e^{-2\pi\zeta 0,55 h \frac{l}{l_{\text{st}}}} \quad (\text{G.11})$$

$$A_m = 1 - \left(\frac{f_h}{f_{n,m}} \right)^2 \quad (G.12)$$

$$B_m = 2\zeta \frac{f_h}{f_{n,m}} \quad (G.13)$$

Dabei ist

- f_h die die Oberschwingung erzwingende Frequenz;
- $f_{n,m}$ die Eigenfrequenz des Modus m ;
- F_h die Oberschwingungskraft;
- $\mu_{e,m}$ die Modusform am Erregungspunkt (d. h. Standort der gehenden Person), konservativ als 1 genommen;
- $\mu_{r,m}$ die Modusform am Reaktionspunkt (d. h. Standort der Person, die die Schwingung spürt), konservativ als 1 genommen;
- μ_{res} der Faktor, der die Tatsache berücksichtigt, dass nicht immer ein vollständiger Resonanzaufbau entsteht. Der Wert kann anhand der Gleichung (G.11) berechnet oder konservativ als 1 angenommen werden;
- M_m die modale Masse des Modus m ;
- A_m anhand der Gleichung (G.12) berechnet;
- B_m anhand der Gleichung (G.13) berechnet;
- ζ der modale Dämpfungsgrad;
- l die Spannweite des Bodens;
- l_{st} die Schrittänge, für die ein Wert von 0,7 m verwendet werden darf;
- h die Oberschwingungszahl.

ANMERKUNG Die Schrittänge eines Gangs variiert je nach Person.

(5) Die realen und imaginären Reaktionen in allen Modi zur Erzeugung der gesamten realen und imaginären Beschleunigung ($a_{real,h}$ und $a_{imag,h}$) auf diese Oberschwingungskraft dürfen wie folgt bestimmt werden:

$$a_{real,h} = \sum_m a_{real,h,m} \quad (G.14)$$

$$a_{imag,h} = \sum_m a_{imag,h,m} \quad (G.15)$$

Dabei ist

- $a_{real,h}$ die reale Beschleunigungsreaktion;
- $a_{imag,h}$ die imaginäre Beschleunigungsreaktion;
- $a_{real,h,m}$ die realen Reaktionen im Modus m ;
- $a_{imag,h,m}$ die imaginären Reaktionen im Modus m .

(6) Die Größenordnung der Beschleunigung $|a_h|$, die der gesamten Reaktion in allen Modi dieser Oberschwingung (d. h. bei dieser Frequenz) entspricht, darf wie folgt bestimmt werden:

$$|a_h| = \sqrt{a_{\text{real},h}^2 + a_{\text{imag},h}^2} \quad (\text{G.16})$$

Dabei sind

$a_{\text{real},h}$ die realen Reaktionen;

$a_{\text{imag},h}$ die imaginären Reaktionen.

(7) Die Beschleunigung sollte in einen Reaktionsfaktor R_h zu dieser Oberschwingung umgerechnet werden. Zuerst sollte die Ausgangsspitzenbeschleunigung für einen Reaktionsfaktor von 1 bei dieser Oberschwingungsfrequenz $a_{R=1,h}$ in m/s² berechnet werden. Die Gesamtbeschleunigungsreaktion sollte durch die Ausgangsspitzenbeschleunigung für diese Oberschwingung wie folgt berechnet werden:

$$R_h = \frac{|a_h|}{a_{R=1,h}} \quad (\text{G.17})$$

mit

$$a_{R=1,h} = \begin{cases} 0,014 \ 1 & \text{für } f_h < 4 \text{ Hz} \\ \sqrt{f_h} & \\ 0,007 \ 1 & \text{für } 4 \text{ Hz} < f_h < 8 \text{ Hz} \\ 2,82\pi f_h \times 10^{-4} & \text{für } f_h > 8 \text{ Hz} \end{cases} \quad (\text{G.18})$$

Dabei ist

a_h die Gesamtbeschleunigungsreaktion;

f_h die Oberschwingung erzeugende Frequenz.

(8) Der Gesamtreaktionsfaktor R , d. h. die Quadratwurzel der Summe der Quadrate des Reaktionsfaktors für jede der vier Oberschwingungen, darf wie folgt bestimmt werden:

$$R = \sqrt{R_1^2 + R_2^2 + R_3^2 + R_4^2} \quad (\text{G.19})$$

(9) Die Prozessübersicht in diesem Abschnitt sollte für alle möglichen Gehfrequenzen wiederholt werden.

**Anhang H
(normativ)****Verbindungen mit Nagelplatten (PMPF)****H.1 Verwendung dieses Anhangs**

(1) Dieser normative Anhang enthält zusätzliche Bestimmungen zu 11.8 für Verbindungen mit Nagelplatten.

H.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser normative Anhang behandelt die Bemessung von Verbindungen mit Nagelplatten.

(2) Eine Verbindung mit Nagelplatten muss Nagelplatten desselben Typs, derselben Größe und in derselben Ausrichtung an beiden Seiten der Bauteile umfassen.

(3) Nagelplatten dürfen verwendet werden, um Bauteile aus ST, FST, GL oder LVL-P zu verbinden.

(4) Die folgenden Regeln gelten nur für Nagelplatten mit zwei orthogonalen Richtungen.

(5) Der Feuchtegehalt der Holzbauteile für tragende Zwecke muss zum Zeitpunkt der Herstellung eines Bauteils für tragende Zwecke, das mit Nagelplatten zusammengebaut wird, die Anforderungen nach Tabelle H.1 erfüllen.

Tabelle H.1 — Anforderungen an den Feuchtegehalt von mit Nagelplatten zusammengebauten Bauteilen zum Zeitpunkt der Herstellung

Dicke (mm)	Maximaler Zielfeuchtegehalt nach EN 14298	Maximaler Feuchtegehalt eines einzelnen Bauteils
≤ 50	18 %	22 %
> 50	16 %	22 %

(6) Die maximale Differenz des Feuchtegehalts zwischen Bauteilen einer Verbindung in einem mit Nagelplatten zusammengebauten Bauteil für tragende Zwecke muss begrenzt werden auf:

- 8 % für Bauteile mit einer Dicke von $b \leq 50$ mm;
- 6 % für Bauteile mit einer Dicke von $b > 50$ mm.

ANMERKUNG Große Differenzen des Feuchtegehalts zwischen Bauteilen einer Verbindung in einem mit Nagelplatten zusammengebauten Bauteil für tragende Zwecke können auftreten, wenn die Bauteile aus unterschiedlichen holzbasierten Materialien bestehen (z. B. Bauholz für tragende Zwecke und LVL).

H.3 Bemessungswiderstände

(1) Der Bemessungswert eines Widerstands R_d einer Nagelplatte muss wie folgt bestimmt werden:

$$R_d = k_{sys} k_{mod} \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (H.1)$$

- Entwurf -

Dabei ist

- k_{sys} der Systemfestigkeitsfaktor, siehe H.3(4);
- k_{mod} der Änderungsfaktor zur Berücksichtigung der Wirkung der Lastdauer und des Feuchtegehalts, siehe Tabelle H.3;
- R_k der charakteristische Wert der Tragfähigkeit der Nagelplatte;
- γ_M der Teilsicherheitsbeiwert für Materialeigenschaften von Nagelplatten, siehe Tabelle H.2.

Tabelle H.2 (NDP) — Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für Widerstände von Verbindungen mit PMPF

Grundlegende Kombinationen:	
Verankerungs-, Auszieh- oder Spaltfestigkeit	1,3 ^a
(Stahl-) Plattenfestigkeit	1,1
Außergewöhnliche Kombinationen	
	1,0
^a Für grob gesägtes Holz muss der Teilsicherheitsbeiwert für die Berechnung der Bemessungsverankerungs- oder Bemessungsausziehfestigkeit um 10 % erhöht werden.	

ANMERKUNG Die Teilsicherheitsbeiwerte für Materialeigenschaften γ_M sind in Tabelle H.2 angegeben, sofern nicht nationale Anhänge andere Werte enthalten.

(2) Die Werte des Veränderungsfaktors k_{mod} in Tabelle H.3 sollten für Verbindungen mit Nagelplatten verwendet werden. Verbindungen mit Nagelplatten in SC3-Umgebungen haben eine geschätzte Nutzungsdauer von nicht mehr als 3 Monaten.

Tabelle H.3 — Werte von k_{mod} für Verbindungen mit Nagelplatten

Nutzungsklasse	Mechanische Eigenschaften	Lastdauerklassen				
		Ständig	Langzeit	Mittlere Dauer	Kurzzeit	Momentan
1 und 2	Verankerungs- oder Spaltfestigkeit in ST, FST, GL, LVL-P	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
	Ausziehfestigkeit in ST, FST, GL, LVL-P	—	—	—	0,9	1,1
	(Stahl-) Plattenfestigkeit	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
3	Verankerungs- oder Spaltfestigkeit in ST	—	—	0,65	0,7	0,9
	Ausziehfestigkeit in ST	—	—	—	0,7	0,9
	(Stahl-) Plattenfestigkeit	—	—	1,0	1,0	1,0

(4) Wenn der Systemfestigkeitsfaktor k_{sys} , siehe 8.4, für die Bauteilbemessung einer Eckverbindung aus Nagelplatten verwendet wird, darf k_{sys} auch für die Verankerungs-, Auszieh- und Spaltbemessung, aber nicht für Stahlplattenbemessung der Verbindungen mit Nagelplatten verwendet werden.

H.4 Verbindungs Kräfte in einem Winkel zur Faser

(1) Für eine Verbindung mit Nagelplatten, bei der der Abstand zur belasteten Kante h_e , siehe H.4(4), weniger als das 0,8-fache der Bauteilhöhe h beträgt, wenn eine Kraft in einem Winkel zur Faser einwirkt, siehe Bild H.1, muss die Möglichkeit des Spaltens aufgrund der Bemessungszugkraftkomponente $F_{t,Ed}$ senkrecht zur Faser berücksichtigt werden.

(2) Um die Möglichkeit des Spaltens aufgrund der Bemessungszugkraftkomponente $F_{t,Ed}$ senkrecht zur Faser zu berücksichtigen, muss Folgendes erfüllt sein:

$$F_{t,Ed} \sin \varphi \leq F_{90,Rd} \quad (\text{H.2})$$

Dabei ist

$F_{90,Rd}$ die Bemessungsspaltkapazität, berechnet aus der charakteristischen Spaltkapazität $F_{90,Rk}$ nach Gleichung (H.1).

(3) Die charakteristische Spaltkapazität $F_{90,Rk}$ für die in Bild H.1 gezeigte Anordnung sollte wie folgt genommen werden:

$$F_{90,Rk} = k_G k_{\text{mat}} b k_w \sqrt{\frac{h_{e,\text{net}}}{\left(1 - \frac{h_{e,\text{net}}}{h}\right)}} \quad (\text{H.3})$$

Dabei ist

k_G der Bruchparameter in N/mm^{1,5}, gegeben als:

$$k_G = \begin{cases} 2 + 0,05\rho_k & \text{für ST, FST und GL} \\ 6 + 0,05\rho_k & \text{für LVL-P} \end{cases} \quad (\text{H.4})$$

k_{mat} der Reduzierungsfaktor zur Berücksichtigung des Abstands der Verbindung mit Nagelplatten zu jedem Ende des Bauteils, siehe H.4(6), oder zu angrenzenden PMPF, siehe H.4(7);

b die Bauteilbreite in mm;

k_w der Veränderungsfaktor der Breite der Nagelplatte;

$$k_w = \max \left\{ \left(\frac{b_{\text{PMPF},0}}{100} \right)^{0,35}, 1,0 \right\} \quad (\text{H.5})$$

$b_{\text{PMPF},0}$ die Breite der Nagelplatte parallel zur Faser, berechnet nach H.4(5), in mm.

ρ_k die charakteristische Rohdichte, in kg/m³;

$h_{e,\text{net}}$ der belastete Kantenabstand, reduziert um die zulässige geometrische Abweichung aufgrund von Ausrichtungsfehlern in mm, gegeben als:

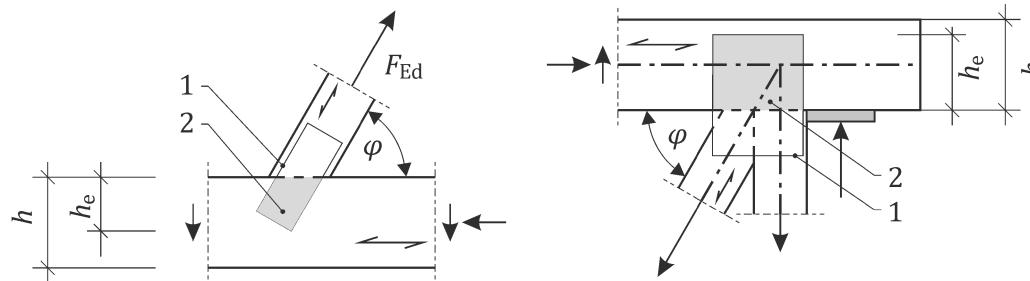
$$h_{e,\text{net}} = h_e - (c - 5) \quad (\text{H.6})$$

h_e der Abstand zur belasteten Kante, berechnet nach H.4(4), in mm;

c die zulässige geometrische Abweichung aufgrund von Ausrichtungsfehlern des PMPF in mm, siehe H.8.2(1).

ANMERKUNG Alle Maßparameter des Abschnitts H.4 werden entsprechend den Nennbemessungsmaßen ohne zulässige geometrische Abweichung aufgrund von Ausrichtungsfehlern bestimmt.

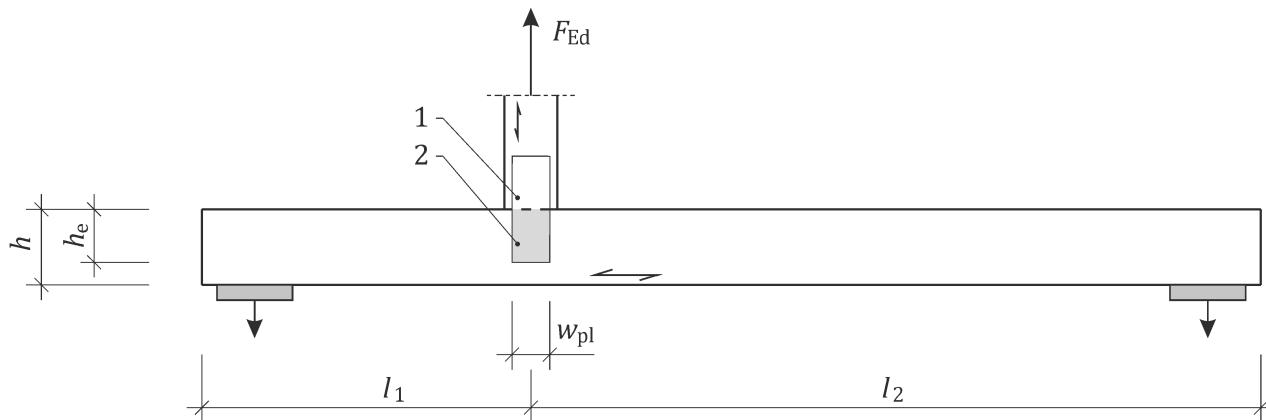
(4) Für Nagelplatten muss h_e als der Abstand zwischen der belasteten Holzkante und der am weitesten entfernten Kante oder Ecke des PMPF bestimmt werden, siehe Bild H.1 und Bild H.2.



Legende

- 1 Nagelplatte
- 2 Überlappungsfläche A_{olap} des PMPF mit senkrecht zur Faser belastetem Bauteil

Bild H.1 — PMPF-Verbindung, die das Bauteil belastet, unter Zug senkrecht zur Faser



Legende

- 1 Nagelplatte
- 2 Überlappungsfläche A_{olap} des PMPF mit senkrecht zur Faser belastetem Bauteil

Bild H.2 — Maße h_e , w_{pl} , l_1 und l_2 für PMPF mit einer Kante parallel zu dem mit Zug senkrecht zur Faser belasteten Bauteil

(5) Für Nagelplatten, die nicht parallel zur belasteten Kante des Bauteils installiert sind, muss w_{pl} wie folgt bestimmt werden:

$$w_{pl} = \frac{A_{olap}}{h_{e,net}} \quad (\text{H.7})$$

Dabei ist

A_{olap} die Überlappungsfläche des PMPF mit dem senkrecht zur Faser belasteten Bauteil, siehe Bild H.1 und Bild H.2;

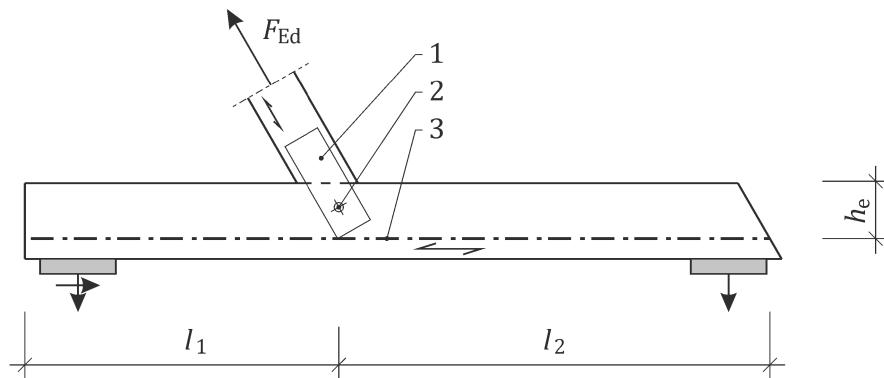
$h_{e,net}$ der Abstand zur belasteten Kante, reduziert um die zulässige geometrische Abweichung aufgrund von Ausrichtungsfehlern.

(6) Um die Nähe einer Verbindung mit einer Nagelplatte zu einem Ende eines Bauteils zu berücksichtigen, muss k_{mat} wie folgt bestimmt werden:

$$k_{\text{mat}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \\ 0,5(l_1/l_{\text{ref}}) \end{array} \right\} + \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \\ 0,5(l_2/l_{\text{ref}}) \end{array} \right\} \quad (\text{H.8})$$

Dabei sind

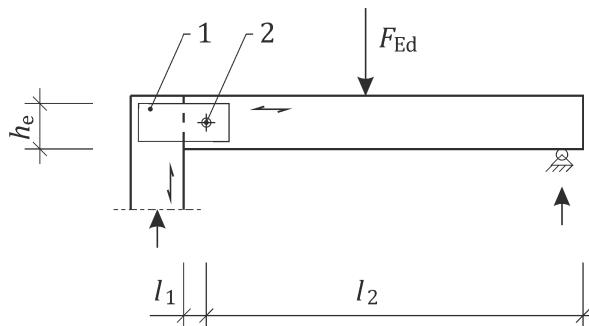
- l_1, l_2 entlang der Linie parallel zu der belasteten Kante des Querbauteils, die durch die äußerste Kante oder Ecke verläuft, gemessen und sind die Abmessungen zwischen dem Bauteilende und dem Schnittpunkt einer senkrechten Linie, die durch die Verankerungsschwerpunktfläche der Platte verläuft, siehe Bild H.2 – H.4, mit l_1 als Abstand zur linken Seite des Verankerungsschwerpunkts und l_2 als Abstand zur rechten Seite des Verankerungsschwerpunkts;
- l_{ref} die Bezugslänge mit $l_{\text{ref}} = 500 \text{ mm}$.



Legende

- 1 Nagelplatte
- 2 Verankerungsschwerpunkt
- 3 Linie parallel zur belasteten Kante des Querbauteils, die durch die äußerste Kante oder Ecke der Platte verläuft

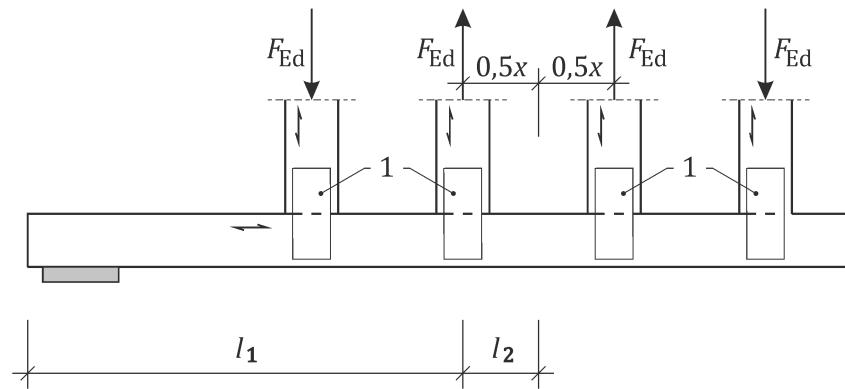
Bild H.3 — Maße l_1 und l_2 für Nagelplatten ohne Kante parallel zu dem mit Zug senkrecht zur Faser belasteten Bauteil



Legende

- 1 Nagelplatte
- 2 Verankerungsschwerpunkt

Bild H.4 — Maße l_1 und l_2 , wenn die Verbindung mit Nagelplatten Schub am Ende des Bauteils widersteht

**Legende**

1 Nagelplatte

Bild H.5 — Maße l_1 und l_2 , wenn aufeinander folgende Verbindungen mit Nagelplatten Zugkräfte auf das Querbauteil aufbringen

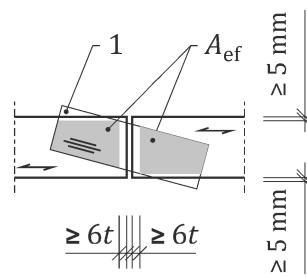
(7) Um die Nähe einer Verbindung mit einer Nagelplatte zu einer angrenzenden Verbindung mit einer Nagelplatte, die ebenfalls Zug widersteht, siehe Bild H.5, zu berücksichtigen, muss k_{mat} anhand der Gleichung (H.8) und der folgenden Werte für l_1 und l_2 berechnet werden:

- l_1 wird entlang der Linie parallel zu der belasteten Kante des Quer-Bauteils gemessen, die durch die äußerste Kante oder Ecke der Platte verläuft, und ist die Abmessung ab dem Schnittpunkt einer senkrechten Linie, die durch die Verankerungsschwerpunktfläche der Platte auf der linken Seite des Bauteilendes verläuft.
- l_2 wird entlang der Linie parallel zu der belasteten Kante des Querbauteils gemessen, die durch die äußerste Kante oder Ecke der Platte verläuft, und ist die Hälfte der Abmessung (d. h. $l_2 = 0,5x$) zwischen dem Schnittpunkt einer senkrechten Linie, die durch die Verankerungsschwerpunktfläche der Platte verläuft, und dem Schnittpunkt einer senkrechten Linie, die durch die angrenzende Verbindung verläuft und ebenfalls Zug auf der rechten Seite der Verankerungsschwerpunktfläche der Platte widersteht.

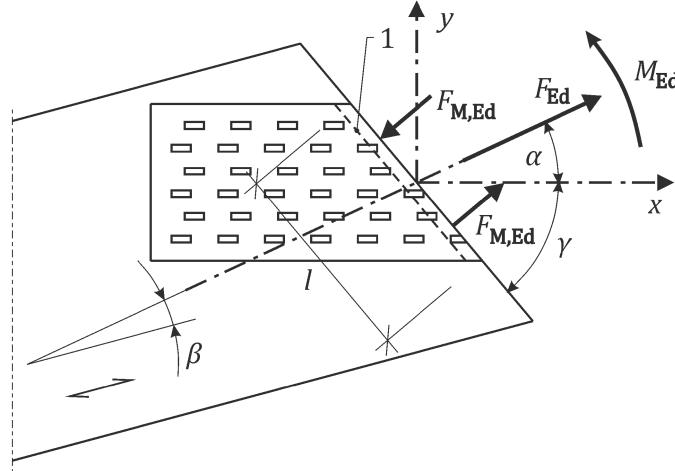
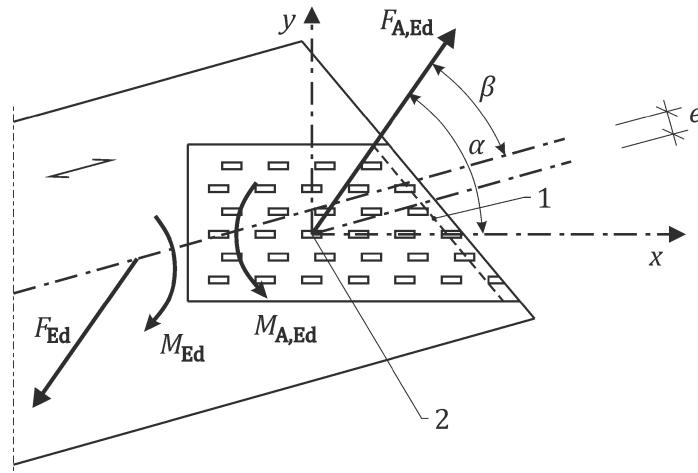
H.5 Plattengeometrie

(1) Die zur Definition der Geometrie einer Verbindung mit Nagelplatten verwendeten Symbole sind in Bild H.6 und Bild H.7 dargestellt. Die folgenden Definitionen sind anzuwenden:

- A_{ef} ist die Fläche der gesamten Kontaktfläche zwischen der Platte und dem Holz, reduziert um 5 mm ab den Kanten des Holzes und um einen Abstand in Faserrichtung zu dem Ende des Holzes entsprechend dem 6-fachen der Nenndicke des Befestigungselements, aber nicht weniger als ein Maß von 5 mm senkrecht zu dem angewinkelt geschnittenen Ende des Holzes;
- l ist die Länge der Platte, gemessen entlang der Verbindungsleitung. Für Platten, die über die Verbindungsleitung hinausragen, darf l um den geringeren Wert des 12-fachen der Nenndicke des Befestigungselements oder der überstehenden Länge der Platte verlängert werden.

**Legende**

1 Grenze der effektiven Fläche

Bild H.6 — Effektive Verankerungsfläche**a) Geometrie, bei der jede Platte durch F_{Ed} und M_{Ed} belastet ist****b) Verankerungsfläche, belastet durch $F_{A,Ed}$ und $M_{A,Ed}$**

Legende

1	Grenze der effektiven Fläche
2	Verankerungsschwerpunktfläche der Platte
e	Exzentrizität von der Holz-Mittellinie zu dem Schwerpunkt der Platte
l	Länge der Platte, gemessen entlang der Verbindungsline
$F_{M,Ed}$	Bemessungskraft aufgrund des Moments einer einzelnen Platte ($F_{M,Ed} = 2M_{Ed} / l$);
F_{Ed}	auf eine einzelne Platte einwirkende Bemessungskraft
$F_{A,Ed}$	auf eine einzelne Platte am Schwerpunkt der effektiven Fläche einwirkende Bemessungskraft (d. h. die Hälfte der Gesamtkraft in dem Holzbauteil)
M_{Ed}	auf eine einzelne Platte einwirkendes Bemessungsmoment
$M_{A,Ed}$	auf eine einzelne Platte im Schwerpunkt der effektiven Fläche einwirkendes Bemessungsmoment
α	Winkel zwischen der x-Richtung und der Kraft ($0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$)
β	Winkel zwischen der Faserrichtung und der Kraft ($0^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$)
γ	Winkel zwischen der x-Richtung und der Verbindungsline ($0^\circ \leq \gamma \leq 90^\circ$)

Bild H.7 — Geometrie und Verankerungsfläche**H.6 Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften der Platte****H.6.1 Charakteristische Verankerungsfestigkeiten**

(1) Die Platte muss charakteristische Werte für die folgenden nach EN 14545 bestimmten Verankerungsfestigkeiten aufweisen. Für ST oder GL müssen die charakteristischen Werte bei einer charakteristischen Rohdichte des Holzes $\rho_{k,ref}$ in kg/m³ bestimmt werden. Für LVL-P müssen die charakteristischen Werte für die Referenz-Festigkeitsklasse für LVL-P bestimmt werden.

ANMERKUNG Eigenschaften von LVL-P-Festigkeitsklassen sind in Anhang N.4, Tabelle N.2, angegeben.

$f_{a,0,0,k,ref}$	die Verankerungsfestigkeit je Flächeneinheit für $r \alpha = 0^\circ$ und $\beta = 0^\circ$, in N/mm ² ;
$f_{a,30,0,k,ref}$	die Verankerungsfestigkeit je Flächeneinheit für $\alpha = 30^\circ$ und $\beta = 0^\circ$, in N/mm ² ;
$f_{a,60,0,k,ref}$	die Verankerungsfestigkeit je Flächeneinheit $\alpha = 60^\circ$ und $\beta = 0^\circ$, in N/mm ² ;
$f_{a,90,0,k,ref}$	die Verankerungsfestigkeit je Flächeneinheit für $\alpha = 90^\circ$ und $\beta = 0^\circ$, in N/mm ² ;
$f_{a,90,90,k,ref}$	die Verankerungsfestigkeit je Flächeneinheit für $\alpha = 90^\circ$ und $\beta = 90^\circ$, in N/mm ² .

H.6.2 Charakteristische Festigkeiten von Stahlplatten

(1) Die Platte muss charakteristische Werte für die folgenden nach EN 14545 bestimmten Stahlplattenfestigkeiten aufweisen:

$f_{t,p,0,k}$	die charakteristische Zugfestigkeit je Breiteneinheit der Platte für $\alpha = 0^\circ$, in N/mm;
$f_{c,p,0,k}$	die charakteristische Druckfestigkeit je Breiteneinheit der Platte für $\alpha = 0^\circ$, in N/mm;
$f_{v,p,0,k}$	die charakteristische Schubfestigkeit je Breiteneinheit der Platte in x-Richtung in N/mm;
$f_{t,p,90,k}$	die charakteristische Zugfestigkeit je Breiteneinheit der Platte für $\alpha = 90^\circ$, in N/mm;
$f_{c,p,90,k}$	die charakteristische Druckfestigkeit je Breiteneinheit der Platte für $\alpha = 90^\circ$, in N/mm;
$f_{v,p,90,k}$	die charakteristische Schubfestigkeit je Breiteneinheit der Platte in y-Richtung, in N/mm;
k_v, γ_0	die Eigenschaftskonstanten der Stahlplatte.

H.6.3 Charakteristische Ausziehfestigkeiten

(1) Für Bauholz für tragende Zwecke oder Brettschichtholz muss die Platte eine charakteristische Ausziehfestigkeit je Breiteneinheit der Verbindungsline $f_{w,k,ref}$, bestimmt nach EN 14545, bei einer charakteristischen Referenzrohdichte $\rho_{k,ref}$ in kg/m³ haben.

(2) Für LVL-P muss die Platte eine charakteristische Ausziehfestigkeit je Breiteneinheit der Verbindungsline $f_{w,k,ref}$, bestimmt nach EN 14545, für die Referenzfestigkeitsklasse für LVL-P haben.

ANMERKUNG Eigenschaften von LVL-P-Festigkeitsklassen sind in Anhang N.4, Tabelle N.2, angegeben.

H.6.4 Mittlerer Plattenverschiebungsmodul

(1) Für Bauholz für tragende Zwecke und Brettschichtholz muss die Platte einen mittleren Verschiebungsmodul $K_{SLS,ref}$, bestimmt nach EN 14545, bei einer mittleren Referenzdichte $\rho_{mean,ref}$ in kg/m³ aufweisen.

(2) Für LVL-P muss die Platte einen mittleren Verschiebungsmodul $k_{SLS,ref}$, bestimmt nach EN 14545, für die Referenzfestigkeitsklasse für LVL-P aufweisen.

ANMERKUNG Eigenschaften von LVL-P-Festigkeitsklassen sind in Anhang N.4, Tabelle N.2, angegeben.

(3) Der mittlere Rotationsverschiebungsmodul $k_{ser,rot,ref}$ darf als dem mittleren Translationsverschiebungsmodul $k_{SLS,ref}$ entsprechend genommen werden.

H.7 Verankerungsfestigkeiten von Platten

(1) Die charakteristische Verankerungsfestigkeit je Platte $f_{a,\alpha,\beta,k}$ für in Bauholz für tragende Zwecke oder homogenem Brettschichtholz installierte Platten mit der charakteristischen Rohdichte ρ_k sollte aus Prüfungen nach EN 14545 oder wie folgt bestimmt werden:

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = f_{a,\alpha,\beta,k,ref} \left(\frac{\rho_k}{\rho_{k,ref}} \right)^{0,5} \quad (\text{H.9})$$

Dabei ist

$f_{a,\alpha,\beta,k,ref}$ die charakteristische Verankerungsfestigkeit je Platte für die charakteristische Referenzrohdichte $\rho_{k,ref}$.

(2) Die charakteristische Verankerungsfestigkeit je Platte $f_{a,\alpha,\beta,k}$ für in kombiniertem Brettschichtholz installierte Platten mit charakteristischer Rohdichte ρ_k sollte aus Prüfungen nach EN 14545 abgeleitet oder wie folgt bestimmt werden:

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = f_{a,\alpha,\beta,k,ref} \left(\frac{0,9\rho_k}{\rho_{k,ref}} \right)^{0,5} \quad (\text{H.10})$$

Dabei ist

$f_{a,\alpha,\beta,k,ref}$ die charakteristische Verankerungsfestigkeit je Platte für die charakteristische Referenzrohdichte $\rho_{k,ref}$, in N/mm².

(3) Die charakteristische Verankerungsfestigkeit je Platte $f_{a,\alpha,\beta,k}$ für in einer ausgewählten LVL-P-Festigkeitsklasse installierte Platten sollte aus Prüfungen nach EN 14545 abgeleitet oder wie folgt bestimmt werden:

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = f_{a,\alpha,\beta,k,ref} \quad (H.11)$$

Dabei ist

$f_{a,\alpha,\beta,k,ref}$ die charakteristische Verankerungsfestigkeit je Platte für die LVL-P-Referenzfestigkeitsklasse, die nicht höher sein darf als die ausgewählte LVL-P-Festigkeitsklasse.

(4) Die charakteristische Verankerungsfestigkeit je Platte für die charakteristische Referenzrohdichte von Bauholz für tragende Zwecke oder Brettschichtholz oder die Referenzfestigkeitsklasse von LVL-P sollte wie folgt bestimmt werden:

$$f_{a,\alpha,\beta,k,ref} = \max \begin{cases} f_{a,\alpha,0,k,ref} - (f_{a,\alpha,0,k,ref} - f_{a,90,90,k,ref}) \frac{\beta}{45^\circ} & \text{für } \beta \leq 45^\circ \\ f_{a,0,0,k,ref} - (f_{a,0,0,k,ref} - f_{a,90,90,k,ref}) \sin(\max(\alpha, \beta)) & \end{cases} \quad (H.12)$$

oder

$$f_{a,\alpha,\beta,k,ref} = f_{a,0,0,k,ref} - (f_{a,0,0,k,ref} - f_{a,90,90,k,ref}) \sin(\max(\alpha, \beta)) \quad \text{für } 45^\circ < \beta \leq 90^\circ \quad (H.13)$$

(5) Die charakteristische Verankerungsfestigkeit je Platte parallel zur Faser sollte wie folgt bestimmt werden:

$$f_{a,\alpha,0,k,ref} = \begin{cases} f_{a,0,0,k,ref} + \frac{\alpha}{30^\circ} (f_{a,30,0,k,ref} - f_{a,0,0,k,ref}) & \text{wenn } \alpha \leq 30^\circ \\ f_{a,30,0,k,ref} + \frac{(\alpha - 30^\circ)}{30^\circ} (f_{a,60,0,k,ref} - f_{a,30,0,k,ref}) & \text{wenn } 30^\circ < \alpha \leq 60^\circ \\ f_{a,60,0,k,ref} + \frac{(\alpha - 60^\circ)}{30^\circ} (f_{a,90,0,k,ref} - f_{a,60,0,k,ref}) & \text{wenn } \alpha > 60^\circ \end{cases} \quad (H.14)$$

H.8 Verifizierung der Verbindungsfestigkeit in der Ebene von zusammengesetzten Holztragwerken

H.8.1 Verteilung innerer Kräfte

(1) Der Kontaktdruck zwischen Holzbauteilen darf berücksichtigt werden, wenn:

- der Spalt zwischen den Bauteilen einen Mittelwert von nicht mehr als 1,5 mm und einen Höchstwert von nicht mehr als 3 mm aufweist;
- die Komponente von F_{Ed} normal zur Kontaktfläche Druck unterliegt;
- die Kontaktfläche jedes Holzbauteils in Kontakt allen von den beiden Platten entfernten Druckkräften widerstehen kann.

In solchen Fällen sollten Verbinder für eine Bemessungskraft ausgelegt sein, dabei ist F_{Ed} die auf eine einzelne Platte einwirkende Bemessungskraft, reduziert um bis zu 50 % der Komponente normal zu der Kontaktfläche.

(2) Wenn $F_{Ed} \leq 0$ ist, darf der Kontaktdruck zwischen den Holzbauteilen in Gurtholz-Stoßverbindungen unter Druck berücksichtigt werden, indem die einzelne Platte für eine Bemessungskraft $F_{A,Ed}$ und ein Bemessungsmoment $M_{A,Ed}$ wie folgt ausgelegt wird:

$$F_{A,Ed} = \frac{F_x}{|F_x|} \sqrt{F_x^2 + (F_{Ed} \sin \beta)^2} \quad (H.15)$$

$$M_{A,Ed} = \frac{M_{Ed}}{2} \quad (H.16)$$

mit

$$F_x = \frac{F_{Ed} \cos \beta}{2} + \frac{3|M_{Ed}|}{2h} \quad (H.17)$$

Dabei ist

- $F_{A,Ed}$ die auf eine einzelne Platte am Schwerpunkt der effektiven Fläche einwirkende Bemessungskraft (d. h. die Hälfte der gesamten Kraft in dem Holzbauteil);
- β der Winkel zwischen der Faserrichtung und der Kraft;
- $M_{A,Ed}$ das auf eine einzelne Platte am Schwerpunkt der effektiven Fläche einwirkende Bemessungsmoment;
- F_{Ed} die Bemessungskraft des Gurtholzes, die auf eine einzelne Platte einwirkt (Druck oder null);
- M_{Ed} das auf eine einzelne Platte einwirkende Bemessungsmoment des Gurtholzes;
- h die Höhe des Gurtholzes.

(3) Bei $F_{Ed} > 0$ in Gurtholzverbindungen unter Zug dürfen die Bemessungskraft $F_{A,Ed}$ und das Bemessungsmoment $M_{A,Ed}$ wie folgt bestimmt werden:

$$F_{A,Ed} = \sqrt{\left(F_{Ed} \cos \beta + \frac{3(1 - \mu_t)|M_{Ed}|}{2h} \right)^2 + (F_{Ed} \sin \beta)^2} \quad (H.18)$$

$$M_{A,Ed} = \frac{(1 + \mu_t)M_{Ed}}{2} \quad (H.19)$$

mit

$$\mu_t = \min \begin{cases} \frac{2F_{Ed} \cos \beta}{f_{a,0,0,d} A_{ef}} \\ 1 \end{cases} \quad (H.20)$$

Dabei ist

- μ_t der Veränderungsfaktor für das Plattenmoment in Zugverbindungen;
- F_{Ed} die auf eine einzelne Platte einwirkende Bemessungskraft des Gurtholzes (d. h. die Hälfte der gesamten Kraft in dem Gurtholz);
- β der Winkel zwischen der Faserrichtung und der Kraft;
- M_{Ed} das auf eine einzelne Platte einwirkende Bemessungsmoment des Gurtholzes;
- $f_{a,0,0,d}$ die Bemessungsverankerungsfestigkeit je Flächeneinheit der Platte, wenn die Kraft parallel zu der x-Richtung und der Faserrichtung ist;
- A_{ef} die effektive Verankerungsfläche der Platte.

(3) In Gurtholz-Stoßverbindungen sollte das Maß der Nagelplatte senkrecht zur Faser mindestens 2/3 der Gurtholztiefe entsprechen.

H.8.2 Verankerungskapazität von Platten

(1) Bei der Berechnung der Verankerungskapazitäten einer Verbindung sollte die Bemessung die zulässige geometrische Abweichung c aufgrund von Ausrichtungsfehlern der Nagelplatte berücksichtigen. Die zulässige geometrische Abweichung sollte 5 mm betragen oder dem in der Leistungserklärung des Herstellers der Fachwerkträgers (DoP) nach EN 14250 angegebenen Wert entsprechen, wenn dieser größer ist. Die zulässige geometrische Abweichung sollte gleichzeitig in zwei Richtungen parallel zu den Kanten der Platte angewendet werden.

(2) Die Bemessungsverankerungsspannung $\tau_{F,d}$ an einer einzelnen Nagelplatte aufgrund einer aufgebrachten Kraft $F_{A,Ed}$ und die Bemessungsverankerungsspannung $\tau_{M,d}$ aufgrund eines aufgebrachten Moments $M_{A,Ed}$ sollten wie folgt bestimmt werden:

$$\tau_{F,d} = \frac{F_{A,Ed}}{A_{ef}} \quad (H.21)$$

$$\tau_{M,d} = \frac{M_{A,Ed}}{W_{pl}} \quad (H.22)$$

mit

$$W_{pl} = \int_{A_{ef}} r dA \quad (H.23)$$

Dabei ist

- $F_{A,Ed}$ die Bemessungskraft, positiv unter Zug, die auf eine einzelne Platte am Schwerpunkt der effektiven Fläche einwirkt (d. h. die Hälfte der gesamten Kraft in dem Holzbauteil);
- $M_{A,Ed}$ das auf eine einzelne Platte am Schwerpunkt der effektiven Fläche einwirkende Bemessungsmoment;
- A_{ef} die effektive Verankerungsfläche der Platte;
- r der Abstand zwischen dem Masseschwerpunkt der effektiven Plattenfläche und der Segmentplattenfläche dA ;
- dA die Segmentfläche der Nagelplatte;
- W_{pl} die plastische Rotation des Abschnittsmoduls.

(3) Folgendes sollte erfüllt sein:

$$\sqrt{\left(\frac{\tau_{F,d}}{f_{a,\alpha,\beta,d}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{M,d}}{f_{a,0,0,d}}\right)^2} \leq 1 \quad (H.24)$$

Dabei ist

- $\tau_{F,d}$ die Bemessungsverankerungsspannung einer einzelnen Nagelplatte aufgrund aufgebrachter Kraft $F_{A,Ed}$;
- $\tau_{M,d}$ die Bemessungsverankerungsspannung an einer einzelnen Nagelplatte aufgrund des aufgebrachten Moments $M_{A,Ed}$;
- $f_{a,\alpha,\beta,d}$ die Bemessungsverankerungsfestigkeit je Flächeneinheit der Platte für einen Winkel α zwischen der x -Richtung und Winkel β zwischen der Faserrichtung und der Kraft;
- $f_{a,0,0,d}$ die Bemessungsverankerungsfestigkeit je Flächeneinheit der Platte, wenn die Kraft parallel zur x -Richtung und Faserrichtung ist.

H.8.3 Plattenkapazität

(1) Für jede Verbindungsschnittstelle sollten die Kräfte in die beiden Hauptrichtungen separat für beide Enden aus Gleichung (H.25) und Gleichung (H.26) bestimmt werden:

$$\begin{aligned} F_{x,1} &= k_{\text{sigx}} F_{\text{Ed}} \cos(\alpha) + 2F_{\text{M,Ed}} \sin(\gamma) \\ F_{y,1} &= k_{\text{sigy}} F_{\text{Ed}} \sin(\alpha) + 2F_{\text{M,Ed}} \cos(\gamma) \end{aligned} \quad (\text{H.25})$$

$$\begin{aligned} F_{x,2} &= k_{\text{sigx}} F_{\text{Ed}} \cos(\alpha) - 2F_{\text{M,Ed}} \sin(\gamma) \\ F_{y,2} &= k_{\text{sigy}} F_{\text{Ed}} \sin(\alpha) - 2F_{\text{M,Ed}} \cos(\gamma) \end{aligned} \quad (\text{H.26})$$

Dabei ist

F_{Ed} die Bemessungskraft in einer einzelnen Platte (d. h. die Hälfte der gesamten Kraft in dem Holzbauteil);

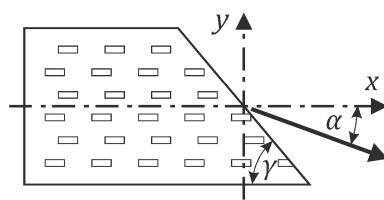
$F_{\text{M,Ed}}$ die Bemessungskraft aus dem Moment einer einzelnen Platte ($F_{\text{M,Ed}} = 2M_{\text{Ed}}/l$);

k_{sigx} das Zeichen wie in Bild H.8 und Bild H.9 dargestellt;

k_{sigy} das Zeichen wie in Bild H.8 und Bild H.9 dargestellt.

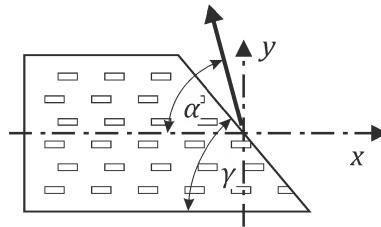
ANMERKUNG F_{Ed} kann durch den in H.8.1.(1) oder H.8.1.(2) bestimmten Kontaktdruck reduziert werden, sofern zutreffend.

Fall 1
Zug und Zug-Schub



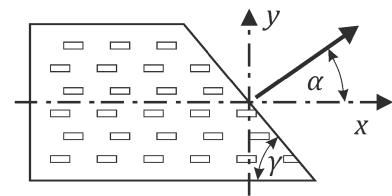
$$F > 0; k_{\text{sigx}} = 1; k_{\text{sigy}} = -1$$

Fall 2
Zug



$$F > 0; k_{\text{sigx}} = 1; k_{\text{sigy}} = 1$$

Fall 3
Zug und Druckschub

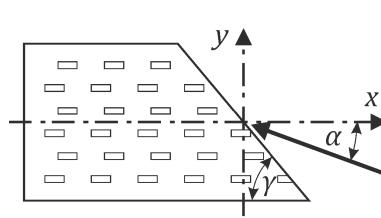


$$F > 0; k_{\text{sigx}} = -1; k_{\text{sigy}} = 1$$

ANMERKUNG Die Kraft senkrecht zur Verbindungsgeraden ist in Zug $\rightarrow F > 0$.

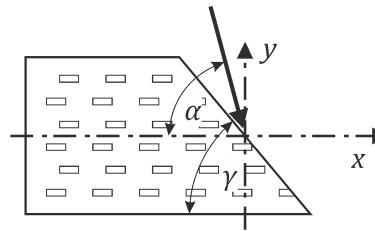
Bild H.8 — Werte von k_{sigx} und k_{sigy} für Verbindungen unter Zug

Fall 4
Stauchung und Zug-Schub



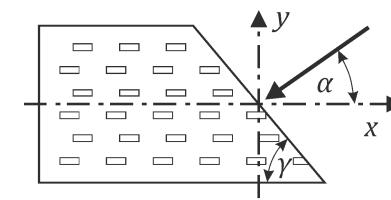
$$F < 0; k_{\text{sig}x} = 1; k_{\text{sig}y} = -1$$

Fall 5
Stauchung



$$F < 0; k_{\text{sig}x} = 1; k_{\text{sig}y} = 1$$

Fall 6
Stauchung und Zug-Schub



$$F < 0; k_{\text{sig}x} = -1; k_{\text{sig}y} = 1$$

ANMERKUNG Die Kraft senkrecht zur Verbindungsleitung ist unter Stauchung $\rightarrow F < 0$.

Bild H.9 — Werte von $k_{\text{sig}x}$ und $k_{\text{sig}y}$ für Verbindungen unter Stauchung

(2) Folgendes sollte erfüllt sein:

$$\sqrt{\left(\frac{F_{x,1,\text{Ed}}}{F_{x,1,\text{Rd}}}\right)^2 + \left(\frac{F_{y,1,\text{Ed}}}{F_{y,1,\text{Rd}}}\right)^2} \leq 1 \quad \sqrt{\left(\frac{F_{x,2,\text{Ed}}}{F_{x,2,\text{Rd}}}\right)^2 + \left(\frac{F_{y,2,\text{Ed}}}{F_{y,2,\text{Rd}}}\right)^2} \leq 1 \quad (\text{H.27})$$

Dabei ist

$F_{x,1,\text{Ed}}, F_{y,1,\text{Ed}}$ die in x- und y-Richtung am Ende 1 einwirkenden Bemessungskräfte;

$F_{x,2,\text{Ed}}, F_{y,2,\text{Ed}}$ die in x- und y-Richtung am Ende 2 einwirkenden Bemessungskräfte;

$F_{x,1,\text{Rd}}, F_{y,1,\text{Rd}}$ die entsprechenden Bemessungsplattenkapazitäten am Ende 1;

$F_{x,2,\text{Rd}}, F_{y,2,\text{Rd}}$ die entsprechenden Bemessungsplattenkapazitäten am Ende 2.

(3) Die Plattenkapazitäten müssen durch den Höchstwert der charakteristischen Kapazitäten in Abschnitten parallel oder senkrecht zur Hauptachse auf der Grundlage der Gleichung (H.28) und Gleichung (H.29) für die charakteristischen Plattenkapazitäten in diese Richtungen bestimmt werden:

$$F_{x,\text{Rk}} = \max \begin{cases} f_{n,p,0,k} l \sin(\gamma - \gamma_0 \sin(2\gamma)) \\ f_{v,p,0,k} l \cos\gamma \end{cases} \quad (\text{H.28})$$

$$F_{y,\text{Rk}} = \max \begin{cases} f_{n,p,90,k} l \cos\gamma \\ k f_{v,p,90,k} l \sin\gamma \end{cases} \quad (\text{H.29})$$

mit

$$f_{n,p,0,k} = \begin{cases} f_{t,p,0,k} & \text{für } F_{x,\text{Ed}} > 0 \\ f_{c,p,0,k} & \text{für } F_{x,\text{Ed}} \leq 0 \end{cases} \quad (\text{H.30})$$

$$f_{n,p,90,k} = \begin{cases} f_{t,p,90,k} & \text{für } F_{y,\text{Ed}} > 0 \\ f_{c,p,90,k} & \text{für } F_{y,\text{Ed}} \leq 0 \end{cases} \quad (\text{H.31})$$

$$k = \begin{cases} 1 + k_v \sin(2\gamma) & \text{für } F_{x,\text{Ed}} > 0 \\ 1 & \text{für } F_{x,\text{Ed}} \leq 0 \end{cases} \quad (\text{H.32})$$

(3) Wenn die Platte mehr als zwei Bauteile bedeckt, sollte die Summe der Plattenkapazitäten aller geraden Linien um jedes Bauteil in der Lage sein, der Kraft und dem Moment, die/das auf die Verankerungsfläche dieser Bauteile einwirkt, zu widerstehen.

H.9 Ausziehfestigkeiten von Platten

(1) Die charakteristische Ausziehfestigkeit je Breiteneinheit der Verbindungsleitung $f_{w,k}$ für in ST oder homogenes GL mit charakteristischer Rohdichte ρ_k installierte Platten sollte aus Prüfungen abgeleitet oder wie folgt bestimmt werden:

$$f_{w,k} = f_{w,k,ref} \left(\frac{\rho_k}{\rho_{k,ref}} \right)^{1,5} \quad (\text{H.33})$$

Dabei ist

$f_{w,k,ref}$ die charakteristische Ausziehfestigkeit je Breite der Verbindungsleitung für die charakteristische Referenzrohdichte $\rho_{k,ref}$.

(2) Die charakteristische Ausziehfestigkeit je Breiteneinheit der Verbindungsleitung $f_{w,k}$ für in kombiniertem GL mit charakteristischer Rohdichte ρ_k installierte Platten sollte aus Prüfungen abgeleitet oder wie folgt bestimmt werden:

$$f_{w,k} = f_{w,k,ref} \left(\frac{0,9 \rho_k}{\rho_{k,ref}} \right)^{1,5} \quad (\text{H.34})$$

Dabei ist

$f_{w,k,ref}$ die charakteristische Ausziehfestigkeit je Breite der Verbindungsleitung für die charakteristische Referenzrohdichte $\rho_{k,ref}$.

(3) Die charakteristische Ausziehfestigkeit je Breiteneinheit der Verbindungsleitung $f_{w,k}$ für in einer ausgewählten LVL-P-Festigkeitsklasse installierte Platten sollte aus Prüfungen abgeleitet oder wie folgt bestimmt werden:

$$f_{w,k} = f_{w,k,ref} \quad (\text{H.35})$$

Dabei ist

$f_{w,k,ref}$ die charakteristische Ausziehfestigkeit je Breite der Verbindungsleitung für die LVL-P-Referenzfestigkeitsklasse, die keiner höheren LVL-P-Festigkeitsklasse als der gewählten LVL-P-Festigkeitsklasse angehören darf.

H.10 Verifizierung der Verbindungsfestigkeit außerhalb der Ebene der zusammengesetzten Holztragwerke

(1) Die Bemessungsausziehfestigkeit $\sigma_{w,d}$ einer einzelnen Nagelplatte sollte Folgendes erfüllen:

$$\sigma_{w,d} \leq f_{w,d} \quad (\text{H.36})$$

Dabei ist

$f_{w,d}$ die Bemessungsfestigkeit, berechnet aus der charakteristischen Ausziehfestigkeit $f_{w,k}$ anhand der Gleichung (H.1).

(2) Die Bemessungsausziehspannung $\sigma_{w,d}$ einer einzelnen Nagelplatte durch eine außerhalb der Ebene der zusammengesetzten Holztragwerke einwirkende Schubkraft sollte wie folgt bestimmt werden:

$$\sigma_{w,d} = \frac{V_d}{2l_{s,w}} \quad (\text{H.37})$$

Dabei ist

$l_{s,w}$ die Länge der Nagelplatte entlang der Verbindungsline, reduziert um einen Kantenabstand von 5 mm, sofern zutreffend, siehe Bild H.10;

V_d die Schubkraft außerhalb der Ebene der zusammengesetzten Holztragwerke, siehe Bild H.10.

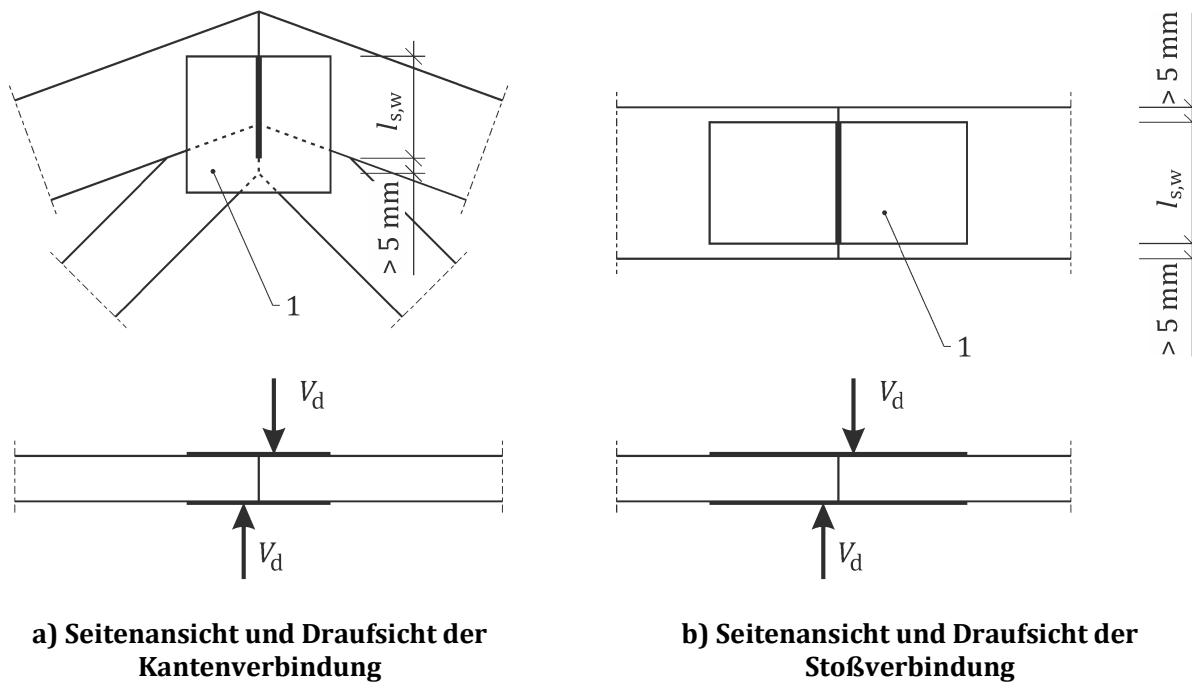


Bild H.10 — Auf die Kantenverbindung oder Gurtholz-Stoßverbindung außerhalb der Ebene einwirkende Schubkraft

H.11 Plattenverschiebungsmodul

(1) Der mittlere Translationsverschiebungsmodul jeder Verankerungsfläche für beide Platten K_{SLS} für in ST oder GL mit mittlerer Dichte ρ_{mean} installierte Platten sollte wie folgt bestimmt werden:

$$K_{SLS} = 2 k_{SLS,\text{ref}} A_{\text{ef}} \frac{\rho_{\text{mean}}}{\rho_{\text{mean,ref}}} \quad (\text{H.38})$$

Dabei ist

$k_{SLS,\text{ref}}$ der mittlere Translationsverschiebungsmodul für $\rho_{\text{mean,ref}}$;

A_{ef} die effektive Verankerungsfläche der Platte;

ρ_{mean} die mittlere Dichte;

$\rho_{\text{mean,ref}}$ die mittlere Referenzdichte.

(2) Der mittlere Translationsverschiebungsmodul jeder Verankerungsfläche für beide Platten K_{SLS} für in einer ausgewählten LVL-P-Festigkeitsklasse installierte Platten sollte wie folgt bestimmt werden:

$$K_{SLS} = 2 k_{SLS,\text{ref}} A_{\text{ef}} \quad (\text{H.39})$$

Dabei ist

$k_{SLS,\text{ref}}$ der mittlere Verschiebungsmodul je Platte für die LVL-P-Referenzfestigkeitsklasse, die nicht höher sein darf als die ausgewählte LVL-P-Festigkeitsklasse;

A_{ef} die effektive Verankerungsfläche der Platte.

(3) Der mittlere Rotationsverschiebungsmodul jeder Verankerungsfläche für beide Platten $K_{SLS,\text{rot}}$ für in Massivholz oder Brettschichtholz mit mittlerer Dichte installierte Platten ρ_{mean} sollte wie folgt bestimmt werden:

$$K_{SLS,\text{rot}} = 2 k_{SLS,\text{rot},\text{ref}} I_p \frac{\rho_{\text{mean}}}{\rho_{\text{mean},\text{ref}}} \quad (\text{H.40})$$

Dabei ist

$k_{SLS,\text{rot},\text{ref}}$ der mittlere Rotationsschubmodul für $\rho_{\text{mean},\text{ref}}$;

I_p das polare Trägheitsmoment der effektiven Verankerungsfläche der Platte;

ρ_{mean} die mittlere Dichte;

$\rho_{\text{mean},\text{ref}}$ die mittlere Referenzdichte.

(4) Der mittlere Verschiebungsmodul jeder Verankerungsfläche für beide Platten $K_{SLS,\text{rot}}$ für in einer ausgewählten LVL-P-Festigkeitsklasse installierte Platten sollte aus Prüfungen abgeleitet oder wie folgt bestimmt werden:

$$K_{SLS,\text{rot}} = 2 k_{SLS,\text{rot},\text{ref}} I_p \quad (\text{H.41})$$

Dabei ist

$k_{SLS,\text{rot},\text{ref}}$ der mittlere Rotationsverschiebungsmodul je Platte für die LVL-P-Referenzfestigkeitsklasse, die nicht höher sein darf als die gewählte LVL-P-Festigkeitsklasse;

I_p das polare Trägheitsmoment der effektiven Verankerungsfläche der Platte.

Anhang I
(informativ)**Verbindungen mit dreidimensionalen Verbindern****I.1 Verwendung dieses Anhangs**

(1) Dieser informative Anhang enthält zusätzliche Bestimmungen für Verbindungen mit dreidimensionalen Verbindern.

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses informativen Anhangs kann im nationalen Anhang angegeben sein. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

I.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dreidimensionale Verbinder dürfen verwendet werden, um Holzbauteile miteinander oder Holzbauteile mit anderen Bauteilen aus anderen Materialien zu verbinden. Verbindungen mit dreidimensionalen Verbindern bestehen aus nicht-ebenen Metallplatten, die mit stiftförmigen Verbindungsmitteln befestigt werden.

(3) Stiftförmige Verbindungsmittel für die Verwendung mit dreidimensionalen Verbindern müssen den relevanten Europäischen Technischen Produktspezifikationen entsprechen. Die Mindestleistungen wesentlicher Merkmale, die die Bestimmung der Verbindungskapazität beeinflussen, müssen in der relevanten Europäischen Technischen Produktspezifikation angegeben werden.

(4) Produktspezifikationen für dreidimensionale Verbinder dürfen ein oder mehrere Nagelmuster enthalten. 11.4 ist für jedes dieser Nagelmuster anwendbar.

I.3 Verschiebungsmodul der Verbindung

(1) Für die Zwecke der statischen Berechnung, sofern die Europäischen Technischen Produktspezifikationen kein spezifisches Widerstandsmoment und die relevante Rotationssteifigkeit angeben, sollte eine Stiftverbindung vorausgesetzt werden.

ANMERKUNG Europäische Technische Produktspezifikationen für dreidimensionale Verbinder können Informationen zu den Leistungen in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit der Verbindung wie etwa die Anfangsverschiebung (u_i) und den Verschiebungsmodul K_{SLS} enthalten.

I.4 Verbindungskapazität**I.4.1 Allgemeines**

(1) Die Tragfähigkeit von Verbindungen mit dreidimensionalen Nagelplatten muss bestimmt werden durch:

- Berechnung;
- Prüfung oder
- Berechnung mit Unterstützung durch Prüfung.

(2) Die Tragfähigkeit der Verbindung mit der dreidimensionalen Nagelplatte muss unter Berücksichtigung der Festigkeit, der erwarteten Verformungen und der möglichen Einspannbedingungen der verbundenen Holzbauteile bestimmt werden. Für jede der Krafrichtungen muss die charakteristische Tragfähigkeit der Verbindung bestimmt werden als Mindestwert:

- der Tragfähigkeit der Holzbauteile, sofern zutreffend,
- der Tragfähigkeit des 3D- Verbinder;
- der Tragfähigkeit von Verbindungen zwischen Metall und Holz.

G.5, G.6 und G.7 enthalten spezifische Anforderungen für Winkel, Balkenauflager bzw. pfostenbasierte Verbindungen.

(3) Für Versagensarten, die Holzbauteile involvieren, dürfen die charakteristischen Tragfähigkeiten, bestimmt entsprechend den in diesem Anhang enthaltenen Verfahren, auf Holz oder holzbasierte Produkte mit einer charakteristischen Rohdichte von mindestens $\rho_{k,ref} = 450 \text{ kg/m}^3$ angewendet werden. Grundsätzlich dürfen die Tragfähigkeiten für Produkte mit einer charakteristischen Rohdichte ρ_k von weniger als $\rho_{k,ref}$ um den wie folgt bestimmten Faktor reduziert werden:

$$k_{\text{dens}} = \left(\frac{\rho_k}{\rho_{k,ref}} \right)^2 \quad \text{für } \rho_k < \rho_{k,ref} \quad (\text{I.1})$$

Für europäisches Weichholz mit einer Dichte unter der charakteristischen Referenzrohdichte $\rho_{k,ref} = 450 \text{ kg/m}^3$ darf der Exponent in der Gleichung (I.1) durch c_{lower} in Übereinstimmung mit EN ISO 8970:2020, Tabelle A.1, ersetzt werden.

I.4.2 Kapazität von Holzbauteilen

(1) Die Bemessungstragfähigkeit verbundener Holzbauteile muss größer sein als die Verbindungs kapazität der Verbindung mit dreidimensionalen Nagelplatten. Wenn dies nicht der Fall ist, muss die Verbindungs kapazität entsprechend reduziert werden.

(2) Reduzierungen in den Querschnitten der verbundenen Bauteile müssen berücksichtigt werden.

(3) Spezifische Verifizierungen für Spalten müssen nach 11.5 und 11.6 einbezogen werden, sofern zutreffend.

(4) Wenn eine Druckkraft durch Kontaktspannungen zwischen dem 3D- Verbinder und dem Holzbauteil übertragen wird, darf vorausgesetzt werden, dass der Kontakt druck der Druckfestigkeit des Holzes senkrecht zur Faser entspricht.

I.4.3 Kapazität von Metallplatten und anderen verbundenen Metallbauteilen

(1) Die Kapazität von Metallplatten und anderen verbundenen Metallbauteilen muss in Übereinstimmung mit den relevanten Eurocodes bestimmt werden.

I.4.4 Kapazität von Verbindungen zwischen Stahl und Holz

(1) Die Kapazität von mit stiftförmigen Verbindungsmitteln hergestellten Verbindungen zwischen Stahl und Holz muss nach 11.2 bestimmt werden.

(2) Reibung zwischen der Stahlplatte und dem Holz oder zwischen zwei Holzbauteilen darf vernachlässigt werden.

I.4.5 Verbindungs Kapazität für kombinierte einwirkende Kräfte

(1) Wenn die Kräfte an der Verbindung gleichzeitig einwirken, sollte Folgendes erfüllt sein:

$$\sum \frac{F_{Ed,i}}{F_{Rd,i}} \leq 1 \quad (\text{I.2})$$

Dabei ist

- $F_{Ed,i}$ die entlang der i -Richtung wirkende Bemessungsauswirkung der Einwirkung;
 $F_{Rd,i}$ der Bemessungswiderstand in Verbindung mit einer i -Richtung.

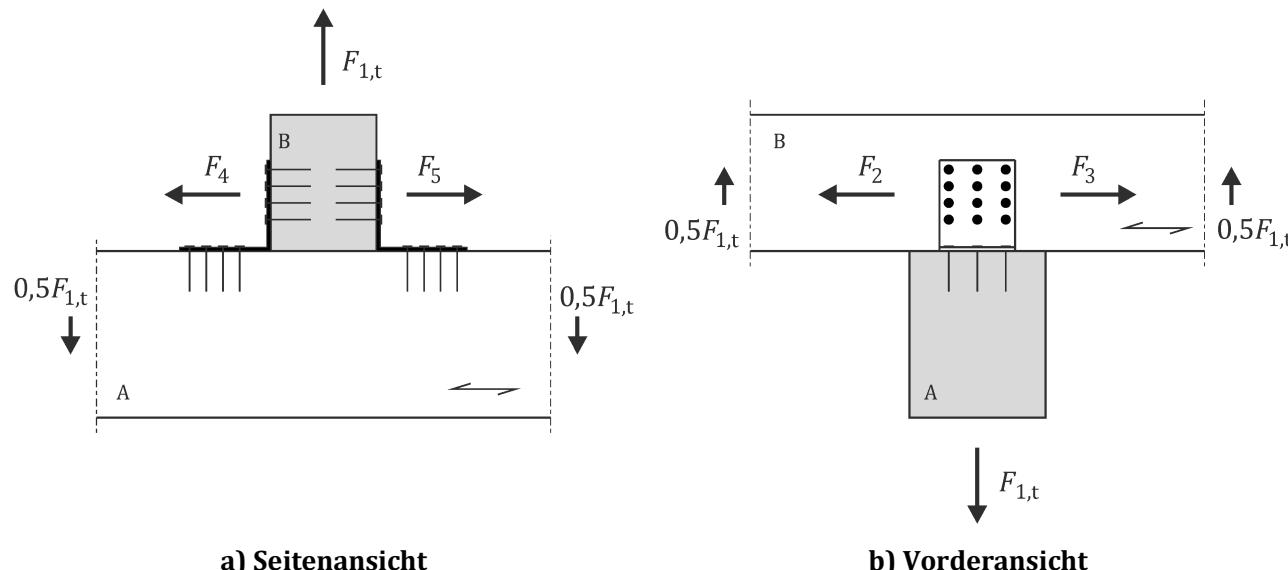
I.4.6 Verankerung an anderen Trägermaterialien

(1) Die Kapazität der Verankerung an anderen Trägermaterialien (z. B. Stahl, Mauerwerk, Beton) sollte entsprechend dem relevanten Eurocode bewertet werden.

I.5 Verbindungs Kapazität von Winkeln

(1) Dieser Abschnitt ist für Paare derselben Winkel je Verbindung anwendbar.

(2) Bild I.1 zeigt die symmetrische Platzierung der Winkel auf beiden Seiten des Bauteils A und die einwirkenden Kräfte.

**Legende**

- $F_{1,t}$ entlang der Mittelachse der Verbindung einwirkende Hebeleinwirkung
 F_2 und F_3 auf die Verbindung zwischen dem Bauteil A und B parallel der Achse des Bauteils B einwirkende Querkraft
 F_4 und F_5 parallel zur Achse des Bauteils A entlang der Mittelachse der Verbindung einwirkende Querkraft

Bild I.1 — Einwirkende Kräfte in einer Winkel-Verbindung

(3) Die folgenden Annahmen werden bei der Berechnung der Winkel getroffen:

- Die Tragfähigkeit der Verbindung wird aus den Gleichgewichtsgleichungen für jeden Schenkel abgeleitet.

I.6 Widerstand von Balkenauflager-Verbindungen

(1) Dieser Abschnitt behandelt Balkenauflager für die Verbindung von Langholz und Hirnholz in Verbindungen zwischen Holzteilen für eine in der Symmetrieebene des Balkenauflagers zur Bodenplatte einwirkende Belastungskraft.

(2) Die folgenden Annahmen werden für die Berechnung von Balkenauflagern getroffen:

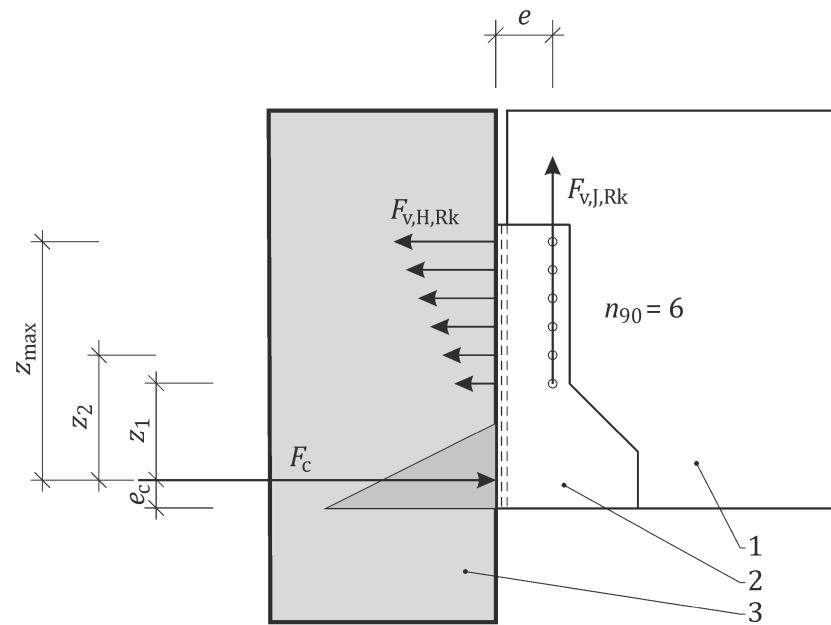
- die Tragfähigkeit des Bauteils 1 (Binder) senkrecht zur Faser muss anhand der Gleichung (11.70) geprüft werden;
- da die Dicke aller Nagelplatten nicht größer ist als der Durchmesser des Befestigungselements, wird die Quertragfähigkeit der Befestigungselemente nach 11.2.3 berechnet;
- die Torsionshemmung und -steifigkeit des Bauteils 1 (Binder) ist ausreichend, um wesentliche Rotation des Bauteils 1 selbst zu verhindern;
- es sollte angenommen werden, dass das Rotationszentrum 10 mm über der Bodenplatte liegt;
- der Abstand des obersten Befestigungselements zum Rotationszentrum des Balkenauflagers z_{\max} ist auf 300 mm begrenzt und die maximale Balkenbreite beträgt 250 mm;
- die Tragfähigkeit der Balkenseite darf unter der Annahme bewertet werden, dass die Befestigungselemente in dem Balken gleich seitlich belastet sind und dass der Beitrag der Bodenplatte zu der Auflagerreaktion durch Berücksichtigen ihrer Kapazität als gleich der durch zwei zusätzliche Schrauben oder Nägel in der Verbindung erzeugten Kapazität berücksichtigt werden kann.

(3) Bei der Berechnung der Tragfähigkeit des Balkenauflagers darf angenommen werden, dass die Auflagerreaktion des Balkens im Schwerpunkt der Balkenverbindung wirkt. Aus diesem Grund wird das Balkenauflager exzentrisch durch das Moment $F \times e$ belastet und die Befestigungselemente in Bauteil 1 unterliegen einer kombinierten seitlichen und Auszieheinwirkung, siehe Bild I.2. Für das oberste Befestigungselement und unter Annahme einer linearen Verteilung der Ausziehkräfte in der Verbindung und durch Anwendung der Gleichung (11.15) führt das Translations- und Rotationsgleichgewicht zu der Gleichung (I.3):

$$F_{v,H,d} = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{1}{n_f F_{v,d}}\right)^2 + \left(\frac{e z_{\max}}{I_{p,H,ax} F_{ax,t,d}}\right)^2}} \quad (I.3)$$

Dabei ist

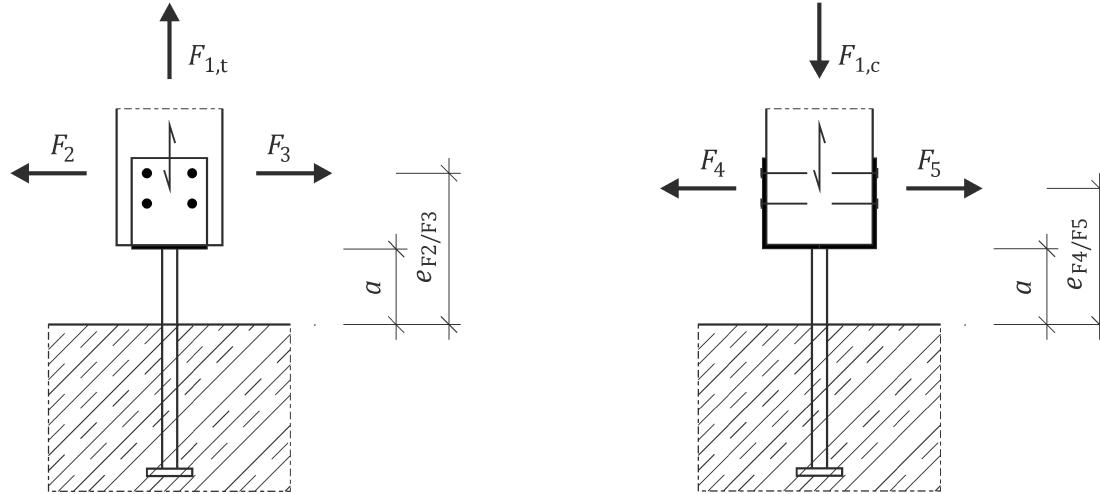
- $F_{v,H,d}$ der Bemessungswiderstand des Balkens auf der Auflagerseite;
 n_f die Anzahl der stiftförmigen Verbindungsmittel in dem Balkenauflager, siehe Bild I.2;
 e die Exzentrizität zwischen der Auflagerreaktion des Balkens und dem Balkenauflager, siehe Bild I.2;
 z_{\max} der Abstand zwischen dem obersten Befestigungselement und dem Rotationszentrum des Balkenauflagers, siehe Bild I.2;
 $I_{p,H,ax}$ das polare Trägheitsmoment der Befestigungselementegruppe des Auflagers;
 $F_{v,d}$ der seitliche Bemessungswiderstand je Schubebene eines einzelnen Befestigungselements, basierend auf $F_{v,k}$ aus Gleichung (11.14);
 $F_{ax,t,d}$ der charakteristische Axialzugwiderstand eines einzelnen Befestigungselements, siehe 11.2.2.1.

**Legende**

- | | |
|----------|------------|
| 1 Binder | 3 Auflager |
| 2 Balken | |

Bild I.2 — Geometrie und einwirkende Kräfte in einer Balkenauflager-Verbindung**I.7 Widerstand pfostenbasierter Verbindungen**

(1) Bild I.3 zeigt die einwirkenden Kräfte.

**Legende**

- | | |
|-----------------|--|
| $F_{1,t}$ | entlang der Mittelachse der Verbindung einwirkende Zugkraft; |
| $F_{1,c}$ | entlang der Mittelachse der Verbindung einwirkende Druckkraft; |
| F_2 und F_3 | Querkraft in der Mitte des Pfostens parallel zu den Seitenplatten in Höhe der oberen Reihe der Befestigungselemente ($e_{F2/F3}$); |
| F_4 und F_5 | in der Mitte des Pfostens senkrecht zu den Seitenplatten in Höhe des Schwerpunkts der Gruppe der Befestigungselemente einwirkende Querkraft ($e_{F4/F5}$). |

Bild I.3 — Geometrie und einwirkende Kräfte in einer pfostenbasierten Verbindung

Anhang J
(informativ)

Verbindungen mit expandierten Rohrverbindern

J.1 Verwendung dieses Anhangs

(1) Dieser informative Anhang enthält ergänzende Anleitungen für verstärkte Verbindungen mit expandierten Rohrverbindern.

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses informativen Anhangs ist im nationalen Anhang angegeben. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

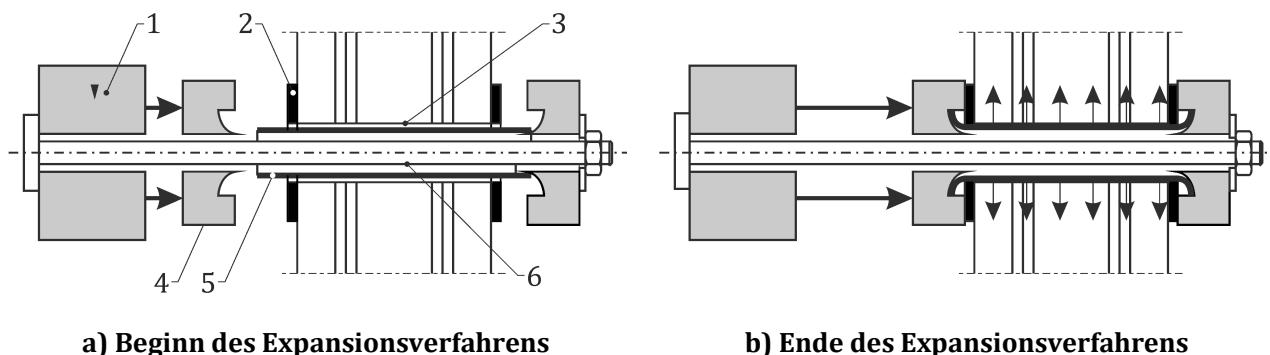
J.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser informative Anhang enthält Bemessungsregeln für Verbindungen mit expandierten Rohrverbindern, die für statische und erdbebensichere Bemessungen angewendet werden können.

J.3 Einleitung

(1) Diese Verbindung verwendet Stahlrohre, die in überdimensionierte Löcher passen und deren Durchmesser erweitert wird, bis kein Freiraum mehr vorhanden ist, siehe Bild J.1. Die einzelnen Bauteile werden an den Schubebenen der Verbindung mit DLW-Platten verstärkt.

ANMERKUNG Die Ausführungsanforderungen für das Expandieren der Rohrverbinder sind in prEN 1995-3 enthalten. Diese Norm enthält alle technischen Einzelheiten für das Expandieren des Rohrdurchmessers einschließlich der Formen der Stempel.



a) Beginn des Expansionsverfahrens

b) Ende des Expansionsverfahrens

Legende

- | | | | |
|---|----------------------------|---|-----------------|
| 1 | hydraulischer Stellantrieb | 4 | Stempel |
| 2 | Unterlegscheibe | 5 | überlanges Rohr |
| 3 | vorgebohrtes Loch | 6 | Zugstange |

Bild J.1 — Expansionsverfahren

J.4 Allgemeine Anforderungen

(1) Die mechanischen Eigenschaften von Stahlrohren müssen EN 10255 entsprechen, siehe Tabelle J.1.

(2) Die Maße von Stahlrohren sollten in Übereinstimmung mit der mittleren Reihe nach EN 10255:2004+A1:2007, Tabelle 2, bestimmt werden.

ANMERKUNG 1 Rohrmaße vor der Expansion und die entsprechenden Wanddicken sind in Tabelle J.1 in Übereinstimmung mit EN 10255:2004+A1:2007, Tabelle 2-M (mittlere Reihe), angegeben.

ANMERKUNG 2 Diese verzinkten Rohre werden im Allgemeinen als Weichstahl-Gasrohre bezeichnet. Die Wanddicke ist jedoch ein wichtiges Maß, auf dem diese Bemessungs- und Ausführungsregeln basieren. Unterschiedliche Reihen mit demselben Außendurchmesser wie etwa Dampf- und Wasserrohre sind von der statischen Bemessung mit den angegebenen Abschnitten ausgeschlossen.

(3) Die Maße der Unterlegscheiben und die Lochdurchmesser müssen die Anforderungen nach Tabelle J.1 erfüllen.

ANMERKUNG Das DLW ist kreuzweise geschichtet und wird aus Schälfurnierplatten mit einer Dicke von 1,3 bis 1,6 mm hergestellt. Eine Biegedruckfestigkeit vom Typ C4R nach EN 61061-3-1:1998, Tabelle 1, mit einer charakteristischen Rohdichte $\rho_k \geq 1\,300\text{ kg/m}^3$.

J.5 Anforderungen an die Bemessung

(1) DLW sollten nur verwendet werden, um Bauholz, GL und die breite Seite von LVL-P jeder Holzart zu verstärken.

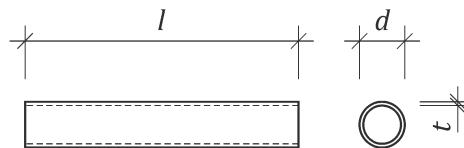
ANMERKUNG Es wurden noch keine Erfahrungen mit DLW auf CLT-Substraten gemacht.

Tabelle J.1 — Anforderungen an Rohre, DLW, Unterlegscheiben und Vorbohren

Rohrdurch-messer	Mindest-DLW-Plattendicke	Rohrwand-dicke	Unterlegscheibe			Durchmesser ^a des expandierten Rohrs d_{exp}	
			Mindest-		Lochdurch-messer		
			Durchmesser	Dicke			
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
17,2	12	2,35	54	3	19	18,0	
21,3	14	2,65	76	3	24	22,0	
26,9	16	2,65	85	4	31	28,0	
33,7	18	3,2	72	4	37	35,0	

^a Abweichung $+/-0,1\text{ mm}$.
^b Es wird mindestens 8.9 Stahl benötigt.

(2) Das für die Expansion verwendete Stahlrohr sollte eine Länge l , einen Durchmesser d und eine Wanddicke t haben, siehe Bild J.2.

**Legende***l* Rohrlänge*t* Wanddicke*d* Außendurchmesser des Rohrs**Bild J.2 — Maße von Rohverbindern**

(3) Für die gegebenen Mindestabstandsanforderungen in J.9 sollte die DLW-Verstärkung eine Mindestdicke nach Tabelle J.1 haben.

(4) Expandierte Rohrverbindungen sollten nur in SC 1 und 2 angewendet werden.

(5) Zusätzlich zu den Anforderungen in 5.9 sollten die Anforderungen an die Art des Klebstoffs und die Ausführung des Klebeprozesses entsprechend der Oberflächenverklebung von Verstärkungen nach prEN 1995-3 angewendet werden.

(6) Der Durchmesser des vorgebohrten Lochs in dem DLW sollte als dem Außendurchmesser des expandierten Rohrs d_{exp} in Tabelle J.1 gleich genommen werden.

(7) Für alle Abstände, Kantenabstände und Endabstände sollte mindestens ein Wert von $3,5d_{exp}$ eingehalten werden.

(8) Im Fall von Verbindungen, die Moment übertragen, dürfen der Abstand zu der belasteten Kante und der Endabstand auf $2,5d_{exp}$ reduziert werden.

J.6 Querbelastungswiderstand und Verschiebungsmodul

(1) Der charakteristische Querbelastungswiderstand $F_{v,k}$ und der Verschiebungsmodul K_{SLS} je Schubebene je Rohr dürfen Tabelle J.2 entnommen und für Verbindungen mit und ohne Stahlbauteile verwendet werden.

(2) Für expandierte Rohrverbinder, die die Abstandsanforderungen in J.9 erfüllen, sollte der Widerstand als Summierung der Kapazitäten der einzelnen Rohre berücksichtigt werden.

Tabelle J.2 — Charakteristischer Seitenwiderstand und Verschiebungsmodul je Rohr je Schubebene

Außendurchmesser des Rohrs <i>d</i> mm	Min. DLW-Dicke mm	Wanddicke (Rohr) mm	Charakteristischer Seitenwiderstand je Schubebene je Rohr $F_{v,k}$ N	Verschiebungsmodul je Schubebene K_{SLS} N/mm
17,2	12	2,35	35 000	30 000
21,3	14	2,65	55 000	42 000
26,9	16	2,65	69 000	55 000
33,7	18	3,2	96 000	65 000

(2) Die Werte für den Querbelastungswiderstand und den Verschiebungsmodul in Tabelle J.2 sollten unabhängig von dem Winkel zwischen Kraft und Faser verwendet werden.

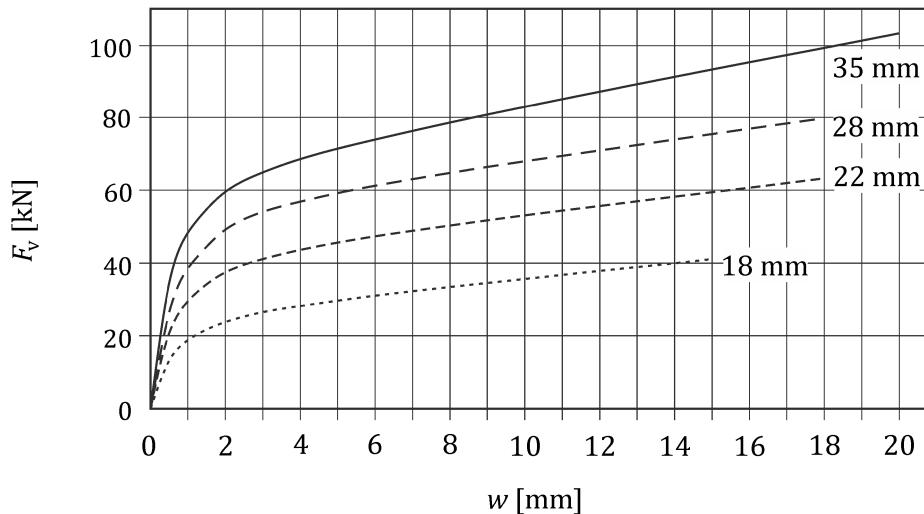
- Entwurf -

(3) Der Querbelastungswiderstand $F_{v,k}$ sollte als Funktion der Verformung w anhand der Gleichung (J.1) unter Verwendung der Parameter aus Tabelle J.3 wie in Bild J.3 dargestellt berechnet werden, dabei ist die Verformung w die Verschiebung zwischen den Bauteilen der Verbindung:

$$F_{v,k} = \frac{(a - b)w}{\left\{1 + \left(\frac{(a - b)w}{c}\right)^e\right\}^{1/e}} + b w \quad (J.1)$$

Tabelle J.3 — Lastverformungsparameter je Rohr je Schubebene

Expandiertes Rohr Durchmesser mm	a	b	c	e	Verformung mm
18	38	0,99	26	1,26	15
22	55	1,20	42	1,35	18
28	69	1,40	55	1,40	18
35	98	1,97	61	1,38	20

**Legende**

F_v charakteristischer Seitenwiderstand je Rohr je Schubebene
 w Verformung

Bild J.3 — Lastverformungskurven je Rohr je Schubebene

(4) Der Teilsicherheitsbeiwert nach Tabelle 4.4 muss verwendet werden, um den Bemessungsseitenwiderstand zu bestimmen.

(5) Für den Festigkeitsänderungsfaktor für die Nutzungsklasse und die Lastdauer k_{mod} und für den Verformungsänderungsfaktor für die Nutzungsklassen k_{def} können die Werte für Sperrholz der Tabelle 5.3 bzw. Tabelle 5.4 entnommen werden.

J.7 Stoßverbindungen

(1) Für Übertragungen von Schubspannungen parallel und senkrecht zur Faser zwischen der Schubebenenfläche der DLW-Verstärkung und dem Substrat muss ein ausreichender Widerstand bestehen.

(2) Für die Bemessung von Schubverbindungen mit einer Bemessungsschubkraft N_{Ed} sollte der Bemessungsschubwiderstand N_{Rd} parallel zur Faser Folgendes erfüllen:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (\text{J.2})$$

$$N_{Rd} \leq \min \left\{ \frac{n m F_{v,Rd}}{n k_{\text{red}} A_{\text{DLW}} f_{v,d}} \right\} \quad (\text{J.3})$$

mit

$$k_{\text{red}} = 0,75 \quad (\text{J.4})$$

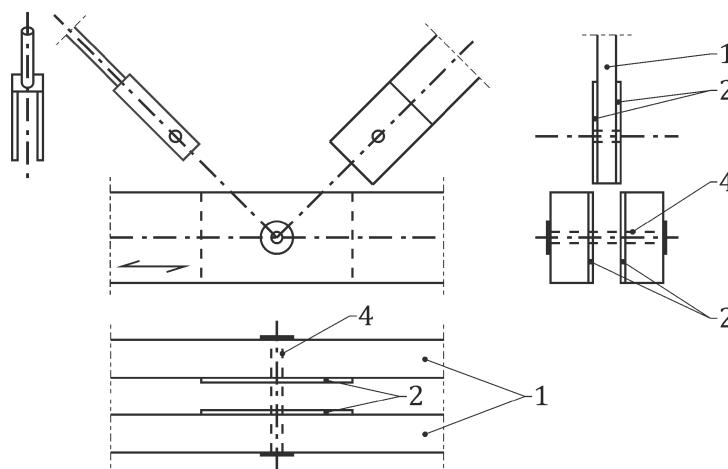
Dabei ist

- n die Anzahl der Schubebenen je Rohr;
- m die Anzahl der expandierten Rohre;
- $F_{v,Rd}$ der Bemessungsseitenwiderstand je Schubebene je Rohr;
- k_{red} der Reduzierungsfaktor zur Berücksichtigung ungleichmäßiger Schubspannungsverteilung entlang der Länge der Klebefuge parallel zur Faser;
- A_{DLW} die Klebefugenfläche des DLW;
- $f_{v,d}$ die Bemessungsschubfestigkeit des Verbindungsbauteils.

ANMERKUNG Dies ist anwendbar für DLW-Verstärkungen von Stoßverbindungen und an Fachwerknoten, an denen Bauteile parallel zur Faser belastet werden, siehe Bild J.4.

(3) Für Bemessungssituationen, in denen das DLW in eine Nut eingeklebt ist, sollte die Bemessungszugfestigkeit des Holzbauteils an der Kante der Nut um 25 % reduziert werden.

ANMERKUNG Dies wird durch Spannungskonzentrationen an der Nutkante verursacht.



Legende

- | | |
|-------------------------------|--|
| 1 Verbindungsbauteil | 3 Stahldiagonale mit Konsole |
| 2 Platten der DLW-Verstärkung | 4 expandierter Rohrverbinder mit Unterlegscheibe |

Bild J.4 — Expandierte Rohrverbindung in einem Fachwerknoten in vertikalen, horizontalen und seitlichen Ausladungen

J.8 Biegemomenten sowie Schub- und Normalkräften ausgesetzte Verbindungen

(1) Für die Bemessung einer durch ein kombiniertes Biegemoment, eine Schubkraft und eine Normalkraft belasteten Verbindung sollte die Querkraft je Schubebene je Rohr $F_{v,Ed}$, siehe Bild J.5, Folgendes erfüllen:

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad (J.5)$$

Dabei ist

- $F_{v,Ed}$ die Bemessungsquerkraft je Schubebene je Rohr;
- $F_{v,Rd}$ der Bemessungsseitenwiderstand je Schubebene je Rohr.

ANMERKUNG 1 Bild J.5 zeigt ein Beispiel für eine solche Verbindung.

ANMERKUNG 2 Da das hohle Rohr ausreichende Duktilität sicherstellt, kann die plastische Theorie des unteren Grenzwerts für die Verteilung von Kräften für die Bemessung von Moment übertragenden Verbindungen angewendet werden, siehe Bild J.5. Dies impliziert, dass ein zentrales Rohr die gesamte Schubkraft aufnehmen darf, während die Befestigungselemente am Umfang der Verbindung das Biegemoment aufnehmen.

(2) Zusätzlich zu (1) sollte verifiziert werden, dass die Fläche der Klebefuge einen ausreichenden Widerstand für die Übertragung des Biegemoments, der Schubkraft und der Normalkraft entsprechend J.8(5), (7) bzw. (8) aufweist.

(3) Es sollte verifiziert werden, dass die Bemessungsbiegemomentkapazität der Klebefugenfläche M_{Rd} Folgendes erfüllt:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (J.6)$$

$$M_{Rd} \leq n \frac{b_{DLW} h_{DLW}^2 f_{v,d}}{8} \quad (J.7)$$

Dabei ist

- M_{Ed} das an der Verbindung einwirkende Bemessungsbiegemoment;
- n die Anzahl der Schubebenen;
- b_{DLW} die Abmessung des DLW, gemessen parallel zur Faser des Decksperrholzes;
- h_{DLW} die Abmessung des DLW, gemessen senkrecht zur Faser des Decksperrholzes;
- $f_{v,d}$ die Bemessungsschubfestigkeit des Bauteils.

(4) Es sollte vorausgesetzt werden, dass die Maße der Klebefugenfläche und des DLW gleich sind.

(5) Das Biegemoment neben der Verbindung sollte die Biegespannungen erfüllen, siehe 8.1.8.

(6) Für Bemessungssituationen, in denen das DLW in eine Nut geklebt ist, sollte die Bemessungszugfestigkeit und -biegefesteitigkeit des Verbindungsbauteils an der Kante der Nut um 25 % reduziert werden.

ANMERKUNG Dies wird durch Spannungskonzentrationen an der Nutkante verursacht.

(7) Es sollte verifiziert werden, dass die Bemessungsnormalkraftkapazität der Verbindung, die über die Fläche der Klebefuge übertragen wird, N_{Rd} , Folgendes erfüllt:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (J.8)$$

$$V_{Rd} = n A_{DLW} f_{v,d} / 2 \quad (J.9)$$

Dabei ist

N_{Ed} die Bemessungsaxialkraft parallel zur Faser je Schubebene;

n die Anzahl der Schubebenen;

A_{DLW} die Fläche der DLW-Verstärkung;

$f_{v,d}$ die Bemessungsschubfestigkeit des Bauteils.

(8) Es sollte verifiziert werden, dass die Bemessungsschubkraftkapazität $V_{r,Rd}$ der Verbindung, die durch die Klebefugenfläche übertragen wird, V_{Rd} , Folgendes erfüllt:

$$V_{r,Ed} \leq V_{r,Rd} \quad (\text{J.10})$$

$$V_{r,Rd} = A_{DLW} f_{r,d} \quad (\text{J.11})$$

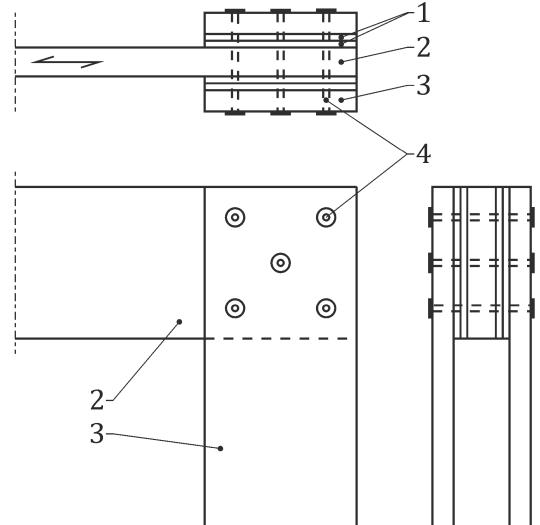
Dabei ist

$V_{r,Ed}$ die Bemessungsschubkraft senkrecht zur Faser;

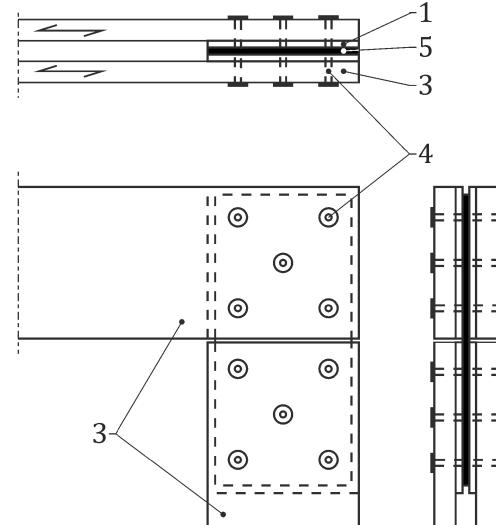
A_{DLW} die Fläche der DLW-Verstärkung;

$f_{r,d}$ die Bemessungsrollschanfestigkeit des Bauteils.

ANMERKUNG Sofern nicht angegeben, wird angenommen, dass die Bemessungsrollschanfestigkeit 50 % der Bemessungszugfestigkeit senkrecht zur Faser entspricht.



a) Momentverbindung von drei Bauteilen



b) Momentverbindung mit einer Stahlverstärkungslasche

Legende

1 Verbindungsbauteil
2 DLW-Verstärkung

3 Stahldiagonale mit Konsole

4 expandierter Rohrverbinder mit Unterlegscheibe

Bild J.5 — Beispiel für Moment übertragende Verbindungen zwischen Balken und Stützen

Anhang K
(normativ)**Verbindungen mit Zwischenlagen****K.1 Verwendung dieses Anhangs**

(1) Dieser normative Anhang enthält zusätzliche Bestimmungen zu 11.2.3 für Verbindungen mit Zwischenlagen.

K.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser normative Anhang behandelt Situationen, in denen nicht-lasttragende Zwischenlagen in Verbindungsbauteilen verwendet werden.

(2) Diese Regeln sind für steife Zwischenlagen anwendbar, die den Abstand zwischen den Bauteilen sicherstellen.

K.3 Verbindungen zwischen Holz**K.3.1 Keine Verbindung zwischen der Zwischenlage und dem Holz**

(1) Die charakteristische Tragfähigkeit je Schubebene je Befestigungselement $F_{v,k}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{v,k} = \min \begin{cases} k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} t_{h,1} d & (\text{a}) \\ k_{\text{mod},2} f_{h,2,k} t_{h,2} d & (\text{b}) \\ k_{\text{mod},2} f_{h,1,k} b_1 d & (\text{c}) \end{cases} \quad (\text{K.1})$$

mit

$b_1 =$

$$\frac{\beta}{1+\beta} \left(-2t_i - t_1 - t_2 + \sqrt{\left(4 + \delta + \frac{\delta}{\beta}\right) t_i^2 + \left(2 + \frac{1}{\beta}\right) t_1^2 + (2 + \beta) t_2^2 + 4t_i t_1 + 4t_i t_2 + 2t_1 t_2} \right) \quad (\text{K.2})$$

$$\min \left\{ \frac{2\beta}{2+\beta} \left(-t_i - \frac{t_1}{2} + \sqrt{t_i^2 + t_i t_1 + \frac{t_1^2}{2} + \frac{\delta t_i^2}{2\beta} + \frac{t_1^2}{2\beta} + \frac{2M_{y,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} \beta d} + \frac{\delta t_i^2}{4} + \frac{M_{y,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} d}} \right) \right\} \quad (\text{K.3})$$

$$\frac{\beta}{\frac{1}{2} + \beta} \left(-t_i - \frac{t_2}{2} + \sqrt{\left(1 + \frac{\delta}{4\beta} + \frac{\delta}{2}\right) t_i^2 + \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2}\beta\right) t_2^2 + t_i t_2 + \frac{M_{y,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} \beta d} + \frac{2M_{y,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} d}} \right) \quad (\text{K.4})$$

$$\frac{1}{1+\beta} \left(-\beta t_i + \sqrt{\beta^2 t_i^2 + 4\beta(\beta+1) \frac{M_{y,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} d} + \frac{\beta(\beta+1)}{2} \delta t_i^2} \right) \quad (\text{K.5})$$

$$\beta = \frac{k_{\text{mod},2} f_{h,2,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k}} \quad (\text{K.6})$$

Printed copies are uncontrolled

$$\delta = \frac{k_{\text{mod},i} f_{h,i,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k}} \quad (\text{K.7})$$

Dabei ist

$f_{h,1/2,k}$ die charakteristische Lochleibungsfestigkeit des Holzbauteils 1 oder 2;

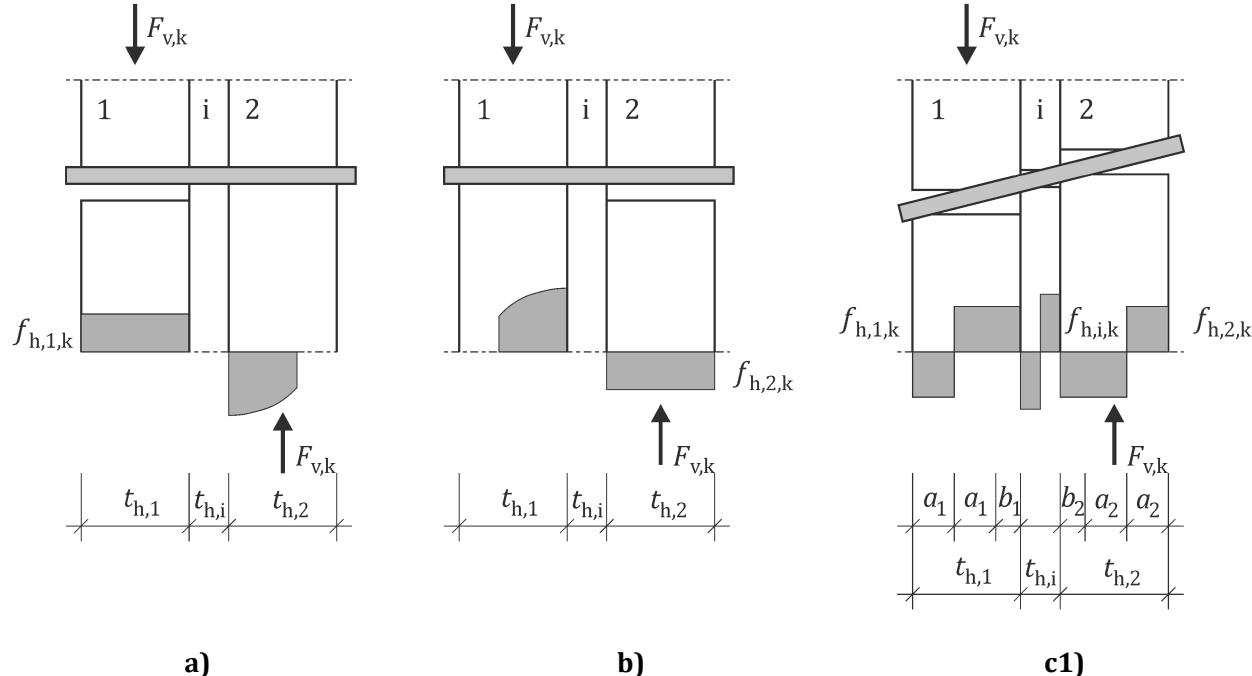
$t_{1/2}$ die Dicke des Holzbauteils 1 oder 2;

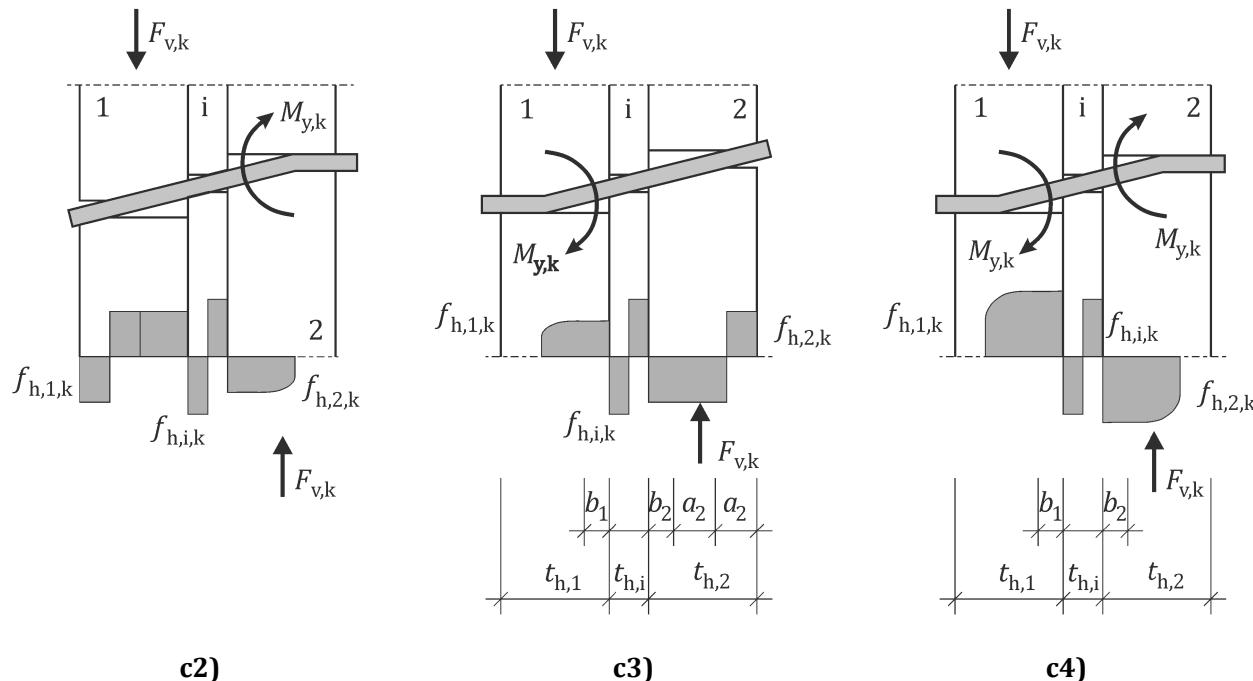
t_i die Dicke der Zwischenlage;

d der Durchmesser des Befestigungselementes.

ANMERKUNG Die Symbole der Dicken $t_{h,1}$, $t_{h,2}$ und $t_{h,i}$ in Gleichung (K.2) bis Gleichung (K.5) wurden auf t_1 , t_2 und t_i reduziert, um die Schriftgröße der Gleichung einzuhalten.

Die Versagensarten (a), (b) und (c) aus Gleichung (K.1) sind in Bild K.1 a), Bild K.1 b) und Bild K.1 c) dargestellt.



**Bild K.1 — Versagensarten für eine Zwischenlage, die nicht mit den Bauteilen verbunden ist**

(2) Für Verbindungen mit Schrauben und $\epsilon = 90^\circ$, siehe Bild K.2 a), darf der mittlere Verschiebungsmodul je Verbindungselement K_{SLS} wie folgt bestimmt werden:

$$K_{SLS} = 0,081 \left(\rho_{\text{mean},1}^{1,1-0,02t_{h,i}} t_1^{0,1} + \rho_{\text{mean},2}^{1,1-0,02t_{h,i}} t_2^{0,1} \right) d^{1,1+0,032t_{h,i}} \quad (\text{K.8})$$

Dabei ist

$\rho_{\text{mean},1/2}$ die mittlere Dichte des Bauteils 1 oder 2.

(3) Für Verbindungen mit doppelten Schrauben oder Schrauben mit durchgehendem Gewinde und $\epsilon = 45^\circ$, siehe Bild K.2 b), darf der mittlere Verschiebungsmodul K_{SLS} wie folgt bestimmt werden:

$$K_{SLS} = \frac{0,33 d^{0,7}}{\frac{1}{\rho_{\text{mean},1} t_{h,1}^{0,7}} + \frac{1}{\rho_{\text{mean},2} t_{h,2}^{0,7}}} 0,9^{\left(\frac{t_{h,i}}{d^{2,4}}\right)} \quad (\text{K.9})$$

ANMERKUNG Für Verbindungen mit gekreuzten Schrauben mit durchgehendem Gewinde $\epsilon = \pm 45^\circ$ kann der mittlere Verschiebungsmodul anhand der Gleichung (K.9) berechnet werden.

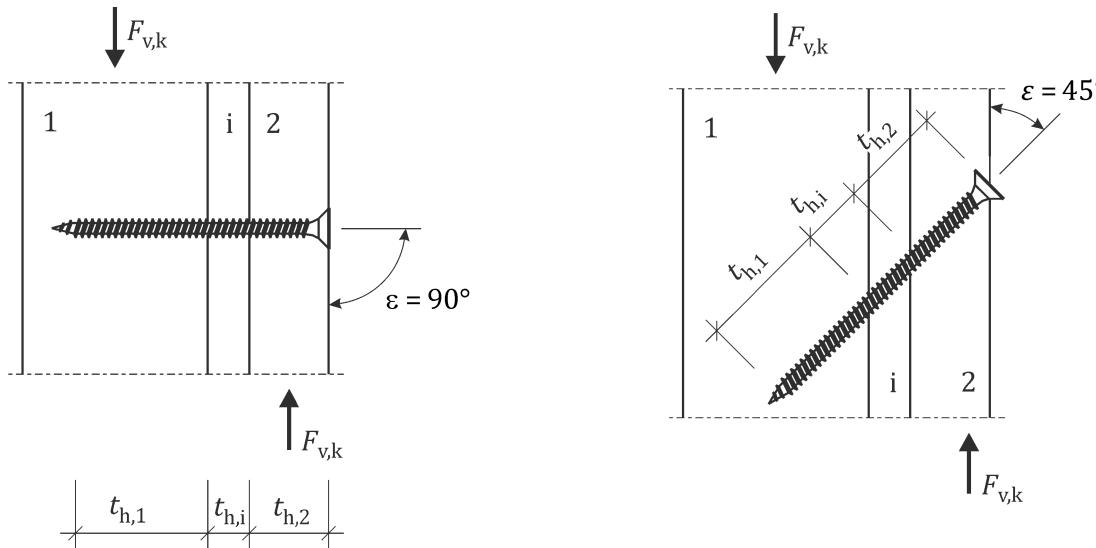
a) Schraube normal zur Schubebene ($\varepsilon = 90^\circ$) b) Zur Schubebene geneigte Schraube ($\varepsilon = 45^\circ$)

Bild K.2 — Schraubverbindungen zwischen Holz

K.3.2 Verbindung zwischen Zwischenlage und Holz

(1) Die Verbindung zwischen der Zwischenlage und dem Holzbauteil sollte geklebt sein.

(2) Die charakteristische Tragfähigkeit je Schubebene je Befestigungselement $F_{v,k}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{v,k} = \min \begin{cases} k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} t_{h,1} d + k_{\text{mod},1} f_{h,i,k} t_{h,i} d & (\text{a}) \\ k_{\text{mod},2} f_{h,2,k} t_{h,2} d & (\text{b}) \\ k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} b_1 d + k_{\text{mod},1} f_{h,i,k} t_{h,i} d & (\text{c}) \end{cases} \quad (\text{K.10})$$

mit

$b_1 =$

$$\frac{\beta}{1+\beta} \left((-t_i) \left(\frac{\delta}{\beta} + 2 \right) - t_1 - t_2 + \sqrt{\frac{1}{\beta} \left(2t_i^2 \left(\delta - \frac{\delta^2}{2} + 2\beta - \delta\beta \right) + t_1^2 (2\beta + 1) + \beta t_2^2 (2 + \beta) + 2t_1 t_2 \beta + t_i t_1 (\delta + 2\beta) + 2\beta t_i t_2 (2 - \delta) \right)} \right) \quad (\text{K.11})$$

$$\min \left\{ -\delta t_i + \frac{\beta}{2+\beta} \left(t_i (\delta - 2) - t_1 + \sqrt{\left(4 - 2\delta + 4\frac{\delta}{\beta} - 2\frac{\delta^2}{\beta} \right) t_i^2 + \left(2 + \frac{2}{\beta} \right) t_1^2 + \left(4 + 4\frac{\delta}{\beta} \right) t_i t_1 + \frac{4M_{y,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} d} \left(\frac{2}{\beta} + 1 \right)} \right) \right\} \quad (\text{K.12})$$

$$\min \left\{ -\delta t_i + \frac{\beta}{1+2\beta} \left(t_i (2\delta - 2) - t_2 + \sqrt{\left(4 - 4\delta - \frac{2\delta^2}{\beta} + \frac{2\delta}{\beta} \right) t_i^2 + (2 + 2\beta) t_2^2 + (4 - 4\delta) t_i t_2 + \frac{4M_{y,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} d} \left(2 + \frac{1}{\beta} \right)} \right) \right\} \quad (\text{K.13})$$

$$\min \left\{ -\delta t_i + \frac{\beta}{1+\beta} \left(t_i (\delta - 1) + \sqrt{\left(1 - \delta + \frac{\delta}{\beta} - \frac{\delta^2}{\beta} \right) t_i^2 + \frac{4M_{y,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} d} \left(1 + \frac{1}{\beta} \right)} \right) \right\} \quad (\text{K.14})$$

$$\beta = \frac{k_{\text{mod},2} f_{h,2,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k}} \quad (\text{K.15})$$

$$\delta = \frac{k_{\text{mod},i} f_{h,i,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k}} \quad (\text{K.16})$$

Printed copies are uncontrolled
Dabei ist

$f_{h,1/2,k}$ die charakteristische Lochleibungsfestigkeit des Holzbauteils 1 oder 2;

$f_{h,i,k}$ die charakteristische Lochleibungsfestigkeit der Zwischenlage zwischen den Holzbauteilen 1 und 2;

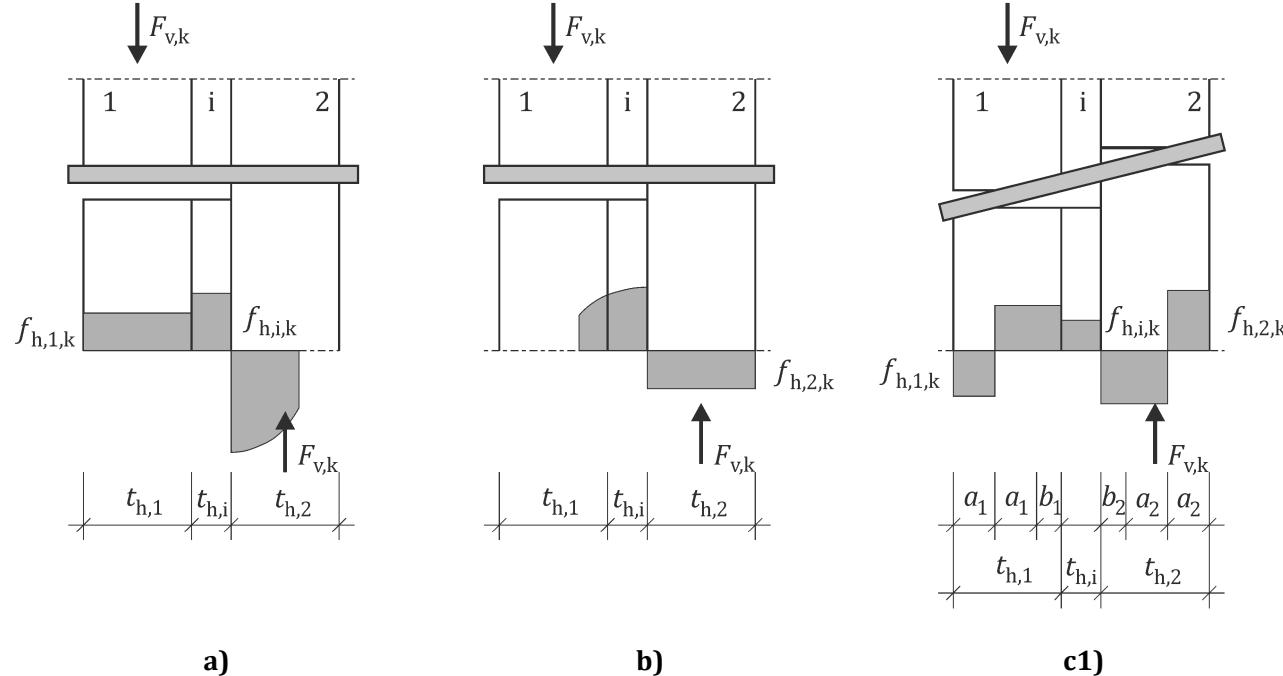
$t_{1/2}$ die Dicke des Holzbauteils 1 oder 2;

t_i die Dicke der Zwischenlage;

d der Durchmesser des Befestigungselements.

ANMERKUNG Die Symbole für die Dicken $t_{h,1}$, $t_{h,2}$ und $t_{h,i}$ in Gleichung (K.11) bis Gleichung (K.14) wurden auf t_1 , t_2 und t_i reduziert, um die übliche Schriftgröße für die Gleichungen einzuhalten.

Die Versagensarten (a), (b) und (c) aus Gleichung (K.10) sind in Bild K.3 a), Bild K.3 b) und Bild K.3 c) dargestellt.



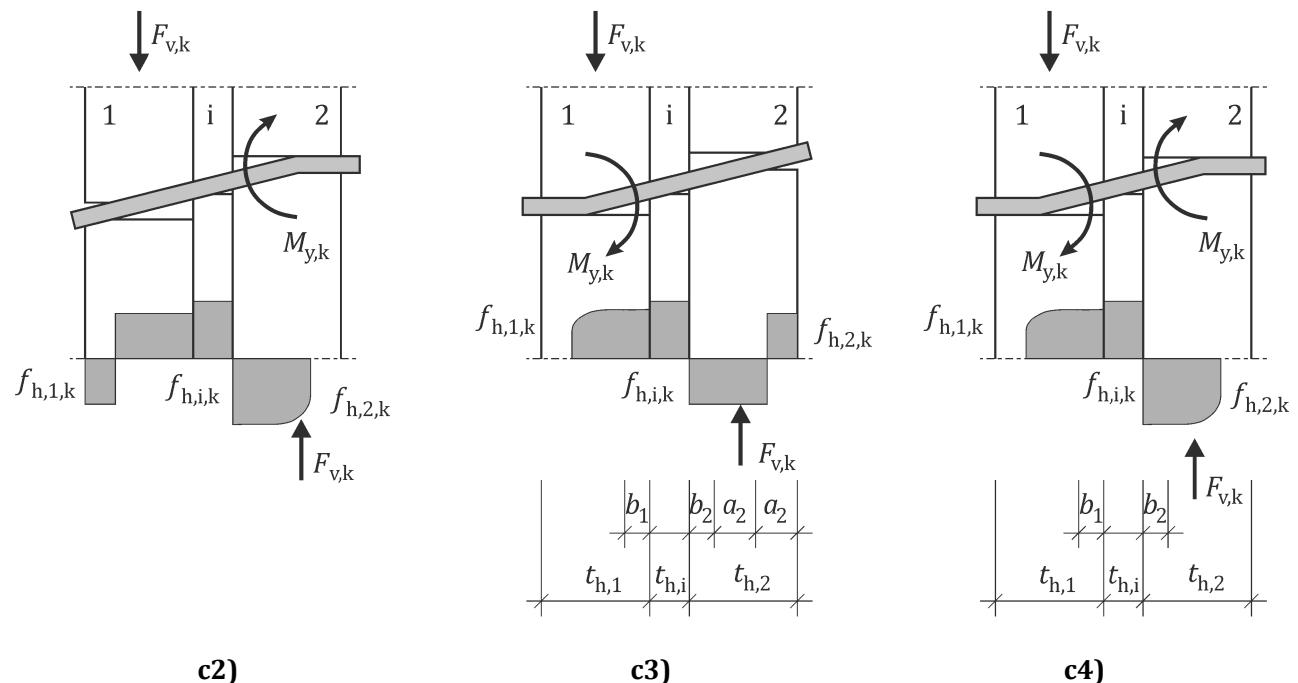


Bild K.3 — Versagensarten für eine mit den Bauteilen verbundene Zwischenlage

(3) Für Verbindungen mit Schrauben und $\epsilon = 90^\circ$, siehe Bild K.2 a), darf der mittlere Verschiebungsmodul je Verbindungselement K_{SLS} wie folgt bestimmt werden:

$$K_{SLS} = 0,12 \left(\rho_{\text{mean},1} t_{h,1}^{0,1} + \rho_{\text{mean},i}^{1,1} + \rho_{\text{mean},2} t_{h,2}^{0,1} \right) d^{1,1} \quad (\text{K.17})$$

(4) Für Verbindungen mit vollständig durchgehenden Schrauben und $\epsilon = 45^\circ$, siehe Bild K.2 b), darf der mittlere Verschiebungsmodul K_{SLS} wie folgt bestimmt werden:

$$K_{SLS} = \frac{0,5d^{0,7}}{\frac{0,48}{\rho_{\text{mean},1} t_{h,1}^{0,62}} + \frac{1}{\rho_{\text{mean},i}^{1,6} t_{h,i}^{0,4}} + \frac{1}{\rho_{\text{mean},2} t_{h,2}^{0,62}}} \quad (\text{K.18})$$

ANMERKUNG Für Verbindungen mit gekreuzten Schrauben mit durchgehendem Gewinde $\epsilon = \pm 45^\circ$ kann der mittlere Verschiebungsmodul anhand der Gleichung (K.18) berechnet werden.

K.4 Verbindungen zwischen Stahl und Holz

K.4.1 Keine Verbindung zwischen der Zwischenlage und dem Holz

(1) Stahlplatten mit einer Dicke von nicht mehr als $0,5d$ sind als dünne Platten und Stahlplatten mit einer Dicke von mindestens d mit einer Toleranz der Lochdurchmesser von weniger als $0,1d$ sind als dicke Platten klassifiziert. Die charakteristische Kapazität von Verbindungen mit Stahlplattendicken zwischen einer dünnen und einer dicken Lage sollten durch lineare Interpolation zwischen den begrenzenden dicken und dünnen Plattenwerten berechnet werden.

(2) Die charakteristische Tragfähigkeit je Schubebene je Befestigungselement $F_{v,k}$ für Verbindungen mit dicken Stahlplatten sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{v,k} = \min \begin{cases} k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} t_{h,1} d & (\text{a}) \\ 2k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} b_1 d - k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} t_{h,1} & (\text{b}) \\ k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} b_2 d & (\text{c}) \end{cases} \quad (\text{K.19})$$

mit

$$b_1 = -t_{h,i} + \sqrt{t_{h,i}^2 + \frac{M_{y,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} d} + \frac{\delta t_{h,i}^2}{2} + t_{h,1} t_{h,i} + \frac{t_{h,1}^2}{2}} \quad (\text{K.20})$$

$$b_2 = -t_{h,i} + \sqrt{t_{h,i}^2 + \frac{4M_{y,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} d} + \frac{\delta t_{h,i}^2}{2}} \quad (\text{K.21})$$

und

$$\delta = \frac{k_{\text{mod},i} f_{h,i,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k}} \quad (\text{K.22})$$

Dabei ist

- $f_{h,1,k}$ die charakteristische Lochleibungsfestigkeit des Holzbauteils 1;
- $t_{h,1}, t_{h,2}$ die Dicke des Holzbauteils 1 oder 2;
- $t_{h,i}$ die Dicke der Zwischenlage;
- d der Durchmesser des Befestigungselements.

Die Versagensarten (a), (b) und (c) aus Gleichung (K.19) sind in Bild K.4 a), Bild K.4 b) und Bild K.4 c) dargestellt.

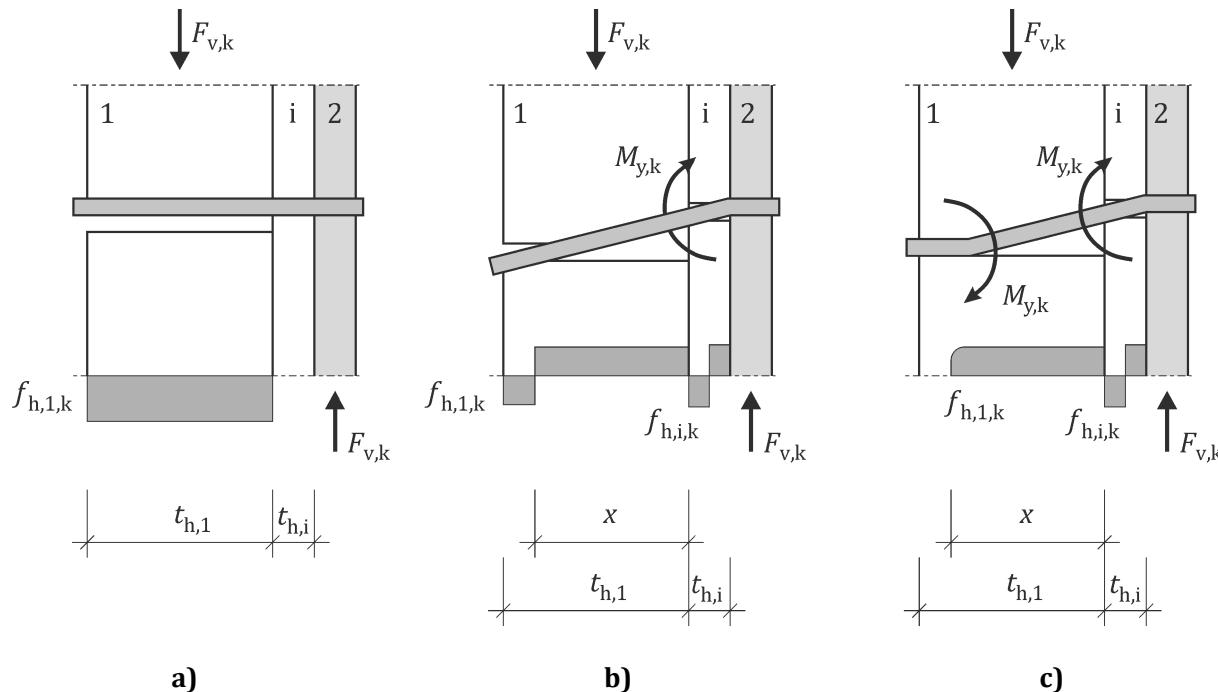


Bild K.4 — Versagensarten bei nicht mit den Bauteilen verbundener Zwischenlage

(3) Die charakteristische Tragfähigkeit je Schubebene je Befestigungselement $F_{v,k}$ für Verbindungen mit dünnen Stahlplatten sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{v,k} = \min \begin{cases} 2k_{\text{mod},1}f_{h,1,k}b_1d - k_{\text{mod},1}f_{h,1,k}t_{h,1}d & (\text{a}) \\ k_{\text{mod},1}f_{h,1,k}b_2d & (\text{b}) \end{cases} \quad (\text{K.23})$$

mit

$$b_1 = -t_{h,i} + \sqrt{t_{h,i}^2 + \frac{\delta t_{h,i}^2}{4} + t_{h,1}t_{h,i} + \frac{t_{h,1}^2}{2}} \quad (\text{K.24})$$

$$b_2 = -t_{h,i} + \sqrt{t_{h,i}^2 + \frac{2M_{y,k}}{k_{\text{mod},1}f_{h,1,k}d} + \frac{\delta t_{h,i}^2}{2}} \quad (\text{K.25})$$

und

$$\delta = \frac{k_{\text{mod},i}f_{h,i,k}}{k_{\text{mod},1}f_{h,1,k}} \quad (\text{K.26})$$

Dabei ist

$f_{h,1k}$ die charakteristische Einbettungsfestigkeit von Holzbauteil 1;

$t_{h,i}$ die Dicke von Holzbauteil i ;

t die Dicke der Zwischenlage;

d der Durchmesser des Befestigungselements.

Die Versagensarten (a) und (b) aus Gleichung (K.23) sind in Bild K.5 a) und Bild K.5 b) dargestellt.

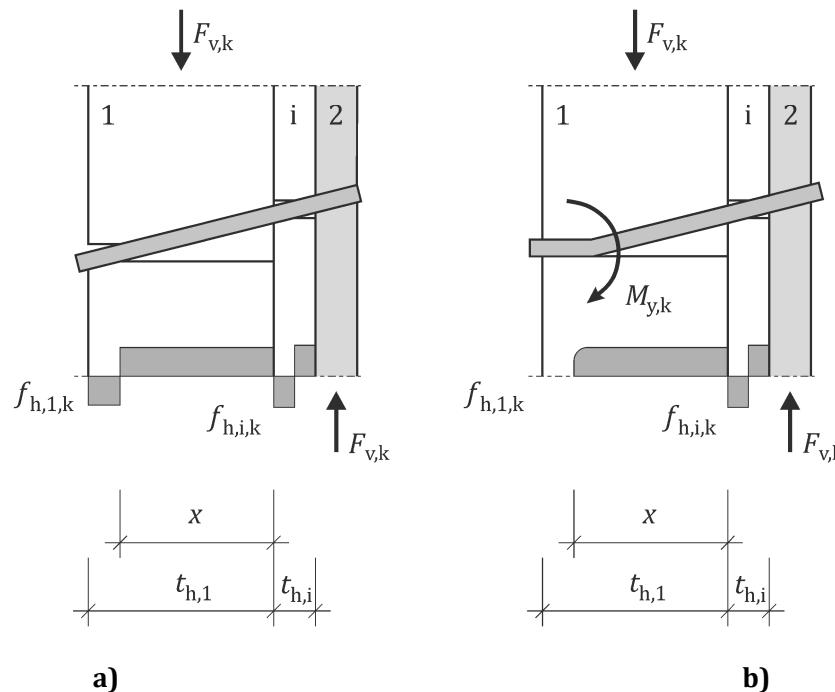


Bild K.5 — Versagensarten bei nicht mit den Bauteilen verbundener Zwischenlage

(4) Für Schraubverbindungen mit $\epsilon = 90^\circ$, siehe Bild K.5 a), darf der mittlere Verschiebungsmodul je Befestigungselement K_{SLS} wie folgt bestimmt werden:

$$K_{SLS} = 0,27 \rho_{\text{mean},1}^{1-0,027 t_{h,i}} t_1^{0,073-0,0026 t_{h,i}} d^{1,22+0,05 t_{h,i}} (1+1,1^{-t_{h,i}}) + 0,86 t_{h,i} \quad (\text{K.27})$$

Dabei ist

$\rho_{\text{mean},1}$ die mittlere Rohdichte des Holzbauteils 1, in kg/m^3 ;

$t_{h,1}$ die Einlasstiefe in Bauteil 1, in mm;

$t_{h,i}$ die Einlasstiefe in der Zwischenlage, in mm;

d der Durchmesser des Befestigungselements, in mm.

(5) Für Verbindungen mit Schrauben mit teilweisen oder durchgehenden Gewinden und $\epsilon = 45^\circ$, siehe Bild K.6 b), darf der mittlere Verschiebungsmodul je Befestigungselement K_{SLS} wie folgt bestimmt werden:

$$K_{SLS} = 0,25 \rho_{\text{mean},1}^{1,1} t_{h,1}^{0,7} d^{0,6} 0,2^{\left(\frac{0,07 t_{h,i}}{d^{1,1}}\right)} + 85 t_{h,i} \quad (\text{K.28})$$

ANMERKUNG Für Verbindungen mit gekreuzten Schrauben mit durchgehendem Gewinde $\epsilon = \pm 45^\circ$ kann der mittlere Verschiebungsmodul anhand der Gleichung (K.28) berechnet werden.

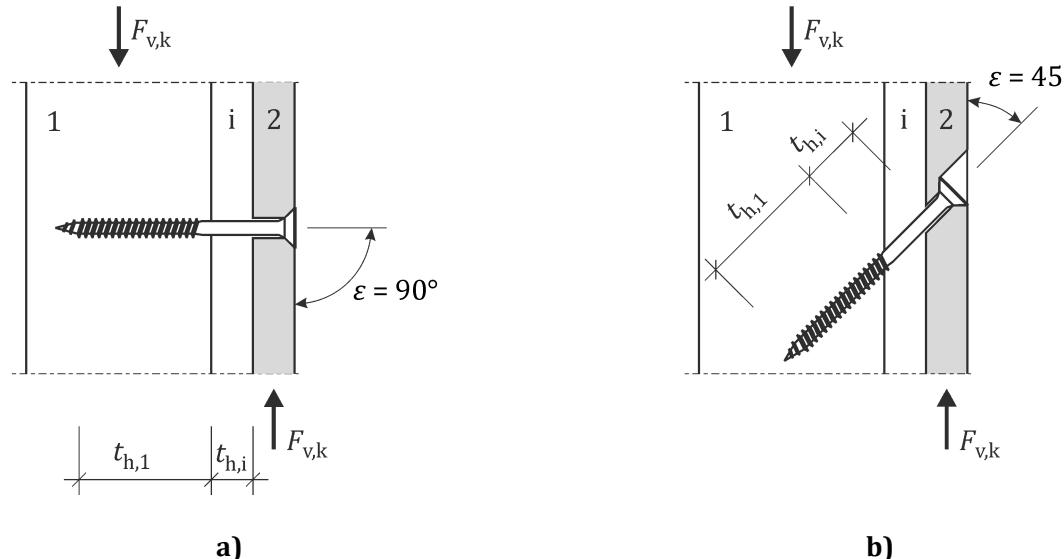


Bild K.6 — Schraubverbindung mit nicht mit den Holzbauteilen verbundener Zwischenlage

K.4.2 Verbindung zwischen Zwischenlage und Holz

(1) Die Verbindung zwischen der Zwischenlage und dem Holzbauteil sollte geklebt sein oder mit einer Nagelplatte hergestellt werden.

(2) Die charakteristische Tragfähigkeit je Schubebene je Befestigungselement $F_{v,k}$ für Verbindungen mit dicken Stahlplatten sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{v,k} = \min \begin{cases} k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} t_1 d + k_{\text{mod},i} f_{h,i,k} t_i d & (\text{a}) \\ 2k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} b_1 d - k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} t_1 d + k_{\text{mod},i} f_{h,i,k} t_{h,i} d & (\text{b}) \\ k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} b_2 d + k_{\text{mod},i} f_{h,i,k} t_i d & (\text{c}) \end{cases} \quad (\text{K.29})$$

mit

$$b_1 = -t_{h,i} + \sqrt{t_{h,i}^2 + \frac{M_{y,k}}{k_{mod,1} f_{h,1,k} d} - \frac{\delta t_{h,i}^2}{2} + t_{h,1} t_{h,i} + \frac{t_{h,1}^2}{2}} \quad (K.30)$$

$$b_2 = -t_{h,i} + \sqrt{t_{h,i}^2 + \frac{4M_{y,k}}{k_{mod,1} f_{h,1,k} d} - \delta t_{h,i}^2} \quad (K.31)$$

und

$$\delta = \frac{k_{mod,i} f_{h,i,k}}{k_{mod,1} f_{h,1,k}} \quad (K.32)$$

Dabei ist

$f_{h,1,k}$ die charakteristische Lochleibungsfestigkeit des Holzbauteils 1;

$f_{h,i,k}$ die charakteristische Lochleibungsfestigkeit der Zwischenlage zwischen den Holzbauteilen 1 und 2;

t_1 die Einlasstiefe in Bauteil 1;

t_i die Einlasstiefe in der Zwischenlage;

d der Durchmesser des Befestigungselementes.

Die Versagensarten (a), (b) und (c) aus Gleichung (K.29) sind in Bild K.7 angegeben.

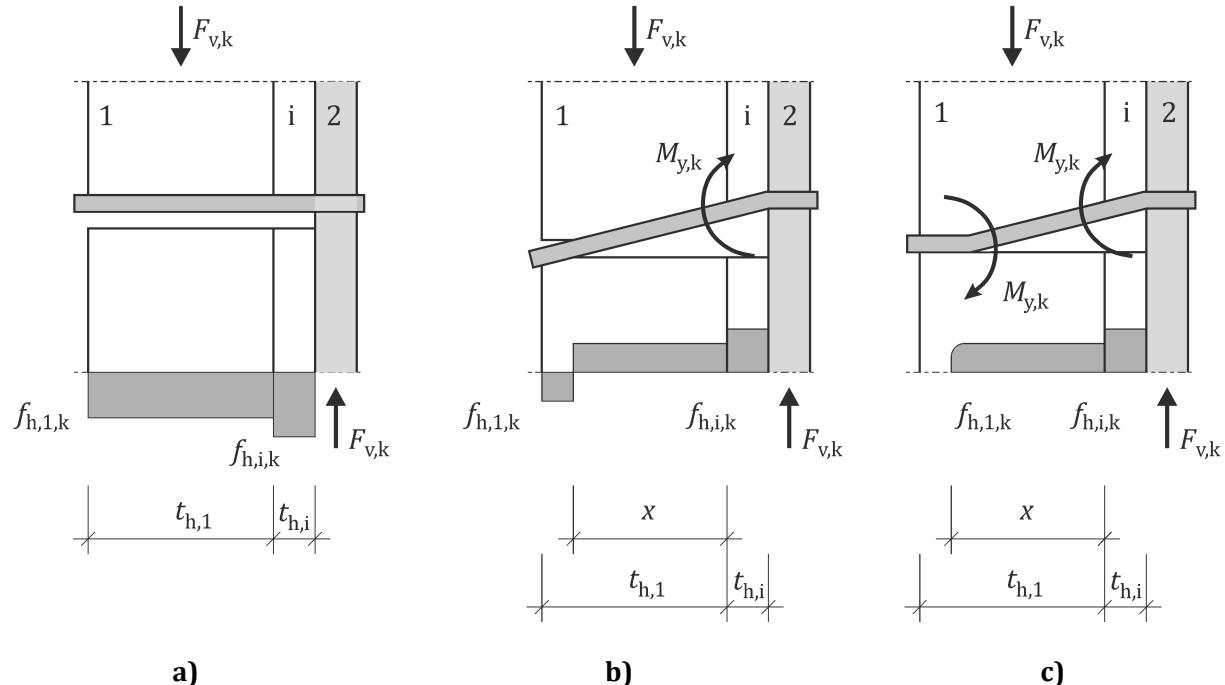


Bild K.7 — Versagensarten bei einer mit den Bauteilen verbundenen Zwischenlage

(3) Die charakteristische Tragfähigkeit je Schubebene je Befestigungselement $F_{v,k}$ für Verbindungen mit dünnen Stahlplatten sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{v,k} = \min \begin{cases} 2k_{\text{mod},1}f_{h,1,k}b_1d - k_{\text{mod},1}f_{h,1,k}t_{h,1}d + k_{\text{mod},i}f_{h,i,k}t_{h,i}d & (\text{a}) \\ 2k_{\text{mod},1}f_{h,1,k}b_1d - k_{\text{mod},1}f_{h,1,k}t_{h,1}d & (\text{b}) \end{cases} \quad (\text{K.33})$$

mit

$$b_1 = -t_{h,i} + \sqrt{t_{h,i}^2 - \frac{\delta t_{h,i}^2}{2} + t_{h,1}t_{h,i} + \frac{t_{h,1}^2}{2}} \quad (\text{K.34})$$

$$b_2 = -t_{h,i} + \sqrt{t_{h,i}^2 + \frac{\delta t_{h,i}^2}{4} + t_{h,1}t_{h,i} + \frac{t_{h,1}^2}{2}} \quad (\text{K.35})$$

und

$$\delta = \frac{k_{\text{mod},i}f_{h,i,k}}{k_{\text{mod},1}f_{h,1,k}} \quad (\text{K.36})$$

Dabei ist

$f_{h,1,k}$ die charakteristische Lochleibungsfestigkeit des Holzbauteils 1;

$f_{h,i,k}$ die charakteristische Lochleibungsfestigkeit der Zwischenlage zwischen den Holzbauteilen 1 und 2;

$t_{h,1}$ die Einlasstiefe in Bauteil 1;

$t_{h,i}$ die Einlasstiefe in der Zwischenlage;

d der Durchmesser des Befestigungselements.

Die Versagensarten (a) und (b) aus Gleichung (K.33) sind in Bild K.8 a) und Bild K.8 b) dargestellt.

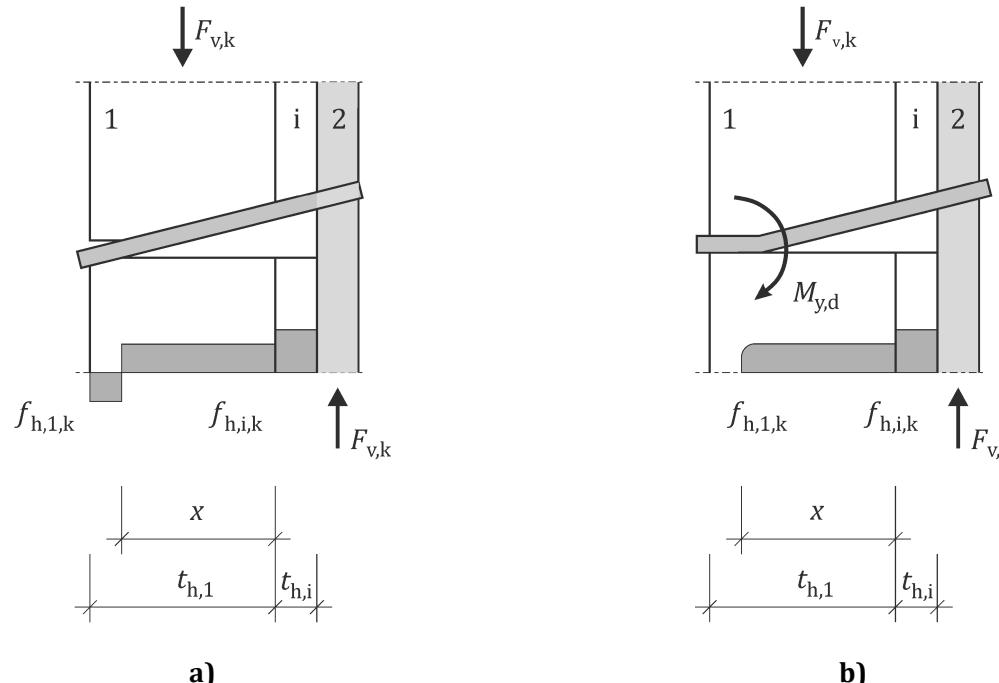


Bild K.8 — Versagensarten bei einer mit den Bauteilen verbundenen Zwischenlage

(4) Eine konservative Schätzung des Verschiebungsmoduls darf durch Gleichung (K.24) und Gleichung (K.25) vorgenommen werden.

(5) Für Verbindungen mit Schrauben und $\epsilon = 90^\circ$, siehe Bild K.5 a), darf der mittlere Verschiebungsmodul je Befestigungselement K_{SLS} der Gleichung (K.37) entnommen werden:

$$K_{SLS} = 0,9 \left(\rho_{\text{mean},1}^{0,8} t_{h,1}^{0,1} d^{0,4} + \rho_{\text{mean},i}^{1,2} d^{1,23} \right) \quad (\text{K.37})$$

(6) Für Verbindungen mit vollständig durchgehenden Schrauben und $\epsilon = 45^\circ$, siehe Bild K.5 c), darf der mittlere Verschiebungsmodul je Befestigungselement K_{SLS} wie folgt bestimmt werden:

$$K_{SLS} = 0,48 \left(\rho_{\text{mean},1}^{0,9} t_{h,1}^{0,6} d + \rho_{\text{mean},i}^{1,2} t_{h,i}^{0,4} d^{0,4} \right) \quad (\text{K.38})$$

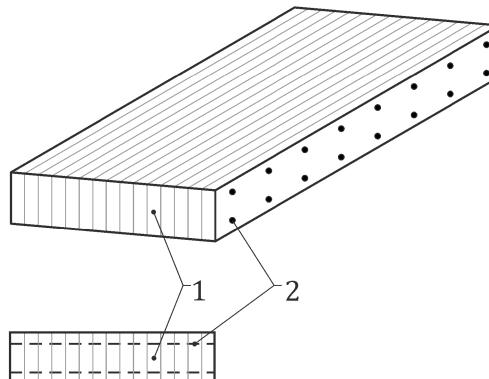
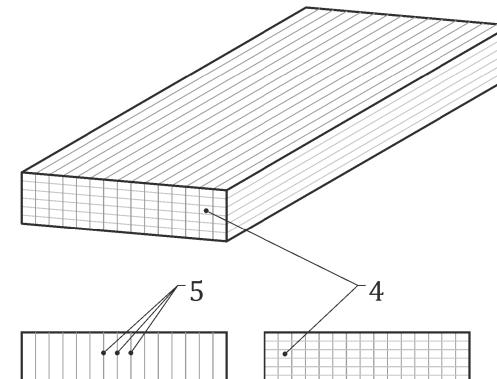
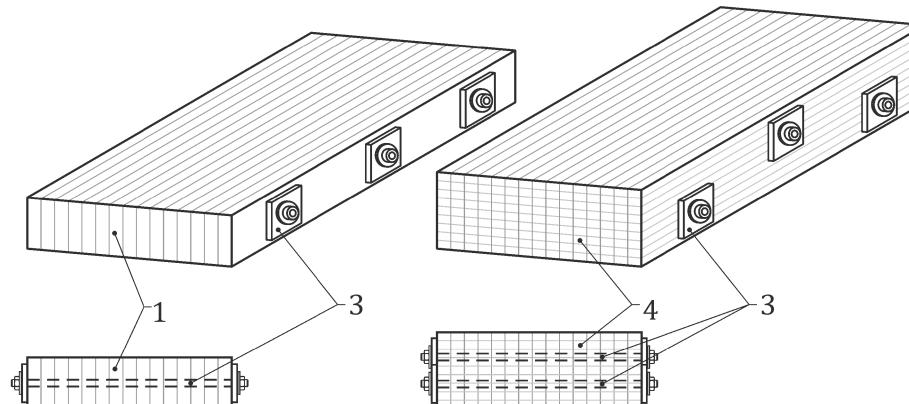
ANMERKUNG Für Verbindungen mit gekreuzten Schrauben mit durchgehendem Gewinde $\epsilon = \pm 45^\circ$ kann der mittlere Verschiebungsmodul anhand der Gleichung (K.38) berechnet werden.

Anhang L
(normativ)**Lamellierte Holzplatten (LTD)****L.1 Verwendung dieses Anhangs**

(1) Dieser normative Anhang enthält zusätzliche Anleitungen zu Abschnitt 4 bis Abschnitt 9 für lamellierte Holzplatten.

L.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser normative Anhang ist anwendbar für vorgespannte oder mechanisch befestigte oder geklebte lamellierte Holzplatten aus ST- oder PL-Komponenten, siehe Bild L.1.

**a) Mechanisch befestigt****b) Geklebt****c) Vorgespannt****Legende**

- 1 Holzlamellen
- 2 Profilnägel oder -schrauben
- 3 Stangen oder Spannglieder für die Vorspannung
- 4 Blockverklebtes Brettschichtholz
- 5 Klebefuge zwischen Komponenten von Brettschichtholz
- 6 Brettschichtholzkomponente

Bild L.1 — Beispiele für lamellierte Holzplatten

Platten sind mechanisch mit Schrauben oder Profilnägeln befestigt oder mit Stangen oder Spanngliedern vorgespannt oder aus Platten aus Brettschichtholz oder blockverklebtem Brettschichtholz hergestellt.

Mechanisch befestigte oder vorgespannte lamellierte Holzplatten dürfen Stoßverbindungen beinhalten.

L.3 Bemessungsgrundlage

(1) Der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M,s}$ für das Vorspannen von Stahlelementen muss verwendet werden.

ANMERKUNG Der Wert von $\gamma_{M,s}$ beträgt 1,15, sofern der nationale Anhang keinen anderen Wert enthält.

(2) Der Teilsicherheitsbeiwert γ_p muss für die Vorspannkräfte verwendet werden.

ANMERKUNG Der Wert von γ_p beträgt 1,05 für Kurzzeit-Lasten während des Vorspannens und 1,15 für Langzeit-Lasten nach dem Vorspannen, sofern der nationale Anhang keinen anderen Wert enthält.

L.4 Materialien

(1) Der Reibungskoeffizient μ sollte berücksichtigt werden:

- Holzarten;
- Rauheit der Kontaktfläche;
- Schutzmittelbehandlung des Holzes;
- Restspannung zwischen Lamellen.

(2) Sofern keine anderen Werte verifiziert wurden, sollte der Reibungskoeffizient μ zwischen Weichholz-Lamellen und zwischen Weichholz- Lamellen und Beton für spannungslamellierte Holzplatten in Außenbauten Tabelle L.1 entnommen werden.

Tabelle L.1 — Reibungskoeffizienten μ für Schnittstellen zwischen Weichholz und zwischen Weichholz und Beton für spannungslamellierte Holzplatten in Außenbauten

Oberflächenrauheit an der Oberfläche	Senkrecht zur Faser	Parallel zur Faser
	μ_{90}	μ_0
Gesägtes Holz zu gesägtem Holz	0,40	0,30
Gehobeltes Holz zu gehobeltem Holz	0,30	0,25
Gesägtes Holz zu gehobeltem Holz	0,40	0,30
Holz zu Beton	0,40	0,40

L.5 Numerische Analyse für lamellierte Holzplatten

(1) Die numerische Analyse unidirektional lamellierter Holzplatten sollte nach Anhang O und mit den Systemmodulfaktoren in Tabelle L.2 durchgeführt werden.

L.6 Systemsteifigkeit

(1) Für lamellierte Holzplatten sollten die Elastizitätsmodule und Schubmodule wie folgt bestimmt werden:

$$E_{0,\text{mean}} = k_{\text{bj}} E_{0,\text{l,mean}} \quad (\text{L.1})$$

$$E_{90,\text{mean}} = k_{E90} E_{0,\text{l,mean}} \quad (\text{L.2})$$

$$G_{0,\text{mean}} = k_{\text{bj}} G_{0,\text{l,mean}} \quad (\text{L.3})$$

$$G_{90,\text{mean}} = k_{G90} G_{0,\text{l,mean}} \quad (\text{L.4})$$

$$G_{0,90,\text{mean}} = 2 \sqrt{k_{\text{bj}} k_{G90} G_{0,\text{l,mean}}} \quad (\text{L.5})$$

Dabei ist

- $E_{0,\text{mean}}$ der mittlere Elastizitätsmodul der Platte parallel zur Faser;
- $E_{0,\text{mean}}$ der mittlere Elastizitätsmodul der Lamellen parallel zur Faser;
- $E_{90,\text{mean}}$ der mittlere Elastizitätsmodul der Platte senkrecht zur Faser;
- $G_{0,\text{mean}}$ der mittlere Schubmodul der Platte parallel zur Faser;
- $G_{0,\text{l,mean}}$ der mittlere Schubmodul der Lamellen parallel zur Faser;
- $G_{0,90,\text{mean}}$ der mittlere Schubmodul in der Ebene der Platte;
- $G_{90,\text{mean}}$ der mittlere Schubmodul der Platte senkrecht zur Faser;
- k_{bj} der Stoßfugenfaktor für mechanisch befestigte oder auf Spannung lamellierte Holzplatten aus Gleichung (L.7);
 $k_{\text{bj}} = 1,0$ sollte für Platten ohne Stoßfugen verwendet werden.
- k_{E90} der Quersystemfaktor des Elastizitätsmoduls nach Tabelle L.2;
- k_{G90} der Quersystemfaktor des Schubmoduls nach Tabelle L.2.

Tabelle L.2 — Quersystemmodulfaktoren für lamellierte Holzplatten

Art der Platte	k_{E90}	k_{G90}
Vorgespannt und aus gesägten Komponenten hergestellt	0,015	0,08
Vorgespannt und aus gehobelten Komponenten hergestellt	0,020	0,10
Geklebt	0,030	0,15

(2) Mechanisch befestigte und auf Spannung lamellierte Holzplatten dürfen nicht mehr als eine Stoßfuge in beliebigen angrenzenden vier Lamellen innerhalb des folgenden Mindestabstands $l_{\text{bj,min}}$ aufweisen, siehe auch Bild L.2.

$$l_{\text{bj,min}} \geq \max \begin{cases} 2 l_p \\ 25 t_l \\ 1200 \text{ mm} \end{cases} \quad (\text{L.6})$$

Dabei ist

- l_p der Abstand zwischen den Vorspannungselementen;
- t_l die Dicke der Lamellen in Richtung der Vorspannung.

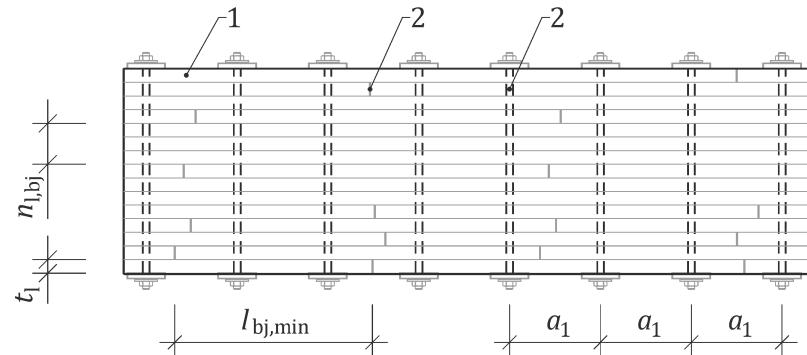
Der Stoßfugenfaktor für mechanisch verbundene oder auf Spannung lamellierte Holzplatten sollte wie folgt bestimmt werden:

$$k_{bj} = (n_{l,bj} - 1)/n_{l,bj} \quad (L.7)$$

Dabei ist

$n_{l,bj}$ die Anzahl der Lamellen zwischen angrenzenden Stoßfugen über die Länge l_p nach Bild L.1 plus 1.

(3) Für nicht durch Stoßfugen beeinflusste Flächen, siehe Bild L.2, darf k_{bj} als 1,0 genommen werden.



Legende

1	Holzlamellen	t_l	Lamellendicke
2	Stoßfuge	$l_{bj,min}$	Mindestabstand zwischen Stoßfugen
3	Vorspannungselement	l_p	Abstand zwischen Vorspannungselementen
		$n_{l,bj}$	Anzahl der Lamellen zwischen zwei angrenzenden Stoßfugen über die Länge l_p

Bild L.2 — Stoßfugen in einer auf Spannung lamellierten Holzplatte mit $n_{l,bj} = 4$

L.7 Systemfestigkeit

(1) Die Bemessungsbiegefestigkeit und -schubfestigkeit der Platte sollte wie folgt bestimmt werden:

$$f_{m,d} = k_{bj} k_{sys} f_{m,l,d} \quad (L.8)$$

$$f_{v,d} = k_{bj} k_{sys} f_{v,l,d} \quad (L.9)$$

Dabei ist

- $f_{m,d}$ die Bemessungsbiegefestigkeit der lamellierten Holzplatte;
- $f_{v,d}$ die Bemessungsschubfestigkeit der lamellierten Holzplatte;
- $f_{m,l,d}$ die Bemessungsbiegefestigkeit der Lamellen;
- $f_{v,l,d}$ die Bemessungsschubfestigkeit der Lamellen;
- k_{bj} der Stoßfugenfaktor für auf Spannung lamellierte Holzplatten aus Gleichung (L.7);
- $k_{bj} = 1,0$ sollte für Platten ohne Stoßfugen angewendet werden;
- k_{sys} der Systemfestigkeitsfaktor auf der Grundlage der Anzahl der Bauholzkomponenten für tragende Zwecke, die die lamellierte Holzplatte bilden, siehe 8.4.

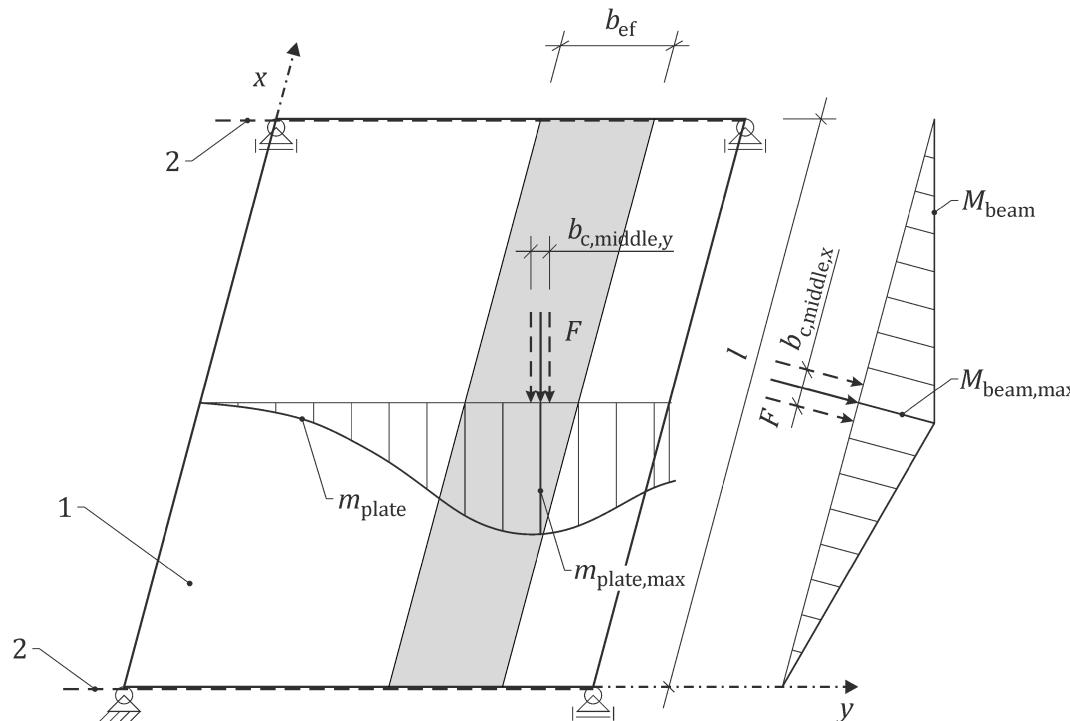
(2) Die effektive Breite b_{ef} sollte wie folgt bestimmt werden, siehe auch Bild L.3:

$$b_{\text{ef}} = \frac{M_{\text{beam}}}{m_{\text{plate,max}}} \quad (\text{L.10})$$

Dabei ist

- M_{beam} das Biegemoment, berechnet für einen Balken auf zwei oder mehr Auflagern, in kNm;
 $m_{\text{plate,max}}$ das maximale Biegemoment, berechnet anhand einer numerischen Plattenanalyse, in kNm/m.

ANMERKUNG L.8 zeigt ein vereinfachtes Verfahren für die Bestimmung der effektiven Breite von Brettschichtholzplatten.



Legende

- 1 lamellierte Holzplatte
- 2 Auflager
- F konzentrierte vertikale Last
- b_{ef} effektive Breite
- l Spannweite
- M_{beam} Biegemoment, berechnet für einen Balken auf zwei oder mehr Auflagern, in kNm
- $M_{\text{beam,max}}$ maximales Biegemoment, berechnet für einen Balken auf zwei oder mehr Auflagern, in kNm
- m_{plate} Biegemoment, berechnet anhand einer numerischen Plattenanalyse, in kNm/m
- $m_{\text{plate,max}}$ maximales Biegemoment, berechnet anhand einer numerischen Plattenanalyse, in kNm/m

Bild L.3 — Beispiel für die Biegemomentverteilung um die y-Achse in einer Platte zur Bestimmung der effektiven Breite b_{ef}

L.8 Vereinfachungen für die Systemfestigkeit

(1) Die lamellierte Holzplatte darf durch einen oder mehrere Balken parallel zur Faser mit der effektiven Breite b_{ef} wie folgt ersetzt werden:

$$b_{ef} = b_{c,middle} + b_{c,system} \quad (\text{L.11})$$

Dabei ist

b_{ef} die effektive Breite;

$b_{c,middle,y}$ die Breite der belasteten Fläche an der mittleren Ebene der lamellierten Holzplatte nach L.7(2);

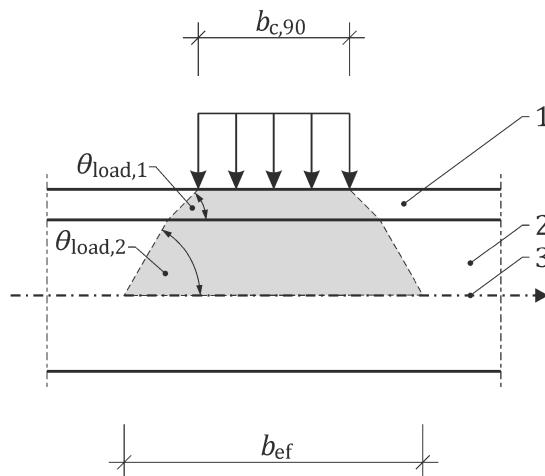
$b_{c,system}$ der Anteil der effektiven Breite in Abhängigkeit von der Art der Verbindung zwischen den Komponenten der lamellierten Holzplatte;

$b_{c,system}$ darf als 100 mm für mechanisch befestigte und 300 mm für vorgespannte und geklebte lamellierte Holzplatten genommen werden.

L.9 Effektiv belastete Fläche für konzentrierte vertikale Lasten

(1) Konzentrierte Lasten (vertikale Punktlasten oder Linienlasten) sollten als auf einer Bezugsebene in der mittleren Tiefe der lamellierten Holzplatte einwirkend betrachtet werden.

(2) Für konzentrierte vertikale Lasten sollte eine effektiv belastete Fläche der mittleren Ebene der lamellierten Holzplatte nach L.4 berechnet werden.



Legende

1 Druck

2 Belag oder Planken

3 lamellierte Holzplatte

4 (mittlere) Schwerpunktebene

$b_{c,90}$ Breite der belasteten Fläche an der Oberseite des Belags

$b_{c,90}$ Breite der belasteten Fläche in der mittleren Ebene der lamellierten Holzplatte

$\theta_{load,1}$ Dispersionswinkel zur Horizontalen für den Belag oder die Planken, in Grad

$\theta_{load,1}$ darf als 45° genommen werden

$\theta_{load,2}$ Dispersionswinkel zur Horizontalen für die lamellierte Holzplatte, in Grad

$\theta_{load,2}$ darf als 45° parallel und 15° senkrecht zur Faser genommen werden

ANMERKUNG Für CLT beträgt der Dispersionswinkel 35° in beide Richtungen, siehe 8.1.6.1(10).

Bild L.4 — Dispersion konzentrierter Lasten

L.10 Systemverifizierung von Brettschichtholzplatten

(1) Für Brettschichtholzplatten sollte die Bemessungsbiegespannung senkrecht zur Faser $\sigma_{m,z,d}$ aufgrund konzentrierter Last auf die Zugfestigkeit senkrecht zur Faser wie folgt begrenzt werden:

$$\sigma_{m,z,d} \leq f_{t,90,d} \quad (\text{L.12})$$

Dabei ist

$f_{t,90,d}$ die Bemessungszugfestigkeit senkrecht zur Faser.

**Anhang M
(normativ)****Material- und Produkteigenschaften für die Bemessung****M.1 Verwendung dieses Anhangs**

(1) Dieser normative Anhang enthält Bestimmungen für die Material- und Produkteigenschaften, die für die Bemessung in Übereinstimmung mit diesem Dokument benötigt werden.

(2) Der Mindestsatz an Eigenschaften (MSP) eines Produkts nach Tabelle M.1 bis Tabelle M.13 wird benötigt, um Bemessungen entsprechend diesem Dokument vornehmen zu können.

ANMERKUNG 1 Die Bauprodukteverordnung schreibt vor, dass das Konformitätszeichen (CE-Kennzeichnung) vergeben wird, wenn ein einzelnes Merkmal der Leistungserklärung (DoP) deklariert wird. Der MSP ist der Mindestsatz der deklarierten Eigenschaften für die Anwendung von Bemessungsgleichungen des Eurocodes für ein Produkt.

ANMERKUNG 2 Wenn ein MSP von Grenzbedingungen abhängig ist, wird dies durch runde Klammern () angezeigt. Eine Erläuterung ist in einer Fußnote enthalten.

ANMERKUNG 3 In Fällen, in denen Material- oder Produkteigenschaften nicht in den harmonisierten europäischen technischen Spezifikationen enthalten sind, bietet Anhang N einige Berechnungsverfahren für die Bestimmung von Werten.

ANMERKUNG 4 Wenn ein vollständiger MSP in klassenbezogenen Tabellen angegeben ist, wird der MSP durch die Angabe der relevanten Klasse deklariert. Für einige Materialien bietet Anhang N klassenbezogene Tabellen, wenn in den harmonisierten europäischen technischen Spezifikationen keine Klassen angegeben sind.

ANMERKUNG 5 Ein Vergleich der Symbole für Festigkeiten, Elastizitätsmodule und Schubmodule für allgemeine Holzwerkstoffe und Symbole mit den in EN 1995 (alle Teile) verwendeten Symbolen ist in Tabelle 3.1 enthalten.

M.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser normative Anhang behandelt SWB, VB, STB, WFB, WPB und GYB.

M.3 Holzbauprodukte**M.3.1 Allgemeines**

(1) Im Fall von geklebten Produkten müssen die Klebstofffamilie, der Typ und die Subfamilie unter Angabe der Temperatur, der Bauteile langfristig ausgesetzt sein dürfen, angegeben werden.

ANMERKUNG Die Klebstofffamilien für Keilzinkenverbindungen und Deckschichtklebungen können variieren.

M.3.2 Bauholz für tragende Zwecke und Balkenschichtholz (SL und GST)

(1) Der Mindestsatz der Eigenschaften (MSP) für festigkeitssortiertes Bauholz mit rechteckigem Querschnitt nach EN 14081-1, Holz mit Keilzinkenverbindung für tragende Zwecke nach EN 15497 und Balkenschichtholz nach EN 14080 nach Tabelle M.1 wird benötigt, um die Bemessung nach diesem Dokument zu ermöglichen.

ANMERKUNG 1 EN 338 legt Festigkeitsklassen für festigkeitssortiertes Bauholz mit rechteckigem Querschnitt fest, die auch für Holz mit Keilzinkenverbindung für tragende Zwecke und Balkenschichtholz anwendbar sind.

Tabelle M.1 — Eigenschaften und zugehörige Symbole für festigkeitssortiertes Bauholz für tragende Zwecke mit rechteckigem Querschnitt, die auch für Bauholz für tragende Zwecke mit Keilzinkenverbindung und Balkenschichtholz anwendbar sind

MSP	Eigenschaft	Symbole in EN 1995 (alle Teile)
Festigkeit		
x	Charakteristische Biegefestigkeit	$f_{m,k}$
x	Charakteristische Zugfestigkeit parallel zur Faser	$f_{t,0,k}$
x	Charakteristische Zugfestigkeit senkrecht zur Faser	$f_{t,90,k}$
x	Charakteristische Druckfestigkeit parallel zur Faser	$f_{c,0,k}$
x	Charakteristische Druckfestigkeit senkrecht zur Faser	$f_{c,90,k}$
x	Charakteristische Schubfestigkeit	$f_{v,k}$
Steifigkeit		
(x) ^a	Mittlerer Elastizitätsmodul in Biegung parallel zur Faser	E_{mean} , $E_{m,0,mean}$
(x) ^a	Mittlerer Elastizitätsmodul in Biegung senkrecht zur Faser	$E_{90,mean}$
(x) ^a	Charakteristischer Elastizitätsmodul in Biegung parallel zur Faser	$E_{0,k}$, E_k
(x) ^a	Mittlerer Elastizitätsmodul unter Zug parallel zur Faser	E_{mean} , $E_{t,0,mean}$
	Charakteristischer Elastizitätsmodul unter Zug parallel zur Faser	$E_{0,k}$, E_k
x	Mittlerer Schubmodul	G_{mean}
	Charakteristischer Schubmodul	$G_{0,k}$, G_k
Rohdichte		
x	Mittlere Rohdichte	ρ_{mean}
x	Charakteristische Rohdichte	ρ_k
^a $E_{m,0}$ und $E_{m,90}$ (Biegung) oder $E_{t,0}$ und $E_{t,90}$ (Zug) sind Teil des Mindestsatzes der Eigenschaften (MSP).		
^b Der charakteristische Wert des Schubmoduls kann unter Verwendung von 5.2(6) bestimmt werden.		

M.3.3 Brettschichtholz (GL, einschließlich Brettschichtholz mit Generalkeilzinkenverbindung und blockverklebtem Brettschichtholz (BGL))

(1) Der Mindestsatz der Eigenschaften (MSP) für Brettschichtholz (einschließlich Brettschichtholz mit Generalkeilzinkenverbindung und BGL) nach EN 14080 in Tabelle M.2 wird benötigt, um die Bemessung nach diesem Dokument zu ermöglichen.

ANMERKUNG 1 EN 14080 legt Festigkeitsklassen für Brettschichtholz fest.

Tabelle M.2 — Eigenschaften und zugehörige Symbole für Brettschichtholz (einschließlich Brettschichtholz mit Generalkeilzinkenverbindung und blockverklebtem Brettschichtholz)

MSP	Eigenschaft	Symbole in EN 1995 (alle Teile)
Festigkeit		
x ^a	Charakteristische Biegefestigkeit	$f_{m,k}$
x	Charakteristische Zugfestigkeit parallel zur Faser	$f_{t,0,k}$
x	Charakteristische Zugfestigkeit senkrecht zur Faser	$f_{t,90,k}$
x	Charakteristische Druckfestigkeit parallel zur Faser	$f_{c,0,k}$
x	Charakteristische Druckfestigkeit senkrecht zur Faser	$f_{c,90,k}$
x	Charakteristische Schubfestigkeit	$f_{v,k}$
	Charakteristische Rollschubfestigkeit	$f_{r,k}$
Steifigkeit		
(x) ^b	Mittlerer Elastizitätsmodul in Biegung parallel zur Faser	E_{mean} , $E_{m,0,mean}$,
(x) ^b	Charakteristischer Elastizitätsmodul in Biegung parallel zur Faser	$E_{0,k}$, E_k
(x) ^b	Mittlerer Elastizitätsmodul unter Zug parallel zur Faser	E_{mean} , $E_{t,0,mean}$,
	Charakteristischer Elastizitätsmodul unter Zug parallel zur Faser	$E_{0,k}$, E_k
(x) ^b	Mittlerer Elastizitätsmodul in Biegung senkrecht zur Faser	$E_{90,mean}$
	Charakteristischer Elastizitätsmodul in Biegung senkrecht zur Faser	$E_{90,k}$
(x) ^b	Mittlerer Elastizitätsmodul unter Zug senkrecht zur Faser	$E_{90,mean}$
	Charakteristischer Elastizitätsmodul unter Zug senkrecht zur Faser	$E_{90,k}$
x	Mittlerer Schubmodul	G_{mean}
x	Charakteristischer Schubmodul	$G_{0,k}$, G_k
	Mittlerer Rollschubmodul	$G_{r,mean}$
	Charakteristischer Rollschubmodul	$G_{r,k}$
Rohdichte		
x	Mittlere Rohdichte	ρ_{mean}
x	Charakteristische Rohdichte	ρ_k
<p>^a Im Fall von Generalkeilzinkenverbindungen muss/müssen die charakteristische(n) Biegefestigkeit(en) in die/den für den bestimmungsgemäßen Gebrauch vorgesehene(n) Richtung(en) zusätzlich angegeben werden.</p> <p>^b $E_{m,0}$ und $E_{m,90}$ (Biegung) oder $E_{t,0}$ und $E_{t,90}$ (Zug) sind Teil des Mindestsatzes der Eigenschaften (MSP).</p>		

M.3.4 Brettsperrholz (CLT)

(1) Der Mindestsatz der Eigenschaften (MSP) für Brettsperrholz nach einer Europäischen Technischen Produktspezifikation in Tabelle M.3 wird benötigt, um Bemessungen nach diesem Dokument zu ermöglichen.

ANMERKUNG 1 EAD 130005 ist für die erforderliche Beurteilung und Bestimmung von Eigenschaften von Vollholzplattenelementen für die Anwendung zu tragenden Zwecken in Gebäuden nach diesem Dokument verfügbar.

ANMERKUNG 2 Tabelle N.1 enthält eine Festigkeitsklasse für CLT.

Tabelle M.3 — Eigenschaften und zugehörige Symbole für Brettsperrholz

MSP	Eigenschaft		Symbole in EN 1995 (alle Teile)
Festigkeit			
x	Charakteristische Biegefestigkeit	Belastung außerhalb der Ebene	$f_{m,k}$
x	Charakteristische Zugfestigkeit	Belastung in der Ebene	$f_{t,0,k}$
x		Belastung senkrecht zur Ebene	$f_{t,90,k}$
x	Charakteristische Druckfestigkeit	Belastung in der Ebene	$f_{c,0,k}$
x		Belastung senkrecht zur Ebene	$f_{c,90,k}$
x	Schubfestigkeit	Belastung außerhalb der Ebene	$f_{v,k}$
x		Rollschub	$f_{r,k}$
		Belastung in der Ebene	$f_{tor,node,k}$
Steifigkeit			
x	Elastizitätsmodul	Belastung in und außerhalb der Ebene	E_{mean}
x		Belastung senkrecht zur Ebene	$E_{90,mean}$
x	Schubmodul	Belastung außerhalb der Ebene	G_{mean}
x		Rollschub	$G_{r,mean}$
Rohdichte			
x	Charakteristische Rohdichte		ρ_k

M.3.5 Furnierschichtholz (LVL) und verklebtes Furnierschichtholz (GLVL)

(1) Der Mindestsatz der Eigenschaften (MSP) für Furnierschichtholz nach EN 14374 in Tabelle M.4 wird benötigt, um die Bemessung nach diesem Dokument zu ermöglichen.

(2) Der Mindestsatz der Eigenschaften (MSP) für verklebtes Furnierschichtholz nach einer Europäischen Technischen Produktspezifikation in Tabelle M.5 wird benötigt, um die Bemessung nach diesem Dokument zu ermöglichen.

ANMERKUNG EAD 130337 und EAD 130010 sind für die Beurteilung und Bestimmung von Eigenschaften von Brettschichtholz aus Weichholz bzw. Hartholz zum Zweck der Bemessung nach diesem Dokument verfügbar.

Tabelle M.4 — Eigenschaften und zugehörige Symbole für Furnierschichtholz (LVL)

MSP	Eigenschaft		Symbole in EN 1995 (alle Teile)
Festigkeit			
x	Charakteristische Biegefestigkeit	An Kanten, parallel zur Faser des äußersten Furniers	$f_{m,0,edge,k}$
x		Größenwirkungsparameter für die Kantenbiegung	s
x		Flach, parallel zur Faser des äußersten Furniers	$f_{m,0,flat,k}$
x ^a		Flach, senkrecht zur Faser des äußersten Furniers	$f_{m,90,flat,k}$
x	Charakteristische Zugfestigkeit	parallel zur Faser des äußersten Furniers	$f_{t,0,k}$
x		Größenwirkungsparameter für Zug	s
x		An Kanten, senkrecht zur Faser des äußersten Furniers	$f_{t,90,edge,k}$
x	Charakteristische Druckfestigkeit	parallel zur Faser des äußersten Furniers	$f_{c,0,k}$
x		An Kanten, senkrecht zur Faser des äußersten Furniers	$f_{c,90,edge,k}$
x		Flach, senkrecht zur Faser des äußersten Furniers	$f_{c,90,flat,k}$
x	Charakteristische Schubfestigkeit	An Kanten parallel zur Faser des äußersten Furniers	$f_{v,0,edge,k}$ ^b
x		Flach, parallel zur Faser des äußersten Furniers	$f_{v,0,flat,k}$
x ^a		Flach, senkrecht zur Faser des äußersten Furniers	$f_{v,90,flat,k}$
Steifigkeit			
x	Elastizitätsmodul	parallel zur Faser des äußersten Furniers, Mittelwert	$E_{0,mean}^c$
x		parallel zur Faser des äußersten Furniers, charakteristischer Wert	$E_{0,k}^d$
x ^a		Flache Biegung, senkrecht zur Faser des äußersten Furniers, Mittelwert	$E_{m,90,flat,mean}$
x ^a		Flache Biegung, senkrecht zur Faser des äußersten Furniers, charakteristischer Wert	$E_{m,90,flat,k}$
x	Schubmodul	An Kante, parallel zur Faser des äußersten Furniers, Mittelwert	$G_{0,edge,mean}^e$
x		An Kante, parallel zur Faser des äußersten Furniers, charakteristischer Wert	$G_{0,edge,k}^e$
x		Flach, parallel zur Faser des äußersten Furniers, Mittelwert	$G_{0,flat,mean}$
x		Flach, parallel zur Faser des äußersten Furniers, charakteristischer Wert	$G_{0,flat,k}$
x ^a		Flach, senkrecht zur Faser des äußersten Furniers, Mittelwert	$G_{90,flat,mean}$
x ^a		Flach, senkrecht zur Faser des äußersten Furniers, charakteristischer Wert	$G_{90,flat,k}$
Rohdichte			
x	Rohdichte	Mittelwert	ρ_{mean}
x		Charakteristischer Wert	ρ_k
a Nur für LVL-C, falls für Spannungen senkrecht zur Faser des äußersten Furniers ausgelegt.			
b Auch anwendbar für $f_{v,90,edge,k}$.			
c Deckt auch $E_{m,0,edge,mean}$, $E_{t,0,mean}$, $E_{m,0,flat,mean}$ und $E_{c,0,mean}$ ab.			
d Deckt auch $E_{m,0,edge,k}$, $E_{t,0,k}$, $E_{m,0,flat,k}$ und $E_{c,0,k}$ ab.			
e Auch anwendbar für $G_{90,edge,mean}$ bzw. $G_{90,edge,k}$.			

Tabelle M.5 — Eigenschaften und zugehörige Symbole für verklebtes Furnierschichtholz (GLVL)

MSP	Eigenschaft	Symbole in EN 1995 (alle Teile)
Festigkeit		
x	Charakteristische Biegefestigkeit	An Kanten, parallel zur Faser des äußersten Furniers
x		Größenwirkungsparameter für die Kantenbiegung
x		Flach, parallel zur Faser des äußersten Furniers
x		Größenwirkungsparameter für flaches Biegen
x		Bezugshöhe für flache Biegung
x	Charakteristische Zugfestigkeit	parallel zur Faser des äußersten Furniers
x ^a		Größenwirkungsparameter für Zug
x		Größenwirkungsparameter für Zug für GLVL aus Buche ^b
x		Bezugslänge für Zug für GLVL aus Buche ^b
x	Charakteristische Druckfestigkeit	parallel zur Faser des äußersten Furniers
x		An Kanten, senkrecht zur Faser des äußersten Furniers
x		Flach, senkrecht zur Faser des äußersten Furniers
x	Charakteristische Schubfestigkeit	An Kanten parallel zur Faser des äußersten Furniers
x		Flach, parallel zur Faser des äußersten Furniers
x		Größenwirkungsparameter, flach
x		Bezugshöhe für flache Biegung
Steifigkeit		
x	Elastizitätsmodul	parallel zur Faser des äußersten Furniers, Mittelwert
x		parallel zur Faser des äußersten Furniers, charakteristischer Wert
x	Schubmodul	An Kante, parallel zur Faser des äußersten Furniers, Mittelwert
x		An Kante, parallel zur Faser des äußersten Furniers, charakteristischer Wert
x		Flach, parallel zur Faser des äußersten Furniers, Mittelwert
x		Flach, parallel zur Faser des äußersten Furniers, charakteristischer Wert
Rohdichte		
x	Rohdichte	Mittelwert
x		Charakteristischer Wert

^a Außer für GLVL aus Buche.^b Für GLVL aus Buche entsprechend einer ETA auf der Grundlage von EAD 130337-00-0304^c Auch anwendbar für $f_{v,90,edge,k}$ ^d Deckt auch $E_{m,0,edge,mean}$, $E_{t,0,mean}$, $E_{m,0,flat,mean}$, und $E_{c,0,mean}$ ab.^e Deckt auch $E_{m,0,edge,k}$, $E_{t,0,k}$, $E_{m,0,flat,k}$ und $E_{c,0,k}$ ab.^f Auch anwendbar für $G_{90,edge,mean}$ bzw. $G_{90,edge,k}$.

M.3.6 Holzwerkstoffplatten für tragende Zwecke

(1) Der Mindestsatz der Eigenschaften (MSP) für Holzwerkstoffplatten für tragende Zwecke in Tabelle M.5 wird benötigt, um die Bemessung nach diesem Dokument zu ermöglichen.

ANMERKUNG 1 Für OSB, Spanplatten, Faserplatten und MDF, die einer technischen Klasse für tragende Verwendung in EN 13986 zugewiesen sind, sind die Festigkeitseigenschaften in EN 12369-1 angegeben.

ANMERKUNG 2 Für Sperrholz, das einer technischen Klasse für die tragende Verwendung nach EN 13986 zugewiesen ist, sind die Eigenschaften entweder direkt in der Leistungserklärung oder als Klasse nach EN 12369-2 angegeben.

ANMERKUNG 3 Für Massivholzplatten (SWP), die einer technischen Klasse für die tragende Verwendung in EN 13986 zugewiesen sind, sind die Festigkeitseigenschaften in EN 12369-3 angegeben.

ANMERKUNG 4 Für zementgebundene Spanplatten sind die Festigkeitseigenschaften in der Leistungserklärung angegeben.

Tabelle M.6 — Eigenschaften und zugehörige Symbole für Holzwerkstoffplatten für tragende Zwecke^{a b}

MSP	Eigenschaft	Symbole in EN 1995 ^c (alle Teile)
Rohdichte		
x	Mittlere Rohdichte	ρ_{mean}
x	Charakteristische Rohdichte	ρ_k
Festigkeitseigenschaften		
x	Charakteristische Biegefestigkeit	$f_{m,k}$
x	Charakteristische Zugfestigkeit	$f_{t,0,k}$
x	Charakteristische Druckfestigkeit	$f_{c,0,k}$
x	Charakteristische ebene Schubfestigkeit, Rollschub	$f_{v,k}$ oder $f_{r,k}$
x	Charakteristische Plattenschubfestigkeit, Belastung in der Ebene	$f_{v,k}$
	Charakteristische Druckfestigkeit, Belastung auf der Sichtfläche der Platte	$f_{c,90,k}$
Steifigkeitseigenschaften		
x	Mittlerer Elastizitätsmodul unter Biegung	$E_{m,\text{mean}}$
x	Mittlerer Elastizitätsmodul unter Zug	E_{mean} oder $E_{t,\text{mean}}$
x	Mittlerer Elastizitätsmodul unter Druck	E_{mean} oder $E_{c,\text{mean}}$
	Mittlerer Elastizitätsmodul, Drucklast auf der Sichtfläche der Platte	$E_{c,90,\text{mean}}$
x	Mittlerer ebener Schubmodul, Rollschub	$G_{r,\text{mean}}$
x	Mittlerer ebener Schubmodul (Belastung in der Ebene)	$G_{v,\text{mean}}$

^a Für Produkte, die nicht einer technischen Klasse nach EN 13986 entsprechen, können die Eigenschaften der Leistungserklärung entnommen werden.
^b Einige Festigkeitsparameterwerte sind speziell in dem relevanten Teil von EN 12369 enthalten, andere könnten als Verhältnis zu einer anderen Eigenschaft und speziell für Dichte und Steifigkeit, wo der charakteristische und der Mittelwert erforderlich sein können, angegeben sein.
^c Wenn sich die Eigenschaften parallel und senkrecht zur Länge der Platte unterscheiden, wird dies durch den Index „0“ oder „90“ angezeigt, z. B. $f_{m,90,k}$. Wenn für SWP Eigenschaften für die Kantenbiegung angegeben werden, wird dies durch den Index „edge“, $f_{m,\text{edge},k}$, oder „flat“ zu den anderen Biegeeigenschaften angezeigt.

M.4 Gips und gipsbasierte Produkte**M.4.1 Gipsplatten (GPB)**

(1) Der Mindestsatz der Eigenschaften (MSP) für Gipsplatten nach EN 520 in Tabelle M.7 wird benötigt, um die Bemessung nach diesem Dokument zu ermöglichen.

ANMERKUNG EN 520 legt Prüfverfahren für die Bestimmung der mechanischen Eigenschaften von Gipsplatten fest.

Tabelle M.7 — Eigenschaften und zugehörige Symbole für Gipsplatten

MSP	Eigenschaft	Symbole in EN 1995 (alle Teile)
Festigkeit		
x	Charakteristische Zugfestigkeit (für $\alpha = 0; \alpha = 45; \alpha = 90$)	$f_{p,t,\alpha,k}$
x	Charakteristische Druckfestigkeit (für $\alpha = 0; \alpha = 45; \alpha = 90$)	$f_{p,c,\alpha,k}$
x	Charakteristische Schubfestigkeit	$f_{p,v,k}$
Steifigkeit		
x	Schubmodul	$G_{p,1}; G_{p,2}$

M.4.2 Gipsfaserplatten (GFB)

(1) Der Mindestsatz der Eigenschaften (MSP) für Gipsfaserplatten nach EN 15283-2 in Tabelle M.8 wird benötigt, um die Bemessung nach diesem Dokument zu ermöglichen.

ANMERKUNG EN 15283-2 legt Prüfverfahren für die Bestimmung der mechanischen Eigenschaften von Gipsfaserplatten fest.

Tabelle M.8 — Eigenschaften und zugehörige Symbole für Gipsfaserplatten

MSP	Eigenschaft	Symbole in EN 1995 (alle Teile)
Festigkeit		
x	Charakteristische Zugfestigkeit (für $\alpha = 0; \alpha = 45; \alpha = 90$)	$f_{p,t,\alpha,k}$
x	Charakteristische Druckfestigkeit (für $\alpha = 0; \alpha = 45; \alpha = 90$)	$f_{p,c,\alpha,k}$
x	Charakteristische Schubfestigkeit	$f_{p,v,k}$
Steifigkeit		
x	Schubmodul	$G_{p,1}; G_{p,2}$

M.5 Befestigungselemente und Verbinder

M.5.1 Verbinder, Nagelplatten, Baustellen-Verbindungsplatten, metallische Lochverbinder und 3D- Verbinder aus Metall

(1) Der Mindestsatz der Eigenschaften (MSP) für Schubverbinder, gestanzte Nagelplatten aus Metall, Baustellen-Verbindungsplatten, metallischen Lochverbinder und 3D-Verbinder aus Metall in Tabelle M.9, Tabelle M.10 bzw. Tabelle M.11 wird benötigt, um die Bemessung nach diesem Dokument zu ermöglichen.

Tabelle M.9 — Schubverbinder

MSP	Eigenschaft	Symbole in EN 1995 (alle Teile)
x	Durchmesser	d_{con}

Tabelle M.10 — Nagelplatten und Baustellen-Verbindungsplatten

MSP	Eigenschaft	Symbole in EN 1995 (alle Teile)
x	Grundwerkstoff	
x	Charakteristische Streckgrenze des Plattengrundwerkstoffs	$f_{y,k}$
x	Charakteristische Zugfestigkeit des Plattengrundwerkstoffs	$f_{u,k}$
x	Verankerungsfestigkeit je Flächeneinheit für $\alpha = 0^\circ$ und $\beta = 0^\circ$	$f_{a,0,0,k,\text{ref}}$
x	Verankerungsfestigkeit je Flächeneinheit für $\alpha = 30^\circ$ und $\beta = 0^\circ$	$f_{a,30,0,k,\text{ref}}$
x	Verankerungsfestigkeit je Flächeneinheit für $\alpha = 60^\circ$ und $\beta = 0^\circ$	$f_{a,60,0,k,\text{ref}}$
x	Verankerungsfestigkeit je Flächeneinheit für $\alpha = 90^\circ$ und $\beta = 0^\circ$	$f_{a,90,0,k,\text{ref}}$
x	Verankerungsfestigkeit je Flächeneinheit für $\alpha = 90^\circ$ und $\beta = 90^\circ$	$f_{a,90,90,k,\text{ref}}$
x	Charakteristische Zugfestigkeit je Breiteneinheit der Platte für $\alpha = 0^\circ$	$f_{t,p,0,k}$
x	Charakteristische Druckfestigkeit je Breiteneinheit der Platte für $\alpha = 0^\circ$	$f_{c,p,0,k}$
x	Charakteristische Schubfestigkeit je Breiteneinheit der Platte in x-Richtung	$f_{v,p,0,k}$
x	Charakteristische Zugfestigkeit je Breiteneinheit der Platte für $\alpha = 90^\circ$	$f_{t,p,90,k}$
x	Charakteristische Druckfestigkeit je Breiteneinheit der Platte für $\alpha = 90^\circ$	$f_{c,p,90,k}$
x	Charakteristische Schubfestigkeit je Breiteneinheit der Platte in y-Richtung	$f_{v,p,90,k}$
x	Charakteristische Ausziehfestigkeit je Breiteneinheit der Verbindungsleitung	$f_{w,k,\text{ref}}$
x	Verschiebungsmodul	k_{SLS}
x	Rotationsverschiebungsmodul	$k_{\text{SLS,rot}}$
x	Stahlplattendicke	t_p
x	Stahlplattenlänge	l
x	Stahlplattenbreite	w
x	Lochdurchmesser	d_{hole}
x	Korrosionsschutzbeschichtung	—

Tabelle M.11 — Metallische Lochverbinder und 3D- Verbinder aus Metall

MSP	Eigenschaft	Symbole in EN 1995 (alle Teile)
x	Grundwerkstoff	
x	Charakteristische Streckgrenze des Plattengrundwerkstoffs	$f_{y,k}$
x	Plattenverschiebungsmodul	K_{SLS}
x	Stahlplattendicke	t_p
x	Stahlplattenlänge	l
x	Stahlplattenbreite	w
x	Grundwerkstoffsorte	—
x	Korrosionsschutzbeschichtung	—
x	Nutzungsklasse nach EN 1995-1-1	—

M.5.2 Stiftförmige Verbindungsmittel und Rohre aus unlegiertem Stahl

(1) Der Mindestsatz der Eigenschaften (MSP) für stiftförmige Verbindungsmittel und Rohre aus unlegiertem Stahl in Tabelle M.12 und Tabelle M.13 wird benötigt, um die Bemessung nach diesem Dokument zu ermöglichen.

Tabelle M.12 — Stiftförmige Verbindungsmittel

Eigenschaft	Symbol in EN 1995 (alle Teile)	Glattschaftnägel	Rillennägel	Klammern	Schrauben	Stangen mit Holzschauben- gewinde	Dübel	Bolzen und Muttern	Stange mit metrischem Gewinde	Profilierter Bewehrungsstahl
Charakteristisches Fließmoment	$M_{y,k}$	×	×	×	×	×	×	×	×	—
95. Perzentil des Fließmoments ^a	$M_{y,0.95}$	×	×	×	×	×	×	×	×	—
Charakteristische Ausziehfestigkeit	$f_{w,k}$	×	×	×	×	×	—	—	—	—
95. Perzentil der Ausziehfestigkeit ^a	$f_{w,0.95}$	—	×	×	×	×	—	—	—	—
Charakteristische Kopfdurchzugfestigkeit	$f_{head,k}$	×	×	×	×	—	—	—	—	—
95. Perzentil der Kopfdurchzugfestigkeit ^a	$f_{head,0.95}$	×	×	×	×	—	—	—	—	—
Charakteristische Druckfestigkeit unter dem Kopf ^b	$f_{c,head,k}$	—	—	—	×	—	—	—	—	—
Charakteristische Zugfestigkeit	$f_{u,k}$	×	×	—	×	×	—	—	×	×
95. Perzentil der Zugfestigkeit ^a	$f_{u,0.95}$	—	×	×	×	×	—	—	×	×
Charakteristische Streckgrenze	$f_{y,k}$	—	—	—	×	×	—	—	×	×
95. Perzentil der Streckgrenze ^a	$f_{y,0.95}$	—	—	—	—	×	—	—	×	×
Mindestdrahtstärke	$f_{u,min}$	×	×	×	—	—	—	—	—	—
Axialer Verschiebungsmodul	$K_{SLS,ax}$	—	—	—	×	×	—	—	—	—
Duktilität bei niedriger Zykluszahl (seismisches Verhalten): Duktilitätsklasse mit niedriger Zykluszahl ^a	—	×	×	×	×	×	×	×	—	—
Kategorie für die Korrosionsbeständigkeit in Holz	T_E	×	×	×	×	×	×	×	×	×
Kategorie für die Korrosionsbeständigkeit in	C_E	×	×	×	×	×	×	×	×	×

Eigenschaft	Symbole in EN 1995 (alle Teile)								
	Glattschaftnägel	Rillennägel	Klammer	Schrauben	Stangen mit Holzschraubengewinde	Dübel	Bolzen und Muttern	Stange mit metrischem Gewinde	Profilierter Bewehrungsstahl
Umgebungsluft									
Länge	l	x	x	x	x	x	x	x	x
Durchmesser	d	x	x	x	x	x	x	x	x
Schaftdurchmesser	d_s	—	—	—	x	—	—	—	—
Kopfdurchmesser	d_{head}	x	x	—	x	—	—	—	—
Breite des Klammercrons	b_{crn}	—	—	x	—	—	—	—	—
Länge der Spitze	l_p	x	x	—	x	—	—	—	—
Profil-/Gewindelänge	l_g	—	x	—	x	x	—	x	—
Sekundäre Gewindelänge	$l_{g,2}$	—	x	—	x	—	—	—	—
Durchmesser des sekundären Gewindes	d_2	—	—	—	x	—	—	—	—
Innendurchmesser	d_1	—	—	—	—	x	—	—	—
Innendurchmesser des sekundären Gewindes	$d_{1,2}$	—	—	—	—	x	—	—	—

a Relevant für die erdbebensichere Bemessung und Verbindungen als Schmelzelemente (siehe Anhang A).
b Relevant für Schrauben-Presskleben, siehe prEN 1995-3.

Tabelle M.13 — Rohre aus unlegiertem Stahl

MSP	Eigenschaft	Symbole in EN 1995 (alle Teile)
x	Außendurchmesser des Rohrs	d
x	Wanddicke (Rohr)	t

M.5.3 Charakteristische Ausziehfestigkeit von Schrauben und Stangen mit Holzschraubengewinde

(1) Die charakteristische Ausziehfestigkeit $f_{w,k}$ in 11.2.2.3 muss wie folgt bestimmt werden:

$$f_{w,k} = \frac{F_{\text{tens,max}}}{\pi d l_g} \quad (\text{M.1})$$

Dabei ist

$F_{\text{tens,max}}$ die maximale Zuglast;

d der Durchmesser der Schraube;

l_g die Länge des Gewindes ohne Länge der Schraubenspitze, siehe Bild 11.2.

(2) Der charakteristische Ausziehparameter $f_{ax,k}$ nach EN 14592 sollte in Übereinstimmung mit EN 1382 und anhand der Gleichung (M.2) bestimmt werden. Im Gegensatz zu Gleichung (M.1) wird die Einlasslänge der Profilspitze der Schrauben von $l_g + l_p$ einschließlich der Länge der Schraubenspitze l_p verwendet. Der charakteristische Ausziehparameter $f_{ax,k}$ wird nach EN 1382 bestimmt.

$$f_{ax,k} = \frac{F_{tens,max}}{d(l_g + l_p)} \quad (M.2)$$

ANMERKUNG EAD 130118-01-0603 und EAD 130033-00-0603 sind für die Beurteilung und Bestimmung des für die Bemessung nach diesem Eurocode erforderlichen charakteristischen Ausziehparameters verfügbar.

(3) Die charakteristische Ausziehfestigkeit $f_{w,k}$ sollte anhand der Gleichung (M.3) auf der Grundlage des charakteristischen Ausziehparameters $f_{ax,k}$, der geprüften Profillänge der Schraube $l_g + l_p$ und der Länge der Spitze l_p des Schraubentyps berechnet werden. Wenn die Prüfkonfiguration und die Länge der Schraubenspitze unbekannt sind, darf die geprüfte eingebettete Profillänge der Schraube angenommen werden als $l_g + l_p = 8d$ und die Länge der Schraubenspitze als $l_p = 1d$.

$$f_{w,k} = \frac{f_{ax,k}}{\pi} \frac{l_g}{l_g - l_p} \quad (M.3)$$

M.5.4 Charakteristische Kopfdurchzugfestigkeit von Nägeln, Klammern und Schrauben

(1) Die charakteristische Kopfdurchzugfestigkeit $f_{head,k}$ in 11.2.2.2 muss wie folgt bestimmt werden:

$$f_{head,k} = \frac{F_{tens,max}}{A_{head}} \quad (M.4)$$

Dabei ist

$F_{tens,max}$ die maximale Zuglast;

A_{head} die Fläche des Kopfs des Befestigungselements, die als die Fläche innerhalb des Umfangs des Kopfs des Befestigungselements oder der Unterlegscheibe angenommen werden sollte. Bei Klammern sollte der Klammercücken als Kopf angesehen werden.

(2) Entsprechend EN 14592 sollte der charakteristische Kopfdurchziehparameter $f_{head,k}^{EN1383}$ nach EN 1383 mit Folgendem bestimmt werden:

$$f_{head,k}^{EN1383} = \frac{F_{tens,max}}{d^2} \quad \text{für Nägel und Schrauben} \quad (M.5)$$

$$f_{head,k}^{EN1383} = \frac{F_{t,max}}{b_{crn} d} \quad \text{für Klammern} \quad (M.6)$$

Dabei ist

$F_{tens,max}$ die maximale Zuglast;

d der Durchmesser des Drahts für die Klammer, siehe Bild 11.2;

b_{crn} die Breite des Klammercückens, siehe Bild 11.2.

(3) Um den charakteristischen Kopfdurchziehparameter $f_{head,k}^{EN1383}$ für Nägel und Schrauben in die charakteristische Kopfdurchzugfestigkeit umzurechnen, muss Folgendes angewendet werden.

$$f_{head,k} = \frac{4}{\pi} f_{head,k}^{EN1383} \quad \text{für Nägel und Schrauben} \quad (M.7)$$

ANMERKUNG Für Klammern entspricht der charakteristische Kopfdurchziehparameter $f_{head,k}^{EN1383}$ der charakteristischen Kopfdurchzugfestigkeit $f_{head,k}$.

**Anhang N
(informativ)****Klassen und Bestimmung einiger Materialeigenschaften****N.1 Verwendung dieses Anhangs**

(1) Dieser informative Anhang enthält zusätzliche Anleitungen zu Abschnitt 5 für klassenbezogene Tabellen für die Bestimmung von Material- oder Produkteigenschaften, die für die Bemessung nach diesem Dokument erforderlich sind, falls diese Klassen nicht in den harmonisierten europäischen technischen Spezifikationen enthalten sind.

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses informativen Anhangs ist im nationalen Anhang angegeben. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

N.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser informative Anhang ist für CLT, LVL und holzbasierte Platten anwendbar.

ANMERKUNG Produkte entsprechend den Europäischen Technischen Bewertungen (ETA) können einer Klasse auf der Grundlage einzelner in der jeweiligen Leistungserklärung angegebener Werte zugewiesen werden.

(2) Um ein Produkt einer Festigkeitsklasse zuzuweisen, müssen alle in dieser Klasse angegebenen Werte eingehalten werden.

N.3 Festigkeitsklassen für Brettsperrholz (CLT)

(1) CLT darf den Festigkeitsklassen nach Tabelle N.1 zugewiesen werden.

Tabelle N.1 — Festigkeitsklasse für Brettsperrholz (CLT)

	Eigenschaft	Symbol	Einheit	Festigkeitsklasse CL24
Biegefestigkeit	Belastung außerhalb der Ebene	$f_{m,k}$	N/mm ²	24
	Belastung in der Ebene	$f_{m,edge,k}$	N/mm ²	20,5 ^a
Zugfestigkeit	Belastung in der Ebene	$f_{t,0,k}$	N/mm ²	14
	Belastung senkrecht zur Ebene	$f_{t,90,k}$	N/mm ²	0,12
Druckfestigkeit	In der Ebene	$f_{c,0,k}$	N/mm ²	21
	Senkrecht zur Ebene	$f_{c,90,k}$	N/mm ²	2,5
Schubfestigkeit	Belastung außerhalb der Ebene	$f_{v,k}$	N/mm ²	3,5
	Rollschub	$f_{r,k}$	N/mm ²	0,7
	Belastung senkrecht zur Ebene	$f_{v,xy,k}$	N/mm ²	5,5 ^a
Elastizitätsmodul	Belastung in der Ebene und außerhalb der Ebene	E_{mean}	N/mm ²	11,000
	Belastung senkrecht zur Ebene	$E_{90,mean}$	N/mm ²	370

Eigenschaft		Symbol	Einheit	Festigkeitsklasse CL24
Schubmodul	Belastung außerhalb der Ebene	G_{mean}	N/mm ²	650
	Rollschub	$G_{\text{r,mean}}$	N/mm ²	50
	Belastung in der Ebene	$G_{v,\text{xy,mean}}$	N/mm ²	250 ^a
Rohdichte		ρ_k	kg/m ³	385

^a Dieser Wert wird üblicherweise nicht in der Leistungserklärung angegeben. Der angegebene Wert ist aus EN 16351:2021 entnommen, die keine harmonisierte Norm ist. Wenn der Hersteller einen anderen Wert angibt, ist dieser Wert anzuwenden. Es können nationale Vorschriften gelten.

N.4 Festigkeitsklassen für Furnierschichtholz (LVL)

(1) LVL darf Festigkeitsklassen nach Tabelle N.2 für LVL-P und nach Tabelle N.3 für LVP-C zugewiesen werden.

Tabelle N.2 — Festigkeitsklassen für LVL-P (ohne Furnier-Querlagen)

		Festigkeitsklasse						
Eigenschaft ^a	Symbol	Einheit	LVL 32 P	LVL 35 P	LVL 48 P	LVL 50 P	LVL 80 P	
Biegefestigkeit	An Kante, parallel zur Faser (Tiefe 300 mm)	$f_{m,0,\text{edge},k}$	N/mm ²	27	30	44	46	75
	Flach, parallel zur Faser	$f_{m,0,\text{flat},k}$	N/mm ²	32	35	48	50	80
	Größenwirkungsparameter	s	—	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Zugfestigkeit	Parallel zur Faser (Länge 3 000 mm)	$f_{t,0,k}$	N/mm ²	22	22	35	36	60
	Senkrecht zur Faser, an der Kante	$f_{t,90,\text{edge},k}$	N/mm ²	0,5	0,5	0,8	0,9	1,5
Druckfestigkeit	Parallel zur Faser	$f_{c,0,k}$	N/mm ²	26	30	35	42	69
	Senkrecht zur Faser, an der Kante	$f_{c,90,\text{edge},k}$	N/mm ²	4	6	6	8,5	14
	Senkrecht zur Faser, flach (außer Kiefer)	$f_{c,90,\text{flat},k}$	N/mm ²	0,8	2,2	2,2	3,5	12
	Senkrecht zur Faser, flach, Kiefer	$f_{c,90,\text{flat},k,\text{pine}}$	N/mm ²	MDV ^b	3,3	3,3	3,5	- c
Schubfestigkeit	An Kante, parallel zur Faser	$f_{v,0,\text{edge},k}$	N/mm ²	3,2	3,2	4,2	4,8	8
	Flach, parallel zur Faser	$f_{v,0,\text{flat},k}$	N/mm ²	2,0	2,3	2,3	3,2	8
Elastizitätsmodul	Parallel zur Faser	$E_{0,\text{mean}}^{\text{d}}$	N/mm ²	9 600	12 000	13 800	15 200	16 800
		$E_{0,k}^{\text{e}}$	N/mm ²	8 000	10 000	11 600	12 600	14 900
	Senkrecht zur Faser, an der Kante	$E_{c,90,\text{edge,mean}}^{\text{f}}$	N/mm ²	MDV ^b	MDV ^b	430	430	470
		$E_{c,90,\text{edge},k}^{\text{g}}$	N/mm ²	MDV ^b	MDV ^b	350	350	400

		Festigkeitsklasse						
Eigenschaft ^a	Symbol	Einheit	LVL 32 P	LVL 35 P	LVL 48 P	LVL 50 P	LVL 80 P	
Schubmodul	An Kante, parallel zur Faser	$G_{0,\text{edge},\text{mean}}$	N/mm ²	500 ^h	500 ^h	600	650	760
		$G_{0,\text{edge},k}$	N/mm ²	300 ^h	300 ^h	400	450	630
	Flach, parallel zur Faser	$G_{0,\text{flat},\text{mean}}$	N/mm ²	320 ^h	320 ^h	380	600	850
		$G_{0,\text{flat},k}$	N/mm ²	240 ^h	240 ^h	270	400	760
Rohdichte		ρ_{mean}	kg/m ³	440	510	510	580	800
		ρ_k	kg/m ³	410	480	480	550	730

a Zusätzliche Festigkeits-, Steifigkeits- und Dichteeigenschaften, die nicht durch die Festigkeitsklasse abgedeckt sind, dürfen als individuelle Werte deklariert werden.
 b Die Eigenschaft wird nicht als Festigkeitsklasse, sondern als individueller vom Hersteller angegebener Wert (MDV) ausgedrückt.
 c Festigkeitsklasse für nicht aus Kiefer bestehende Produkte.
 d Deckt $E_{m,0,\text{edge},\text{mean}}$, $E_{t,0,\text{mean}}$, $E_{m,0,\text{flat},\text{mean}}$ und $E_{c,0,\text{mean}}$ ab.
 e Deckt $E_{m,0,\text{edge},k}$, $E_{t,0,k}$, $E_{m,0,\text{flat},k}$ und $E_{c,0,k}$ ab.
 f Deckt auch $E_{t,90,\text{edge},\text{mean}}$ ab.
 g Deckt auch $E_{t,90,\text{edge},k}$ ab.
 h Die Eigenschaft muss nicht geprüft werden, wenn alle anderen Eigenschaften die Mindestwerte für die Produktkategorie erfüllen.

Tabelle N.3 — Festigkeitsklassen für LVL-C (mit Furnier-Querlagen)

		Festigkeitsklasse							
Eigenschaft ^a	Symbol	Einheit	LVL 22 C	LVL 25 C	LVL 32 C	LVL 36 C	LVL 70 C	LVL 75 C	
Biegefestigkeit	An Kante, parallel zur Faser (Tiefe 300 mm)	$f_{m,0,\text{edge},k}$	N/mm ²	19	20	28	32	54	60
	Flach, parallel zur Faser	$f_{m,0,\text{flat},k}$	N/mm ²	22	25	32	36	70	75
	Größenwirkungsparameter	s	-	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
	Flach, senkrecht zur Faser	$f_{m,90,\text{flat},k}$	N/mm ²	MDV ^b	MDV ^b	7	8	32	20
Zugfestigkeit	Parallel zur Faser (Länge 3 000 mm)	$f_{t,0,k}$	N/mm ²	14	15	18	22	45	51
	Senkrecht zur Faser, an Kante	$f_{t,90,\text{edge},k}$	N/mm ²	4	4	5	5	16	8
Druckfestigkeit	Parallel zur Faser	$f_{c,0,k}$	N/mm ²	18	18	18	26	54	64
	Senkrecht zur Faser, an der Kante	$f_{c,90,\text{edge},k}$	N/mm ²	8	8	9	9	45	53
	Senkrecht zur Faser, flach (außer Kiefer)	$f_{c,90,\text{flat},k}$	N/mm ²	1,0	1,0	2,2	2,2	16	16
	Senkrecht zur Faser, flach, Kiefer	$f_{c,90,\text{flat},k,\text{pine}}$	N/mm ²	MDV ^b	MDV ^b	3,5	3,5	— ^c	— ^c
Schubfestigkeit	An Kante, parallel zur Faser	$f_{v,0,\text{edge},k}$	N/mm ²	3,6	3,6	4,5	4,5	7,8	7,8
	Flach, parallel zur Faser	$f_{v,0,\text{flat},k}$	N/mm ²	1,1	1,1	1,3	1,3	3,8	3,8
	Flach, senkrecht zur	$f_{v,90,\text{flat},k}$	N/mm ²	MDV ^b	MDV ^b	0,6	0,6	MDV ^b	MDV ^b

Eigenschaft ^a	Symbol	Einheit	Festigkeitsklasse					
			LVL 22 C	LVL 25 C	LVL 32 C	LVL 36 C	LVL 70 C	LVL 75 C
Faser								
Elastizitätsmodul	$E_{0,mean}^d$	N/mm ²	6 700	7 200	10 000	10 500	11 800	13 200
	$E_{0,k}^e$	N/mm ²	5 500	6 000	8 300	8 800	10 900	12 200
	$E_{90,edge,mean}^f$	N/mm ²	MDV ^b	MDV ^b	2 400	2 400	MDV ^b	MDV ^b
	$E_{90,edge,k}^g$	N/mm ²	MDV ^b	MDV ^b	2 000	2 000	MDV ^b	MDV ^b
Schubmodul	$E_{m,90,flat,mean}$	N/mm ²	MDV ^b	MDV ^b	1 200	2 000	MDV ^b	MDV ^b
	$E_{m,90,flat,k}$	N/mm ²	MDV ^b	MDV ^b	1 000	1 700	MDV ^b	MDV ^b
	$G_{0,edge,mean}$	N/mm ²	500 ^h	500 ^h	600	600	820	820
	$G_{0,edge,k}$	N/mm ²	300 ^h	300 ^h	400	400	660	660
Roh-	Flach, parallel zur Faser	$G_{0,flat,mean}$	N/mm ²	70 ^h	70 ^h	80	120	430
		$G_{0,flat,k}$	N/mm ²	55 ^h	55 ^h	60	100	380
	Flach, senkrecht zur Faser	$G_{90,flat,mean}$	N/mm ²	MDV ^b	MDV ^b	22	22	MDV ^b
		$G_{90,flat,k}$	N/mm ²	MDV ^b	MDV ^b	16	16	MDV ^b
	ρ_{mean}	kg/m ³	440	440	510	510	800	800
	ρ_k	kg/m ³	410	410	480	480	730	730

^a Zusätzliche Festigkeits-, Steifigkeits- und Dichteeigenschaften, die nicht durch die Festigkeitsklasse abgedeckt sind, dürfen als individuelle Werte deklariert werden.
^b Die Eigenschaft wird nicht als Festigkeitsklasse, sondern als individueller vom Hersteller angegebener Wert (MDV) ausgedrückt.
^c Festigkeitsklasse für nicht aus Kiefer bestehende Produkte.
^d Deckt $E_{m,0,edge,mean}$, $E_{t,0,mean}$, $E_{m,0,flat,mean}$ und $E_{c,0,mean}$ ab.
^e Deckt $E_{m,0,edge,k}$, $E_{t,0,k}$, $E_{m,0,flat,k}$ und $E_{c,0,k}$ ab.
^f Deckt $E_{m,90,edge,mean}$, $E_{t,90,edge,mean}$ und $E_{c,90,edge,mean}$ ab.
^g Deckt $E_{m,90,edge,k}$, $E_{t,90,edge,k}$ und $E_{c,90,edge,k}$ ab.
^h Die Eigenschaft muss nicht geprüft werden, wenn alle anderen Eigenschaften die Mindestwerte für die Festigkeitsklasse erfüllen.

N.5 Charakteristische Festigkeits- und Steifigkeitswerte von Gipsplatten und Faserplatten

(1) Die strukturellen Eigenschaften von Gipsplatten dürfen je nach Dicke nach Anhang N, Tabelle N.4, zugewiesen werden.

Tabelle N.4 — Charakteristische Festigkeits- und Steifigkeitswerte von Gipsplatten (EN 520)

		Längsrichtung			Querrichtung		
		12,5	15	18 ^a	12,5	15	18 ^a
Nenndicke der Platten [mm]							
Charakteristische Festigkeitswerte [N/mm²]							
<i>Senkrecht zur Ebene der Platte</i>							
Biegung	$f_{m,k}$	6,5	5,4	4,2	2,0	1,8	1,5
Stauchung	$f_{c,90,k}$	3,5 (5,5) ^b					
<i>In der Ebene der Platte</i>							

		Längsrichtung			Querrichtung		
Biegung	$f_{m,k}$	4,0	3,8	3,6	2,0	1,7	1,4
Zug	$f_{t,k}$	1,7	1,4	1,1	0,7	0,7	0,7
Stauchung	$f_{c,0,k}$	3,5 (5,5) ^b	3,5 (5,5) ^b	3,5 (5,5) ^b	4,2 (4,8) ^b	4,2 (4,8) ^b	4,2 (4,8) ^b
Schub	$f_{v,k}$	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Steifigkeitswerte [N/mm²]							
<i>Senkrecht zur Ebene der Platte</i>							
Elastizitätsmodul	$E_{m,mean}^c$	2 800	2 800	2 800	2 200	2 200	2 200
<i>In der Ebene der Platte</i>							
Biegung	$E_{m,mean}^c$	1 200	1 200	1 200	1 000	1 000	1 000
Schubmodul	G_{mean}^c	700	700	700	700	700	700
Dichtewerte [kg/m³]							
Rohdichte	ρ_k	680 (800) ^b					
<p>a Im Fall von Bauteilen, die mit Gipsplatten mit einer Nenndicke von 18 mm bemessen werden, können Gipsplatten mit einer Nenndicke von 20 mm oder 25 mm als Alternative zu Gipsplatten mit einer Nenndicke von 18 mm verwendet werden.</p> <p>b Werte in Klammern sind für Gipsplatten nach EN 520 mindestens vom Typ D oder F mit einer Mindestdichte von 800 kg/m³ und einer erhöhten Biegefestigkeit von 610 N/mm² für 12,5 mm, 735 N/mm² für 15 mm und 880 N/mm² für 18 mm anwendbar.</p> <p>c Die charakteristischen Steifigkeitswerte E_{05} und G_{05} dürfen wie folgt bestimmt werden:</p> $E_k = 0,9E_{mean}$ $G_k = 0,9G_{mean}$							

(2) Die strukturellen Eigenschaften von Gipsfaserplatten dürfen in Abhängigkeit von der Dicke nach Anhang N, Tabelle N.5, zugewiesen werden.

Tabelle N.5 — Charakteristische Festigkeits- und Steifigkeitswerte von Gipsplatten mit Faserverstärkung (EN 15283-2)

Nenndicke der Platten	[mm]	10	12,5	15	18
Charakteristische Festigkeitswerte [N/mm²]					
<i>Senkrecht zur Ebene der Platte</i>					
Biegung	$f_{m,k}$	3,8	3,8	3,6	3,2
Stauchung	$f_{c,90,k}$	6,0	6,0	6,0	6,0
Schub	$f_{v,k}$	1,0	1,0	1,0	0,8
<i>In der Ebene der Platte</i>					
Biegung	$f_{m,k}$	3,8	3,8	3,6	3,4
Zug	$f_{t,k}$	1,9	1,9	1,7	1,5
Stauchung	$f_{c,0,k}$	6,0	6,0	6,0	6,0
Schub	$f_{v,k}$	1,9	1,9	1,7	1,5
Steifigkeitswerte [N/mm²]					
<i>Senkrecht zur Ebene der Platte</i>					

Nenndicke der Platten	[mm]	10	12,5	15	18
Elastizitätsmodul	$E_{m,\text{mean}}$	3 000	3 000	3 000	3 000
Druckelastizitätsmodul	$E_{c,\text{mean}}$	650	650	650	650
Schubmodul	G_{mean}	1 000	1 000	1 000	1 000
<i>In der Ebene der Platte</i>					
Biegung	$E_{m,\text{mean}}$	3 000	3 000	3 000	3 000
Zug	$E_{c,\text{mean}}$	3 000	3 000	3 000	3 000
Stauchung	$E_{c,\text{mean}}$	3 000	3 000	3 000	3 000
Schubmodul	G_{mean}	650	650	650	650
<hr/>					
Dichtewerte [kg/m³]					
Rohdichte	ρ_k	1 000			

N.6 Kategorien für Schrauben und Stangen mit Holzschraubengewinde

(1) Schrauben und Stangen mit Holzschraubengewinde sollten Kategorien nach Tabelle N.6 und N.7 zugewiesen werden.

(2) Eine Kategorie für Schrauben oder Stangen mit Holzschraubengewinde sollte aus den Ausziehkategorien k6 bis k10 und einer der Zugfestigkeitskategorien ts4 – ts13, z. B. k6/ts11, bestehen.

ANMERKUNG EN 14592 definiert die Duktilitätsklassen mit geringer Zykluszahl S1, S2 und S3.

Tabelle N.6 — Kategorien für den Vorfaktor der Gleichung der charakteristischen Ausziehfestigkeit

Ausziehkategorie	k6	k7	k8	k9	k10
Vorfaktor k_{screw}	6	7	8	9	10

Tabelle N.7 — Kategorien der charakteristischen Zugfestigkeit $f_{u,k}$

Zugfestigkeitskategorie	ts4	ts5	ts6	ts7	ts8	ts9	ts10	ts11	ts12	ts13
$f_{u,k}$ [N/mm ²] ^a	400	500	600	700	800	900	1 000	1 100	1 200	1 300

^a Die charakteristische Zugfestigkeit basiert auf EN 14592:2022, 5.3.1.6 und $f_{u,k} = \frac{4 F_{\text{tens,max}}}{\pi d_1^2}$. Die berechnete charakteristische Zugfestigkeit sollte auf den nächsten Wert in dieser Tabelle N.7 abgerundet werden.

**Anhang O
(informativ)****Numerische Analyse für unidirektionale Holzbauteile****0.1 Verwendung dieses Anhangs**

(1) Dieser informative Anhang enthält zusätzliche Anleitungen zu numerischen Analysen für unidirektionale Holzbauteile mit den in L.6 angegebenen Systemeigenschaften.

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses informativen Anhangs kann im nationalen Anhang angegeben sein. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

0.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser informative Anhang behandelt die Bestimmung von Steifigkeitswerten, die in der Analyse für unidirektionale Holzbauteile anzuwenden sind.

0.3 Bestimmung von Steifigkeitswerten

(1) Die numerische Analyse für unidirektionale Holzbauteile mit den in L.6 angegebenen Systemeigenschaften sollte einen der folgenden Ansätze nutzen:

- In Fällen unwesentlicher Verformung außerhalb der Ebene dürfen Schalenbauteile auf der Grundlage der Dünnpfatten-Theorie (Kirchhoff) mit den vier Materialparametern E_0 , E_{90} , $G_{0,90}$, $\nu_{0,90}$ verwendet werden.
- In Fällen mit dicken Platten oder wesentlicher Schubverformung in Querrichtung muss die Theorie der dicken Platten (Mindlin) mit den sechs Materialparametern E_0 , E_{90} , $G_{0,90}$, $\nu_{0,90}$, $G_{0,T}$, $G_{90,T}$ angewendet werden.
- In allen Fällen dürfen Volumenelemente mit vollem orthotropischem Materialmodell mit den neun Parametern E_0 , E_{90} , E_t , $G_{0,90}$, $G_{0,T}$, $G_{90,T}$, $\nu_{0,90}$, $\nu_{0,T}$, $\nu_{90,T}$ verwendet werden. Der Quermodul E_T darf auf E_{90} gesetzt, aber es dürfen keine Isotropieebenen angenommen werden.

Die Gittergröße muss sorgfältig unter Berücksichtigung der Tiefe und Geometrie der Platte gewählt werden.

(2) Alle Poisson-Zahlen ν dürfen auf null gesetzt werden.

(3) In einer numerischen Analyse unter Verwendung von 2D- oder 3D-Elementen sollten für Holzbauteile aus Weichholzlamellen die Beziehungen für die Systemeigenschaften, z. B. wie in L.6 festgelegt, verwendet werden. Folgendes sollte eingeführt werden:

$$D_0 = E_{0,\text{mean}} \left(\frac{h^3}{12} \right) \quad (0.1)$$

$$D_{90} = E_{90,\text{mean}} \left(\frac{h^3}{12} \right) \quad (0.2)$$

$$D_{\text{tor}} = G_{0,90,\text{mean}} \left(\frac{h^3}{12} \right) \quad (0.3)$$

Dabei ist

- D_0 die Steifigkeit parallel zur Faser;
 D_{90} die Steifigkeit senkrecht zur Faser;
 D_{tor} die Torsionssteifigkeit;
 $E_{0,\text{mean}}$ der mittlere Elastizitätsmodul des Elements parallel zur Faser;
 $E_{90,\text{mean}}$ der mittlere Elastizitätsmodul des Elements senkrecht zur Faser;
 $G_{0,90,\text{mean}}$ der mittlere Schubmodul in der Ebene des Elements;
 h die Tiefe des Querschnitts.

Anhang P
(informativ)**Gründungen mit Holzpfählen****P.1 Verwendung dieses Anhangs**

(1) Dieser informative Anhang enthält zusätzliche Anleitungen zu Bestimmungen in Abschnitt 4 bis Abschnitt 9.

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses informativen Anhangs ist im nationalen Anhang angegeben. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

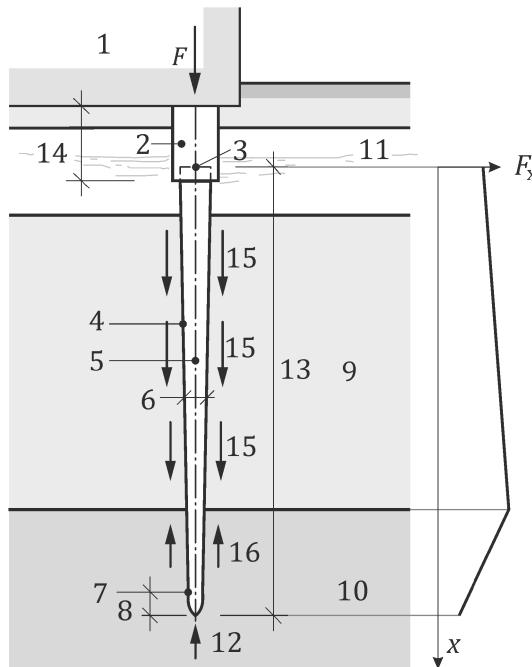
P.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Die Bemessungsregeln in diesem informativen Anhang sind anwendbar für alle Pfahlgründungen mit vertikalen oder geneigten Holzpfählen, die nach den Festlegungen in prEN 1995-3 ausgeführt sind und axialer Druckbelastung unterliegen.

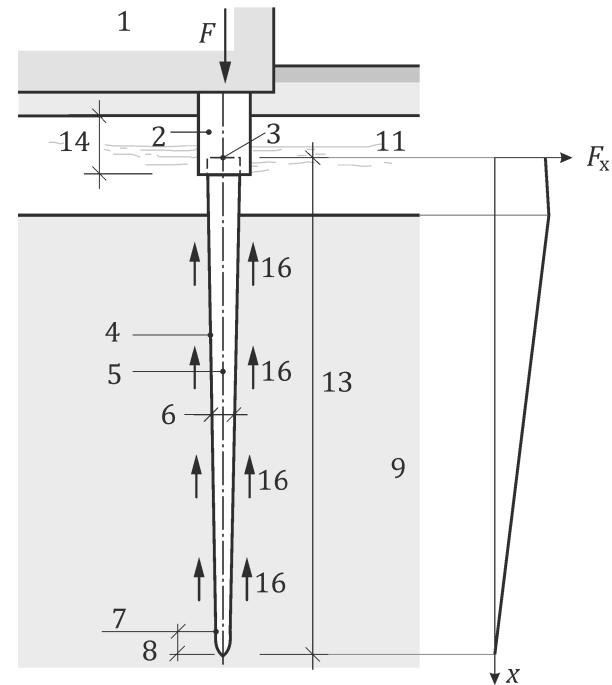
ANMERKUNG 1 Bild P.1 zeigt zwei Beispiele häufiger Ausführungen, bei denen ein Holzpfahl ein Bauwerk trägt.

ANMERKUNG 2 Geneigte Pfähle sind geneigt, um axial belastet zu werden. Wenn ein geneigter Pfahl einer signifikanten horizontalen Belastung ausgesetzt ist, ist die Konzeption der Gründung nicht optimal.

(2) Anhang P ist nicht für die Bemessung von Spundbohlen oder Bodenverbesserungen durch Holzpfähle anwendbar.



a) Holzgründungspfahl mit Pfahlspitze in lasttragender (kompakter) Bodenschicht



b) Holzgründungspfahl mit Pfahlspitze in schwachem Boden

Legende

- 1 Getragenes Bauwerk
- 2 Erweiterungspfahl aus Material mit ausreichender Dauerhaftigkeit im Fall der Exposition gegenüber dem Bodenwasserspiegel
- 3 Pfahlkopf
- 4 Holzpfahl (konisch), Pfahlschaft
- 5 Pfahlachse
- 6 Pfahldurchmesser
- 7 Pfahlfuß
- 8 Pfahlspitze (Pfahlsockel, konisches Ende des Pfahls oder Stamms)
- 9 schwacher Boden
- 10 lasttragende (kompakte) Bodenschicht
- 11 Grundwasserspiegel
- 12 Sockelwiderstand, Widerstand an der Pfahlspitze
- 13 Pfahllänge
- 14 Länge der Pfahlerweiterung (siehe Bild P.2)
- 15 Abwärtszug (negative Mantelreibung)
- 16 positive Mantelreibung

Bild P.1 — Holzgründungspfahl mit einwirkenden Kräften**P.3 Allgemeines**

(1) Gründungen mit Holzpfählen müssen nach prEN 1997-3 bemessen werden.

P.4 Materialien und Eigenschaften**P.4.1 Allgemeines**

(1) Massivrundholz für Gründungspfähle und Pfahlerweiterungen sollte die in Anhang Q festgelegten Anforderungen erfüllen.

(2) Die Pfähle sollten eine konstante Abholzigkeit aufweisen, die auf maximal 15 mm je Meter über die gesamte Länge begrenzt ist.

(3) Pfähle sollten in einem Stück vorgesehen werden, sofern nicht anders vorgesehen.

(4) Falls es erforderlich ist, Pfähle zu verwenden, die durch die Verbindung von zwei oder mehr Rundholzängen gebildet werden, sollte hierfür ein bewährtes Verfahren verwendet werden wie z. B. in EN 12699 präsentiert.

(5) Alle Fugen in und zwischen Pfählen und Pfahlerweiterungen müssen die Anforderungen an die Steifigkeit und die Tragfähigkeit unter Stauchung, Zug und Biegung erfüllen.

P.4.2 Druckfestigkeit parallel zur Faser

(1) Die axiale Tragfähigkeit von Holzgründungspfählen sollte auf der Grundlage der charakteristischen Druckfestigkeit parallel zur Faser der Pfähle im vollständig gesättigten Zustand $f_{c,0,k,sat}$ berechnet werden.

ANMERKUNG 1 Rundholz befindet sich direkt nach dem Fällen in einem vollständig gesättigten Zustand und dieser Zustand kann durch Einwickeln des zu prüfenden Rundholzes oder von Teilen desselben in luftdichte Kunststofffolie aufrechterhalten werden. Der Feuchtegehalt von Weichrundholz im vollständig wassergesättigten Zustand beträgt ≥ 50 bis 60 %.

ANMERKUNG 2 Falls nicht verfügbar, müssen Korrekturfaktoren zur Berücksichtigung des Einflusses anderer Feuchtegehalte als 50 bis 60 % auf die Druckfestigkeit parallel zur Faser durch Prüfung bestimmt werden.

ANMERKUNG 3 Die Druckfestigkeit parallel zur Faser von Rundholz für Gründungspfähle kann mithilfe von Druckprüfungen parallel zur Faser im vollständig gesättigten Zustand nach EN 14251 bestimmt werden. Die charakteristische Druckfestigkeit parallel zur Faser $f_{c,0,k,sat}$ kann nach EN 14358 berechnet werden.

P.4.3 Elastizitätsmodul unter Druck parallel zur Faser

(1) Der Mittelwert $E_{c,0,mean,sat}$ und der charakteristische Wert $E_{c,0,k,sat}$ des Elastizitätsmoduls unter Druck parallel zur Faser von Holzgründungspfählen sollten als die jeweiligen Werte der als Gründungspfähle verwendeten Rundhölzer im vollständig gesättigten Zustand bestimmt werden.

ANMERKUNG 1 Rundholz befindet sich direkt nach dem Fällen in einem vollständig gesättigten Zustand und dieser Zustand kann durch Einwickeln des zu prüfenden Rundholzes oder von Teilen desselben in luftdichte Kunststofffolie aufrechterhalten werden. Der Feuchtegehalt von Weichrundholz im vollständig wassergesättigten Zustand beträgt ≥ 50 bis 60 %.

ANMERKUNG 2 Der Elastizitätsmodul unter Druck parallel zur Faser von Rundholz für Gründungspfähle kann mithilfe von Druckprüfungen parallel zur Faser im vollständig gesättigten Zustand nach EN 14251 bestimmt werden. Der Mittelwert $E_{c,0,mean,sat}$ und der charakteristische Wert $E_{c,0,k,sat}$ des Elastizitätsmoduls unter Druck parallel zur Faser können nach EN 14358 berechnet werden.

P.4.4 Mantelreibung

(1) Die Gesamtmantelreibung sollte nach prEN 1997-3 berechnet werden.

P.5 Dauerhaftigkeit

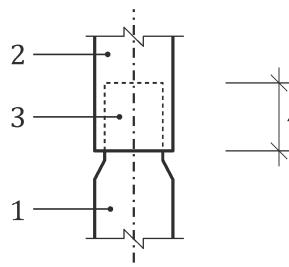
(1) Die Dauerhaftigkeit der Pfahlgründung muss für die gesamte geplante Nutzungsdauer des gestützten Bauwerks und der Pfahlgründung selbst sichergestellt sein.

(2) Um eine ausreichende Dauerhaftigkeit während der geplanten Nutzungsdauer der Gründung sicherzustellen, sollten sich die Oberseiten von Weichholzpfählen dauerhaft mindestens 500 mm unter dem tiefsten an dem Standort der Gründung zu erwartenden Grundwasserspiegel befinden.

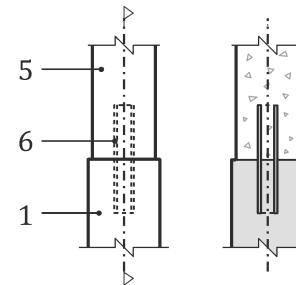
ANMERKUNG 1 Die Dauerhaftigkeit kann sich aufgrund von Veränderungen des Grundwasserspiegels nahe oder unter dem Pfahlkopf (z. B. durch Erdarbeiten in der Nähe usw.) im Verlauf der Zeit verändern.

ANMERKUNG 2 Wenn Pfahlköpfe sich mindestens 200 mm unter dem niedrigsten Grundwasserspiegel befinden, kann eine Lage dichtes Bodenmaterial mit einer Dicke von mindestens 100 mm oben auf den Pfahlköpfen hinzugefügt werden, um die Dauerhaftigkeit zu verbessern, vorausgesetzt, dass dies keine negative Wirkung auf die Übertragung von Lasten hat.

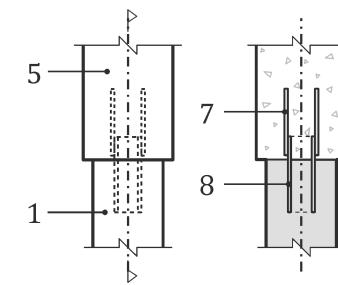
(3) Wenn die Empfehlungen in P.5(2) nicht erfüllt werden können, sollte der Holzpfahl bis auf eine zuverlässig unter dem niedrigsten Grundwasserspiegel liegende Tiefe gerammt und durch eine Pfahlerweiterung aus einem Material mit ausreichender Dauerhaftigkeit bei Exposition gegenüber schwankenden Grundwasserspiegeln erweitert werden, siehe Bild P.2 für Erweiterungen.



a) Muffenverbindung



b) Stiftverbindung mit Stahlstift



c) Stiftverbindung mit Stahlstift/Moniereisen

Legende

- 1 Holzpfahl
- 2 Pfahlerweiterung
- 3 Stahl oder Betonmuffe
- 4 Tiefe der Muffe
- 5 Betonpfahlerweiterung
- 6 Stahlstift (Rohr)
- 7 Stahlmoniereisen
- 8 Stahlrohr (mit geschweißten Moniereisen)

Bild P.2 — Erweiterungen von Holzpfählen

(4) Das Erweiterungselement zwischen dem oberen Ende des Holzpfahls und der Unterseite des aufgelagerten Bauwerks muss Einwirkungen durch das Bauwerk widerstehen.

(5) Der Spalt zwischen dem oberen Ende des Holzpfahls und der Unterseite des aufgelagerten Bauwerks darf mit einer nach prEN 1992-1-1 bemessenen Betonpfahlerweiterung überbrückt werden.

ANMERKUNG Vorgeschlagene Maße und Arten von Betonpfahlerweiterungen sind in Tabelle Q.2 in Abhängigkeit von der Größe des Holzpfahls aufgelistet.

(6) Die Festigkeit und Steifigkeit der Muffe, siehe Bild P.2, sollte höher sein als die des Holzpfahls. Die Muffe sollte nach prEN 1992-1-1 (Betonmuffe) oder EN 1993-1-1 (Stahlmuffe) bemessen sein.

(7) Für einen Erweiterungspfahl mit Muffenverbindung nach Bild P.2 a) mit einem Innendurchmesser von 180 mm und einem Außendurchmesser entsprechend einer Steifigkeit von 280 mm für Beton und einer Tiefe der Muffe von 230 mm darf die Beziehung zwischen dem Biegemoment M und der Rotation φ für kurzzeitige Belastung unter gesättigten Bedingungen für die Verbindung zwischen dem Holzpfahl und dem Erweiterungspfahl wie folgt bestimmt werden:

Für $\varphi = 0$ bis $0,028$ rad: $M = 274 \varphi$ kNm

Für $\varphi = 0,028$ bis $0,11$ rad: $M = 7,6 + 59 (\varphi - 0,028)$ kNm (P.1)

Für $\varphi = 0,11$ bis $0,15$ rad: $M = 12,3$ kNm

Dabei ist

φ die Rotation des Erweiterungspfahls mit der Längsachse des Holzpfahls als Referenz in rad;

M das Biegemoment in der Verbindung zwischen dem Holzpfahl und dem Erweiterungspfahl in kNm.

ANMERKUNG Die Rotation wird durch den senkrecht zur Faser in der Muffe belasteten Holzpfahl verursacht.

(8) Gründungspfähle, die nicht vollständig und konstant in Grundwasser eingetaucht sind, sollten nur für Wasserbauwerke oder Auflager temporärer Bauwerke verwendet werden. Solche Gründungspfähle sollten aus dauerhaften Holzarten hergestellt und überwacht werden.

ANMERKUNG 1 Die natürliche Dauerhaftigkeit von Holzarten kann nach EN 350 beurteilt werden.

ANMERKUNG 2 Anhang Q, Abschnitt Q.3, enthält Informationen zu als Gründungspfahl verwendbaren Holzarten.

P.6 Statische Berechnung

(1) Die statische Berechnung von Holzgründungspfählen muss nach P.7 durchgeführt werden.

P.7 Grenzzustände der Tragfähigkeit

P.7.1 Allgemeines

(1) Die Verifizierung von Grenzzuständen der Tragfähigkeit muss Belastungssituationen von kurzer, langer und ständiger Dauer umfassen.

P.7.2 Axiale Stauchung

(1) Die Bemessungsdruckspannung parallel zur Faser $\sigma_{c,0,d}$ eines einzelnen Holzgründungspfahls an seinem kritischen Querschnitt sollte Folgendes erfüllen:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (\text{P.2})$$

mit

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{\text{mod,sat}} f_{c,0,k,\text{sat}}}{\gamma_M} \quad (\text{P.3})$$

Dabei ist

$\sigma_{c,0,d}$ die Bemessungsdruckspannung parallel zur Faser am kritischen Querschnitt unter Berücksichtigung der Abholzigkeit des Pfahls;

$f_{c,0,d}$ die Bemessungsdruckfestigkeit parallel zur Faser;

$k_{\text{mod,sat}}$ der Veränderungsfaktor zur Berücksichtigung der Wirkung der Lastdauer in einem Holzpfahl im vollständig gesättigten Zustand, siehe Tabelle P.1;

$f_{c,0,k,\text{sat}}$ die charakteristische Druckfestigkeit parallel zur Faser von Rundholz im vollständig gesättigten Zustand für die Verwendung als Gründungspfähle, siehe P.4.2(1);

γ_M der Teilsicherheitsbeiwert für Materialeigenschaften, auch unter Berücksichtigung von Modellunsicherheiten und Größenabweichungen, siehe Tabelle P.2.

Tabelle P.1 — Werte von $k_{mod,sat}$ für Holzgründungspfähle

Material	Norm oder EAD	Nutzungs-klasse	Lasteinwirkungsdauer				
			Ständig	Langzeit	Mittlere Dauer	Kurzzeit	Momentan
Rundhölzer aus Nadelholz im vollständig gesättigten Zustand für die Verwendung als Gründungspfähle	—	4	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10

ANMERKUNG 1 Da die Wirkung der Feuchte bereits in $f_{c,0,k,sat}$ enthalten ist, muss nur die Wirkung der Lastdauer berücksichtigt werden. Aus diesem Grund sind für die Bemessung von Gründungspfählen die Werte für $k_{mod,sat}$ gleich den Werten für k_{mod} für ST in SC 1 nach Tabelle 5.3.

Tabelle P.2 (NDP) — Empfohlene Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für die Widerstände von Holzgründungspfählen

Bemessungssituation	Teilsicherheitsbeiwert
Grundlegende Bemessungssituation	$\gamma_M = 1,3$
Außergewöhnliche Bemessungssituation	$\gamma_M = 1,0$

ANMERKUNG 2 Die Werte von γ_M in Tabelle P.2 sind anwendbar, sofern der nationale Anhang keine anderen Werte enthält.

(2) Bei der Verifizierung der Drucktragfähigkeit einer Gründung, die aus einer Gruppe von durch ein steifes Bauwerk belasteten Pfählen besteht, oder Pfählen, die ein teilweise steifes Bauwerk auflagern, darf ein Systemfestigkeitsfaktor $k_{sys} = 1,1$ nach 8.4 verwendet werden, wenn die Last auf mindestens drei Pfähle verteilt ist.

(3) Wenn eine Gründung aus mehr als 3 Pfählen ein steifes Bauwerk stützt, dürfen höhere k_{sys} -Faktoren angewendet werden, um die Lastteilungswirkung zu berücksichtigen, da die Annahme, dass der charakteristische Wert die tatsächliche Festigkeit aller Pfähle wiedergibt, konservativ ist. Die Anwendung von Faktoren $k_{sys} > 1,1$ sollte begründet werden.

P.7.3 Standfestigkeit

(1) Holzpfähle müssen gegen Knicken und Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung nach prEN 1997-3 verifiziert werden.

ANMERKUNG 1 Die Knickprüfung mithilfe des Verfahrens der äquivalenten Länge nach 8.2 ist nicht auf Holzgründungspfähle anwendbar, da das Verhältnis der Biegefestigkeit zur Druckfestigkeit parallel zur Faser bei Rundholz anders ist als bei Massivholz mit rechteckigem Querschnitt.

ANMERKUNG 2 Da Pfahlknicken in hohem Maße von der begrenzenden Spannung (Aussteifung durch den Boden) beeinflusst wird, können Verifizierungen der Standfestigkeit und Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung eine statische Berechnung zweiter Ordnung unter Verwendung eines Pfahl-Boden-Modells erfordern.

(2) Der Elastizitätsmodul unter Druck parallel zur Faser des Holzpfahls sollte wie in P.4.3(1) festgelegt bestimmt werden.

(3) Der äquivalente Durchmesser zur Berücksichtigung der Abholzigkeit darf als der Mittelwert des kleinsten und größten Durchmessers des Holzpfahls angenommen werden.

ANMERKUNG 1 In einer numerischen statischen Berechnung zweiter Ordnung unter Anwendung eines Pfahl-Boden-Modells kann die Abholzigkeit in das Modell einbezogen werden.

ANMERKUNG 2 Für lange Pfähle kann eine präzisere Annahme für den äquivalenten Durchmesser (z. B. basierend auf der Betrachtung der Pfahlsegmente) erforderlich sein.

(4) Bei der Verifizierung von Holzpfählen gegen Knicken und Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung muss die Anfangsverformung der Pfähle berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Mindestanforderungen an die Geradheit und Krümmung sind in Anhang Q, Q.4.3 bzw. Tabelle Q.3 festgelegt.

P.8 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

(1) Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit von Gründungen mit Holzpfählen müssen nach prEN 1997-3 verifiziert werden.

(2) Bei der Berechnung von Verformungen aufgrund ständiger und quasi-ständiger Einwirkungen darf der Modifikationsfaktor für Verformungen k_{def} bestimmt werden als $k_{\text{def}} = 1$.

ANMERKUNG Da Holzpfähle konstant in Grundwasser eingetaucht sind und wiederholte Befeuchtungs- und Trocknungszyklen damit verhindert werden, ist im Vergleich zu ST ein geringerer Wert von k_{def} anwendbar.

Anhang Q
(informativ)**Anforderung an als Gründungspfähle verwendete Rundhölzer und Pfahlerweiterungen****Q.1 Verwendung dieses Anhangs**

(1) Dieser informative Anhang enthält zusätzliche Anleitungen zu Anhang P.

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses informativen Anhangs ist im nationalen Anhang angegeben. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

Q.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser informative Anhang ist für Gründungspfähle und Pfahlerweiterungen nach Anhang P anwendbar.

ANMERKUNG Die Beurteilung der Qualität (Produktypprüfungen, werkseigene Produktionskontrolle usw.) und CE-Kennzeichnung von Rundhölzern liegen nicht im Anwendungsbereich dieses Anhangs und können auf nationaler Ebene geregelt sein.

Q.3 Holzarten

(1) Entscheidungen über zulässige Holzarten für Pfahlgründungen sollten auf Erfahrungen durch erfolgreiche Langzeitanwendung in der Praxis basieren.

(2) Für Gründungen, die dauerhaft unter dem niedrigsten Grundwasserspiegel liegen, dürfen Rundhölzer der folgenden Holzarten verwendet werden:

- Gemeine Fichte (*Picea abies*);
- Weißtanne (*Abies alba*);
- Douglasie (*Pseudotsuga menziesii*);
- Europäische Lärche (*Larix decidua*);
- Waldkiefer (*Pinus sylvestris*).

ANMERKUNG 1 Holz, das dauerhaft unterhalb des Grundwasserspiegels liegt und vollständig mit Wasser gesättigt ist, ist nicht anfällig für Pilzbefall, kann aber durch Bakterien beschädigt werden. Dies ist für Splintholz und Kernholz anwendbar.

ANMERKUNG 2 Holzpfähle aus Nadelholzarten, die große Mengen Splintholz enthalten und der vorübergehenden oder dauerhaften Absenkung des Grundwasserspiegels ausgesetzt sind, haben sich als äußerst anfällig für Pilzbefall und Verfall erwiesen.

(3) Für Gründungen, die teilweise unter dem niedrigsten Grundwasserspiegel liegen, dürfen Rundhölzer der Holzarten DC 1 oder DC 2 nach EN 350 als Pfähle verwendet werden, z. B.:

- Ekki oder Azobé (*Lophira alata*)

— Grünherzholz (*Chlorocardium rodiei*).

ANMERKUNG Rundhölzer, die Splintholz enthalten, erfüllen nicht die Anforderungen von DC 1 oder DC 2.

Q.4 Geometrische Eigenschaften

Q.4.1 Länge und Durchmesser

(1) Abweichungen von der Nennlänge sollten auf +500 mm oder –100 mm begrenzt werden.

(2) Rundhölzer für die Verwendung als Gründungspfähle sollten senkrecht zur Längsachse geschnitten werden oder eine ausreichende Länge haben, um einen senkrechten Schnitt zu einem späteren Zeitpunkt zu erlauben. Das Schneiden sollte die zulässige Abweichung von der Nennlänge nach Q.4.1(1) nicht beeinträchtigen.

(3) Je nach Umfang und Länge dürfen Rundhölzer für die Verwendung als Gründungspfähle den Größen in Tabelle Q.1 zugewiesen werden.

ANMERKUNG Der mittlere Umfang an dem konischen Ende bezieht sich auf die Mittelwerte von Rundhölzern einer Charge, wobei der einzelne Mindestumfang am konischen Ende die Anforderung für ein einzelnes Rundholz in einer Charge ist. Tabelle Q.1 kann verwendet werden, um zu bestimmen, ob eine Charge von Rundhölzern einer bestimmten Klassengröße angehört.

(4) Umfänge und Längen, die von den in Tabelle Q.1 aufgelisteten Werten abweichen, dürfen mit dem Lieferanten vereinbart werden.

Tabelle Q.1 — Beispiele für Rundholzgrößen auf der Grundlage des Umfangs am konischen Ende und der Länge des Rundholzes

Größe ^a	Nennumfang am konischen Ende ^c mm	Einzelner Mindestumfang am konischen Ende ^c mm	Mittlerer Umfang am konischen Ende ^{b,c} mm	Üblicherweise verwendete Längen ^c m
8	250	240	250 – 270	4
9	280	270	280 – 300	12
10	310	300	310 – 330	12
11	340	330	340 – 360	10
12	360	350	360 – 390	10
13	400	390	400 – 430	22
14	440	430	440 – 460	22
15	470	460	470 – 490	20
16	500	490	500 – 520	20

^a Die Kennzeichnung der Größen basiert auf dem Durchmesser der Rundhölzer an ihrem konischen Ende.

^b Dies ist eine maßgebliche Eigenschaft für die Zuweisung zu einer bestimmten Größe.

^c Die empfohlenen Maßtoleranzen betragen 10 mm für die Längen und 1 mm für die Durchmesser.

Q.4.2 Maß und Art der Betonpfahl-Erweiterungen

(1) Wenn die Empfehlungen in P.5(2) nicht erfüllt werden können, dürfen Betonpfahlerweiterungen nach Tabelle Q.2 verwendet werden, um den Spalt zwischen dem oberen Ende des Holzpfahls und der Unterseite des aufgelagerten Bauwerks zu überbrücken.

Tabelle Q.2 — Beispiele für Maße und Arten von Betonpfahlerweiterungen für Holzpfähle verschiedener Größen

Größe ^a	Kopf-durchmesser von Holzpfählen ^b mm	Außenmaß runder oder quadratischer Betonpfahlerweiterungen ^{b c} mm	Art der Betonpfahlerweiterung ^d	Äußerer Umfang der Betonpfahlerweiterung ^c mm
8, 9	$120 < d < 170$	$d = 230$	Stift	720
		180×180		
9, 10	$170 < d < 220$	$d = 280$	Muffe	880
10 – 15	$170 < d < 300$	$d = 310$		970
11 – 16	$170 < d < 320$	180×180		720

ANMERKUNG 1 Die Abholzigkeit des Durchmessers beträgt $\pm 7,5$ mm je Meter. Der Durchmesser am Pfahlfuß bestimmt die Größe, der der Pfahl zugewiesen wird, sowie seine Tragfähigkeit. Der Kopfdurchmesser ist nur unter besonderen Umständen maßgeblich.

ANMERKUNG 2 Stiftartige Betonpfahlerweiterungen werden in Gründungen von Leichtbauwerken verwendet. Verbindungen, die 50-mm-Stifte nutzen, werden für Leichtbauwerke verwendet, d. h. für Bemessungsaxialkräfte unter 50 kN in der Bemessung der Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS).

ANMERKUNG 3 Der Kopf des Holzpfahls kann durch die Muffe des Erweiterungspfahls ohne Lücke vollständig umschlossen werden, indem ein Stahlring auf die Unterseite der Muffe eines Betonerweiterungspfahls angewendet wird, um den überdimensionierten Holzpfahlkopf zu spalten, oder indem eine Stahlmuffe verwendet wird.

^a Größen sind in Abhängigkeit von dem Durchmesser der Pfähle an ihrem Fuß gekennzeichnet, siehe Tabelle Q.1.
^b Der Kopfdurchmesser des Holzpfahls wird ohne Rinde 0,5 m unter der Hirnholzfläche gemessen. Wenn sich der Durchmesser nahe der Wurzeln abrupt erhöht, wird der Kopfdurchmesser 1 m unter der Hirnholzfläche des Kopfs gemessen.
^c Abweichungen des Maßes und der Art der Betonpfahlerweiterungen sind zulässig, solange die Leistung der Betonpfahlerweiterung in Kombination mit dem Holzpfahl im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit, Festigkeit und Steifigkeit nicht verändert wird.
^d Siehe Bild P.2.

Q.4.3 Geradheit

(1) Die Abweichung der Geradheit von Rundholz für Gründungspfähle sollte nicht um mehr als 1 % der Länge von der geraden Linie abweichen.

Q.5 Einstufung

(1) Die Einstufung von Rundholz für die Verwendung als Gründungspfähle sollte Folgendes beinhalten:

- die Wahl der Holzart;
- die Bewertung der geometrischen Eigenschaften (Länge, Durchmesser, Umfang, Abholzigkeit, Geradheit);

- die Bewertung der Einflussparameter für die Festigkeit:
 - Wurmlöcher;
 - Faserneigung;
 - Mark;
 - Astlöcher;
 - mechanischer Schaden, z. B. Druckversagen von Holzfasern (durch Stürme verursacht);
 - Risse;
 - Beschädigung durch Pilze;
 - Splintholz;
 - Verwerfung.

ANMERKUNG Eine Aufstellung zusätzlicher Kriterien auf nationaler Eben kann in dem Einstufungsprozess erforderlich sein, z. B.:

- Breite der Jahresringe;
- Ansammlung von Harzgalle, Calcium und Silikat, Harz;
- eingewachsene Rinde;
- Reaktionsholz;
- Baumkante;
- Abtrag loser äußerer Rinde.

(2) Europäisches Weichrundholz für die Verwendung als Gründungspfähle darf durch die Anwendung der Kriterien und entsprechenden Grenzwerte in Tabelle Q.3 eingestuft werden.

Tabelle Q.3 — Kriterien und Grenzwerte für die Einstufung von europäischen Rundhölzern aus Weichholz für die Verwendung als Gründungspfähle

Imperfektion		Anforderungen
Wurmlöcher	Weitere Erweiterung nicht möglich	Nicht mehr als 1 bis 2 Wurmlöcher je m Länge
	Weitere Erweiterung möglich	Nicht zulässig
Faserneigung		$\leq 1/10$
Stauchbruch von Holzfasern		Nicht zulässig
Markröhre		Zulässig, falls geschlossen und intakt
Astlöcher	Astlochgrad ^a	$\leq 0,5$
	Durchmesser ^b	$\leq 1/12$ -faches des Umfangs des Rundholzes, gemessen an der Position des Astlochs, doch in vielen Fällen ≤ 50 mm

Imperfektion		Anforderungen
Mechanische Beschädigung		Zulässig, wenn es sich um abgerissene Fasern mit einer Tiefe von nicht mehr als 1/10 des Durchmessers des Rundholzes an der Schadensstelle handelt. Eingewachsene Teile mit unbeschädigten Fasern sind zulässig. Durch Kettensägen verursachte Schäden sind nicht zulässig.
Risse	Kernrisse	Zulässig
	Innenrisse	Nicht zulässig
	In Längsrichtung	Die Tiefe eines Risses oder die Summe der Tiefen gegenüberliegender Risse $\leq 1/3$ des Durchmessers des Rundholzes an der Position des/der Risse(s)
Spalte über die gesamte Länge		Nicht zulässig
Endrisse		Nicht zulässig
Holzabbau durch Pilze	Blaue/graue Flecken	Zulässig, wenn ≤ 3 mm tief und über $\leq 5\%$ der gesamten Oberfläche verbreitet
	Braune bis rote Flecken	Zulässig, wenn sichtbar und $\leq 5\%$ der Querschnittsfläche der Hirnholzfläche des Rundholzes
Splintholz	Hart ^c	Zulässig
	Weich ^c	Nicht zulässig
Verwerfung ^d	Krümmung ^d	Durchsacken im Verhältnis zu einer geraden Linie zwischen den beiden Rundholzenden $\leq 1/2$ -mal der Durchmesser des Rundholzes auf halber Länge

^a Das Astlochverhältnis ist die Summe der Astlochdurchmesser über den Umfang des Pfahls über 150 mm Länge, geteilt durch den Umfang. Der Astlochdurchmesser ist der Durchmesser des größten sichtbaren Astlochs auf der Oberfläche.
^b Der Astlochdurchmesser wird senkrecht zur Längsachse des Rundholzes gemessen.
^c Falls eine Eindruckprüfung mit dem Fingernagel zeigt, dass das Splintholz weicher ist als das Kernholz, ist das betreffende Rundholz oder der Teil desselben nicht als Gründungspfahl geeignet.
^d Siehe EN 14081-1.

Anhang R
(informativ)

Seitliche Verschiebung mehrgeschossiger einteiliger Schubwände und eingeschossiger segmentierter Schubwände

R.1 Verwendung dieses Anhangs

(1) Dieser informative Anhang enthält zusätzliche Anleitungen zu den spezifischen Bestimmungen in 13.3.3 für Schubwände in Leichtholzrahmenbauweise (LTF) und in 13.6 für Schubwände aus Massivholz (CLT und GLVL-C).

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses informativen Anhangs kann im nationalen Anhang angegeben sein. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

R.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser informative Anhang darf für die Berechnung der seitlichen Verschiebung mehrgeschossiger einteiliger Schubwände und eingeschossiger segmentierter Schubwände verwendet werden.

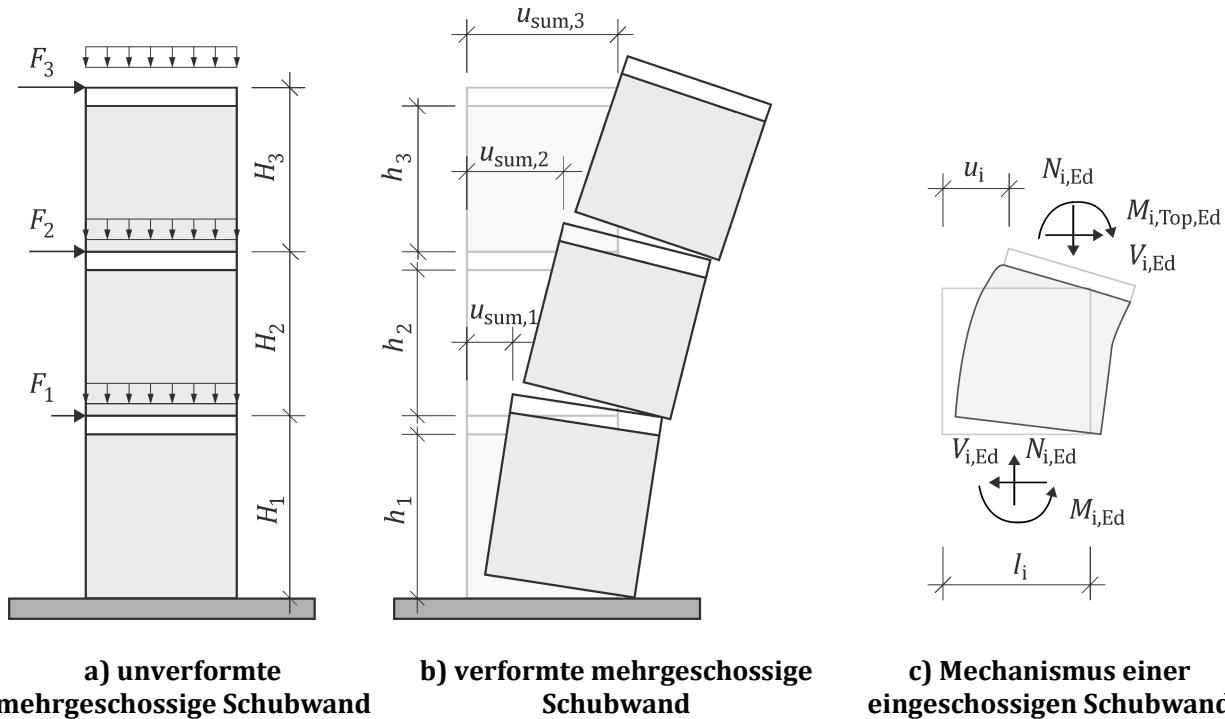


Bild R.1 — Seitliche Verschiebungen einer mehrgeschossigen Schubwand

(2) Um die Bestimmungen in diesem Unterabschnitt anzuwenden, müssen die Schubwände eine Höhe h_i nach Bild R.1 haben und

- dürfen in allen Bauteilen keine horizontalen Stoßstellen aufweisen;

- sollten Längen mit einer Abweichung von nicht mehr als 10 % entlang der Höhe des Gebäudes haben;
- dürfen nur horizontale Stoßstellen von Beplankungen haben, die durch Latten mit geeigneten Verbindungen gestützt werden, siehe Bild 13.3 b) im Fall von LTF.

ANMERKUNG Wenn eine Wandlänge um mehr als 10 % über die Höhe des Gebäudes abweicht, kann die Verformung aufgrund von Schaukel- und Biegewirkungen mit alternativen Modellen berechnet werden.

R.3 Verfahren zur Berechnung der seitlichen Verschiebung

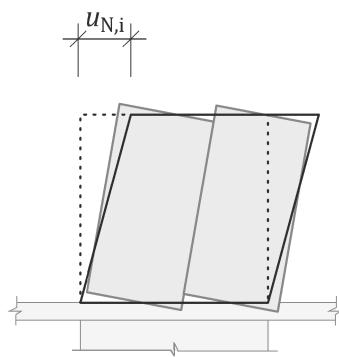
(1) Die gesamte seitliche Verschiebung der Schubwand an der Oberseite des j. Geschosses $u_{\text{sum},j}$ darf als Summe der seitlichen Verschiebung zwischen Geschossen u_i vom 1. bis zum j. Geschoss bestimmt werden:

$$u_{\text{sum},j} = \sum_{i=1}^j u_i \quad (\text{R.1})$$

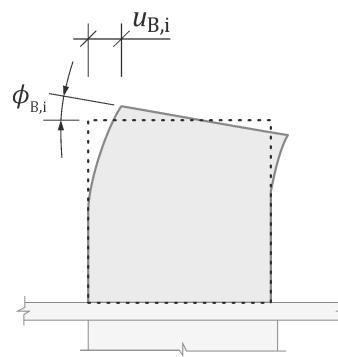
(2) Die seitliche Verschiebung u_i der Schubwand an der Oberseite des i. Geschosses darf als Summe der Beiträge der relevanten Verschiebung zwischen den Geschossen nach Bild 13.10, Bild R.2 und Tabelle R.1 bestimmt werden.

Tabelle R.1 — Beiträge der Verschiebungen zwischen Geschossen für mehrgeschossige Schubwände

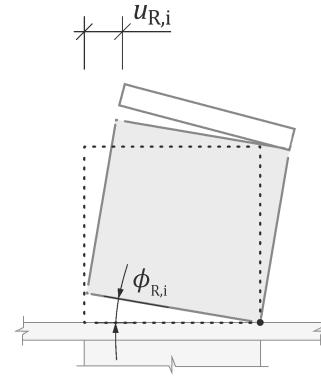
			Vollständig verankerte und einteilige Wände	
Beitrag der Verschiebung zwischen Geschossen		Bild	Gleichung für LTF	Gleichung für CLT und GLVL-C
$u_{N,i}$	Seitliche Verschiebung zwischen Geschossen aufgrund der Verformung der Befestigungselemente zwischen der Beplankung und dem Rahmen in LTF-Wänden	R.2 a)	(13.16)	Nicht relevant
$u_{B,i}$	Seitliche Verschiebung zwischen Geschossen aufgrund der Biegeverformung in der Ebene	R.2 b)	(R.2) (R.3) und (13.18)	(R.2), (R.4) und (R.5)
$u_{R,i}$	Seitliche Verschiebung zwischen Geschossen aufgrund des Schaukels der Schubwand in Verbindung mit der vertikalen Schubflexibilität der vertikalen Fugen (nur bei segmentierten Wänden) und der vertikalen Zugflexibilität der mechanischen Verankerungen	R.2 c)	(R.6) und (R.7)	(R.6) und (R.7)
$u_{A,i}$	Seitliche Verschiebung zwischen Geschossen aufgrund der Starrkörperverschiebung der Schubwand in Verbindung mit der horizontalen Schubflexibilität der mechanischen Verankerungen	R.2 d)	(R.8)	(R.8)
$u_{C,i}$	Seitliche Verschiebung zwischen Geschossen aufgrund der Verformung der Bodenschwelle senkrecht zur Faser in LRF-Wänden	R.2 e)	(R.9)	Nicht relevant
$u_{S,i}$	Seitliche Verschiebung aufgrund von Schubverformung in der Ebene	R.2 f)	(13.24)	(R.10)
$u_{\theta,i}$	Seitliche Verschiebung aufgrund der Rotation an der Oberseite der darunter liegenden Schubwand, d. h. die Schubwand im (i – 1). Geschoss	R.2 g)	(R.11) – (R.15)	(R.11) – (R.15)



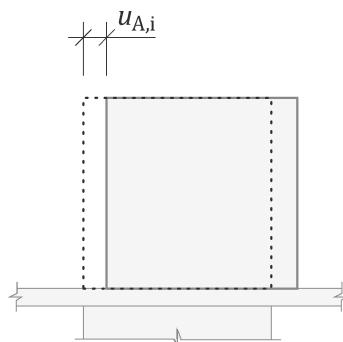
a) Seitliche Verschiebung aufgrund der Verformung der Verbindung zwischen Beplankung und Rahmen in LTF-Wänden



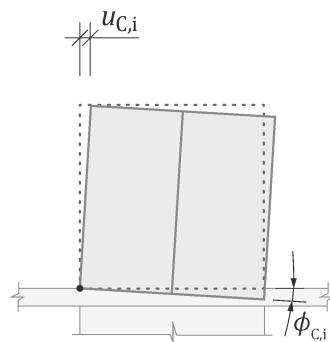
b) Seitliche Verschiebung zwischen Geschossen aufgrund der Biegeverformung in der Ebene



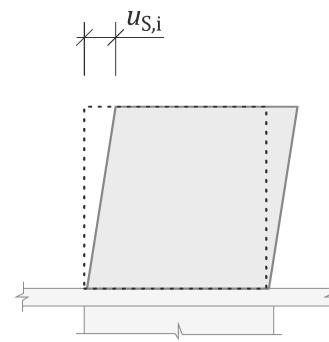
c) Seitliche Verschiebung aufgrund des Schaukelns der Schubwand in Verbindung mit der vertikalen Schubflexibilität vertikaler Fugen (nur für segmentierte Wände) und vertikalen Zugflexibilität mechanischer Verankerungen



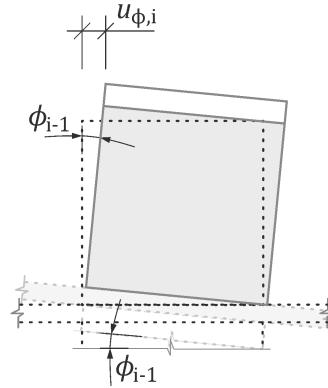
d) Seitliche Verschiebung zwischen Geschossen aufgrund der Starrkörperschiebung der Schubwand in Verbindung mit der horizontalen Schubflexibilität der mechanischen Verankerungen



e) Seitliche Verschiebung zwischen Geschossen aufgrund der Verformung der Bodenschwelle senkrecht zur Faser in LRF-Wänden



f) Seitliche Verschiebung aufgrund von Schubverformung in der Ebene



g) Seitliche Verschiebung zwischen Geschossen aufgrund der Rotation an der Oberseite der darunter liegenden Schubwand - d. h. der Schubwand in dem ($i - 1$). Geschoss

Bild R.2 — Beiträge der Verschiebungen zwischen Geschossen für mehrgeschossige Schubwände

R.4 Verschiebungsbeiträge für LTF, vollständig verankert, und einteilige CLT und GLVL-C-Schubwände ohne Öffnung

(1) Die Beiträge zu der Verschiebung zwischen Geschossen u_i des i . Geschosses für eine vollständig verankerte LTF- oder einteilige CKT- oder einteilige GLVL-C-Schubwand ohne Öffnungen darf nach R.4(2) – (7) berechnet werden, dabei gelten die folgenden Symbole, siehe Bild R.1:

- H_i die Höhe zwischen Geschossen des i . Geschosses;
- h_i die Höhe der Schubwand im i . Geschoss;
- l_i die Länge der Schubwand im i . Geschoss;
- $V_{i,Ed}$ die auf das i . Geschoss einwirkende Bemessungsschublast;
- $N_{i,Ed}$ die vertikale Bemessungskraft, von der angenommen wird, dass sie auf der Mittellinie der Schubwand des i . Geschosses einwirkt;
- $M_{i,top,Ed}$ das auf die Oberseite der Schubwand im i . Geschoss einwirkende Bemessungsmoment;
- $M_{i,Ed}$ das auf die Unterseite der Schubwand des i . Geschosses einwirkende gesamte Bemessungsmoment.

(2) Die seitliche Verschiebung zwischen Geschossen $u_{N,i}$ einer LTF-Schubwand aufgrund der Verformung der Verbindungen zwischen Beplankung und dem Rahmen einer aus aufeinander folgenden Beplankungen mit variierender Breite $l_{per,j}$, die an einer oder beiden Seiten des Rahmens befestigt sind, bestehenden Wand darf anhand der Gleichung (13.16) berechnet werden.

(3) Die seitliche Verschiebung zwischen Geschossen aufgrund der Biegeverformung in der Ebene $u_{B,i}$ darf wie folgt bestimmt werden:

$$u_{B,i} = \frac{M_{i,top,Ed} h_i^2}{2 (EI)_{ef,i}} + u_{B,V,i} \quad (R.2)$$

Dabei ist

$(EI)_{ef,i}$ die effektive Biegesteifigkeit in der Ebene der Schubwand im *i*. Geschoss anhand der Gleichung (R.3) für LTF und Gleichung (R.4) für CLT oder GLVL-C.

$$(EI)_{ef,i} = \frac{E_{m,0,mean} A_{stud} l_i^2}{2} \quad (R.3)$$

Dabei ist

$E_{m,0,mean}$ der mittlere Elastizitätsmodul parallel zur Faser der äußeren Zapfen;

A_{stud} die mittlere Querschnittsfläche der vorderen und hinteren Zapfen.

$$(EI)_{ef,i} = \frac{E_{0,mean} t_{z,i} l_i^3}{12} \quad (R.4)$$

Dabei ist

$E_{0,mean}$ der mittlere Elastizitätsmodul parallel zur Faser der vertikalen Lamellen für CLT oder der mittlere Elastizitätsmodul parallel zur Faser für GLVL-C-Bauteile;

$t_{z,i}$ die Gesamtdicke der vertikalen Lagen für CLT oder die Gesamtdicke für GLVL-C-Schubwände, die im *i*. Geschoss verwendet werden;

$u_{B,V,i}$ der Beitrag der Biegeverformung in der Ebene aufgrund der Querkraft $V_{i,Ed}$ aus Gleichung (13.18) für LTF und Gleichung (R.5) für CLT oder GLVL-C.

$$u_{B,V,i} = \frac{V_{i,Ed} h_i^3}{3(EI)_{ef,i}} \quad (R.5)$$

(4) Die seitliche Verschiebung zwischen Geschossen aufgrund des kinematischen Schaukelns der Schubwand $u_{R,i}$ darf wie folgt bestimmt werden:

$$u_{R,i} = \max \left\{ \left(\frac{M_{i,Ed}}{K_{R,i}} - \frac{N_{i,Ed} (l_i/2 - l_c)}{K_{R,i}} \right) H_i; 0 \right\} \quad (R.6)$$

mit

$$K_{R,i} = \sum_j \left[K_{a,z,j} (s_{a,j} - l_c)^2 \right] \quad (R.7)$$

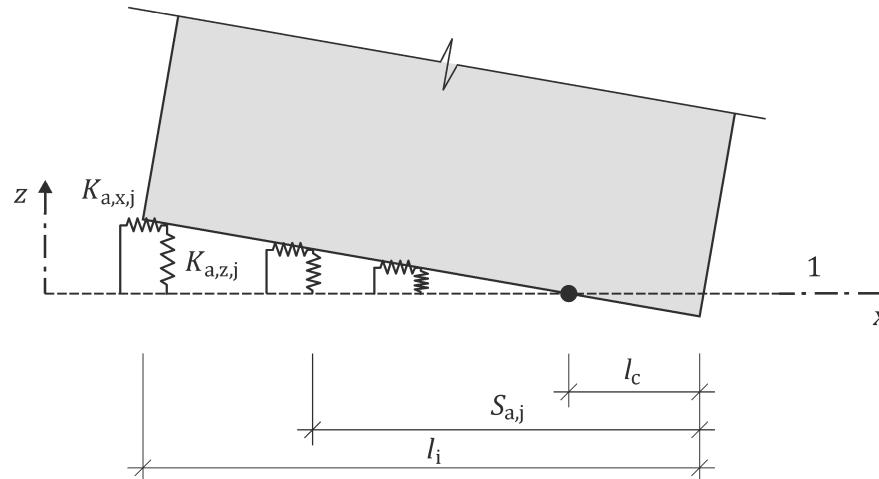
Dabei ist

l_c der Abstand zwischen dem Rotationszentrum und dem Ende der Wand (Bild R.3);

l_c darf als $0,1 l_i$ genommen werden. Von $l_c = 0,1 l_i$ abweichende Werte können durch die Berücksichtigung des Verformungsbeitrags in Verbindung mit dem Kontakt der Platte mit der Gründung oder der darunter liegenden Holzbodenplatte berechnet werden;

$K_{R,i}$ die Schaukelsteifigkeit der Schubwand im *i*. Geschoss aufgrund der vertikalen Zugsteifigkeit $K_{a,z,j}$ für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit der Teil der *j*. mechanischen Verbindungen, die Zug ausgesetzt sind (z. B. Bolzen, Schrauben, Niederhalteinrichtungen, Zurrpunkte, Befestigungspunkte der Gründung, Scheibendübel usw.) unter Berücksichtigung der Verbindungen zwischen dem Boden und der Oberseite der darunter liegenden Wand. Für LTF-Schubwände sollte die Steifigkeit der Befestigungselemente zwischen den Beplankungen und der Bodenschwelle nicht in der Gleichung (R.7) enthalten sein;

$s_{a,j}$ der Abstand der *j*. mechanischen Verankerung zu der Kante der Schubwand.



Legende

1 obere Bodenoberfläche

Bild R.3 — Statisches Modell für kinematisches Schaukeln

(5) Die seitliche Verschiebung zwischen Geschossen aufgrund der Starrkörperverschiebung der Schubwand $u_{A,i}$ darf wie folgt bestimmt werden:

$$u_{A,i} = \frac{V_{i,Ed}}{K_{A,i}} \quad (\text{R.8})$$

Dabei ist

$K_{A,i}$ die Verschiebungssteifigkeit der Schubwand im *i*. Geschoss unter Berücksichtigung aller horizontalen Schnittstellen (z. B. an der Unterseite der Wand, an der Oberseite der Wand und an allen anderen Schnittstellen im Boden).

(6) Die seitliche Verschiebung zwischen Geschossen $u_{C,i}$ einer LTF-Wand aufgrund der Verformung der Bodenschwelle und der oberen Schwelle senkrecht zur Faser des hinteren Zapfens darf wie folgt bestimmt werden:

$$u_{C,i} = w_{SLS,z} \frac{H_i}{l_i} \quad (\text{R.9})$$

Dabei ist

$w_{SLS,z}$ die Druckverformung der Bodenschwelle und der oberen Schwelle senkrecht zur Faser nach 9.4.

(7) Die seitliche Verschiebung zwischen Geschossen aufgrund von Schubverformung in der Ebene $u_{S,i}$ darf wie folgt für LTF und Gleichung (R.10) für CLT oder GLVL-C verwendet werden:

$$u_{S,i} = \frac{V_{i,Ed} h_i}{G_{xy,mean,i} t_i l_i} \quad (R.10)$$

Dabei ist

t_i die Gesamtdicke der CLT- oder GLVL-C-Schubwand im i . Geschoss;

$G_{xy,mean,i}$ der mittlere effektive Schubmodul in der Ebene der CLT- oder GLVL-C-Schubwand im i . Geschoss.

ANMERKUNG Für GLVL-C kann $G_{xy,mean}$ alternativ als $G_{0,edge,mean}$ bezeichnet werden, siehe Tabelle 3.1.

(8) Die seitliche Verschiebung von Geschossen aufgrund der Rotation an der Oberseite der darunter liegenden Schubwand $u_{\theta,i}$ darf wie folgt bestimmt werden:

$$u_{\theta,i} = \theta_{i-1} H_i \text{ für } i \geq 1 \quad (R.11)$$

mit

$$\theta_{i-1} = \theta_{i-2} + \varphi_{B,i-1} + \varphi_{R,i-1} + \varphi_{C,i-1} \quad (R.12)$$

Dabei ist

θ_{i-1} die Rotation an der Oberseite der Schubwand im ($i-1$). Geschoss, berechnet anhand der Gleichung (R.12);

θ_{i-2} die Rotation an der Oberseite der Schubwand im ($i-2$). Geschoss.

ANMERKUNG θ_0 berücksichtigt die Rotation jedes Oberbaus/Unterbaus unter der Unterseite der Wand aufgrund von $M_{0,Ed}$. Diese Rotation kann in den meisten Situationen als vernachlässigbar angesehen werden.

$\varphi_{B,i-1}$ die Rotation aufgrund der Verbiegungsverformung der Platte an der Oberseite der Schubwand im ($i-1$). Geschoss, berechnet anhand der Gleichung (R.13):

$$\varphi_{B,i-1} = \frac{M_{i-1,top,Ed} h_{i-1}}{(EI)_{ef,i-1}} + \frac{V_{i-1,Ed} h_{i-1}^2}{2(EI)_{ef,i-1}} \quad (R.13)$$

$\varphi_{B,i-1}$ der Rotationsbeitrag aufgrund des Schaukelns der Schubwand im ($i-1$). Geschoss, berechnet anhand der Gleichung (R.14):

$$\varphi_{B,i-1} = \frac{u_{R,i-1}}{H_{i-1}} \quad (R.14)$$

$\varphi_{C,i-1}$ der Rotationsbeitrag aufgrund der Stauchung senkrecht zur Faser der Schubwand im ($i-1$). Geschoss, berechnet anhand der Gleichung (R.15):

$$\varphi_{C,i-1} = \frac{u_{C,i-1}}{H_{i-1}} \quad (R.15)$$

R.5 Verschiebungsbeiträge für eingeschossige segmentierte CLT- und GLVL-C-Schubwände ohne Öffnung

(1) Der Verschiebungsbeitrag einzelner Geschosse für eine segmentierte CLT- oder GLVL-C-Schubwand aus m Platten mit der Länge l_j darf nach R.5(2) – (8) berechnet werden.

(2) Die seitliche Geschossverschiebung aufgrund der Schubverformung der Platte $u_{S,1}$ darf anhand der Gleichung (R.10) berechnet werden, dabei ist $l_1 = m l_j$.

(3) Die seitliche Verschiebung zwischen Geschossen aufgrund der Biegeverformung von Platten $u_{B,i}$ darf anhand der Gleichung (R.2) berechnet werden, dabei wird die Biegesteifigkeit $(EI)_{ef,1}$ wie folgt bestimmt:

$$(EI)_{ef,1} = m \frac{E_{0,mean} t_{z,1} l_j^3}{12} \quad (\text{R.16})$$

(4) Die seitliche Verschiebung zwischen Geschossen aufgrund der Starrkörperverschiebung der Wand $u_{A,1}$ darf für eine einteilige Schubwand anhand der Gleichung (R.8) berechnet werden.

(5) Wenn die segmentierte Schubwand gegen Hub an den Enden verankert ist und die vertikale Zugsteifigkeit der Schubverbindungen vernachlässigt wird, können drei verschiedene kinematische Schaukelmodi je nach relativer Steifigkeit der Niederhaltung wie in a) – c) definiert auftreten:

- a) Der kinematische Modus der gekoppelten Platten (CP) ist ein Modus, in dem jede Platte die Gründung (oder den darunter liegenden Boden) berührt und ein Rotationszentrum nach Bild R.4 a) hat. Um einen kinematischen Modus der gekoppelten Platten zu erreichen, sollte Folgendes angewendet werden:

$$\frac{K_{SLS,anc}}{K_{SLS,con}} \geq \frac{1 - \tilde{N}_l (3m - 2)/m^2}{1 - \tilde{N}_l (m - 2)/m^2} \quad (\text{R.17})$$

ANMERKUNG Der kinematische Modus der gekoppelten Platten (CP) tritt auf, wenn die Niederhaltung relativ steif ist.

- b) Der kinematische Zwischenmodus (IN), in dem nur einige Platten die Gründung (oder den darunter liegenden Boden) berühren, siehe Bild R.4 b).
- c) Der kinematische Modus der einzelnen Wand (SW), in dem ein einzelnes Rotationszentrum an einem der Enden der gesamten Schubwand auftritt, siehe Bild R.4 c). Um den kinematischen Modus der einzelnen Wand (SW) zu erreichen, sollte Folgendes angewendet werden:

$$\frac{K_{SLS,anc}}{K_{SLS,con}} \leq \frac{1 - \tilde{N}_l}{1 + \tilde{N}_l (m - 2)} \quad (\text{R.18})$$

ANMERKUNG Der kinematische Modus der einzelnen Wand (SW) tritt auf, wenn die Niederhaltung relativ flexibel ist.

Dabei ist

$K_{SLS,anc}$ die vertikale Zugsteifigkeit der an der Ecke der Schubwand platzierten Niederhaltung;

$K_{SLS,con}$ die Steifigkeit der vertikalen Fuge;

\tilde{N}_l die dimensionslose vertikale Last an der Schubwand, die der Gleichung (R.19) entnommen werden darf.

Printed copies are uncontrolled

$$\tilde{N}_t = \frac{N_{1,Ed} l_i}{2 M_{1,Ed}} \quad (\text{R.19})$$

(6) Die seitliche Verschiebung zwischen Geschossen aufgrund von Schaukeln der Wand $u_{R,1}$ darf wie folgt für den kinematischen CP- und SW-Modus bestimmt werden:

$$u_{R,1} = \max \left\{ \left(\frac{M_{1,Ed}}{K_{R,1,CP}} - \frac{N_{1,Ed} l_j}{2 K_{R,1,CP}} \right) H_1; 0 \right\} \text{ für den kinematischen CP-Modus} \quad (\text{R.20})$$

$$u_{R,1} = \max \left\{ \left(\frac{M_{1,Ed}}{K_{R,1,SW}} - \frac{N_{1,Ed}}{2 K_{SLS,anc}} l_1 \right) H_1; 0 \right\} \text{ für den kinematischen SW-Modus} \quad (\text{R.21})$$

Dabei ist

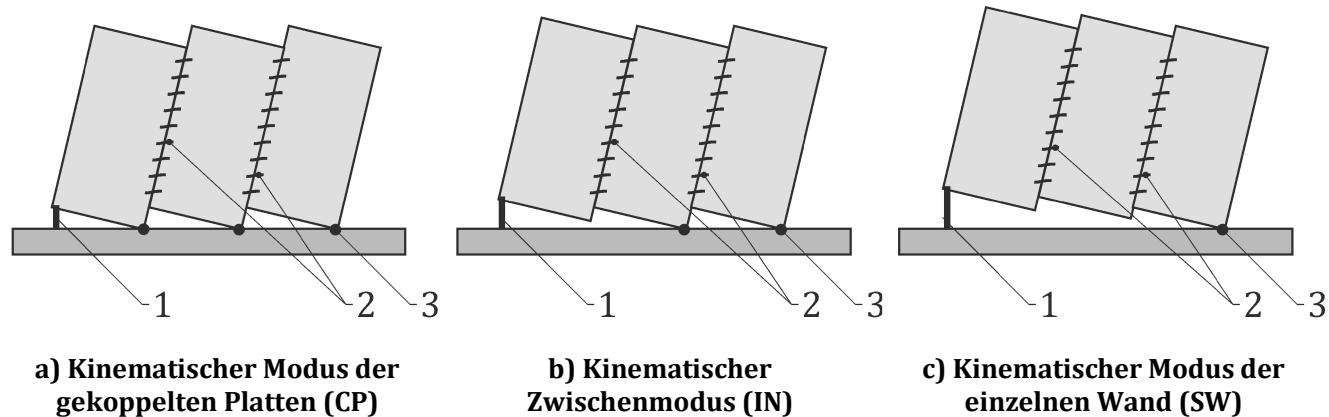
$K_{R,1,CP}$ die Schaukelsteifigkeit der Schubwand im kinematischen CP-Modus, berechnet anhand der Gleichung (R.22);

$K_{R,1,SW}$ die Schaukelsteifigkeit der Schubwand im kinematischen SW-Modus, berechnet anhand der Gleichung (R.23).

$$K_{R,1,CP} = \frac{[K_{SLS,anc} + (m - 1) K_{SLS,con}]}{m^2} l_1^2 \quad (\text{R.22})$$

$$K_{R,1,SW} = \left[\frac{1}{K_{SLS,anc}} + \frac{(m - 1)}{K_{SLS,con}} \right]^{-1} l_1^2 \quad (\text{R.23})$$

(7) Werte von $u_{R,1}$ für den kinematischen IN-Modus dürfen durch lineare Interpolation zwischen den in Gleichung (R.20) und Gleichung (R.21) erhaltenen Werten erhalten werden.



Legende

- 1 Niederhaltung
- 2 Rotationszentrum
- 3 verformte vertikale Fuge zwischen zwei Platten

Bild R.4 — Kinematische Schaukelmodi für CLT- oder GLVL-C-Schubwände

Anhang S
(informativ)**Rahmenwände mit kombinierter Verankerung****S.1 Verwendung dieses Anhangs**

(1) Dieser informative Anhang enthält zusätzliche Bestimmungen zu 13.3 für die Verifizierung der horizontalen Tragfähigkeit von Rahmenwänden mit kombinierter Verankerung.

ANMERKUNG Die nationale Auswahl zur Anwendung dieses informativen Anhangs kann im nationalen Anhang angegeben sein. Wenn ein nationaler Anhang keine Informationen zur Anwendung dieses informativen Anhangs enthält, kann diese Anleitung angewendet werden.

S.2 Zweck und Anwendungsbereich

(1) Dieser informative Anhang behandelt die Bemessung von Rahmenwänden mit kombinierter Verankerung.

(2) Die Bestimmungen in 13.3 sind anwendbar.

(3) Die folgenden Regeln dürfen nur für Rahmenwände angewendet werden, die aus Beplankungen ohne freie Kanten bestehen und die gegen Umkippen durch eine der folgenden Vorrichtungen oder jede Kombination derselben stabilisiert sind:

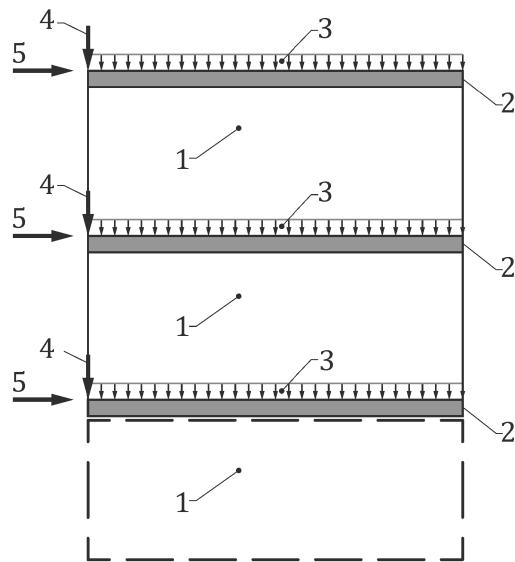
- Spannanker, an der Rippe an der Vorderkante der Wand befestigt;
- direkt auf oder unmittelbar über der Rippe an der Vorderkante der Wand aufgebrachte vertikale Einwirkung;
- gleichmäßig verteilte vertikale Einwirkung, die direkt entlang der Wand aufgebracht wird;
- verteilte vertikale Verankerung entlang der Bodenschwelle der Wand.

ANMERKUNG 1 Befestigungselemente zwischen dem Umfang der Beplankung und des Rahmens an der oberen und der Bodenschwelle könnten Spannungen senkrecht zu den Kanten der Beplankung $s_{90,d}$ zusätzlich zu Spannungen parallel zu den Kanten $s_{0,d}$ ausgesetzt sein.

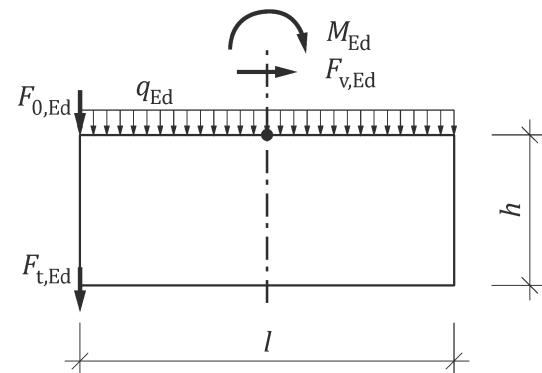
ANMERKUNG 2 Befestigungen zwischen der oberen Schwelle und dem Bauwerk darüber und zwischen der Bodenschwelle und dem Bauwerk darunter können mit Zug belastet werden.

S.3 Allgemeines**S.4 Grenzzustand der Tragfähigkeit**

(1) Sofern keine ausführlichere Analyse des vertikalen und horizontalen Lastpfads in mehrgeschossigen Gebäuden vorgenommen wird, darf eine Summierung der vertikalen und horizontalen Einwirkungen und des ergänzenden Kippmoments Med_{Ed} an der Oberseite der Wand angenommen werden, siehe Bild S.1.



a) vertikale Anordnung



b) Einwirkungen an der Wand

Legende

- 1 Bauwand
- 2 Bodentragwerk
- 3 gleichmäßig verteilte Last entlang der Länge
- 4 konzentrierte vertikale Last an der vorderen Kante
- 5 horizontale Last

Bild S.1 — Belastung von Wänden mit kombinierter Verankerung in mehrgeschossigen Gebäuden

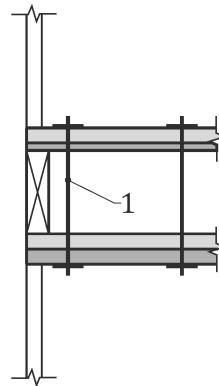
(2) In einer Anordnung mit über die obere und die Bodenschwelle verteilten vertikalen Verankerungen, siehe Bild S.2, sollte die Versagensart der maßgeblichen Verbindung duktil und darf eine der folgenden sein:

- die Schubverbindung zwischen Beplankung und Rahmen;
- die Zugverbindung zwischen der oberen Schwelle und dem darüber liegenden Bauwerk;
- die Zugverbindung zwischen der Bodenschwelle und dem darunter liegenden Bauwerk.

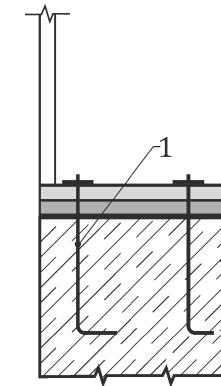
ANMERKUNG 1 Die Verbindung zwischen Beplankung und Rahmen wird als duktil angesehen, wenn die maßgebliche Versagensart Strecken der Befestigungselemente ist, z. B. 11.2.3.2 Modi d), e) und f).

ANMERKUNG 2 Die Verbindung zwischen der Bodenschwelle und dem darunter liegenden Bauwerk oder der oberen Schwelle und dem darüber liegenden Bauwerk gilt als duktil, wenn die Versagensart Strecken des Befestigungselements, Einbettung des Kopfs des Befestigungselements, Einbettung des Gewindes des Befestigungselements oder Stauchung senkrecht zur Faser ist.

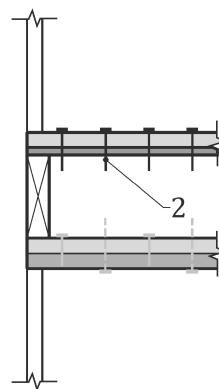
ANMERKUNG 3 Reißen der Beplankung, Absplittern der Plattenkanten und Abspaltung der Schwellen sind Sprödbruchversagen.



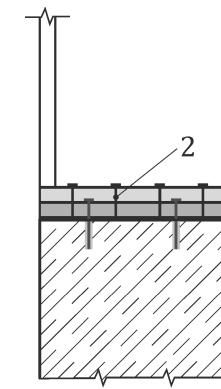
a) Anker entlang der Bodenzone



b) Anker in den Unterbau



c) Befestigungen in der Bodenzone mit kleinem Durchmesser



d) Befestigungen im Unterbau mit kleinem Durchmesser

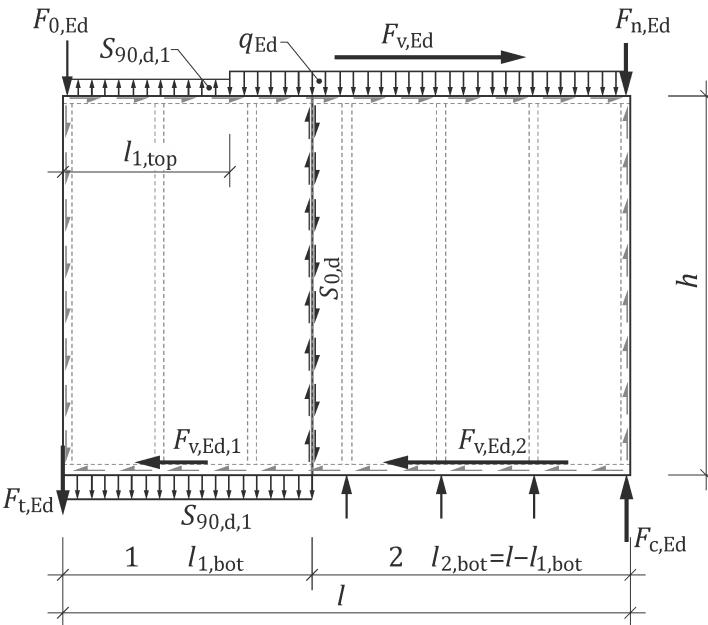
Legende

- 1 verteilte vertikale Verankerung, die die Bodenschwelle der Wand mit dem darunter liegenden Bauwerk verbindet
- 2 verteilte vertikale Befestigungselemente (Nägel, Schrauben usw.), die die Bodenschwelle der Wand mit dem darunter liegenden Bauwerk verbinden, d. h. der Grundplatte

ANMERKUNG Es besteht keine direkte Verbindung der vertikalen Rippen mit dem darunter liegenden Bauwerk.

Bild S.2 — Beispiele für verteilte vertikale Verankerung

(3) Die Kraftverteilung in Wänden mit kombinierter Verankerung darf wie in Bild S.3 gezeigt angenommen werden.

**Legende**

- 1 Zugzone
2 Schubzone

ANMERKUNG Die vertikalen stabilisierenden Einwirkungen q_{Ed} , F_0 , E_d und F_n , E_d werden durch jede vertikale Hubkomponente reduziert.

Bild S.3 — Strukturelles Schema für Wände mit kombinierter Verankerung

(4) Wenn eine vertikale stabilisierende Einwirkung entlang der Zugzone der Wand angewendet wird, d. h. die Ausdehnung der Länge $l_{1,bot}$, sollte die vertikale Schubkapazität der Verbindung zwischen Beplankung und Rahmen Folgendes erfüllen:

$$q_{Ed} \frac{a_{rib}}{h} \leq k_{pl} f_{s,d} \quad (\text{S.1})$$

Dabei ist

- q_{Ed} die auf das ebene Tragwerk aufgebrachte gleichmäßig verteilte Bemessungseinwirkung in der Ebene;
- a_{rib} der Abstand primärer Rippen im wirksamen Tragwerk;
- h die Höhe der Wand;
- k_{pl} der Wechselwirkungsfaktor der Beplankung zur Berücksichtigung des plastischen Verhaltens der Befestigungselemente zwischen Beplankung und Rahmen, siehe 13.2.3(12);
- $f_{s,d}$ die Bemessungsschubkapazität der Befestigungselemente zwischen Beplankung und Rahmen je Längeneinheit.

(5) Für die Verifizierung der Schubübertragung zwischen der Wand und dem Tragwerk sollten nur die Befestigungselemente mit der Schublänge $l_{2,bot}$ berücksichtigt werden.

(6) Wenn die verteilte vertikale Verankerung entlang der oberen oder Bodenschwelle zu der Standfestigkeit gegen Umkippen beiträgt, sollte die Spaltkapazität der Schwelle verifiziert werden.

(7) Die resultierende Bemessungsschubfestigkeit der Befestigungselemente zwischen Beplankung und Rahmen je Längeneinheit $s_{\text{res},d}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$s_{\text{res},d} = \max \left\{ \sqrt{\left(s_{0,d,1} \right)^2 + \left(s_{90,d,1} \right)^2}, s_{0,d,2} \right\} \quad (\text{S.2})$$

mit

$$s_{0,d,1} = \frac{F_{v,d,1}}{l_{1,\text{bot}}} \quad (\text{S.3})$$

$$s_{0,d,2} = \frac{F_{v,d,2}}{l_{2,\text{bot}}} \quad (\text{S.4})$$

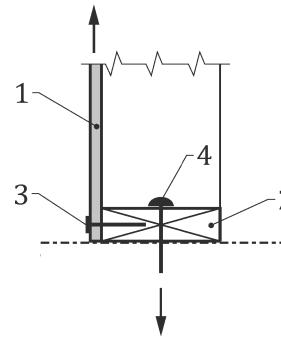
$$s_{90,\text{min}} \leq s_{90,d} \leq f_{\text{tens},d} \quad (\text{S.5})$$

Dabei ist

- $s_{\text{res},d}$ die resultierende Bemessungsschubspannung an den Befestigungselementen zwischen der Beplankung und dem Rahmen;
- $s_{0,d,1}$ die parallel zu den Rippen in der Zugzone einwirkende Bemessungszugspannung je Längeneinheit an den Befestigungselementen zwischen der Beplankung und dem Rahmen;
- $s_{90,d,1}$ die senkrecht zu den Rippen in der Zugzone einwirkende Bemessungszugspannung je Längeneinheit an den Befestigungselementen zwischen der Beplankung und dem Rahmen;
- $s_{0,d,2}$ die parallel zu den Rippen in der Schubzone einwirkende Bemessungsschubspannung je Längeneinheit an den Befestigungselementen zwischen Beplankung und Rahmen;
- $F_{v,d,1}$ die auf den Zugteil der Wand aufgebrachte horizontale Teilbemessungskraft;
- $l_{1,\text{bot}}$ die Teillänge der Zugzone an der Unterseite der Wand;
- $F_{v,d,2}$ die auf den Schubteil der Wand aufgebrachte horizontale Teilbemessungskraft;
- $l_{2,\text{bot}}$ die Teillänge der Schubzone an der Unterseite der Wand;
- $s_{90,\text{min}}$ die senkrecht zu den Rippen in der Zugzone einwirkende minimale vertikale Schubkapazität je Längeneinheit an den Befestigungselementen zwischen der Beplankung und dem Rahmen;
- $s_{90,d}$ die senkrecht zu den Rippen einwirkende Bemessungsschubspannung je Längeneinheit an den Befestigungselementen zwischen der Beplankung und dem Rahmen;
- $f_{\text{tens},d}$ die Zugkapazität der Verbindung zwischen der Wand und dem darüber liegenden Bauwerk.

ANMERKUNG 1 Der Ausgangswert von $s_{90,d}$ kann als Mindestwert von $f_{\text{tens},d}$ und 80 % von $f_{s,d}$ gewählt werden.

ANMERKUNG 2 Wenn die Zugkapazität $f_{\text{tens},d}$ an der Oberseite von dem Wert an der Unterseite der Wand abweicht, wird der geringere Wert verwendet.

**Legende**

- 1 Beplankung
- 2 Bodenschwelle
- 3 Befestigungselement zwischen Beplankung und Rahmen, das Schubspannungen senkrecht zur Rippe in der Zugzone ausgesetzt ist $s_{90,d}$
- 4 Verbindung zwischen Bodenschwelle und Bauwerk, die Zugspannungen unterliegt

ANMERKUNG Eine vergleichbare Situation tritt an der oberen Schwelle auf.

Bild S.4 Beispiel für die Anordnung des Befestigungselements an der Bodenschwelle

(8) Die vertikale Mindestzugkapazität je Längeneinheit in der Zugzone $s_{90,min}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$s_{90,min} = \max \left\{ 2 \frac{\frac{0}{M_{Ed} + F_{v,Ed} h - l(F_{0,Ed} + F_{t,Ed})}}{0.9 l^2} - q_{Ed} \right\} \quad (S.6)$$

Dabei ist

- M_{Ed} das ergänzende Bemessungskippmoment an der Oberseite der Wand;
- $F_{v,Ed}$ die auf die Wand aufgebrachte horizontale Bemessungskraft;
- h die Höhe der Wand;
- l die der Schubfeldwirkung widerstehende Länge der Wand;
- $F_{0,Ed}$ die vertikale Bemessungseinwirkung an der vorderen Kante der Wand;
- $F_{t,Ed}$ die Bemessungszugreaktionskraft an der vorderen Kante der Wand;
- q_{Ed} die auf das ebene Tragwerk aufgebrachte gleichmäßig verteilte Bemessungseinwirkung.

ANMERKUNG $s_{90,min}$ ist der erforderliche Mindestwert, um die Standfestigkeit der Wand gegen Umlippen sicherzustellen.

(9) Die Länge der Zugzonen $l_{1,top}$ und $l_{1,bot}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$l_{1,top} = \begin{cases} 0 & \text{für } M_{Ed} < l(F_{0,Ed} + F_{t,Ed}) \\ l - \sqrt{l^2 - 2 \frac{M_{Ed} - l(F_{0,Ed} + F_{t,Ed})}{q_{Ed} + s_{90,d}}} & \text{für } M_{Ed} \geq l(F_{0,Ed} + F_{t,Ed}) \end{cases} \quad (S.7)$$

und

$$l_{1,\text{bot}} = \begin{cases} 0 & \text{für } M_{\text{Ed}} + F_{v,\text{Ed}} h < l(F_{0,\text{Ed}} + F_{t,\text{Ed}}) \\ l - \sqrt{l^2 - 2 \frac{M_{\text{Ed}} + F_{v,\text{Ed}} h - l(F_{0,\text{Ed}} + F_{t,\text{Ed}})}{q_{\text{Ed}} + s_{90,\text{d}}}} & \text{für } M_{\text{Ed}} + F_{v,\text{Ed}} h \geq l(F_{0,\text{Ed}} + F_{t,\text{Ed}}) \end{cases} \quad (\text{S.8})$$

Dabei ist

- M_{Ed} das ergänzende Bemessungskippmoment an der Oberseite der Wand;
- $F_{0,\text{Ed}}$ die vertikale Bemessungseinwirkung an der vorderen Kante der Wand;
- $F_{t,\text{Ed}}$ die Bemessungszugreaktionskraft an der vorderen Kante der Wand;
- l die der Schubfeldwirkung widerstehende Länge der Wand;
- q_{Ed} die auf das ebene Tragwerk aufgebrachte gleichmäßig verteilte Bemessungseinwirkung in der Ebene;
- $s_{90,\text{d}}$ die senkrecht zu den Rippen einwirkende Bemessungsschubspannung je Längeneinheit an den Befestigungselementen zwischen der Beplankung und dem Rahmen;
- $F_{v,\text{Ed}}$ die auf die Wand aufgebrachte horizontale Bemessungskraft;
- h die Höhe der Wand.

ANMERKUNG $F_{t,\text{Ed}}$ ist ein gewählter Wert für die Niederhaltekraft.

(10) Die Stauchungseinwirkungen an der leewärtigen Kante der Wand aufgrund der Wechselwirkung vertikaler und horizontaler Kräfte $F_{n,\text{Ed}}$ und $F_{c,\text{Ed}}$ sollten wie folgt bestimmt werden:

$$F_{n,\text{Ed}} = \begin{cases} \frac{M_{\text{Ed}}}{l} & \text{für } M_{\text{Ed}} < l(F_{0,\text{Ed}} + F_{t,\text{Ed}}) \\ F_{0,\text{Ed}} + F_{t,\text{Ed}} + (q_{\text{Ed}} + s_{90,\text{d}}) l_{1,\text{top}} & \text{für } M_{\text{Ed}} \geq l(F_{0,\text{Ed}} + F_{t,\text{Ed}}) \end{cases} \quad (\text{S.9})$$

und

$$F_{c,\text{Ed}} = \begin{cases} \frac{M_{\text{Ed}} + F_{v,\text{Ed}} h}{l} & \text{für } M_{\text{Ed}} + F_{v,\text{Ed}} h < l(F_{0,\text{Ed}} + F_{t,\text{Ed}}) \\ F_{0,\text{Ed}} + F_{t,\text{Ed}} + (q_{\text{Ed}} + s_{90,\text{d}}) l_{1,\text{bot}} & \text{für } M_{\text{Ed}} + F_{v,\text{Ed}} h \geq l(F_{0,\text{Ed}} + F_{t,\text{Ed}}) \end{cases} \quad (\text{S.10})$$

Dabei ist

- M_{Ed} das ergänzende Bemessungskippmoment an der Oberseite der Wand;
- l die der Schubfeldwirkung widerstehende Länge der Wand;
- $F_{0,\text{Ed}}$ die vertikale Bemessungseinwirkung an der vorderen Kante der Wand;
- $F_{t,\text{Ed}}$ die Bemessungszugreaktionskraft an der vorderen Kante der Wand;
- q_{Ed} die auf das ebene Tragwerk aufgebrachte gleichmäßig verteilte Bemessungseinwirkung in der Ebene;

- $s_{90,d}$ die senkrecht zu den Rippen einwirkende Bemessungsschubspannung je Längeneinheit an den Befestigungselementen zwischen der Beplankung und dem Rahmen;
- $l_{1,top}$ die Teillänge der Zugzone an der Oberseite der Wand;
- $F_{v,Ed}$ die auf die Wand aufgebrachte horizontale Bemessungskraft;
- h die Höhe der Wand;
- $l_{1,bot}$ die Teillänge der Zugzone an der Unterseite der Wand.

ANMERKUNG Jede auf die leewärtige Kante einwirkende Punktlast aufgrund des Bauwerks wird zu den berechneten Einwirkungen $F_{n,Ed}$ und $F_{c,Ed}$ hinzugefügt.

(11) Die teilweise horizontale Kraft in der Stauchzone $F_{v,Ed,2}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{v,Ed,2} = \frac{l_{2,bot}}{h} (F_{c,Ed} - F_{n,Ed}) \quad (\text{S.11})$$

Dabei ist

- $l_{2,bot}$ die Teillänge der Schubzone an der Unterseite der Wand;
- h die Höhe der Wand;
- $F_{c,Ed}$ die Bemessungsdruckkraft an der vorderen Kante der Wand;
- $F_{n,Ed}$ die vertikale Bemessungseinwirkung an der hinteren Kante der Wand.

(12) Die teilweise Horizontalkraft in der Zugzone $F_{v,Ed,1}$ sollte wie folgt bestimmt werden:

$$F_{v,Ed,1} = F_{v,Ed} - F_{v,Ed,2} \quad (\text{S.12})$$

Dabei ist

- $F_{v,Ed}$ die auf die Wand aufgebrachte horizontale Bemessungskraft;
- $F_{v,Ed,2}$ die teilweise horizontale Kraft in der Stauchzone.

(13) Bei der Bestimmung des Kantenabstands des Befestigungselements in Übereinstimmung mit den Anforderungen von 11.4 darf angenommen werden, dass die Kanten unbelastet sind, d.h. $a_{4,c}$ nach Bild 11.17, sofern nicht S.4(14) anwendbar ist.

(14) Wenn die Befestigungselemente entlang der oberen oder unteren Kante der Beplankung zu dem Kippwiderstand der Wand beitragen, d.h. entlang der oberen und Bodenschwelle der Wand innerhalb der Längen $l_{1,top}$ bzw. $l_{1,bot}$, sollte von einem belasteten Kantenabstand für die Befestigungselemente zwischen Beplankung und Rahmen ausgegangen werden, d.h. $a_{4,t}$ nach Bild 11.17.

S.5 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

(1) Die Verformung einer Rahmenwand mit kombinierter Verankerung aufgrund horizontaler Einwirkungen darf nach 13.3.3 durch Anwendung von $l_{2,bot}$ als Länge der Wand und einer teilweisen horizontalen Kraft in der Schubzone berechnet werden.

ANMERKUNG Die unter Zug einwirkende Länge $l_{1,bot}$ und der damit verbundene horizontale Teilwiderstand werden in der SLS-Verifizierung außer Acht gelassen.

(2) Die Anzahl der für die SLS-Berechnungen verwendeten Beplankungen darf wie folgt bestimmt und auf ganze Platten aufgerundet werden.

$$n_{p,l} = \frac{l_{2,bot}}{l_{p,std}} \quad (\text{S.13})$$

Dabei ist

$n_{p,l}$ die Anzahl der aufeinander folgenden Beplankungen entlang der Länge;

$l_{2,bot}$ die Teillänge der Schubzone an der Unterseite der Wand;

$l_{p,std}$ die Länge der in der Beplankung verwendeten Normplatte.

Literaturhinweise

In Empfehlungen enthaltene Verweisungen (d. h. „sollte“-Abschnitte)

Die folgenden Dokumente werden im Text in solcher Weise in Bezug genommen, dass einige Teile davon oder ihr gesamter Inhalt, auch wenn es sich hierbei nicht um zwingend zu erfüllende Anforderungen handelt, dringend empfohlene Entscheidungen oder Verfahrensweisen des vorliegenden Dokuments darstellen. Vorbehaltlich der nationalen gesetzlichen Vorschriften und/oder gegebenenfalls relevanten vertraglichen Bestimmungen könnten alternative Normen angewendet/eingeführt werden, soweit dies technisch gerechtfertigt ist. Bei datierten Verweisungen gilt nur die in Bezug genommene Ausgabe. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe des in Bezug genommenen Dokuments (einschließlich aller Änderungen).

EN 622-4, *Faserplatten — Anforderungen — Teil 4: Anforderungen an poröse Platten*

EN 912, *Holzverbindungsmitte — Spezifikationen für Dübel besonderer Bauart für Holz*

EN ISO 898-1, *Mechanische Eigenschaften von Verbindungselementen aus Kohlenstoffstahl und legiertem Stahl — Teil 1: Schrauben mit festgelegten Festigkeitsklassen — Regelgewinde und Feingewinde*

EN 1382, *Holzbauwerke — Prüfverfahren — Ausziehtragfähigkeit von Holzverbindungsmitte*

EN 1383, *Holzbauwerke — Prüfverfahren — Prüfung von Holzverbindungsmitte auf Kopfdurchziehen*

EN 1993-1-1:2022, *Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*

prEN 1993-1-4:2023, *Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-4: Bauten aus nichtrostenden Stählen*

prEN 1993-1-8:2021, *Eurocode 3 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-8: Anschlüsse*

EN 1992-4:2018, *Eurocode 2 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton*

EN ISO 3506-1, *Mechanische Verbindungselemente — Mechanische Eigenschaften von Verbindungselementen aus korrosionsbeständigen nichtrostenden Stählen — Teil 1: Schrauben mit festgelegten Stahlsorten und Festigkeitsklassen*

EN ISO 7094, *Flache Scheiben — Extra große Reihe — Produktklasse C*

EN 10080, *Stahl für die Bewehrung von Beton — Schweißgeeigneter Betonstahl — Allgemeines*

ISO 10137:2007, *Bases for design of structures — Serviceability of buildings and walkways against vibration*

EN 12699, *Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau — Verdrängungspfähle*

EN 13986, *Holzwerkstoffe zur Verwendung im Bauwesen — Eigenschaften, Bewertung der Konformität und Kennzeichnung*

EN 14545, *Holzbauwerke — Nicht stiftförmige Verbindungselemente — Anforderungen*

EN 17334, *Eingeklebte Stangen in tragenden geklebten Holzprodukten — Prüfung, Anforderungen und Scherfestigkeitsklassifizierung*

In Zulässigkeiten enthaltene Verweisungen (d. h. „darf“-Abschnitte)

Die folgenden Dokumente werden im Text in solcher Weise in Bezug genommen, dass einige Teile davon oder ihr gesamter Inhalt eine innerhalb der Grenzen der Eurocodes erlaubte Verfahrensweise darstellen. Bei datierten Verweisungen gilt nur die in Bezug genommene Ausgabe. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe des in Bezug genommenen Dokuments (einschließlich aller Änderungen).

EN 350, *Dauerhaftigkeit von Holz und Holzprodukten — Prüfung und Klassifizierung der Dauerhaftigkeit von Holz und Holzprodukten gegen biologischen Angriff*

EN 520, *Gipsplatten — Begriffe, Anforderungen und Prüfverfahren*

EN 636:2012+A1:2015, *Sperrholz —Anforderungen*

prEN 1995-2, *Eurocode 5 — Bemessung und Konstruktion von Holzbauten — Teil 2: Brücken*

EN ISO 8970:2020, *Holzbauwerke — Prüfung von mechanischen Verbindungen — Anforderungen an die Rohdichte des Holzes*

EN 14081-1, *Holzbauwerke — Nach Festigkeit sortiertes Bauholz für tragende Zwecke mit rechteckigem Querschnitt — Teil 1: Allgemeine Anforderungen*

EN 14374, *Holzbauwerke — Furnierschichtholz für tragende Zwecke — Anforderungen*

EN 14592:2022, *Holzbauwerke — Stiftförmige Verbindungsmittel — Anforderungen*

EN 15283-2, *Faserverstärkte Gipsplatten — Begriffe, Anforderungen und Prüfverfahren — Teil 2: Gipsfaserplatten*

EN 15497, *Keilgezinktes Vollholz für tragende Zwecke — Leistungsanforderungen und Mindestanforderungen an die Herstellung*

EN 16929, *Prüfverfahren — Holzdecken — Bestimmung der Schwingungseigenschaften*

EAD 130005-00-0304, *Solid wood slab element to be used as a structural element in buildings*

EAD 130010-01-0304, *Glued laminated timber made of hardwood — Structural laminated veneer lumber made of beech*

EAD 130033-00-0603, *Nails and screws for use in nailing plates in timber structures*

EAD 130118-01-0603, *Screws and threaded rods for use in timber constructions*

EAD 130186-00-0603, *Three dimensional nailing plates*

EAD 130320-00-0304, *Glued laminated timber made of solid hardwood*

EAD 130337-00-0304, *Glued laminated LVL*

EAD 130367-00-0304, *Composite wood-based beams and columns*

EAD 140015-00-0304, *Walls, roofs and ceilings made of OSB-panels which are glued together on their surface*

Zur Information enthaltene Verweisungen (d. h. „kann“-Abschnitte) und Anmerkungen

Die folgenden Dokumente werden zur Information im Dokument zitiert, beispielsweise in „kann“-Abschnitten und in Anmerkungen.

EN 335:2013, Dauerhaftigkeit von Holz und Holzprodukten — Gebrauchsklassen: Definitionen, Anwendung bei Vollholz und Holzprodukten

EN 338, Bauholz für tragende Zwecke — Festigkeitsklassen

EN 923:2015, Klebstoffe — Benennungen und Definitionen

ISO 2631-1, Mechanical vibration and shock — Evaluation of human exposure to whole-body vibration — Part 1: General requirements

ISO 2631-2, Mechanical vibration and shock — Evaluation of human exposure to whole-body vibration — Part 2: Vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz)

EN ISO 9223:2012, Korrosion von Metallen und Legierungen — Korrosivität von Atmosphären — Klassifizierung, Bestimmung und Abschätzung

prEN 1991-1-3, Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen — Schneelasten

prEN 1991-1-4, Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen — Windlasten

prEN 1991-1-5, Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen — Temperatureinwirkungen

prEN 1991-1-6, Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen — Einwirkungen während der Bauausführung

prEN 1991-1-7, Eurocode 1 — Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen — Außergewöhnliche Einwirkungen

prEN 1998-1-1, Eurocode 8 — Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Teil 1-1: Grundlagen und Erdbebeneinwirkung

prEN 1998-1-2:2023, Eurocode 8 — Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Teil 1-2: Hochbauten

prEN 1998-3, Eurocode 8 — Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben — Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden und Brücken

EN 12369-1, Holzwerkstoffe — Charakteristische Werte für die Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken — Teil 1: OSB, Spanplatten und Faserplatten

EN 12369-2, Holzwerkstoffe — Charakteristische Werte für die Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken — Teil 2: Sperrholz

EN 12369-3, Holzwerkstoffe — Charakteristische Werte für die Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken — Teil 3: Massivholzplatten

EN 14251, Rundholz für bauliche Zwecke — Prüfverfahren

EN 14358, Holzbauwerke — Berechnung und Kontrolle charakteristischer Werte

EN 61061-1:2006, Nicht-imprägniertes Kunstharzpressholz für elektrotechnische Zwecke — Teil 1: Definitionen, Bezeichnung und allgemeine Anforderungen

EN 61061-3-1:1998, Nicht-imprägniertes Kunstharz-Pressholz für elektrotechnische Zwecke — Teil 3: Anforderungen für einzelne Werkstoffe — Blatt 1: Tafeln aus Rotbuchenfurnieren

- Entwurf -

- *Entwurf* -

EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE
EUROPÄISCHE NORM

DRAFT
prEN 1995-1-1

September 2023

ICS 91.010.30; 91.080.20

Will supersede EN 1995-1-1:2004

English Version

**Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 1-1:
General rules and rules for buildings**

Eurocode 5 - Calcul des structures en bois - Part 1-1:
Règles générales et règles pour les bâtiments

Eurocode 5 - Bemessung und Konstruktion von
Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln und Regeln
für den Hochbau

This draft European Standard is submitted to CEN members for enquiry. It has been drawn up by the Technical Committee CEN/TC 250.

If this draft becomes a European Standard, CEN members are bound to comply with the CEN/CENELEC Internal Regulations which stipulate the conditions for giving this European Standard the status of a national standard without any alteration.

This draft European Standard was established by CEN in three official versions (English, French, German). A version in any other language made by translation under the responsibility of a CEN member into its own language and notified to the CEN-CENELEC Management Centre has the same status as the official versions.

CEN members are the national standards bodies of Austria, Belgium, Bulgaria, Croatia, Cyprus, Czech Republic, Denmark, Estonia, Finland, France, Germany, Greece, Hungary, Iceland, Ireland, Italy, Latvia, Lithuania, Luxembourg, Malta, Netherlands, Norway, Poland, Portugal, Republic of North Macedonia, Romania, Serbia, Slovakia, Slovenia, Spain, Sweden, Switzerland, Türkiye and United Kingdom.

Recipients of this draft are invited to submit, with their comments, notification of any relevant patent rights of which they are aware and to provide supporting documentation.

Warning : This document is not a European Standard. It is distributed for review and comments. It is subject to change without notice and shall not be referred to as a European Standard.



EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG

CEN-CENELEC Management Centre: Rue de la Science 23, B-1040 Brussels

Contents

Page

1	Scope	11
1.1	Scope of EN 1995-1-1.....	11
1.2	Assumptions	11
2	Normative references.....	11
3	Terms, definitions and symbols	11
3.1	Symbols and abbreviations.....	20
4	Basis of design.....	53
4.1	General rules	53
4.2	Principles of limit state design	53
4.3	Basic variables	54
4.4	Stiffness values for structural analysis.....	58
4.5	Verification by the partial factor method	60
5	Materials	62
5.1	General	62
5.2	Strength graded structural timber (SL) with rectangular cross-section and structural finger jointed timber (FST)	70
5.3	Glued solid timber (GST).....	71
5.4	Glued laminated timber (GL).....	71
5.5	Cross laminated timber (CLT)	72
5.6	Laminated veneer lumber (LVL)	72
5.7	Glued laminated veneer lumber (GLVL).....	73
5.8	Softboards (SB).....	73
5.9	Adhesives.....	73
6	Durability.....	74
6.1	General	74
6.2	Measures to prevent a biological attack.....	74
6.3	Resistance to corrosion	78
7	Structural analysis	82
7.1	General	82
7.2	Structural modelling.....	83
7.3	Imperfections	87
7.4	Simplified method for the evaluation of effects of actions based on second order theory.....	92
8	Ultimate limit states	95
8.1	Member resistance verification.....	95
8.2	Stability of members: simplified verification.....	111
8.3	Additional rules for members with special geometries	116
8.4	System strength.....	144
9	Serviceability limit states	145
9.1	General	145
9.2	Deformations.....	145
9.3	Vibrations.....	148
9.4	Compressive deformation perpendicular to grain.....	158
10	Fatigue	159

10.1	General	159
10.2	Fatigue verification for equivalent constant amplitude fatigue loading.....	159
10.3	Fatigue verification for variable amplitude fatigue loading.....	161
11	Connections	161
11.1	General	161
11.2	Resistance of a single dowel-type fastener	163
11.3	Connection design with dowel-type fasteners.....	182
11.4	Spacings, edge distances and end distances	195
11.5	Brittle failure modes of connections with dowel-type fasteners laterally loaded parallel to grain.....	204
11.6	Brittle failure of connections loaded perpendicular to grain	213
11.7	Shear connectors	217
11.8	Punched metal plate fasteners	225
11.9	Expanded tube fasteners	225
11.10	Bonded-in rods	225
11.11	Carpentry connections	234
12	Mechanically jointed and glued webbed or flanged beams	243
12.1	Glued thin-webbed beams.....	243
12.2	Glued thin-flanged beams.....	245
12.3	Mechanically jointed beams	246
12.4	Mechanically jointed and glued columns.....	247
13	Diaphragms	247
13.1	General	247
13.2	Diaphragms built out of timber framed elements.....	248
13.3	Framed walls.....	255
13.4	Framed floors.....	263
13.5	Framed roofs.....	271
13.6	Diaphragms built out of CLT, LVL and GLVL	272
14	Timber foundation piles	274
Annex A (informative)	Additional guidance for increasing the robustness of timber structures	275
A.1	Use of this annex	275
A.2	Scope and field of application	275
A.3	Design for removal of structural elements	276
A.4	Design for segmentation using fuse elements	276
Annex B (informative)	Stability and bracing of members and structural systems	278
B.1	Use of this annex	278
B.2	Scope and field of application	278
B.3	Unbraced members: effective lengths and critical loads	278
B.4	Braced members and bracing systems	287
Annex C (informative)	Buckling of beam columns – non-linear method	307
C.1	Use of this annex	307
C.2	Scope and field of application	307
C.3	General	307

C.4	In-plane buckling.....	308
C.5	Buckling of members under major axis bending and axial force (compression or tension), subject to lateral torsional buckling.....	309
C.6	Buckling of members under biaxial bending and axial force (compression or tension), subject to lateral torsional buckling.....	312
C.7	Creep-buckling.....	314
	Annex D (normative) Additional design provisions for cross laminated timber (CLT)	316
D.1	Use of this annex	316
D.2	Scope and field of application	316
D.3	Concentrated loads perpendicular to plane without reinforcement.....	316
D.4	Concentrated loads perpendicular to the plane with reinforcement.....	316
D.5	Concentrated loads in-plane.....	319
D.6	Ribbed plates build up from ribs and CLT plates	322
	Annex E (informative) Mechanically jointed members	325
E.1	Use of this annex	325
E.2	Scope and field of application	325
E.3	General	325
E.4	Effective bending stiffness.....	327
E.5	Stresses in the cross-section.....	327
E.6	Load on mechanical fasteners.....	328
	Annex F (informative) Built-up columns.....	329
F.1	Use of this annex	329
F.2	Scope and field of application	329
F.3	General	329
F.4	Mechanically jointed columns.....	330
F.5	Spaced columns with packs or gussets	330
F.6	Lattice columns with glued or nailed joints.....	334
	Annex G (informative) Alternative method for vibration analysis of floors	337
G.1	Use of this annex	337
G.2	Scope and field of application	337
G.3	General	337
G.4	Transient response	338
G.5	Resonant response.....	339
	Annex H (normative) Connections with punched metal plate fasteners (PMPF)	342
H.1	Use of this annex	342
H.2	Scope and field of application	342
H.3	Design resistances.....	342

H.4	Connection forces at an angle to the grain	343
H.5	Plate geometry	347
H.6	Plate strength and stiffness properties	349
H.7	Plate anchorage strengths.....	350
H.8	Connection strength verification in plane of timber assembly	351
H.9	Plate withdrawal strengths.....	355
H.10	Connection strength verification out of plane of timber assembly.....	356
H.11	Plate slip modulus.....	357
Annex I (informative) Connections with three-dimensional connectors.....		358
I.1	Use of this annex.....	358
I.2	Scope and field of application	358
I.3	Connection slip modulus	358
I.4	Connection capacity.....	358
I.5	Angle bracket connection capacity	360
I.6	Joist hanger connection resistance	360
I.7	Post base connection resistance	362
Annex J (informative) Connections with expanded tube fasteners.....		363
J.1	Use of this annex.....	363
J.2	Scope and application.....	363
J.3	Introduction	363
J.4	General requirements	363
J.5	Design requirements.....	364
J.6	Lateral load-carrying resistance and slip modulus	365
J.7	Splice connections.....	366
J.8	Connections exposed to bending moments, shear and normal forces.....	367
Annex K (normative) Connections with interlayers		370
K.1	Use of this annex.....	370
K.2	Scope and field of application	370
K.3	Timber to timber connections	370
K.4	Steel to timber joints.....	375
Annex L (normative) Laminated timber decks (LTD)		381
L.1	Use of this annex.....	381
L.2	Scope and field of application	381
L.3	Basis of design	382
L.4	Materials.....	382
L.5	Numerical analysis for laminated timber decks	382

L.6	System stiffness	382
L.7	System strength.....	384
L.8	Simplifications for system strength.....	385
L.9	Effective loaded area for concentrated vertical loads.....	386
L.10	System verification of glued laminated timber decks.....	386
Annex M (normative) Material and product properties for design.....		387
M.1	Use of this annex	387
M.2	Scope and field of application	387
M.3	Timber products	387
M.4	Gypsum and gypsum-based products.....	394
M.5	Fasteners and connectors.....	395
Annex N (informative) Classes and determination of some material properties		400
N.1	Use of this annex	400
N.2	Scope and field of application	400
N.3	Strength classes for cross laminated timber (CLT)	400
N.4	Strength classes for laminated veneer lumber (LVL).....	401
N.5	Characteristic strength and stiffness values of gypsum plasterboards and fibreboards	403
N.6	Categories for screws and rods with wood screw thread	405
Annex O (informative) Numerical analysis for uni-directional timber elements		407
O.1	Use of this annex	407
O.2	Scope and field of application	407
O.3	Determination of stiffness values	407
Annex P (informative) Foundations with timber piles		409
P.1	Use of this annex	409
P.2	Scope and field of application	409
P.3	General	410
P.4	Materials and properties	411
P.5	Durability.....	411
P.6	Structural analysis	413
P.7	Ultimate limit states	413
P.8	Serviceability limit states	415
Annex Q (informative) Requirements for logs and pile extensions used as foundation piles....		416
Q.1	Use of this annex	416
Q.2	Scope and field of application	416
Q.3	Wood species.....	416
Q.4	Geometrical properties	417

Q.5 Grading.....	418
Annex R (informative) Lateral displacement of multi storey monolithic shear walls and single-storey segmented shear walls	421
R.1 Use of this annex	421
R.2 Scope and field of application.....	421
R.3 Method of calculation of lateral displacement	422
R.4 Displacement contributions for LTF, fully anchored- and monolithic CLT- and GLVL-C shear walls without openings	424
R.5 Displacement contributions for single-storey segmented CLT- and GLVL-C shear walls without opening.....	427
Annex S (informative) Framed walls with combined anchorage	430
S.1 Use of this Annex.....	430
S.2 Scope and field of application.....	430
S.3 General	430
S.4 Ultimate Limit State.....	430
S.5 Serviceability limit state	437
Bibliography	438

European foreword

This document (prEN 1995-1-1:2023) has been prepared by Technical Committee CEN/TC 250 "Structural Eurocodes", the secretariat of which is held by BSI. CEN/TC 250 is responsible for all Structural Eurocodes and has been assigned responsibility for structural and geotechnical design matters by CEN.

This document is currently submitted to the CEN Enquiry.

This document will supersede EN 1995-1-1:2004 and its amendments and corrigenda.

The first generation of EN Eurocodes was published between 2002 and 2007. This document forms part of the second generation of the Eurocodes, which have been prepared under Mandate M/515 issued to CEN by the European Commission and the European Free Trade Association.

The Eurocodes have been drafted to be used in conjunction with relevant execution, material, product and test standards, and to identify requirements for execution, materials, products and testing that are relied upon by the Eurocodes.

The Eurocodes recognize the responsibility of each Member State and have safeguarded their right to determine values related to regulatory safety matters at national level through the use of National Annexes.

The main changes compared to the previous edition are listed below:

- inclusions of main timber products, e.g. cross laminated timber (CLT);
- inclusion of product groups with similar material behaviour;
- inclusion of material parameters needed for the design according to this document;
- improved guidance on durability;
- inclusion of provisions on holes in beams;
- extension of compression perpendicular to grain verifications to serviceability limit state design;
- inclusion of provisions on reinforcements;
- improved guidance on vibration verification;
- inclusion on guidance on fatigue verification;
- inclusion of provisions on carpentry connections;
- inclusion of provisions on bonded-in rods;
- inclusion of provisions on foundations with timber piles;
- improved provisions on robustness.

0 Introduction

0.1 Introduction to the Eurocodes

The Structural Eurocodes comprise the following standards generally consisting of a number of Parts:

- EN 1990 Eurocode — Basis of structural and geotechnical design
- EN 1991 Eurocode 1 — Actions on structures
- EN 1992 Eurocode 2 — Design of concrete structures
- EN 1993 Eurocode 3 — Design of steel structures
- EN 1994 Eurocode 4 — Design of composite steel and concrete structures
- EN 1995 Eurocode 5 — Design of timber structures
- EN 1996 Eurocode 6 — Design of masonry structures
- EN 1997 Eurocode 7 — Geotechnical design
- EN 1998 Eurocode 8 — Design of structures for earthquake resistance
- EN 1999 Eurocode 9 — Design of aluminium structures
- New parts are under development, e.g. Eurocode for design of structural glass

The Eurocodes are intended for use by designers, clients, manufacturers, constructors, relevant authorities (in exercising their duties in accordance with national or international regulations), educators, software developers, and committees drafting standards for related product, testing and execution standards.

NOTE Some aspects of design are most appropriately specified by relevant authorities or, where not specified, can be agreed on a project-specific basis between relevant parties such as designers and clients. The Eurocodes identify such aspects making explicit reference to relevant authorities and relevant parties.

0.2 Introduction to EN 1995 (all parts)

EN 1995 (all parts) applies to the design of timber structures and gives specific design rules for buildings and civil engineering timber works.

EN 1995 is subdivided in various parts:

EN 1995-2, Eurocode 5 — Design of timber structures — Part 2: Bridges

EN 1995-3, Eurocode 5 — Design of timber structures — Part 3: Execution

EN 1995-1 in itself does not exist as a physical document, but comprises the following three separate documents, the basic part being EN 1995-1-1:

EN 1995-1-1, Eurocode 5 — Design of timber structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings

EN 1995-1-2, Eurocode 5 — Design of timber structures — Part 1-2: Structural fire design

CEN/TS 19103, Design of timber structures — Structural design of timber-concrete composite structures – Common rules and rules for buildings

EN 1995-2 "Bridges" refers to the common rules in EN 1995-1-1. The Clauses in EN 1995-2 supplement, modify or supersede them, where relevant.

EN 1995-3 "Execution" refers to the common rules in EN 1995-1-1. The Clauses in EN 1995-3 supplement the Clauses in EN 1995-1 and 1995-2.

0.3 Introduction to EN 1995-1-1

EN 1995-1-1 gives general design rules for timber structures and civil engineering timber works.

0.4 Verbal forms used in the Eurocodes

The verb "shall" expresses a requirement strictly to be followed and from which no deviation is permitted in order to comply with the Eurocodes.

The verb "should" expresses a highly recommended choice or course of action. Subject to national regulation and/or any relevant contractual provisions, alternative approaches could be used/adopted where technically justified.

The verb "may" expresses a course of action permissible within the limits of the Eurocodes.

The verb "can" expresses possibility and capability; it is used for statements of fact and clarification of concepts.

0.5 National Annex for EN 1995-1-1

National choice is allowed in this document where explicitly stated within notes. National choice includes the selection of values for Nationally Determined Parameters (NDPs).

The national standard implementing EN 1995-1-1 can have a National Annex containing all national choices to be used for the design of buildings and civil engineering works to be constructed in the relevant country.

When no national choice is given, the default choice given in this document is to be used.

When no national choice is made and no default is given in this document, the choice can be specified by a relevant authority or, where not specified, agreed for a specific project by appropriate parties.

National choice is allowed in EN 1995-1-1 through notes to the following clauses:

4.3.1.3(2)	4.3.1.4(1)	4.5.1(1)	4.5.2(1)
9.3.8(5)	10.1(2)	10.2(6)	H.3(1)
L.3(1)	L.3(2)		

National choice is allowed in EN 1995-1-1 on the application of the following informative annexes:

Annex A	Annex B	Annex C	Annex E
Annex F	Annex G	Annex I	Annex J
Annex N	Annex O	Annex P	Annex Q
Annex R	Annex S		

The National Annex can contain, directly or by reference, non-contradictory complementary information for ease of implementation, provided it does not alter any provisions of the Eurocodes.

1 Scope

1.1 Scope of prEN 1995-1-1

- (1) prEN 1995-1-1 gives general design rules for timber structures.
- (2) prEN 1995-1-1 also gives specific design rules for buildings and timber civil engineering works.

1.2 Assumptions

- (1) The assumptions of EN 1990 apply to this document.
- (2) prEN 1995-1-1 is intended to be used in conjunction with EN 1990, EN 1991 (all parts), EN 1998 (all parts) when timber structures are built in seismic regions.

2 Normative references

The following documents are referred to in the text in such a way that some or all of their content constitutes requirements of this document. For dated references, only the edition cited applies. For undated references, the latest edition of the referenced document (including any amendments) applies.

NOTE See the Bibliography for a list of other documents cited that are not normative references, including those referenced as recommendations (i.e. through 'should' clauses) and permissions (i.e. through 'may' clauses).

EN 1990:2023, *Eurocode - Basis of structural and geotechnical design*

EN 1991 (all parts), *Eurocode 1 - Actions on structures*

prEN 1991-1-1:2023, *Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-1: General actions - Specific weight of materials, self-weight of construction works and imposed loads for buildings*

prEN 1992-1-1, *Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures*

prEN 1993-1-9, *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue*

prEN 1995-3, *Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 3: Execution*

prEN 1997-3, *Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 3: Geotechnical structures*

EN 1998 (all parts), *Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance*

EN 1999-1-1, *Eurocode 9 - Design of aluminium structures - Part 1-1: General rules*

EN 10255:2004+A1:2007, *Non-alloy steel tubes suitable for welding and threading - Technical delivery conditions*

EN 14080:2013, *Timber structures - Glued laminated timber and glued solid timber - Requirements*

3 Terms, definitions and symbols

3.1 Terms and definitions

For the purposes of this document, the terms and definitions given in EN 1990 and the following apply.

3D-connector

folded or welded metal coupling device between *components* (3.1.9) and/or *members* (3.1.43) to be connected and kept in place with *dowel-type fasteners* (3.1.17)

EXAMPLE Angle brackets, joist hangers, hold downs.

3.1.2**adhesive**

non-metallic substance capable of joining materials by surface bonding (adhesion) with the *bond* (3.1.5) possessing adequate internal strength (cohesion)

[SOURCE: EN 923:2015, 2.1.1]

3.1.3**angle bracket**

L-shaped metal 3D-connector (3.1.1), with or without stiffening corrugation used to fasten together two elements using *nails* (3.1.47), screws or bolts

3.1.4**assembly**

composition of elements

3.1.5**bond**

adhesion of one surface to another, with the use of an *adhesive* (3.1.2)

3.1.6**bonded-in rod**

fastener used in *connections* (3.1.10) or as reinforcement of wood-based elements established by interaction of *rod* (3.1.59), *adhesive* (3.1.2) and wood-based elements

3.1.7**bow imperfection**

distance of the centroid line from the perfect centroid line

3.1.8**carpentry connection**

connection (3.1.10), which relies on direct contact between the connected elements, the force transmission being ensured through compression and shear stresses in the contact areas, possibly complemented with transversal metallic parts to prevent disconnection

3.1.9**component**

part of an *assembly* (3.1.4)

3.1.10**connection**

area where two or more elements fastened together by mechanical means or bonded by *adhesives* (3.1.2)

3.1.11**connector**

coupling device interposed between or on elements to be connected and kept in place with *dowel-type fasteners* (3.1.17)

EXAMPLE Shear connector, connector plate, metal 3D-connector.

3.1.12 **creep**

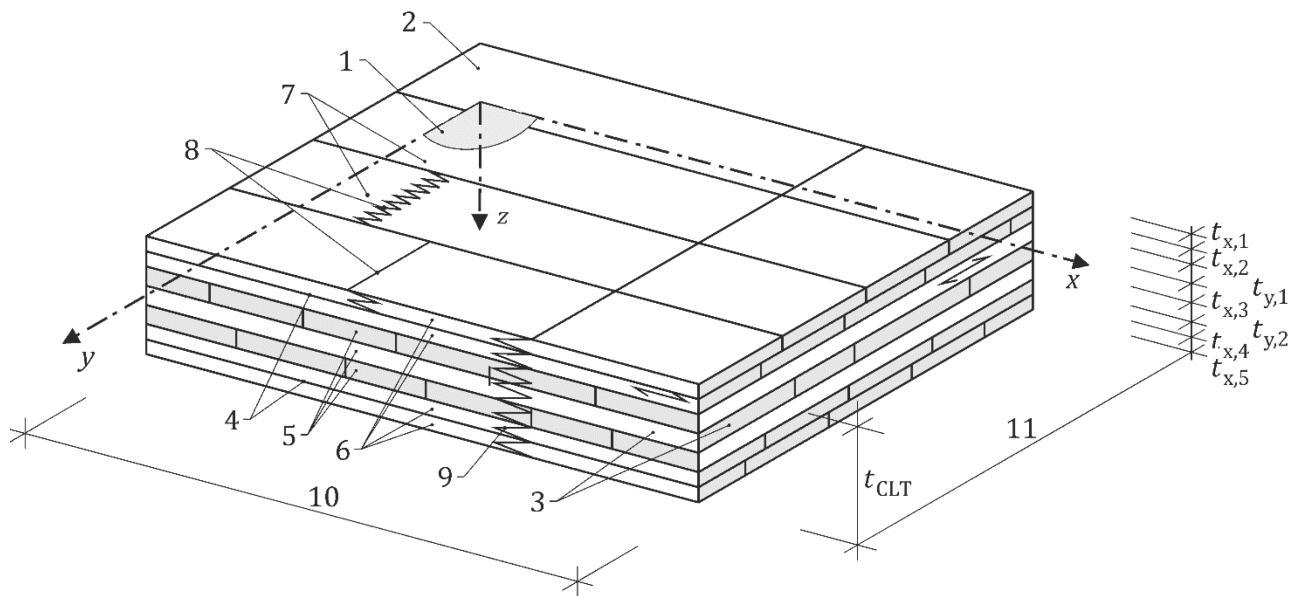
increase of deformation, the magnitude of which depends on the stress level, duration of loading, *moisture content* (3.1.45) and moisture content variations

3.1.13 **cross laminated timber**

CLT

glued structural timber product composed of at least three face-bonded layers which comprise structural lumber *lamination* (3.1.36) and can comprise *wood-based panels* (3.1.80), with at least one *layer* (3.1.38) orthogonally oriented to the two adjacent layers

Note 1 to entry: See Figure 3.1



Key

1	plane of the element	8	finger joint in a lamination
2	wide face	9	large finger joint
3	narrow face	10	usually the length
4	outer layer	11	usually the width b_{CLT} of a plate or height h_{CLT} of a beam
5	inner layer	t_{CLT}	overall thickness of the cross laminated timber
6	parallel outer laminations	$t_{x,i}$	thickness of layer i with fibres parallel to x -direction
7	lamination	$t_{y,i}$	thickness of layer i with fibres parallel to y -direction

Figure 3.1 — Cross laminated timber (CLT)

3.1.14

diaphragm action

in-plane forces resisted by a *planar element* (3.1.52)

3.1.15

double-step connection

carpentry connection (3.1.8) where two in-plane timber *members* (3.1.43) are connected at an angle to the grain using a front and a rear notch and where the load is being transferred predominantly by compression

3.1.16**dowel-type connection**

connection between two or more element formed by use of *dowel-type fasteners* (3.1.17)

3.1.17**dowel-type fastener**

bar, with or without profiling, point and head, and with or without coating

3.1.18**dovetail connection**

carpentry connection (3.1.8) where a secondary element having a dovetail end (tenon) that fits into a counter profiled notch (mortice) of a primary element that is self-locking and able to transfer forces

3.1.19**effective planar assembly**

part of a planar *assembly* (3.1.4) resisting *diaphragm action* (3.1.14)

3.1.20**equilibrium moisture content**

moisture content (3.1.45) at which wood neither gains nor loses moisture to the surrounding air

3.1.21**European technical product specification**

European Standard (EN), European Technical Assessment (ETA) based on a European Assessment Document (EAD) or a transparent and reproducible assessment that complies with all requirements of the relevant EAD

[SOURCE: EN 1992-4:2018, 3.1.27]

3.1.22**expanded tube fastener**

steel tube used as *dowel-type fastener* (3.1.17) which is expanded in diameter

3.1.23**fibre saturation point**

moisture content (3.1.45) at which the wood cell walls are completely saturated

3.1.24**fitting panel**

sheathing panel (3.1.62) of a smaller dimension than the standard panel for the sheathing

3.1.25**floating floor**

floor layer, not connected to the load bearing structure

Note 1 to entry: Floating floors are usually set over an insulation layer.

3.1.26**framed planar assembly**

assembly (3.1.4) composed of framing and one or more consecutive *sheathing panels* (3.1.62) connected to one or both sides of the framing

3.1.27**framed wall assembly**

end-to-end extent of a framed wall, comprising one or more framed wall sub-assemblies

3.1.28**free sheathing panel edge**

edge of a *sheathing panel* (3.1.62) not transferring in-plane shear forces into adjacent sheathing panel or into the framing

3.1.29**glued laminated veneer lumber****GLVL**

glued structural timber product composed of at least two *LVL* (3.1.40) panels or *laminations* (3.1.36) by face gluing

3.1.30**glued laminated timber****GL**

glued structural timber product composed of at least two essentially parallel to grain *laminations* (3.1.36) which may comprise of one or two boards side by side having finished *thicknesses* (3.1.75) from 6 mm up to 45 mm (inclusive)

3.1.31**GLVL-C**

GLVL (3.1.29) composed of *LVL* (3.1.40) panels or *laminations* (3.1.36) bonded parallel to the grain of the outermost veneers where at least one panel or *lamination* (3.1.36) consists of *LVL-C* (3.1.41)

3.1.32**GLVL-P**

GLVL (3.1.29) composed of *LVL-P* (3.1.42) panels or *laminations* (3.1.36) bonded parallel to the grain of the outermost veneers

3.1.33**grain direction**

direction parallel to the wood fibres or for layered products the direction parallel to the wood fibres of the outermost *layer* (3.1.38) or the outermost veneer

3.1.34**joisted floor**

floor in which the deck is supported by closely and mainly equally spaced parallel joists

3.1.35**laminated timber deck****LTD**

planar element (3.1.52) made of parallel mechanically fixed, pre-stressed or bonded timber elements comprising only parallel oriented fibres

3.1.36**lamination**

part of a structural glued timber product composed of one board or two or more finger-jointed boards

3.1.37**large finger joint**

finger joint through the full cross-sectional area of two layered timber element

3.1.38**layer**

part of a laminated structural timber product composed of adjacent *laminations* (3.1.36)

3.1.39**layup**

cross-sectional arrangement of *laminations* (3.1.36) or *wood-based panels* (3.1.80)

3.1.40**laminated veneer lumber****LVL**

glued structural timber product composed of wood veneers, glued together predominantly parallel to grain in adjacent *layers* (3.1.38) with wood fibres predominantly oriented in the same direction

3.1.41**LVL-C**

symmetrically built up *laminated veneer lumber* (3.1.40) with some crossband veneers

3.1.42**LVL-P**

symmetrically built up *laminated veneer lumber* (3.1.40) composed of veneers only with grain running essentially in one direction

3.1.43**member**

physically distinguishable element of a load-bearing structure

3.1.44**metal plate connector**

plane metal coupling device on elements to be connected and kept in place with *dowel-type fasteners* (3.1.17)

EXAMPLE Strap tie, nailing plate.

3.1.45**moisture content**

mass of water in a material expressed as a proportion of its oven-dry mass

3.1.46**mortise and tenon connection**

positive locking joint of two timber *members* (3.1.43) where the ashlar formed end of one *member* (3.1.43) fits into the cavity of another *member* (3.1.43)

3.1.47**nail**

coated or uncoated, *dowel-type fastener* (3.1.17) with constant cross-section along its entire length, usually pointed and headed

3.1.48**natural durability**

inherent resistance of wood species to attack by *wood-destroying fungi* (3.1.78) and *wood destroying insects* (3.1.79)

Note 1 to entry: Timber products can be made from species having different inherent resistances. Processing, particularly kiln-drying and layup, e.g. compositions from thin layers or veneers can also affect the inherent resistance.

3.1.49**narrow face**

surface of *cross laminated timber* (3.1.13), veneer based or solid wood panel perpendicular to the veneer or *layer* (3.1.38) planes

3.1.50**non-impregnated densified laminated wood****DLW**

laminated wood made from *layers* (3.1.38) of wood veneer bonded together under controlled conditions of heat and pressure using a thermosetting synthetic resin *adhesive* (3.1.2)

[SOURCE: EN 61061-1:2007]

3.1.51**permitted geometrical deviation**

permitted difference between a linear or angular dimension and the corresponding target dimension

3.1.52**planar element**

structural element with two dominant dimensions

3.1.53**point length**

length between last fully formed section or thread and the pointside end of a *dowel-type fastener* (3.1.17)

3.1.54**punched metal plate fastener**

metal plate having integral projections punched out in one direction perpendicular to the base of the plate

Note 1 to entry: Field splice plates are a two part connector plate with one part being a punched metal plate fastener and the second part being a nailing plate.

3.1.55**rib**

member (3.1.43) in a planar *assembly* (3.1.4)

EXAMPLE Studs and rails in framed walls and joists in framed floors.

3.1.56**ribbed rod**

reinforcing bars with at least two rows of ribs uniformly distributed over the entire length

[SOURCE: prEN 1992-1-1:2021, 3.1.70]

3.1.57**rib type floors**

composite floor comprising a slab structural connected with beams

EXAMPLE Timber-concrete composite floors, SWB or LVL ribbed floors.

3.1.58**ring shank nail**

nail (3.1.47) containing a profiled shank of minimum length of 4,5 times the shaft diameter

- Entwurf -**3.1.59****rod**

threaded or ribbed steel bar

3.1.60**rod with metric thread***rod* (3.1.59) with metric thread according to ISO 68-1**3.1.61****shear connector**coupling device interposed between two elements, kept in place with *dowel-type fasteners* (3.1.17) to transfer shear force across the joint plane

EXAMPLE Shear plate, split ring and toothed-plate connectors.

3.1.62**sheathing panel**

structural construction product with two dominant dimensions such as wood-based panels, products of gypsum-based material, or other suitable products

3.1.63**single-step connection***carpentry connection* (3.1.8) where two in-plane timber *members* (3.1.43) are connected at an angle to the grain using a front notch and where the load is being transferred predominantly by compression**3.1.64****slab type floors**

floor deck comprising a plate structure

EXAMPLE CLT slab, LVL slab, nailed laminated slab or cross laminated timber-concrete composite slab.

3.1.65**slip**relative translation between two elements in a *connection* (3.1.10) in the direction of the force**3.1.66****slip modulus**ratio between load and *slip* (3.1.65)**3.1.67****smooth shank nail**coated or uncoated *nail* (3.1.47) with a constant cross-section along its entire shank length**3.1.68****softboard**wood fibre panel according to EN 13986 with EN 622-4 or according to a *European technical product specification* (3.1.21)**3.1.69****staple**

coated or uncoated U-shaped round or flat wire fastener made of steel

3.1.70**staple crown**

part of a *staple* (6.1.69) that connects the legs

3.1.71**stiffness property**

property used in the calculation of the deformation of the structure

EXAMPLE Modulus of elasticity, shear modulus, slip modulus.

3.1.72**sway imperfection of a member at a fork support**

rigid body rotation of a *member* (3.1.43) from the perfect configuration expressed as z-axis inclination $\theta_{\text{twist},1}$

3.1.73**sway imperfection of a member axis**

rigid body rotation of a *member* (3.1.43) from the perfect configuration expressed as x-axis inclination ϕ

3.1.74**thickness**

cross-sectional dimension perpendicular to the *wide face* (3.1.76)

3.1.75**twist imperfection**

difference between the rotation of the cross section at midspan and the rotation of the cross section at the support

3.1.76**wide face**

surface of a panel parallel to the veneer or layer planes

3.1.77**width**

cross-sectional dimension in plane of the *wide face* (3.1.76) perpendicular to the grain direction

3.1.78**wood-destroying fungi**

fungi which can deteriorate the wood substance and thereby reduce the strength, stiffness and density of timber products

Note 1 to entry: Classifications of wood destroying fungi can be found in EN 335:2013, C.2.2.

Note 2 to entry: Blue stain and mould do not affect the mechanical properties but the surface appearance.

3.1.79**wood-destroying insects**

insects which can deteriorate the wood substance and thereby reduce the strength, stiffness and density of timber products

Note 1 to entry: Classification of wood destroying insects can be found in EN 335:2013, C3.

3.1.80**wood-based panel**

timber product according to EN 13986

3.2 Symbols and abbreviations

3.2.1 Symbols

For the purposes of this document, the following symbols apply.

Latin upper case letters

A	cross-sectional area or contact area
A_i	cross-sectional area of i -numbered part of cross-section
A_B	area of dovetail
A_{chord}	cross-sectional area of edge rib
A_D	cross-sectional area of diagonal
A_{DLW}	area of non-impregnated densified laminated wood reinforcement
A_{ef}	effective area
$A_{\text{ef},x/y}$	effective net cross-section in x - or y -direction
A_f	area of flange
A_{head}	area of a fastener head
A_m	parameter for the calculation of real and imaginary acceleration
A_{olap}	overlap area of punched metal plate fasteners
A_{rail}	cross-sectional area of a rail
A_s	nominal stressed area of fastener
A_{stud}	cross-sectional area of stud
A_{tim}	cross-sectional area of timber member
A_{tot}	total cross-sectional area
B	bending stiffness of bracing
B_m	parameter for the calculation of real and imaginary acceleration
C_E	category for corrosion resistance in atmosphere
D_0	stiffness parallel to grain
D_{90}	stiffness perpendicular to grain
D_{tor}	torsional stiffness
E	modulus of elasticity
EA	axial stiffness
$(EA)_x$	axial stiffness in x -direction
$E_{c,0}$	compressive modulus of elasticity parallel to grain
$E_{c,0,k}$	characteristic compressive modulus of elasticity parallel to grain
$E_{c,0,k,\text{sat}}$	characteristic compressive modulus of elasticity parallel to grain in fully saturated condition
$E_{c,0,\text{mean}}$	mean compressive modulus of elasticity parallel to grain

$E_{c,0,\text{mean,sat}}$	mean compressive modulus of elasticity parallel to grain in fully saturated condition
$E_{c,90}$	compressive modulus of elasticity perpendicular to grain
$E_{c,90,\text{edge}}$	edgewise compressive modulus of elasticity perpendicular to grain
$E_{c,90,\text{edge,k}}$	edgewise characteristic compressive modulus of elasticity perpendicular to grain
$E_{c,90,\text{edge,mean}}$	edgewise mean compressive modulus of elasticity perpendicular to grain
$E_{c,90,\text{mean}}$	mean compressive modulus of elasticity perpendicular to grain
$E_{\text{c,mean}}$	mean compressive modulus of elasticity
E_d	design effect of actions
$E_{\text{D}}A_{\text{D}}$	combined axial stiffness of diagonal and respective end connections
$E_{\text{fuse,d}}$	design effect of actions that a fuse element will carry in case of collapse
E_i	modulus of elasticity parallel to grain of i -numbered part of cross-section
EI	bending stiffness
$(EI)_{\text{ef}}$	effective bending stiffness
$(EI)_{\text{ef},i}$	effective in-plane bending stiffness of shear wall at i^{th} storey
$(EI)_{\text{ef},i-j}$	effective in-plane bending stiffness of shear wall at $(i-j)^{\text{th}}$ storey
$(EI)_{\text{L}}$	floor bending stiffness in direction of span
$(EI)_{\text{ST}}$	bending stiffness of discrete transverse bending member of floor
$(EI)_{\text{T}}$	floor bending stiffness transverse to the span
$(EI)_{y/z}$	bending stiffness about x - or y -axis
E_k	characteristic modulus of elasticity
E_{mean}	mean modulus of elasticity
$E_{\text{mean,fin}}$	final mean modulus of elasticity
$E_{m,\text{mean}}$	mean bending modulus of elasticity
$E_{m,0}$	bending modulus of elasticity parallel to grain
$E_{m,0,\text{edge,k}}$	edgewise characteristic bending modulus of elasticity parallel to grain
$E_{m,0,\text{edge,mean}}$	edgewise mean bending modulus of elasticity parallel to grain
$E_{m,0,\text{flat,k}}$	flatwise characteristic bending modulus of elasticity parallel to grain
$E_{m,0,\text{flat,mean}}$	flatwise mean bending modulus of elasticity parallel to grain
$E_{m,0,k}$	characteristic bending modulus of elasticity parallel to grain
$E_{m,0,\text{mean}}$	mean bending modulus of elasticity parallel to grain
$E_{m,90}$	bending modulus of elasticity perpendicular to grain
$E_{m,90,\text{edge,k}}$	edgewise characteristic bending modulus of elasticity perpendicular to grain
$E_{m,90,\text{edge,mean}}$	edgewise mean bending modulus of elasticity perpendicular to grain
$E_{m,90,\text{flat,mean}}$	flatwise mean bending modulus of elasticity perpendicular to grain
$E_{m,90,\text{flat,k}}$	flatwise characteristic bending modulus of elasticity perpendicular to grain
$E_{m,90,k}$	characteristic bending modulus of elasticity perpendicular to grain

$E_{m,90,\text{mean}}$	mean bending modulus of elasticity perpendicular to grain
E_s	modulus of elasticity of fastener
$E_s A_s$	axial stiffness of fastener
E_T	transverse modulus of elasticity
$E_{t,\text{mean}}$	mean tensile modulus of elasticity
$E_{t,0}$	tensile modulus of elasticity parallel to grain
$E_{t,0,k}$	characteristic tensile modulus of elasticity parallel to grain
$E_{t,0,\text{mean}}$	mean tensile modulus of elasticity parallel to grain
$E_{t,90}$	tensile modulus of elasticity perpendicular to grain
$E_{t,90,\text{edge},k}$	edgewise characteristic tensile modulus of elasticity perpendicular to grain
$E_{t,90,\text{edge},\text{mean}}$	edgewise mean tensile modulus of elasticity perpendicular to grain
E_0	modulus of elasticity parallel to grain
$E_{0,D}$	modulus of elasticity of diagonal
$E_{0,k}$	characteristic modulus of elasticity parallel to grain
$E_{0,l,\text{mean}}$	mean modulus of elasticity of laminations parallel to grain
$E_{0,i}$	modulus of elasticity of an i -numbered part of cross-section
$E_{0,\text{mean}}$	mean modulus of elasticity parallel to grain
$E_{0,\text{mean}} A_{\text{tim}}$	axial stiffness of timber member
$E_{90,\text{edge},k}$	edgewise characteristic modulus of elasticity perpendicular to grain
$E_{90,\text{edge},\text{mean}}$	edgewise mean modulus of elasticity perpendicular to grain
$E_{90,\text{mean}}$	mean modulus of elasticity perpendicular to grain
$E_{90,k}$	characteristic modulus of elasticity perpendicular to grain
E_{90}	modulus of elasticity perpendicular to grain
F	force or load
$F_{A,\text{Ed}}$	design force acting on the centroid of an effective area
F_{ax}	axial force
$F_{\text{ax,c,d}}$	design axial compressive resistance
$F_{\text{ax,d}}$	design axial resistance
$F_{\text{ax,Ed}}$	design axial force
$F_{\text{ax,Ek},i}$	characteristic axial force of i -numbered member
$F_{\text{ax,t,Ed}}$	design axial tensile force
$F_{\text{ax,t,Rk}}$	characteristic axial tensile capacity
$F_{\text{ax,Rd}}$	design axial capacity
$F_{\text{ax,t,d}}$	design axial tensile resistance
$F_{\text{ax,t,d},i}$	design axial resistance in i -numbered member
$F_{\text{ax,t,k}}$	characteristic axial tensile resistance

$F_{ax,t,Rd}$	design axial tensile capacity
$F_{ax,45,Rk}$	characteristic axial capacity at an angle of 45 degrees to grain
$F_{br,Rd}$	design brittle failure capacity
$F_{bs,Rd}$	design block shear capacity
$F_{b,i,d}$	design brittle failure resistance of i -numbered member
$F_{c,Ed}$	design compressive force
$F_{car,Ed}$	design compressive force
$F_{car,i,d}$	design compressive resistance of i -numbered part of member
$F_{c,k}$	characteristic compressive resistance
F_{crit}	critical load
$F_{c,90,d}$	design compressive force perpendicular to grain
$F_{c,90,k}$	characteristic compressive resistance perpendicular to grain
$F_{c,90,SLS}$	compressive force perpendicular to grain for serviceability verification
F_d	design action
F_D	dowel-effect contribution
$F_{d,accidental}$	design accidental action
$F_{D,k}$	characteristic dowel-effect contribution
F_{dyn}	vertical dynamic force
$F_{Di,j}$	dowel-effect contribution per shear plane between i - and j -numbered members
F_{Ed}	design force
$F_{Ed,i}$	design effect of action acting along i -direction
F_h	harmonic force
F_i	force in fasteners between cross-section 2 and an i -numbered cross-section
$F_{i,Ed}$	design force on i -numbered element
F_{la}	lateral force
$F_{la,i}$	lateral force on i -numbered element
$F_{M,Ed}$	design force from a moment
$F_{t,max}$	maximal tensile load
$F_{n,Ed}$	design force on n -numbered element
$F_{ps,Rd}$	design plug shear capacity
$F_{pull,k}$	characteristic head pull-through resistance
$F_{Rd,i}$	design capacity associated to i -direction
F_{Rk}	characteristic capacity
$F_{rp,d}$	design rope-effect contribution
$F_{rp,k}$	characteristic rope-effect contribution
$F_{rs,Rd}$	design row shear capacity

F_{SLS}	maximum load at serviceability limit state
$F_{sp,Rd}$	design splitting capacity
$F_{sp,Rk}$	characteristic splitting capacity
$F_{t,Ed}$	design tensile force
$F_{t,d}$	design tensile force or resistance
$F_{t,k}$	characteristic tensile resistance
$F_{t,M,d}$	design tensile force component from the transfer of bending stresses
$F_{t,V,d}$	design tensile force component from the transfer of shear stresses
$F_{t,0,Rd}$	design tensile capacity parallel to grain
$F_{t,0.95}$	95 th -percentile of the tensile resistance
$F_{t,90}$	tensile force perpendicular to grain
$F_{t,90,d}$	design tensile force perpendicular to grain
$F_{t,90,Ed}$	design tensile force in reinforcement
$F_{t,90,Ek}$	characteristic tensile force in reinforcement
$F_{t,90,M,Ed}$	design tensile force component perpendicular to grain from the transfer of bending stresses
$F_{t,90,M,I/III,Ed}$	design tensile force component perpendicular to grain from the transfer of bending stresses located at the first and third quadrant
$F_{t,90,Rd}$	design tensile capacity of reinforcement
$F_{t,90,V,Ed}$	design tensile force component perpendicular to grain from the transfer of shear stresses
$F_{t,90,V,I/III,Ed}$	design tensile force component perpendicular to grain from the transfer of shear stresses located at the first and third quadrant
F_v	lateral force or characteristic lateral resistance per tube
$F_{v,A,0,Ed}$	design lateral force component parallel to grain in member A
$F_{v,A,90,Ed}$	design lateral force component perpendicular to grain in member A
$F_{v,b,d}$	design bottom shear plane resistance
$F_{v,B,0,Ed}$	design lateral force parallel to grain in member B
$F_{v,d}$	design lateral resistance
$F_{v,d,1}$	design horizontal force applied to the tension part of wall
$F_{v,d,2}$	design horizontal force applied to the shear part of wall
$F_{v,Ed}$	design lateral or horizontal force
$F_{v,Ed,1}$	design horizontal force in the tension part of wall
$F_{v,Ed,2}$	design horizontal force in the compression part of wall
$F_{v,H,d}$	design lateral capacity or design lateral resistance on hanger side
$F_{v,H,k}$	characteristic lateral resistance
$F_{v,J,k}$	characteristic lateral resistance on joist side

$F_{v,k}$	characteristic lateral resistance
$F_{v,la,d}$	design side shear plane resistance
$F_{v,Rd}$	design lateral capacity
$F_{v,Rk}$	characteristic lateral capacity
$F_{v,y/z,k}$	characteristic lateral resistance in y - or z -direction
$F_{v,\alpha,k}$	characteristic resistance at an angle α to grain
$F_{v,0,k}$	characteristic resistance parallel to grain
$F_{v,90,k}$	characteristic resistance perpendicular to grain
$F_{\text{web},v,Ed}$	design shear force acting on web
$F_{w,d}$	design withdrawal resistance
$F_{w,k}$	characteristic withdrawal resistance
F_x	force acting in x -direction
$F_{x/y,Ed}$	design force of member acting in x - or y -direction
$F_{x/y,Rk}$	design capacity in x - or y -direction
$F_{x/y,i}$	force acting in x - or y -direction at i -numbered member end
$F_{x/y,i,Ed}$	design forces of a member acting in x - or y -direction at i -numbered member end
$F_{x/y,i,Rd}$	design capacity in x - or y -direction at i -numbered member end
$F_{0,Ed}$	design force parallel to grain or vertical action at leading edge of a wall
F_i	i -numbered force or load
$F_{1,c/t}$	i -numbered compressive/tensile force
$F_{90,Ed}$	design force or load perpendicular to grain
$F_{90,Rd}$	design splitting capacity
$F_{90,Rk}$	characteristic splitting capacity
G	shear modulus
$(GA)_{xy}$	shear stiffness
G_k	characteristic shear modulus
$G_{k,i}$	characteristic permanent action i
G_{mean}	mean shear modulus
$G_{\text{mean,fin}}$	final mean shear modulus
G_p	shear modulus of sheathing panel
$G_{p,i}$	shear modulus of sheathing panel on i -numbered side of framing
$G_{r,\text{mean}}$	mean rolling shear modulus
$G_{v,\text{mean}}$	mean shear modulus (in-plane loading)
$G_{v,xy,\text{mean}}$	mean shear modulus (in-plane loading)
$G_{xy,\text{mean},i}$	mean in-plane shear modulus of wall at i^{th} storey
G_0	shear modulus parallel to grain

$G_{0,\text{edge},\text{k}}$	edgewise characteristic shear modulus parallel to grain
$G_{0,\text{edge},\text{mean}}$	edgewise mean shear modulus parallel to grain
$G_{0,\text{flat},\text{k}}$	flatwise characteristic shear modulus parallel to grain
$G_{0,\text{flat},\text{mean}}$	flatwise mean shear modulus parallel to grain
$G_{0,\text{k}}$	characteristic shear modulus parallel to grain
$G_{0,\text{l},\text{mean}}$	mean shear modulus of lamination parallel to grain
$G_{0,\text{mean}}$	mean shear modulus parallel to grain
$G_{0,\text{T}}$	transverse shear modulus parallel to grain
$G_{0,90}$	shear modulus in-plane of an element
$G_{0,90,\text{mean}}$	mean shear modulus in-plane of an element
$G_{90,\text{edge},\text{k}}$	edgewise characteristic shear modulus perpendicular to grain
$G_{90,\text{edge},\text{mean}}$	edgewise mean shear modulus perpendicular to grain
$G_{90,\text{flat},\text{k}}$	flatwise characteristic shear modulus perpendicular to grain
$G_{90,\text{flat},\text{mean}}$	flatwise mean shear modulus perpendicular to grain
$G_{90,\text{mean}}$	mean shear modulus perpendicular to grain
$G_{90,\text{T}}$	transverse shear modulus perpendicular to grain
H_i	inter-storey height of i^{th} storey
H_{i-1}	inter-storey height of $(i-1)^{\text{th}}$ storey
I_{ef}	effective moment of inertia
I_f	moment of inertia of flange
I_i	second moment of inertia of i -numbered part of cross-section
$I_{\text{mod},\text{mean}}$	mean modal impulse
$I_{\text{mod,ef}}$	effective footfall impulse
I_p	polar moment of inertia
$I_{p,\text{H},\text{ax}}$	polar moment of inertia of hanger fasteners group
I_{tot}	total moment of inertia
I_x	torsional moment of inertia
$I_{y/z}$	second moment of inertia about y - or z -axis
$I_{y/z,\text{ef}}$	effective second moment of inertia about y - or z -axis
J	torsion constant
K	stiffness
$K_{A,i}$	sliding stiffness of shear wall at i^{th} storey
$K_{a,z,j}$	vertical-tensile stiffness of j^{th} mechanical connection parts
K_f	fastener stiffness
$K_{f,D}$	fastener stiffness in diagonal
K_i	stiffness of i -numbered member

$K_{R,i}$	rocking stiffness of shear wall at i^{th} storey
$K_{R,1,\text{CP}}$	rocking stiffness of shear wall in coupled-panel kinematic mode
$K_{R,\text{SW}}$	rocking stiffness of shear wall in single-wall kinematic mode
$K_{\text{SLS},\text{anc}}$	mean stiffness of shear wall anchor for serviceability limit state verifications
$K_{\text{SLS},\text{con}}$	mean stiffness of vertical joint in shear wall for serviceability limit state verifications
K_{SLS}	mean stiffness or slip modulus for serviceability limit state verifications
$K_{\text{SLS,A}}$	stiffness of anchorage system against overturning for serviceability limit state verifications
$K_{\text{SLS,ax}}$	mean axial slip modulus for serviceability limit state verifications
$K_{\text{SLS,fin}}$	final mean stiffness value for serviceability limit state verifications
$K_{\text{SLS,ref}}$	mean slip modulus at a reference mean density for serviceability limit state verifications
$K_{\text{SLS,rot}}$	mean rotational slip modulus for serviceability limit state verifications
$K_{\text{SLS,v}}$	mean lateral slip modulus for serviceability limit state verifications
$K_{\text{SLS,v,y}}$	mean lateral slip modulus perpendicular to insertion direction of a dovetail for serviceability limit state verifications
$K_{\text{SLS,v,z}}$	mean lateral slip modulus in insertion direction of a dovetail for serviceability limit state verifications
$K_{\text{SLS},i}$	mean slip modulus for serviceability limit state verifications at i -numbered side of framing
K_{ULS}	mean slip modulus for ultimate limit state verifications
$K_{\text{ULS,fin}}$	final mean slip modulus for ultimate limit state verifications
K_i	slip modulus of connection between cross-section 2 and i -numbered cross-section
L_{sea}	distance from sea
L_{street}	distance from roads with heavy traffic and with de-icing salt
M	bending moment
$M_{\text{A/B/C}}$	bending moment at $\frac{1}{4}$; $\frac{1}{2}$ and $\frac{3}{4}$ span
$M_{\text{A,Ed}}$	design bending moment acting on single plate
$M_{\text{ap,d}}$	design bending moment at apex
M_{beam}	bending moment in beam
$M_{\text{beam,max}}$	maximum bending moment in beam
M_{Ed}	design bending moment or complementary overturning moment
$M_{i,\text{Ed}}$	design moment acting at the bottom of a shear wall at i^{th} storey
$M_{i,\text{Top,Ed}}$	design moment acting at the top of a shear wall at i^{th} storey
$M_{i-1,\text{Top,Ed}}$	design moment acting at the top of a shear wall at $(i-1)^{\text{th}}$ storey
M_m	modal mass of mode m
M_{\max}	maximum bending moment
M_{Rd}	design bending moment capacity

$M_{\text{res},d}$	design bending moment from frame action around hole
$M_{x,d}^{\text{nl}}$	design non-linear torsional moment
$M_{y/z}$	linear moment about y - or z -axis
$M_{y/z,\text{crit}}$	critical bending moment about y - or z -axis
$M_{y/z,d}$	design bending moment about y - or z -axis
$M_{y/z,\text{Ed}}$	design bending moment about y - or z -axis
$M_{y/z,d}^{\text{nl}}$	design non-linear bending moment about y - or z -axis
$M_{y,k}$	characteristic yield moment
$M_{y/z,\text{Quasi,SLS}}$	moment due to quasi-permanent combination of loads for serviceability limit state verifications about y - or z -axis
$M_{y,0.95}$	95 th percentile of the yield moment
M^*	modal mass
N_{crit}	critical force
$N_{\text{cr,T}}$	mean torsional critical moment
$N_{\text{cr,T,d}}$	characteristic torsional critical moment
$N_{\text{cr,y/z}}$	mean critical load for buckling about y - or z -axis
$N_{\text{cr,y/z,d}}$	characteristic critical load for buckling about y - or z -axis
$N_{c/t,0}$	axial compressive/tensile force parallel to grain
$N_{c/t,0,d}$	design axial compressive/tensile force parallel to grain
$N_{c,0,\text{Quasi,SLS}}$	axial compressive force due to quasi-permanent combination of loads for serviceability limit state verification parallel to grain
N_{Ed}	design axial force
$N_{i,\text{Ed}}$	design axial force in i^{th} storey
\widetilde{N}_l	dimensionless vertical load on shear wall
$N_{\text{pl,k}}$	characteristic yield capacity of screw
N_{Rd}	design shear resistance or design normal force capacity of a connection transmitted by bondline area
\overline{N}_{T}	spread between torsional critical moment and axial force
$\overline{N}_{\text{T,d}}$	spread between design torsional critical moment and design axial force
$\overline{N}_{y/z}$	spread between axial critical load and axial force
$\overline{N}_{y/z,d}$	spread between design axial critical load and design axial force
$N_{y/z,\text{crit}}$	critical force about y - or z -axis
P	load
Q	variable action or force
Q_i	force for design of intermediate restraints
Q_{inst}	short-term (instantaneous) part of variable action

Q_j	accompanying variable action
$Q_{j,\text{inst}}$	short-term (instantaneous) part of accompanying variable action
$Q_{j,\text{qper}}$	long-term (quasi-permanent) part of accompanying variable action
$Q_{k,j}$	characteristic accompanying variable action
$Q_{k,1}$	characteristic leading variable action
Q_{qper}	long-term (quasi-permanent) part of variable action
Q_{S-R}	force in connection between stiffened member and restraint
Q_1	leading variable action
$Q_{1,\text{inst}}$	short-term (instantaneous) part of leading variable action
$Q_{1,\text{qper}}$	long-term (quasi-permanent) part of leading variable action
R	response factor
R_d	design resistance (load-carrying capacity)
R_h	response factor for specific harmonic
R_k	characteristic resistance (load-carrying capacity)
$R_{0.95}$	95 th -percentile value of resistance
$R_{\text{sup},d}$	upper design resistance (load-carrying capacity) of a fuse element
R_T	stress ratio in timber structures
R_i	response factor for i -numbered harmonic
$S_{i,j}$	centre of gravity of screw i in member j
T	period of one footfall or time
T_d	design shear force
T_E	corrosion resistance category in timber
T_{Lf}	design service life
V	section force
V_d	design shear force or load
V_{Ed}	design shear force
$V_{i,Ed}$	design lateral force or shear load acting at i^{th} storey
$V_{i-1,Ed}$	design lateral force or shear load acting at $(i-1)^{\text{th}}$ storey
V_{Rd}	design shear force capacity of connection transmitted by bondline area
$V_{r,Ed}$	design shear force perpendicular to grain
$V_{r,Rd}$	design shear force capacity
$V_{\text{ef}}(F)$	reduced shear force induced by concentrated load F
V_{ref}	reference volume
V_z	shear force
W_{net}	section modulus of net cross-section
W_{pl}	plastic rotation of section modulus

W_{res}	section modulus of residual cross-section above and below hole
$W_{y/z}$	section modulus about y - or z -axis

Latin lower case letters

a	distance or load deformation parameter per tube per shear plane
a_c	distance between sections where lateral deflection of a compressive flange is prevented
a_h	acceleration
$a_{\text{imag},h}$	total imaginary acceleration
$a_{\text{imag},h,m}$	imaginary responses in mode m
$a_{1/2}$	spacing parallel/perpendicular to grain
$a_{1,i}$	spacing of the sheathing-to-framing fasteners on the i -numbered side of the framing
$a_{1,m}$	spacing on circle
$a_{1,s}$	staggered spacing parallel to grain
$a_{2,c}$	unloaded distance perpendicular to grain
$a_{2,m}$	spacing between circles
$a_{2,s}$	staggered spacing perpendicular to grain
a_3	spacing from the end grain to nearest fastener parallel to grain
$a_{3,t/c}$	loaded/unloaded end distance parallel to grain
$a_{3,CG}$	end distance parallel to grain of the centre of gravity
a_4	edge distance perpendicular to grain
$a_{4,t/c}$	loaded/unloaded edge distance perpendicular to grain
$a_{4,CG}$	edge distance perpendicular to grain of the centre of gravity
a_{4c}	unloaded edge distance perpendicular to grain
$a_{\text{ef},2}$	effective spacing of the screws
a_{fat}	coefficient representing the type of fatigue action
a_i	distance between the centroid of the composite cross-section and the centroid of the i -numbered part of the cross-section
$a_{\text{net,rib}}$	clear distance between ribs
a_R	distance between restraints
$a_{R=1,h}$	baseline peak acceleration for a response factor of 1 at a harmonic frequency
$a_{\text{real},h}$	total real acceleration
$a_{\text{real},h,m}$	real acceleration responses in mode m
a_{rib}	spacing of ribs
a_{rms}	root mean square value of acceleration
a_z	distance between the centroid of the cross-section to the point of load application
$a_{z,B}$	lever arm of the bracing along z -axis

$a_{z,p}$	lever arm of load p along z -axis
$a_{z,y}$	distance from the centroid of the stiffened member to the bracing plan
b	width or load deformation parameter per tube per shear plane
$b_{A/B}$	width of member A/B
$b_{A,x/y}$	contact width in x - or y -direction
$b_{Ai/Bi}$	i -numbered width of member A/B
$b_{c,middle}$	width of the loaded area at the middle plane of the laminated timber deck
$b_{c,middle,x/y}$	width of the loaded area at the middle plane of the laminated timber deck in x - or y -direction
$b_{c,ef}$	effective width of the compressive/tensile zone
$b_{c,system}$	effective width depending on the type of connection between the components of the laminated timber deck
b_{CLT}	cross laminated timber member width
b_{con}	connector width
b_{crn}	staple crown width
$b_{c,90}$	contact area width perpendicular to grain
b_{DLW}	densified laminated wood dimension parallel to grain
b_{ef}	effective width
$b_{ef,i}$	i -numbered width of a dispersed load at mid height or effective width at an i -numbered side of a rib
$b_{ef,x/y}$	effective width in x - or y -direction
b_f	flange width
$b_{f,i}$	i -numbered flange width
$b_{f,c/t,ef}$	effective flange width of the compressive/tensile zone
$b_{f,ef}$	effective flange width
b_{fat}	coefficient representing the type of fatigue action
b'_i	i -numbered width of the load introduction at the bottom of a wall
b_i	i -numbered width of the load introduction or i -numbered clear distance between ribs or width of an i -numbered part of a cross-section
b_l	lamination width
b_{min}	minimum width
b_{mrt}	mortise width
b_{net}	net width
b_p	panel width
$b_{PMPF,0}$	punched metal plate width parallel to grain
b_r	plane reinforcement width
b_{rib}	rib width

b_{ten}	tenon width
b_{web}	web width
c	allowed geometrical deviation due to misalignment of punched metal plate fasteners or load deformation parameter per tube per shear plane
c_{lower}	exponent according to EN ISO 8970
d	diameter
d_1	inner thread diameter
$d_{1,2}$	inner secondary thread diameter
d_2	washer or secondary thread diameter
dA	segmental area of punched metal plate fastener
d_{con}	connector diameter
$d_{\text{con},1}$	centre hole diameter of the shear connector
d_{drill}	drill hole diameter
d_e	equivalent tensile stress diameter
d_{exp}	expanded diameter tube
d_{head}	head diameter
d_{hole}	hole diameter
$d_{\text{hole,max}}$	largest hole diameter
d_r	dowel-type reinforcement diameter
d_s	shank diameter
e	bow or equivalent bow imperfection or eccentricity
e_c	eccentricity of a load introduction in the compressive zone
e_{F_i}	eccentricity of i -numbered force
e_i	bow of a member corresponding to an i -numbered equivalent length
$e_{\text{twist},1}$	eccentricity of a member due to sway at the fork support
$e_{\text{twist},2}$	bow of a member due to twist
$e_{y/z}$	equivalent bow imperfection in y - or z -direction
$e_{y/z}^{\text{nl}}$	non-linear deflection in y - or z -direction
$e_{y/z,\text{inst,Quasi,SLS}}^{\text{nl}}$	non-linear deflection in y - or z -direction due to forces and moments arising from the serviceability limit state quasi-permanent load combination calculated using instantaneous modulus of elasticity and shear
$e_{y/z,\text{fin,Quasi,SLS}}^{\text{nl}}$	non-linear deflection in y - or z -direction due to forces and moments arising from the serviceability limit state quasi-permanent load combination calculated using final modulus of elasticity and shear
e_0	initial bow imperfection
$e_{0,y/z}$	initial bow imperfection in y - or z -direction
$e_{0+c,y/z}$	creep amplified bow imperfection in y - or z -direction

$f_{ax,k}$	characteristic withdrawal strength or parameter
$f_{a,\alpha,\beta,k,ref}$	characteristic reference anchorage strength per unit area of plate for angle α between x-direction and force and angle β between grain direction and force
$f_{a,\alpha,\beta,d}$	design anchorage strength per unit area of plate for angle α between x-direction and force and angle β between grain direction and force
$f_{a,\alpha,\beta,k}$	characteristic anchorage strength per unit area of plate for angle α between x-direction and force and angle β between grain direction and force
$f_{b,2,d}$	design bondline strength
$f_{b,2,k}$	characteristic bondline strength
$f_{c,head,k}$	characteristic compressive strength below head
$f_{c/t,p,\alpha,k}$	characteristic compressive/tensile strength per unit width of the plate for angle α
$f_{c,\alpha,d}$	design compressive strength at an angle α to the grain
$f_{c,0,d}$	design compressive strength parallel to grain
$f_{c,0,k}$	characteristic compressive strength parallel to grain
$f_{c,0,k,sat}$	characteristic compressive strength parallel to the grain in fully saturated condition
$f_{c,90,d}$	design compressive strength perpendicular to grain
$f_{c,90,edge,k}$	edgewise characteristic compressive strength perpendicular to grain
$f_{c,90,flat,k}$	flatwise characteristic compressive strength perpendicular to grain
$f_{c,90,flat,k,pine}$	flatwise characteristic compressive strength perpendicular to grain of pine
$f_{c,90,k}$	characteristic compressive strength perpendicular to grain
f_d	design strength property (stress-carrying capacity)
$f_{fat,d}$	design fatigue strength
$f_{f,c/t,d}$	design flange compressive/tensile strength
f_h	harmonic forcing frequency
$f_{head,k}$	characteristic head pull-through strength or parameter
$f_{head,k}^{EN1383}$	characteristic head pull-through parameter according to EN 1383
$f_{head,0.95}$	95 th percentile head pull-through strength
$f_{h,k}$	characteristic embedment strength
$f_{h,i,k}$	characteristic embedment strength of interlayer between timber members 1 and 2
$f_{h,\alpha,k}$	characteristic embedment strength at an angle α
$f_{h,\alpha,\beta,k}$	characteristic embedment strength at an angle α and β
$f_{h,\beta,\varepsilon,k}$	characteristic embedment strength at an angle β and ε
$f_{h,\varepsilon,k}$	characteristic embedment strength at an angle ε
$f_{h,0,k}$	characteristic embedment strength of the timber parallel to grain
$f_{h,1,k}$	characteristic embedment strength of timber member 1
$f_{h,1/2,k}$	characteristic embedment strength of timber member 1 or 2
f_k	characteristic strength property

$f_{m,d}$	design bending strength
$f_{m,edge,k}$	edgewise characteristic bending strength
$f_{m,k}$	characteristic bending strength
$f_{m,l,d}$	design bending strength of lamination
$f_{m,y/z,d}$	design bending strength about y - or z -axis
$f_{m,y/z,k}$	characteristic bending strength about y - or z -axis
$f_{m,0,d}$	design bending strength parallel to grain
$f_{m,0,edge,k}$	edgewise characteristic design bending strength parallel to grain
$f_{m,0,flat,k}$	flatwise characteristic design bending strength parallel to grain
$f_{m,0,k}$	characteristic bending strength parallel to grain
$f_{m,90,d}$	design bending strength perpendicular to grain
$f_{m,90,flat,k}$	flatwise characteristic bending strength perpendicular to grain
$f_{m,90,k}$	characteristic bending strength perpendicular to grain
$f_{n,m}$	natural frequency of mode m
$f_{n,p,\alpha,k}$	characteristic normal strength per unit width of the plate for an angle α
$f_{p,v,d}$	design shear strength of the sheathing panel
$f_{p,c,\alpha,d}$	design compressive strength of the sheathing panel for an angle α
$f_{p,t,\alpha,d}$	design tensile strength of the sheathing panel for an angle α
$f_{p,t,\alpha,k}$	characteristic tensile strength of the sheathing panel for an angle α
$f_{p,v,k}$	characteristic shear strength of the sheathing panel
$f_{r,d}$	design rolling shear strength
$f_{r,k}$	characteristic rolling shear strength
$f_{s,d}$	design shear strength of the sheathing-to-framing fasteners per unit length
$f_{s,d,i}$	design shear strength of sheathing-to-framing fasteners of the i -numbered sheathing layer per unit length
$f_{t,d}$	design tensile strength
$f_{tens,d}$	design tension capacity
$f_{t,k}$	characteristic tensile strength
$f_{tor,node,d}$	design torsional shear strength of bondlines between laminations of adjacent orthogonal layers
$f_{tor,node,k}$	characteristic torsional shear strength of bondlines between laminations of adjacent orthogonal layers
$f_{t,0,k}$	characteristic tensile strength parallel to grain
$f_{t,0,d}$	design tensile strength parallel to grain
$f_{t,90,d}$	design tensile strength perpendicular to grain
$f_{t,90,edge,k}$	edgewise characteristic tensile strength perpendicular to grain
$f_{t,90,k}$	characteristic tensile strength perpendicular to grain

$f_{u,k}$	characteristic tensile strength of dowel-type fasteners
$f_{u,min}$	minimum wire strength
$f_{u,0.95}$	95 th percentile of tensile strength
$f_{v,d}$	design shear strength
$f_{v,k}$	characteristic shear strength
$f_{v,k,ref}$	characteristic reference shear strength
$f_{v,l,d}$	design shear strength of lamination
$f_{v,p,0,k}$	characteristic shear strength per unit width of the plate in the <i>x</i> -direction
$f_{v,p,90,k}$	characteristic shear strength per unit width of the plate in the <i>y</i> -direction
$f_{v,xy,k}$	characteristic shear strength perpendicular to plane loading
$f_{v,y/z,d}$	design shear strength in <i>y</i> - or <i>z</i> -direction
$f_{v,0,d}$	design shear strength parallel to grain
$f_{v,0,edge,k}$	edgewise characteristic shear strength parallel to grain
$f_{v,0,flat,k}$	flatwise characteristic shear strength parallel to grain
$f_{v,90,d}$	design rolling shear strength
$f_{v,90,edge,k}$	edgewise characteristic shear strength perpendicular to grain
$f_{v,90,flat,k}$	flatwise characteristic shear strength perpendicular to grain
f_w	walking frequency
$f_{w,c/t,d}$	design compressive/tensile bending strength of web
$f_{w,d}$	design withdrawal strength
$f_{w,k}$	characteristic withdrawal strength
$f_{w,k,ref}$	characteristic reference withdrawal strength
$f_{w,0.95}$	95 th percentile of withdrawal strength
f_y	nominal yield strength
$f_{y,d}$	design yield strength
$f_{y,k}$	characteristic yield strength
$f_{y,mean}$	mean yield strength
$f_{y,0.95}$	95 th percentile of yield strength
f_1	fundamental frequency
$f_{1,beam,i}$	fundamental frequency of the supporting beam on <i>i</i> -named side span end
$f_{1,lim}$	fundamental frequency limit
$f_{1,rigid}$	fundamental frequency on rigid supports
h	height or depth
$h_{A/B}$	height of the member <i>A/B</i>
$h_{Ai/Bi}$	<i>i</i> -numbered height of the member <i>A/B</i>
h_{ap}	apex height

h_{CLT}	cross laminated timber member height
h_{DLW}	densified laminated wood dimension perpendicular to grain
h_e	distance from loaded edge to the location where the full connection force is transmitted
$h_{e,A/B}$	distance from loaded edge to the location where the full connection force is transmitted in member A/B
$h_{e,\text{net}}$	distance from loaded edge to the location where the full connection force is transmitted reduced by the allowed geometrical deviation due to misalignment
h_{ef}	effective height or depth
h_{eq}	equivalent depth
h_f	flange depth
$h_{f,c/t}$	flange depth in the compressive/tensile zone
$h_{f,c/t,\text{ef}}$	effective flange depth in the compressive/tensile zone
h_{hole}	hole height
h_i	i -numbered height or depth
h_{i-1}	($i-1$) numbered height
$h_{l,\text{bj}}$	height of laminations in a butt-joint
h_o	height of opening
$h_{o,i}$	height of i -numbered opening
h_p	sheathing panel height
h_{pi}	sheathing panel height with i -numbered free edges
$h_{r,\text{ef}}$	effective reinforcement depth
h_{raf}	rafter depth
h_{red}	reduced depth
h_{ref}	reference depth
$h_{\text{ref,flat}}$	reference height for flatwise bending
h_{res}	residual depth
h_{rib}	rib height
h_{rl}	residual depth at the lower edge
h_{rp}	plane reinforcement height
h_{ru}	residual depth at the upper edge
h_s	member depth at support
h_{ten}	tenon depth
h_{web}	clear distance between flanges
i	notch inclination or polar radius of gyration
i_{bow}	global equivalent bow imperfection
i_{sway}	global equivalent sway imperfection

i_{twist}	twist imperfection
k	kink point or stiffness per metre
k_{bj}	butt-joint factor
k_{br}	increase factor for spacings in brittle failure calculation
k_c	reduction factor accounting for stability effects due to compressive stresses
$k_{c,90}$	stress spreading factor
$k_{c,90,\text{CLT}}$	stress spreading factor for cross laminated timber
$k_{c,y/z}$	reduction factor accounting for stability effects about the y- or z- axis due to compressive stresses
k_{comb}	sheathing combination factor
$k_{\text{con},0}$	factor for the number of columns of fasteners parallel to the grain within a connection
$k_{\text{con},90}$	factor for the number of columns of fasteners perpendicular to the grain within a connection
k_{couple}	factor for the reduced lever arm between stabilizing forces
k_{def}	creep deformation factor
$k_{\text{def},i}$	creep deformation factor for i -numbered wood-based material
k_{dens}	reference density factor
k_{diam}	factor for the stress distribution and the location of crack onset
k_{dis}	factor accounting for effects of the stress distribution in the apex zone
k_{DLF}	dynamic load factor
k_{dyn}	dynamic amplification factor
$k_{e,2}$	frequency factor for the transverse floor stiffness
k_{E90}	transverse system modulus of elasticity factor
k_{ecc}	factor for the eccentric position of a load
$k_{\text{ecc},b}$	factor for the eccentric position of a load for the braced member
$k_{\text{ecc},I/III}$	factor for the effect of an eccentricity on the transfer of shear stresses for the first and third quadrant
k_{fat}	fatigue reduction factor
k_{fb}	factor for the influence of boundary conditions
k_G	fracture parameter
k_{G05}	adjustment factor for the shear modulus
k_{G90}	transverse system shear modulus factor
k_h	depth modification factor
k_H	factor for the influence of the end-grain wood
$k_{h,\text{max}}$	maximum depth modification factor
$k_{h,v}$	depth modification factor for shear strength
k_i	i -numbered modification factor

k_{imp}	factor for higher modes in the transient response
k_k	factor for non-uniform distribution of stresses in the plane reinforcement
k_{ka}	factor for the distribution of tensile stresses perpendicular to grain along the beam axis
k_l	length modification factor
$k_{l,\text{ap}}$	factor for increased bending stresses in the apex zone
$k_{l,\text{max}}$	maximum length modification factor
k_m	reduction factor accounting for stability effects due to bending stresses
$k_{m,\alpha}$	factor for a stress combination at the tapered edge
k_{mat}	factor for the material behaviour or material parameter for the number of laminations or reduction factor for the distance of the punched metal plate fastener connection from either end of a member
k_{mod}	strength modification factor for the effect of load duration and moisture content
$k_{\text{mod},i}$	strength modification factor for the effect of load duration and moisture content for i -numbered wood-based material
$k_{\text{mod,sat}}$	strength modification factor for the effect of load duration and moisture content in fully saturated condition
k_n	material constant factor
$k_{n,1}$	splitting capacity modification factor
$k_{p,\text{ap}}$	factor for effects of tensile stresses perpendicular to grain resulting from a deviation of bending stresses in an apex zone
$k_{p,c}$	factor for buckling of a panel in compression
$k_{p,\text{model}}$	model factor for the sheathing panel capacity
$k_{p,v}$	factor for buckling of a panel in shear
k_{pl}	sheathing interaction factor for the plastic behaviour of sheathing-to-framing fasteners
k_{pos}	factor accounting for a timber member position
k_q	load position factor
k_r	strength reduction factor for the effects of bending of laminations during production
$k_{r,\text{pu}}$	factor for non-linear behaviour and the strength combination
k_{rad}	factor for the effect of the corner radius on the shear stress
$k_{r,\text{red}}$	load-carrying resistance reduction factor accounting for a reduced spacing of shear connectors
k_{red}	reduction factor for the low probability of having the lowest strength over the width at the point of the maximum stress or reduction factor accounting for the fact that the exciting source is usually at same distance from the person sensing the vibration or reduction factor to account for the uneven shear stress distribution over the length of the bondline parallel to grain
$k_{\text{red,b}}$	factor for reduced width
k_{res}	factor accounting for higher modes of vibrations

$k_{rp,1}$	rope effect factor
$k_{rp,2}$	rope effect factor limitation
$k_{s,red}$	shear connector spacing reduction factor
k_{screw}	factor for the characteristic withdrawal strength
k_{shape}	factor for the effect of the shape
$k_{sigx/sigy}$	factor for the calculation of forces acting in the x - or y -direction of punched metal plate fasteners
k_{sim}	probability factor for constellations of identical imperfections
$k_{SLS,ref}$	mean stiffness or slip modulus for serviceability limit state verifications per metre
$k_{SLS,rot}$	mean rotational slip modulus for serviceability limit state verifications per metre
$k_{SLS,rot,ref}$	mean reference rotational slip modulus for serviceability limit state verifications per metre
k_{space}	factor for the possibility of placing up to 3 circular holes at closer spacing
k_{sys}	system strength factor
k_t	increase factor for tension
k_v	adjustment factor for shear strength or plate steel property constant
$k_{v,n}$	factor for the effect of a notch
$k_{v,y/z}$	adjustment factor for shear strength in y - or z -direction
k_{var}	factor for effects of service conditions
k_{vol}	factor for the volume effect
k_w	modification factor for width of punched metal plate fastener
k_z	coefficient determined by the tenon geometry
$k_{\alpha/\beta}$	factors for the notch geometry
k_ρ	reference density exponent in the determination of a withdrawal strength
k_τ	factor for increased shear stresses or shear distribution factor for sheathing interaction
$k_{\tau,c/t}$	factor for the effect of compressive/tensile stresses perpendicular to grain on the shear strength
k_{90}	factor for the calculation of the characteristic embedment strength
l	length or span
l_i	i -numbered length
$l_{1,bot/top}$	partial length of the tensile zone at the bottom/top of a wall
$l_{2,bot}$	partial length of the shear zone at the bottom of the wall
l_A	length between support and edge of the hole
$l_{a,1/2}$	screw length on i -numbered side of the axis of the decisive layer
l_c	distance between the centre of rotation and the end of the wall or distance between sections where lateral deflection of the compressive flange is prevented
$l_{c,ef}$	effective length for flexural buckling

$l_{c,y/z,ef}$	effective length for flexural buckling about y- or z-axis
l_{can}	distance between load and bondline
$l_{c,90}$	contact area length
l_D	bracing diagonal length
l_{drill}	drill hole length
l_e	clear spacing parallel to grain between the end of the member and the contact area
l_{ef}	effective spreading length or effective penetration length of the threaded part of a screw
$l_{ef,1}$	effective contact length parallel to grain in the plane defined by the contact area
$l_{ef,2}$	effective distribution length parallel to grain in the plane defined by the screw or rod tips
l_G	overall length parallel to grain of a group of holes
l_g	profiled/threaded length
$l_{g,2}$	secondary thread length
l_{g1}	length of the second profiled part
l_h	embedment depth
l_{head}	length of a screw head without fully developed thread
l_{hole}	hole length
l_i	length of a shear wall at i^{th} storey
l_j	j -numbered panel length
$l_{m,ef}$	effective length for lateral torsional buckling
$l_{MB,ef}$	effective length of the restraint accounting for the increasing normal force along the length
l_{nb}	not bonded length
l_o	maximum opening length
$l_{o,i}$	i -numbered opening length
l_p	point length or sheathing panel length
$l_{p,j}$	j -numbered varying panel width
$l_{p,std}$	standard sheathing panel length
$l_{p1/2}$	length of the sheathing or fitting panel with one or two free edges
l_{per}	perimeter length of the sheathing panels
$l_{per,i}$	perimeter lengths of sheathing panels fixed to i -numbered side of the framing
$l_{per,j}$	j -numbered varying panel width
l_r	reinforced length
$l_{r,l/u}$	reinforced length above/below the axis prone to splitting
l_{ref}	reference length
l_s	clear spacing parallel to grain between a contact area and a concentrated load

$l_{s,w}$	length of the punched metal plate fastener along the connection line reduced, where applicable, by an edge distance of 5 mm
l_{screw}	screw length
$l_{t,90}$	distribution length for tensile stresses perpendicular to grain
$l_{t,90,M}$	distribution length for tensile stresses perpendicular to grain from the transfer of bending stresses
$l_{t,90,M,I/III}$	distribution length for tensile stresses perpendicular to grain from the transfer of bending stresses in the first and third quadrant
$l_{t,90,V}$	distribution length for tensile stresses perpendicular to grain from the transfer of shear stresses
$l_{t,90,V,I/III}$	distribution length for tensile stresses perpendicular to grain from the transfer of shear stresses in the first and third quadrant
l_{ten}	tenon length
$l_{\text{ten,ef}}$	effective tenon length
l_v	clear spacing parallel to grain between the edge of a support and a concentrated load or distance between the end of a beam and the nearest edge of a hole
$l_{v,1/2}$	end grain distance for single/double step connection
$l_{v,\text{ef}}$	effective shear length parallel to grain
l_w	withdrawal length
$l_{w,i}$	withdrawal length in i -numbered member
$l_{w,\text{ef}}$	effective withdrawal length
l_z	spacing parallel to grain between holes
m	mass or number
mc	average yearly moisture content
m_{plate}	plate bending moment
$m_{\text{plate,max}}$	maximum plate bending moment
m_w	walker weight
n	number
n_0	number of fasteners parallel to grain
$n_{1/2}$	number of inner/outer timber members
n_{90}	number of fasteners perpendicular to grain
n_{con}	number of shear connector units in a connection
n_{ef}	effective number of fasteners
n_f	number of dowel-type fasteners in a hanger joint
$n_{f,B}$	number of fasteners in the connections of the restraint members to a bracing
$n_{f,C}$	number of fasteners in the connections of the stiffened member to restraints
$n_{f,D}$	number of fasteners in the connections at each end of the diagonals of a bracing
$n_{f,h}$	number of rows of fasteners along a height

$n_{f,l,mean}$	average number of rows of fasteners along a sheathing panel length
$n_{f,l,p}$	number of rows of fasteners along the sheathing panel length
n_h	number of the harmonic
$n_{l,bj}$	number of laminations between two adjacent butt joints
n_{min}	minimum number of fasteners
n_{obs}	number of constant amplitude stress cycles per year
n_p	number of penetrated layers
$n_{p,h}$	number of consecutive sheathing panels along a height
$n_{p,l}$	number of consecutive sheathing panels along a length
n_{perp}	number of screw lines perpendicular to the direction of the considered load transfer
n_r	number of reinforcing elements
n_R	number of intermediate restraints
$n_{R,sp}$	number of restraining springs (excluding end restraints)
n_v	number of wall base connections with respect to horizontal translation
p	load or exponent accounting for the probabilistic effects on combined bending and compressive strength of the cross-section
pH	pH-value of wood species
q	force
q_i	i -numbered concentrated load at the top of a wall
q'_i	i -numbered concentrated load at the bottom of a wall
q_{Ed}	design action/distributed load
q_z	distributed load in z-direction
r	radius or distance from the centre of gravity of the effective plate area to the segmental plate area
r_{in}	inner radius
s	size effect parameter or spacing
$s_{0,d}$	design shear stress on sheathing-to-framing fasteners per unit length acting parallel to the ribs
$s_{0,d,1}$	design shear stress on sheathing-to-framing fasteners per unit length acting parallel to the ribs in the tension zone
$s_{0,d,2}$	design shear stress on sheathing-to-framing fasteners per unit length acting parallel to the ribs in the shear zone
s_1	spacing of fasteners between cross-section 1 and 2
s_2	spacing of fasteners between cross-section 2 and 3
$s_{90,d}$	design shear stress on sheathing-to-framing fasteners per unit length acting perpendicular to the ribs
$s_{90,d,1}$	design shear stress on sheathing-to-framing fasteners per unit length acting perpendicular to the ribs in the tension zone

$s_{90,\min}$	minimum vertical shear capacity on the sheathing-to-framing fasteners per unit length acting perpendicular to the ribs in the tension zone
$s_{a,j}$	distance of the j^{th} mechanical anchor from the shear wall edge
s_B	bracing truss width
s_{ef}	effective spacing
s_i	spacings between connectors for $i = 1$ and $i = 3$
$s_{\text{m,flat}}$	size effect parameter for flatwise bending
s_{\max}	maximum spacing
s_{\min}	minimum spacing
$s_{\text{res,d}}$	resulting design shear stress on the sheathing-to-framing fasteners per unit length
s_t	size effect parameter for tension
$s_{v,\text{flat}}$	size effect parameter for flatwise shear
t	thickness or notch length or time
t_b	bondline thickness
t_{CLT}	cross laminated timber member thickness
t_{ef}	effective thickness
$t_{\text{ef,el}}$	elastic effective thickness
$t_{\text{ef,el},2}$	remaining elastic effective thickness
$t_{\text{ef,pl}}$	plastic effective thickness
$t_{\text{ef,ps}}$	effective thickness of failure planes for partially penetrated timber members
t_h	embedment depth
$t_{h,1/2/3}$	embedment depth in member 1 or 2 or 3
$t_{h,i}$	embedment depth in interlayer
$t_{h,pl}$	plastic penetration length
$t_{h,\text{req}}$	required minimum embedment depth of timber members
$t_{h,1/2,\text{req}}$	required minimum embedment depths in member 1 or 2
t_{h2-1}	embedment depth in member 2 on member 1 side
t_{h2-3}	embedment depth in member 2 on member 3 side
t_{h3}	embedment depth in member 3
t_i	interlayer thickness
t_i	thickness of or embedment depth in i -numbered member
t_l	lamination thickness
$t_{l,\max}$	maximum lamination thickness
$t_{l,\min}$	minimum lamination thickness
t_{layer}	layer thickness
t_{\min}	minimum thickness

t_p	sheathing panel or steel plate thickness
$t_{p,i}$	thickness of sheathing panel fixed to the i -numbered side of a framing
t_r	plane reinforcement thickness
t_s	washer thickness
t_v	notch depth
$t_{v1/2}$	front/rear notch depth of a single or double-step connection
$t_{w,1}$	withdrawal thickness
$t_{x/y}$	sum of layer thicknesses in x - or y -direction
$t_{x/y,i}$	i -numbered layer thickness in x - or y -direction
$t_{z,i}$	total thickness of the vertical layers for CLT or the overall thickness for GLVL-C shear walls used at the i^{th} storey
$u_{\theta,i}$	storey lateral displacement due to the rotation at the top of ($i-1$)-numbered shear wall underneath
u	deformation
$u_{A,i}$	inter-storey lateral displacement due to the rigid body sliding of the wall
$u_{B,i}$	inter-storey lateral displacement due to the in-plane bending deformation
$u_{B,V,i}$	inter-storey lateral displacement contribution of the in-plane bending deformation due to the lateral force $V_{i,\text{Ed}}$
$u_{C,i}$	inter-storey lateral displacement from the deformation of the bottom rail perpendicular to the grain in light frame timber walls
$u_{C,i-1}$	storey lateral displacement due to the rocking kinematic mode of the shear wall at the ($i-1$) th storey
u_i	inter-storey lateral displacement
u_{inst}	overall in-plane displacement
$u_{\text{inst},C}$	displacement from the deformation of the bottom rail perpendicular to grain
$u_{\text{inst},G}$	displacement from the sheathing panel shear deformation
$u_{\text{inst},\text{KSLS},0}$	displacement from the deformation of the sheathing-to-framing connection parallel to the primary ribs
$u_{\text{inst},\text{KSLS},90}$	displacement from the deformation of the sheathing-to-framing connection perpendicular to the primary ribs
$u_{\text{inst},M}$	displacement from the elongation in a wall anchorage system (rigid body rotation)
$u_{\text{inst},N}$	displacement from the axial deformation of the framing
$u_{\text{inst},V}$	displacement from the rigid body translation
$u_{N,i}$	inter-storey lateral displacement from the deformation of the fasteners connecting sheathing to frame in light frame timber walls
$u_{R,1}$	storey lateral displacement due to the rocking kinematic mode of the shear wall
$u_{R,i}$	inter-storey lateral displacement due to the rocking kinematic mode of the shear wall
$u_{R,i-1}$	storey lateral displacement rotation contribution due to the rocking of the shear wall at the ($i-1$) th storey

$u_{S,1}$	storey lateral displacement due to the panel shear deformation
$u_{S,i}$	inter-storey lateral displacement due to the in-plane shear deformation
$u_{\text{sum},j}$	total lateral displacement of a shear wall at the top of the j^{th} storey
$u_{y/z,\text{nl,lim}}$	maximum non-linear deformation in y - or z -direction
$u_{y/z,\text{1st,lim}}$	maximum 1st order deformation in y - or z -direction
$u_{z,A}$	vertical elongation of the wall anchorage system
v	deformation
$v(t)$	total velocity at time t
$v_{1,\text{peak}}$	peak velocity response for the fundamental mode
$v_m(t)$	velocity in each mode at time t
$v_{m,\text{peak}}$	peak velocity in each mode
v^{nl}	non-linear deflection
$v_{R=1}$	baseline velocity
V_{rms}	root mean square velocity response
$V_{\text{tot,peak}}$	total peak velocity response
w	deformation or steel plate width
w_0	precamber in the unloaded structural member
w_1	initial part of the deformation under permanent (including quasi-permanent) loads of the relevant combination of actions
$w_{1\text{kN}}$	maximum deflection due to a vertical static point load of 1 kN
w_2	long-term part of the deformation under permanent loads including the quasi-permanent part of variable actions
w_3	instantaneous deformation due to variable actions excluding their quasi-permanent part
$w_{\text{beam},1/2}$	deflection of the supporting beam 1 or 2 caused by a vertical static point load of 0,5 kN
w_{lim}	limit of maximum deflection due to a vertical static point load of 1 kN
$w_{\text{lim,max}}$	upper deflection limit
w_{max}	remaining total deformation accounting for precamber
w^{nl}	non-linear deflection
w_{pl}	effective punched metal plate fastener width
w_{rigid}	deflection of a floor between rigid supports caused by a vertical static point load of 1 kN
w_{SLS}	compressive deformation perpendicular to grain
$w_{\text{SLS},z}$	compressive deformation of the bottom rail perpendicular to grain
w_{sys}	deflection of a single span floor (including the effect of any supporting beams, shear and connections in composite structures) under the load induced by the floor mass m
w_{tot}	total deformation

x	distance parallel to grain from the line of action of the support reaction to the corner of the notch
Z_i	distance of the i -numbered fastener from the centre of rotation of the joist hanger
Z_{\max}	distance of the uppermost fastener from the centre of rotation of the joist hanger

Greek upper case letters

Δh	variation of depth or height
$\Delta_{\text{nl,lim}}$	upper limit for deflection share induced by geometrical non-linear amplification
ΔQ	bracing reaction force
Δw	relative deformation of member from rotation at edge of contact
$\Delta \omega_1$	variation of average moisture to calculate dimensional changes of section
$\Delta \omega_2$	moisture difference to estimate drying cracks in the zone of a member close its surface
$\Delta \omega_3$	moisture variation at surface
$\Delta_{y/z}$	deflection of bracing system
$\Delta_{1\text{st,lim}}$	maximum admissible deflection from first order analysis superimposing to initial imperfection e_0
Πk_i	product of applicable modification factors
$\Sigma F_{d,\text{accidental}}$	sum of accidental design forces
Σt_{pen}	sum of penetration depths
ϕ	sway or equivalent sway imperfection
ϕ_0	initial sway
$\phi_{c,y/z}$	intermediate parameter for the calculation of $k_{c,y/z}$
ϕ_m	intermediate parameter for the calculation of k_m
ϕ_s	sway at ridge kink point, including imperfection and deformation

Greek lower case letters

α	angle, ratio or factor
α_{ap}	angle of taper
$\alpha_{c,y/z}$	amplification factor for critical normal forces for y - or z -direction
α_{cl}	factor related to the clamping condition of fastener
α_m	amplification factor for critical bending moments
α_n	angle of a notch
β	ratio, factor or angle
$\beta_{c,y/z}$	imperfection factor for flexural buckling about y - or z -axis
β_m	bow imperfection factor for lateral torsional buckling
β_θ	twist imperfection factor for lateral torsional buckling
γ	angle

γ_i	factor for efficiency of mechanical connections in i -numbered part of cross-section
$\gamma_M, \gamma_{M1}, \gamma_{M2}$	partial factor for material property
$\gamma_{M,con}$	partial factor for connection
$\gamma_{M,fat}$	partial factor for fatigue resistance
$\gamma_{M,NA}$	partial factor in the National Annex
$\gamma_{M,s}$	partial factor for prestressing steel elements
$\gamma_{M,tim}$	partial factor for timber
γ_p	partial factor for prestressing forces
γ_R	partial factor for resistance
γ_0	plate steel property constant
δ	angle
$\delta_{y/z}$	Dischinger-coefficient taking into account the distribution of M_y or M_z
ε	(insertion) angle
$\varepsilon_{u,tim}$	failure strain of timber parallel to grain
ε_0	non-dimensional bow imperfection
ζ	modal damping ratio
η	parameter or factor
θ	angle
θ_{i-1}	rotation at top of the shear wall at $(i-1)^{th}$ storey
θ_{i-2}	rotation at top of the shear wall at $(i-2)^{th}$ storey
$\theta_{\text{inf},\text{Quasi,SLS}}^{\text{nl}}$	non-linear twist deformation from quasi-permanent load combination using final modulus of elasticity and shear
$\theta_{\text{inst},\text{Quasi,SLS}}^{\text{nl}}$	non-linear twist deformation from serviceability limit state quasi-permanent load combination using instantaneous modulus of elasticity and shear
$\theta_{\text{load},i}$	angle of load dispersion in i -numbered material
θ^{nl}	non-linear twist deformation
θ_{twist}	equivalent twist imperfection
$\theta_{\text{twist},1}$	equivalent sway imperfection at a fork support
$\theta_{\text{twist},2}$	equivalent rotation at midspan
θ_0	initial twist imperfection
θ_{0+e}	creep amplified twist imperfection
κ	shear correction factor
λ	slenderness ratio for a solid column
$\lambda_{c,y/z,\text{rel}}$	relative slenderness ratio for flexural buckling about y - or z -axis
λ_{ef}	effective slenderness ratio
$\lambda_{m,\text{rel}}$	relative slenderness ratio for lateral torsional buckling
λ_{tot}	total slenderness ratio

$\lambda_{z,\text{rel}}$	relative slenderness ratio about z-axis
λ_1	slenderness ratio for shaft
μ	friction coefficient
μ_B	notch depth ratio
$\mu_{e,m}$	mode shape at excitation point
μ_{res}	resonant build-up factor
$\mu_{r,m}$	mode shape at response point
μ_t	modification factor for plate moment in tension splices
μ_0	friction coefficient parallel to grain
μ_{90}	friction coefficient perpendicular to grain
μ_λ	value in the calculation of lattice columns with glued or nailed joints
v_2	deflection of compressive members
ρ_{dowel}	density of wooden dowel
ρ_k	characteristic density
$\rho_{k,\text{ref}}$	characteristic reference density
ρ_{mean}	mean density
$\rho_{\text{mean},i}$	mean density of i -numbered member
$\rho_{\text{mean,ref}}$	mean reference density
$\rho_{\text{SB,mean}}$	mean density of softboard
$\sigma_{c,0}$	compressive stress parallel to grain
$\sigma_{c,0,d}$	design compressive stress parallel to grain
$\sigma_{c,90,d}$	design compressive stress perpendicular to grain
$\sigma_{c,\alpha,d}$	design compressive stress at angle to grain
$\sigma_{d,\text{min/max}}$	design minimum/maximum fatigue stress
$\sigma_{f,c/t,d}$	axial compressive/tensile stress at extreme fibres of flange
$\sigma_{f,c/t,\text{max},d}$	design axial compressive/tensile stress at extreme fibres of flange
σ_i	axial stress in i -numbered part of cross-section
σ_m	bending stress
$\sigma_{m,0,d}$	design bending stress parallel to grain
$\sigma_{m,\text{crit}}$	critical bending stress
$\sigma_{m,d}$	design bending stress
$\sigma_{m,i}$	bending stress in i -numbered part of cross-section
$\sigma_{m,y}$	bending stress about y-axis
$\sigma_{m,y,\text{crit}}$	critical stress for bending about y-axis
$\sigma_{m,y/z,d}$	design bending stress about y- or z-axis
$\sigma_{m,\alpha,d}$	design bending stress at an angle to grain

$\sigma_{t,0}$	tensile stress parallel to grain
$\sigma_{t,0,d}$	design tensile stress parallel to grain
$\sigma_{t,90}$	tensile stress perpendicular to grain
$\sigma_{t,90,d}$	design tensile stress perpendicular to grain
$\sigma_{t,\alpha,d}$	design tensile stress at angle to grain
$\sigma_{\text{web},c/t,d}$	design compressive/tensile stress in web
$\sigma_{w,d}$	design withdrawal stress
$\sigma_{y/z,\text{crit}}$	critical stress for flexural buckling about y- or z-axis
τ	shear stress
τ_d	design shear stress
$\tau_{F,d}$	design anchorage stress imposed by force
$\tau_{M,d}$	design anchorage stress imposed by moment
τ_{\max}	maximum shear stress
$\tau_{\max,d}$	maximum design shear stress
$\tau_{\text{mean},d}$	uniformly distributed design shear stress
$\tau_{r,d}$	design rolling shear stress
$\tau_{\text{tor},d}$	design torsional stress
$\tau_{\text{tor,node},d}$	design torsional shear stress in bondlines between laminations of adjacent orthogonal layers
$\tau_{v,xy,d}$	design shear stress in-plane
$\tau_{y/z,d}$	design shear stress
$\tau_{2,\max}$	maximum shear stress in second part of the cross-section
φ	rotation or angle
$\varphi_{B,i}$	rotation due to panel bending deformation at the top of shear wall at i^{th} storey
$\varphi_{B,i-1}$	rotation due to panel bending deformation at the top of shear wall at $(i-1)^{\text{th}}$ storey
$\varphi_{C,i}$	rotation contribution due to compression perpendicular to grain of the shear wall at i^{th} storey
$\varphi_{C,i-1}$	rotation contribution due to compression perpendicular to grain of the shear wall at $(i-1)^{\text{th}}$ storey
$\varphi_{R,i}$	rotation contribution due to shear wall rocking at i^{th} storey
$\varphi_{R,i-1}$	rotation contribution due to shear wall rocking at $(i-1)^{\text{th}}$ storey
$\psi_{0,j}$	combination factor applied to an accompanying variable action
$\psi_{1,1}$	combination factor applied to the leading variable action to determine its frequent value
$\psi_{2,1}$	combination factor applied to the leading variable action to determine its quasi-permanent value
$\psi_{2,j}$	combination factor applied to an accompanying variable action to determine its quasi-permanent value

$\omega_{\text{low,mean}}$	lower limit of average moisture content
ω_{mean}	yearly average moisture content
$\omega_{\text{up,mean}}$	upper limit of average moisture content

3.2.2 Abbreviations

For the purposes of this document, the following abbreviations apply.

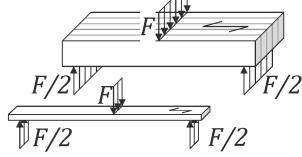
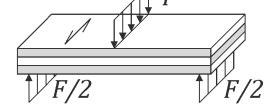
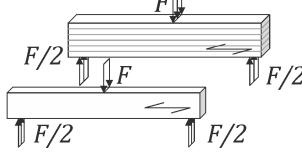
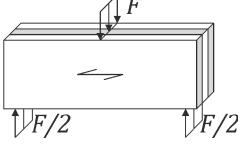
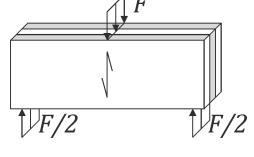
BGL	Block glued glulam
CC	Consequence class
CE	Atmospheric exposure class
CL	Cross layered timber
CLT	Cross laminated timber
CPB	Cement bonded particle board
CRC	Corrosion resistance class
DC	Durability class
DLW	Non-impregnated densified laminated wood
DoP	Declaration of Performance
EAD	European Assessment Document
FST	Structural finger jointed timber
GFB	Gypsum fibreboards
GL	Glued laminated timber
GLVL	Glued laminated veneer lumber
GLVL-C	Glued laminated veneer lumber with crossband veneers
GLVL-P	Glued laminated veneer lumber with parallel veneers
GPB	Gypsum plasterboards
GST	Glued solid timber
GYB	Gypsum-based
HB	Fibreboard, hard
hEN	Harmonized European Standard
LVL	Laminated veneer lumber
LVL-C	Laminated veneer lumber with crossband veneers
LVL-P	Laminated veneer lumber with parallel veneers
MB	Fibreboard, medium
MDF	Dry process fibreboard
OSB	Oriented strand board
PL	Parallel laminated timber
PMPF	Punched metal plate fastener
PW	Plywood
RPB	Resinoid-bonded particle board
SB	Softboard

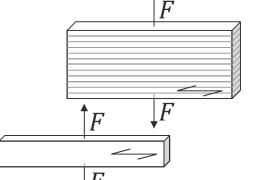
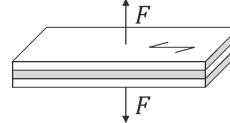
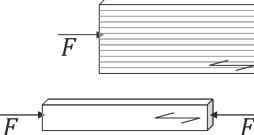
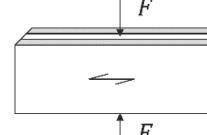
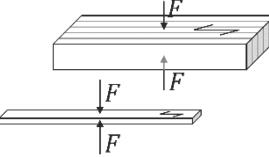
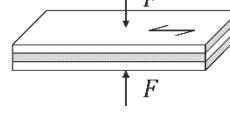
SC	Service class
SL	Structural lumber
SLS	Serviceability limit state
ST	Strength graded structural timber with rectangular cross-section
STB	Strand based
SWB	Solid wood based
SWP-C	Multi-layered solid wood panel
SWP-P	Single layered solid wood panel
TTC	Timber-timber-composite
ULS	Ultimate limit state
VB	Veneer-based
WFB	Wood-fibre-based
WPB	Wood-particle-based

3.2.3 Denomination of strengths, stiffnesses, densities, forces, moments, and stresses

The denominations of stresses, stiffnesses and densities may be taken from Table 3.1.

Table 3.1 — Symbols for strengths, moduli of elasticity and shear moduli ^{a, b}

Symbols usually used in EN 1995-1-1	Verification of gross cross-section e.g. parallel laminated timber (PL)	Verification of net cross-section e.g. cross laminated timber (CLT)	Verification of gross cross-section e.g. veneer based products (VB)	
f_m, s_m, flat^e		for the considered direction		
$f_v, f_r, s_v, \text{flat}^e$	f_m	f_m	$f_{m,0}$ or $f_{m,0,\text{flat}}^d$ with s_m, flat^e	$f_{m,90}$ or $f_{m,90,\text{flat}}^d$
E	E_0	E_0	$f_{r,0}$ or $f_{v,0,\text{flat}}^d$ with s_v, flat^e	$f_{r,90}$ or $f_{v,90,\text{flat}}^d$
G	G	G and G_r	$E_{m,0}$	$E_{m,90}$
f_m, s^d		for the considered direction		
f_v and/or $f_{\text{tor},\text{node}}$	f_m	$f_{m,\text{edge}}$	$f_{m,0,\text{edge}}$ with s^d or $f_{p,0}$	$f_{m,90,\text{edge}}$ or $f_{p,90}$
E	E_0	$f_{v,xy}$ and $f_{\text{tor},\text{node}}$	$f_{v,0,\text{edge}}$ or $f_{v,0}$	$f_{v,90,\text{edge}}$ or $f_{v,90}$
G, G_r	G	E_0	$E_{m,0}$ or $E_{p,0}$	$E_{m,90}$ or $E_{p,90}$
		G_{xy}	G_v or $G_{v,0}$	G_v or $G_{v,90}$

Symbols usually used in EN 1995-1-1	Verification of gross cross-section e.g. parallel laminated timber (PL)	Verification of net cross-section e.g. cross laminated timber (CLT)	Verification of gross cross-section e.g. veneer based products (VB)	
$f_{t,0}$ $E_{t,0}$	 $f_{t,0}$ $E_{t,0}$	for the considered direction $f_{t,0}$ $E_{t,0}$	 $f_{t,0}$ with s^d or s^f $E_{t,0}$	 $f_{t,90,\text{edge}}$ or $f_{t,90}$ $E_{t,90}$
$f_{t,90}$ E_{90}	 $f_{t,90}$ E_{90}	$f_{t,90}$ E_{90}	 $f_{t,90}$ or $f_{t,90,\text{flat}^d}$ E_{90}	
$f_{c,0}$ $E_{c,0}$	 $f_{c,0}$ $E_{c,0}$	for the considered direction $f_{c,0}$ $E_{c,0}$	 $f_{c,0}$ $E_{c,0}$	 $f_{c,90,\text{edge}^d}$ or $f_{c,90}$ $E_{c,90,\text{edge}^d}$ or $E_{c,90}$
$f_{c,90}$ E_{90}	 $f_{c,90}$ E_{90}	$f_{c,90}$ E_{90}	 $f_{c,90}$ or $f_{c,90,\text{flat}}$ E_{90} or $E_{90,\text{flat}}$	

a This table is based on symbols given in the different product standards.

b If alternative symbols are given in this table (indicated by "or"), they refer to different products or different directions. In the case of "and" both symbols are typically needed for one design situation.

c Layer properties for cross laminated timber (CLT), if any, are referring to the element's directions x and y. For the design with reference to the layers these indices are omitted (as not required). The properties refer to grain direction of the considered layer and symbols are in accordance with EN 338.

d For laminated veneer lumber (LVL).

e Only for glued laminated veneer lumber (GLVL).

f Only for hardwood glued laminated veneer lumber (GLVL).

4 Basis of design

4.1 General rules

4.1.1 Basic requirements

(1) The design of timber structures shall be in accordance with the general rules given in EN 1990 and the specific design provisions for timber structures given in this document.

NOTE The basic requirements regarding reliability, serviceability and durability of EN 1990 are deemed to be satisfied for timber structures when limit state design, in conjunction with the partial factor method using EN 1990 and EN 1991 for actions and their combinations and EN 1995 for resistances, rules for serviceability and durability, is applied.

4.1.2 Robustness

(1) The recommendations in EN 1990 regarding robustness shall be followed.

NOTE 1 Indicative design methods for providing enhanced robustness based on consequence class (CC) of the structure are given in EN 1990:2023, Table E.1.

NOTE 2 Further information about increasing the robustness of timber structures is given in Annex A.

NOTE 3 Designing for robustness is more related to the structural concept, redundancy, adequate choice of structural materials, and structural detailing than to complex analyses.

4.2 Principles of limit state design

4.2.1 Ultimate limit states (ULS)

(1) Ultimate limit states shall be verified in accordance with EN 1990:2023, 5.3 and EN 1990:2023, 8.3.

(2) The following ultimate limit states shall be verified, if relevant:

- failure of cross-sections, contact areas and members, see Clause 8;
- failure of members due to fatigue, see Clause 10;
- failure of connections, see Clause 11;
- failure of mechanically-jointed and glued webbed or flanged members, see Clause 12;
- failure of planar elements resisting diaphragm action, see Clause 13;
- failure of timber foundation piles, see Clause 14.

4.2.2 Serviceability limit states (SLS)

(1) Serviceability limit states shall be verified in accordance with EN 1990:2023, 5.4 and EN 1990:2023, 8.4.

(2) The verification of serviceability limit states should be based on criteria concerning:

- deformations, see 9.2;
- vibrations, see 9.3;
- in-plane deformations of framed walls, see 13.3.3;
- in-plane deformations of framed floors, see 13.4.5.

4.2.3 Structural models

(1) The structural models for the different limit states shall follow the requirements given 7.1(2).

4.3 Basic variables

4.3.1 Actions and environmental influences

4.3.1.1 General

(1) Actions to be used in the design of timber structures shall be taken from the relevant parts of the EN 1991 series and EN 1998 series, and combined in accordance with EN 1990.

(2) In special cases, project specific actions may be assigned, based on special conditions or activities not covered in the documents mentioned in 4.3.1.1(1).

NOTE 1 The relevant parts of EN 1991 and EN 1998 for use in design of timber structures include:

- prEN 1991-1-1 Actions on structures: Specific weight of materials, self-weight of construction works and imposed loads on buildings;
- prEN 1991-1-3 Actions on structures: Snow loads;
- prEN 1991-1-4 Actions on structures: Wind actions;
- prEN 1991-1-5 Actions on structures: Thermal actions;
- prEN 1991-1-6 Actions on structures: Actions during execution;
- prEN 1991-1-7 Actions on structures: Accidental actions;
- prEN 1998-1-1 Design of structures for earthquake resistance:General rules and seismic action;
- prEN 1998-1-2 Design of structures for earthquake resistance: Buildings;
- prEN 1998-3 Design of structures for earthquake resistance: Assessment and retrofitting of buildings and bridges.

NOTE 2 A self-weight of 5 kN/m³, which includes an allowance for the additional weight from common steel connections, is usually a conservative assumption for solid wood based products made of softwood.

4.3.1.2 Moisture content

(1) The effects of moisture content changes in the timber shall be considered. These effects include:

- actions due to restricted dimensional changes (internal stresses);
- shrinkage cracks.

NOTE 1 Moisture content changes in timber are caused, e.g. by changes in the surrounding air temperature and/or relative humidity, or by direct contact with water or materials containing moisture.

NOTE 2 A schematic representation of moisture content profile of a timber cross-section at high and low moisture content is shown in Figure 4.1.

NOTE 3 The effect of shrinkage cracks is implicitly included in the adjustment factor k_v specified in 8.1.11.1 and applied in verification of shear stresses.

(2) The effects of moisture content changes in the timber should be minimized. Before using it in construction, timber should be conditioned to the moisture content appropriate to the intended climatic conditions in the building during its utilization phase, unless the timber is able to desorb or absorb moisture without any detrimental effect on the load-carrying capacity or stiffness of the structure.

NOTE Measures to control moisture content changes during transport and erection are given in prEN 1995-3.

4.3.1.3 Load-duration classes

- (1) Actions shall be assigned to one of the load-duration classes given in Table 4.1 for ultimate and serviceability limit state verifications.
- (2) For a variable action, the appropriate load-duration class shall be determined based on an estimate of the typical duration of the effects of the action.

Table 4.1 — Load-duration classes and examples of load-duration assignment

Load-duration class	Order of accumulated duration of characteristic load	Examples of loading (NDP)
Permanent	more than 10 years	self-weight, prestress
Long-term	6 months – 10 years	storage
Medium-term	1 week – 6 months	imposed floor load, snow
Short-term	less than one week	snow, wind
Instantaneous	usually less than one minute	wind, impact, seismic action

NOTE 1 The load-duration classes are characterised by the effect of a constant load acting for a certain period during the design service life of the structure.

NOTE 2 Examples of loads in load-duration classes are given in Table 4.1 (NDP) unless the National Annex gives different examples.

4.3.1.4 Service classes (SC)

- (1) Structures or, where appropriate, parts of a structure or individual members shall be assigned to one of the service classes defined in Table 4.2.
- (2) For assigning strength values and for calculating deformations under defined environmental conditions, the upper limits of relative humidity for each service class in Table 4.2 should be used.
- (3) The yearly average relative humidity over a minimum ten-year period may be used to assign timber members to timber corrosivity categories for steel dowel-type fasteners and for steel connectors, in accordance with 6.3, using the yearly average relative humidity for each service class given in Table 4.2 and Figure 4.1.

Table 4.2 — Service classes (SC)

Relative humidity of surrounding air at a temperature of 20° C	Service class (SC)			
	1	2	3	4
Upper limit ^a (corresponding representative moisture content $\omega_{up,mean}$ of solid wood based products (SWB) ^{c,d})	65 % (12 %)	85 % (20 %)	95 % (24 %)	^b (saturated)
Yearly average ^e (corresponding representative moisture content ω_{mean} of solid wood based products (SWB) ^{c,d})	50 % (10 %)	75 % (16 %)	85 % (20 %)	^b (saturated)

NOTE 1 The moisture content in a member is dependent on, for example, the member section size, the building type, building use, location of the building, building climate control as well as on the seasonal external climate. The following are examples of members assigned to different service classes:

- SC 1: members inside insulated and heated buildings;
- SC 2: members under shelter (i.e. not exposed to rain), in non-insulated and unheated conditions;
- SC 3: members exposed to weather and with limited capacity for re-drying;
- SC 4: members submerged in soil or water (e.g. foundation piles and marine structures).

Information on assignment of structures to service classes in this NOTE can be given in the National Annex (NDP).

NOTE 2 In SC 1 the equilibrium moisture content in commonly used softwoods is usually in the range of 7 % – 10 %. A typical yearly variation of the average moisture content ($\Delta\omega_l$ of Figure 4.1) over a cross-section of approximately 50 mm width is in SC 1 about $\pm 2 \%$ and in SC 2 about $\pm 3 \%$.

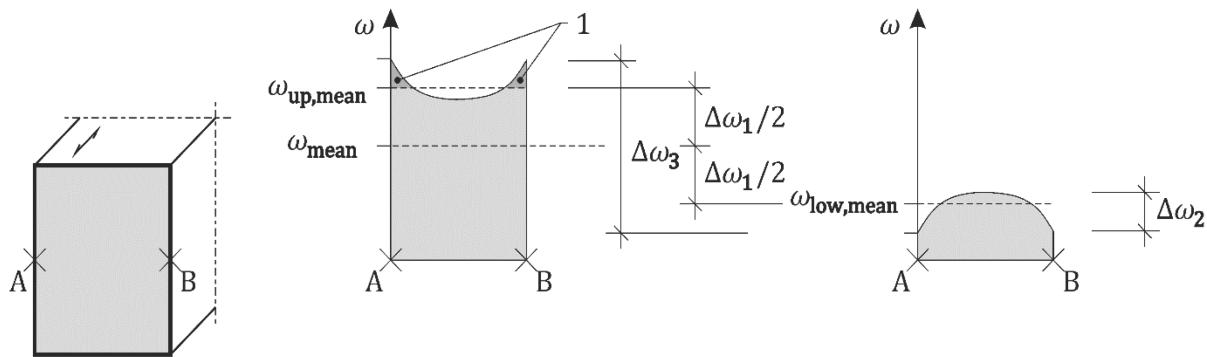
^a The upper limit of relative humidity and/or the upper limit of the average moisture content should not be exceeded for more than a period of a few consecutive weeks per year, see $\omega_{up,mean}$ in Figure 4.1.

^b The moisture content of members in SC 4 (mostly fully saturated) is affected by the surrounding element (e.g. soil or water).

^c For softwood structural timber of approximate 50 mm thickness at a temperature of 20 °C.

^d Moisture contents may not apply for laminated veneer lumber or wood-based panel products.

^e The yearly average relative humidity over a ten-year period is used to assign timber members to corrosivity categories for steel dowel-type fasteners, see ω_{mean} in Figure 4.1.

**a) Cross section****b) Moisture content at high relative humidity****c) Moisture content at low relative humidity****Key**

- $\omega_{\text{up,mean}}$ upper limit of average moisture content, which is used to calculate the strength and stiffness of members and connections
- ω_{mean} yearly average moisture content, which is used to assign timber members to corrosivity categories for steel dowel-type fasteners
- $\omega_{\text{low,mean}}$ lower limit of average moisture content
- $\Delta\omega_1$ variation of average moisture that may be used to calculate dimensional changes of the cross-section (in the case of unrestrained shrinkage)
- $\Delta\omega_2$ moisture difference that may be used to estimate drying cracks in the zone of the member close its surface
- $\Delta\omega_3$ moisture variation at the surface
- 1 upper limit of average moisture content may be exceeded for a few weeks per year

Figure 4.1 — Schematic representation of moisture content profile of a timber cross-section at high and low moisture content**4.3.2 Materials and product properties**

(1) Properties of structural construction products used in design according to this document shall be represented by characteristic values based on:

- this document;
- European technical product specification, see 3.1.21;
- other European or National standards or producer specifications that comply with the building regulations (regulations concerning construction works) applicable in the respective Member State.

NOTE According to EN 1990:2023, 6.2, characteristic values can be the 5th-percentile (when a low value of the material or product property is unfavourable), the 95th-percentile (when a high value of the material or product property is unfavourable), or the mean value (when the verification of a limit state is insensitive to the variability of the material property).

(2) When characteristic values of material or product properties are not specified in documents according to 4.3.2(1), their values should be chosen so that the target level of structural reliability is not compromised.

NOTE Target levels of structural reliability are specified in EN 1990:2023, Annex C with procedures for derivation of characteristic or design values being given in EN 1990:2023, Annex B.

4.3.3 Geometrical properties

(1) Geometrical data for cross-sections and systems may be taken as nominal values from European technical product specifications, see 3.1.21, or drawings for the execution.

NOTE Geometric imperfections are taken into account according to subclause 7.3.

(2) Geometrical properties shall be checked on site and it shall be ensured, that the geometric imperfections in the structure are smaller than the imperfections used in the design (see prEN 1995-3).

4.4 Stiffness values for structural analysis

(1) Unless the additional requirements of 4.4(2), (3) or (4) apply, internal forces for the verification of ultimate limit states of cross-sections, members and connections should be determined using the mean stiffness values E_{mean} , G_{mean} , and K_{ULS} .

(2) For second-order geometric linear elastic analyses of structures comprising a relatively small number of members, the stiffness values $E_{0,k}$, $G_{0,k}$, and K_{ULS} should be used.

(3) For some indeterminate structures with brittle failure modes, a sensitivity analysis of the distribution of internal forces to stiffness variability should be carried out.

(4) For structures comprising materials with differing time-dependent behaviour, separate structural analyses related to ultimate limit states should be carried out at the beginning and end of the structure's design service life using:

- mean stiffness values E_{mean} , G_{mean} and K_{ULS} for instantaneous, short-term and medium-term loading components;
- final mean stiffness values $E_{\text{mean,fin}}$, $G_{\text{mean,fin}}$ and $K_{\text{ULS,fin}}$ for long-term and permanent loading components.

(5) Structural analyses related to serviceability limit state verification of deformations should be carried out using the mean stiffness values E_{mean} , G_{mean} and K_{SLS} .

NOTE Within verifications of deformations according to 9.2.3, final mean stiffness values are also used.

(6) Structural analyses related to serviceability limit state verification of vibrations should be carried out using the mean stiffness values E_{mean} , G_{mean} and K_{SLS} .

(7) The final mean values of the modulus of elasticity $E_{\text{mean,fin}}$, the shear modulus $G_{\text{mean,fin}}$ and the slip modulus $K_{\text{SLS,fin}}$ for serviceability limit state verifications should be taken as follows:

$$E_{\text{mean,fin}} = \frac{E_{\text{mean}}}{1+k_{\text{def}}} \quad (4.1)$$

$$G_{\text{mean,fin}} = \frac{G_{\text{mean}}}{1+k_{\text{def}}} \quad (4.2)$$

$$K_{\text{SLS,fin}} = \frac{K_{\text{SLS}}}{1+k_{\text{def}}} \quad (4.3)$$

where

E_{mean} is the mean modulus of elasticity;

k_{def} is the factor for the evaluation of creep deformation accounting for the relevant service class;

G_{mean} is the mean shear modulus;

K_{SLS} is the mean slip modulus of a connection for structural analyses related to SLS verifications, see 11.3.7.

NOTE Final mean values of stiffness properties are nominal and not physical values and are used, e.g. to calculate the deformations due to the quasi-permanent part of the combination of actions in structures comprising materials with different time-dependent behaviour, see 9.2.3(2).

(8) The mean slip modulus of a connection for structural analyses related to ultimate limit state verifications K_{ULS} should be taken as follows:

$$K_{ULS} = \frac{K_{SLS}}{1,5} \quad (4.4)$$

where

K_{SLS} is the mean slip modulus of a connection for structural analyses related to SLS verifications, see 11.3.7.

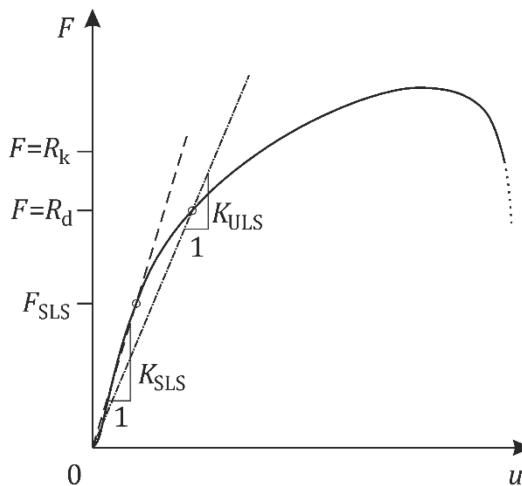
NOTE Figure 4.2 is a schematic representation of the load-deformation curve of a connection with laterally-loaded metal dowel-type fasteners. Figure 4.2 does not show the initial slip that can occur for connections with dowel-type fasteners. For non-linear analyses, see to load-deformation relationships of dissipative timber components given in prEN 1998-1-2:2023, Annex H.

(9) The final mean slip modulus of a connection for structural analyses related to ultimate limit state verifications $K_{ULS,fin}$ should be taken as follows:

$$K_{ULS,fin} = \frac{K_{SLS,fin}}{1,5} \quad (4.5)$$

where

$K_{SLS,fin}$ is the final mean slip modulus of a connection for structural analyses related to SLS verifications.



Key

F	load
u	deformation
R_k	characteristic resistance (load-carrying capacity)
R_d	design resistance (load-carrying capacity)
K_{SLS}	mean slip modulus for SLS verifications
K_{ULS}	mean slip modulus for ULS verifications
1	maximum load at serviceability limit state (SLS)

Figure 4.2 — Schematic representation of the load-deformation curve of a connection

4.5 Verification by the partial factor method**4.5.1 Design value of a material strength**

(1) The design strength property f_d (stress-carrying capacity) shall be taken as follows:

$$f_d = k_{\text{mod}} \prod k_i \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (4.6)$$

where

- k_{mod} is the modification factor accounting for the effect of the duration of load and moisture content, see 5.1.5;
- $\prod k_i$ is the product of applicable modification factors, in addition to k_{mod} ;
- f_k is the characteristic strength property of the material;
- γ_M is the partial factor for the material property.

NOTE 1 Values of partial factors for material properties γ_M are given in Tables 4.3, 4.4 and 4.5 (NDP) unless the National Annex gives different values.

NOTE 2 Additional applicable modification factors k_i include for example $k_{c,90}$, k_v , k_h , and k_{sys} .

NOTE 3 Some of the modification factors (e.g. k_{sys} or $k_{c,90}$) can be related to specific design situations and hence are not applicable systematically to the characteristic strength but rather to the design value of the strength property.

4.5.2 Design value of a resistance

(1) The design resistance R_d (load-carrying capacity) shall be taken as follows:

$$R_d = k_{\text{mod}} \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (4.7)$$

where

- k_{mod} is the modification factor accounting for the effect of the duration of load and moisture content, see 5.1.5;
- R_k is the characteristic resistance (load-carrying capacity);
- γ_R is the partial factor for resistance.

NOTE Values of partial factors for resistances γ_R are given in Tables 4.3, 4.4 and 4.5 (NDP) unless the National Annex gives different values.

Table 4.3 (NDP) — Partial factor γ_M for materials in fundamental design situations

Groups and Subgroups		Product			Abbreviation	Partial factor	
Solid wood based (SWB)		Strength graded structural timber with rectangular cross-section			ST	$\gamma_M = 1,3$	
					FST		
		Glued structural timber			GST		
					GL		
					BGL		
					SWP-P		
		Cross laminated timber			CLT		
					SWP-C		
		Laminated veneer lumber (LVL)			LVL-P	$\gamma_M = 1,25$	
					LVL-C		
					GLVL-P		
					GLVL-C		
					PW		
					DLW		
Strand based (STB)	PLY	Oriented strand board			OSB	$\gamma_M = 1,2$	
Wood-fibre-based (WFB)	Fibreboard, hard			HB		$\gamma_M = 1,3$	
	Fibreboard, medium			MB			
	Softboard			SB			
	Dry process fibreboard			MDF			
Wood-particle-based (WPB)	Resinoid-bonded particle board			RPB		$\gamma_M = 1,3$	
	Cement bonded particle board			CPB			
Gypsum-based (GYB)	Gypsum plasterboards			GPB		$\gamma_M = 1,3$	
	Gypsum fibreboards			GFB			

NOTE The partial factor $\gamma_{M,\text{fat}}$ is equal to γ_M for persistent and transient design situation unless the National Annex gives different values.

Table 4.4 (NDP) — Partial factors γ_M and γ_R for connections in fundamental design situations

Connection type	Partial factor
Connections with dowel-type fasteners and connectors	$\gamma_R = 1,3$
Bond-line failure	$\gamma_M = 1,3$
Steel design resistance based on an (semi-) empirical analysis with a ductile failure mode	$\gamma_{M1} = 1,1$
Steel design resistance of cross-sections in tension to fracture	$\gamma_{M2} = 1,25$

NOTE 1 The partial factor $\gamma_{R/M,fat}$ is equal to $\gamma_{R/M,i}$ for persistent and transient design situation unless the National Annex gives different values.

NOTE 2 Partial factors γ_M for connections with punched metal plate fasteners are given in Annex H, H.3.

NOTE 3 Partial factors for prestressing steel elements are given in Annex L, Table L.2.

Table 4.5 (NDP) — Partial factors γ_M and γ_R for accidental design situations

Material or connection type	Partial factor
All materials and connectors	$\gamma_M = \gamma_R = 1,0$

5 Materials

5.1 General

5.1.1 Overview of products for structural members

(1) Table 5.1 groups products and materials which may be used for the design according to this document.

Table 5.1 — Products and materials

No.	Groups and Subgroups	Product	EN	EAD ^a
1	Solid wood based (SWB) ^c	Structural lumber (SL) ^c	Strength graded structural timber with rectangular cross-section (ST) ^{b,c}	EN 14081-1
2			Structural finger jointed timber (FST) ^{c,d}	EN 15497
3		Parallel laminated timber (PL) ^c	Glued solid timber (GST) ^{c,d}	EN 14080
4			Glued laminated timber (GL) ^{c,d}	EN 14080
5			Block glued glulam (BGL) ^{c,d}	EN 14080
6			Single layered solid wood panel (SWP-P) ^{c,e}	EN 13986 in conjunction with EN 13353

No.	Groups and Subgroups	Product	EN	EAD ^a
7	Veneer-based (VB) ^c	Cross layered timber (CL) ^{c,d}	—	EAD 130005-00-0304
8		Multi-layered solid wood panel (SWP-C) ^{c,e}	EN 13986 in conjunction with EN 13353	—
9		Laminated veneer lumber (LVL) ^{c,e}	EN 14374	—
10		Laminated veneer lumber (LVL-P) ^{c,e}	EN 14374	—
11		Glued laminated veneer lumber (GLVL) ^{c,d}	—	EAD 130337-00-0304 EAD 130010-01-0304
12		GLVL with crossband veneers (GLVL-C) ^{c,d}	—	EAD 130010-01-0304 EAD 130337-00-0304
13		Plywood (PW) ^{c,e}	EN 13986 in conjunction with EN 636	—
14		Non-impregnated densified laminated wood (DLW) ^{c,e}	EN 61061-3-1	—
15	Strand based (STB) ^{c,e}	Oriented strand board (OSB) ^{c,e}	EN 13986 in conjunction with EN 300	EAD 140015-00-0304
17	Wood-fibre-based (WFB) ^{c,e}	Fibreboard, hard (HB) ^{c,e}	EN 13986 in conjunction with EN 622-2	—
18		Fibreboard, medium (MB) ^{c,e}	EN 13986 in conjunction with EN 622-3	—
19		Softboard (SB) ^{c,e}	EN 13986 in conjunction with EN 622-4	—
20		Dry process fibreboard (MDF) ^{c,e}	EN 13986 in conjunction with EN 622-5	—
21	Wood-particle-based (WPB) ^e	Resinoid-bonded particle board (RPB) ^{c,e}	EN 13986 in conjunction with EN 312	—
22		Cement bonded particle board (CPB) ^e	EN 13986 in conjunction with EN 634-2	—

No.	Groups and Subgroups	Product	EN	EAD ^a
23	Gypsum-based (GYB)	Gypsum plasterboards (GPB)	EN 520	—
24		Gypsum fibreboards (GFB)	EN 15283-2	—
25	Timber-Timber-Composite (TTC)	Composite wood-based beams and columns	—	EAD 130367-00-0304

^a The column has the status of an informative NOTE and is not exhaustive.
^b Circular cross-section in static application are currently not covered by a European Technical Product Specification.
^c Assigned to wood.
^d Assigned to wood based products.
^e Assigned to wood based panels.

5.1.2 Overview of fasteners and connectors

(1) Table 5.2 groups fasteners and connectors which may be used for the design according to this document.

Table 5.2 — Fasteners and connectors

No.	Group	Subgroup	Product	EN	EAD ^a
1	Metal dowel-type fasteners	Nail	Smooth shank nail	EN 14592	—
2			Ring shank nail		EAD 130287-00-0603
3		Staple	Staple		EAD 130019-00-0603
4		Dowel, bolt with nut	Dowel, bolt with nut		—
5		Screw	Lag screw		—
6			Self-drilling screw, self-tapping screw		EAD 130118-01-0603 EAD 130033-00-0603
7		Threaded rod	Rod with wood screw thread		EAD 130118-01-0603
8			Rod with metric thread	EN ISO 898-1, EN ISO 3506-1	—
9		Ribbed rods	—	EN 10080	—

No.	Group	Subgroup	Product	EN	EAD ^a
10	Expanded tube fasteners	—	Non-alloy steel tubes	EN 10255:2004+A1:2007, Table 2 – M (medium series)	—
11	Shear connectors	Single-sided shear connector	Shear plate connector, toothed-plate connector	EN 14545	—
12		Double-sided shear connector	Shear plate connector, ring connector, toothed-plate connector		
13	Punched metal plate fasteners	—	Punched metal plate fasteners	EN 14545	—
14	Connector plates	—	Nailing plate, strap tie, L strap tie, T strap tie	EN 14545	—
15	Metal 3D-connectors	—	Twist strap, angle bracket, joist hanger, hold-down device	—	EAD 130186-00-0603

^a The column has the status of an informative NOTE and is not exhaustive.

5.1.3 Strength and stiffness properties

(1) Strength and stiffness properties shall be in accordance with European technical product specifications.

NOTE Table 5.1 and Table 5.2 provide informative lists of European technical product specifications.

(2) The minimum set of properties given in Annex M is required to enable design according to this document.

5.1.4 Stress-strain and force-displacement relations

(1) Strength and stiffness properties of structural timber products should be based on a linear relation between stress and strain.

NOTE 1 Characteristic values of structural timber products are usually determined based on the assumption of a linear relation between stress and strain.

NOTE 2 Non-linear material behaviour of structural timber products is taken into account in some design situations that are considered in this document (e.g. compression parallel and perpendicular to grain).

5.1.5 Strength modification factors for service classes and load-duration classes

(1) The design value of both member strength properties and resistances of connections should be determined using the values of the modification factor k_{mod} given in Table 5.3.

(2) If a load combination includes actions belonging to different load-duration classes, the chosen k_{mod} should correspond to the action with the shortest duration.

EXAMPLE For a combination of permanent load and a short-term load, the value of k_{mod} is that corresponding to the short-term load.

- Entwurf -

(3) Where a connection with mechanical fasteners is constituted of two materials listed in Table 5.3 having different time-dependent behaviour, the design load-carrying capacity should be calculated using the modification factor accounting for the effect of the duration of load and moisture content k_{mod} as follows:

$$k_{\text{mod}} = \sqrt{k_{\text{mod},1} k_{\text{mod},2}} \quad (5.1)$$

where $k_{\text{mod},i}$ is the modification factors for the two wood-based materials.

Table 5.3 — Values of k_{mod}

Material	Service class	Load-duration of action				
		Permanent	Long-term	Medium-term	Short-term	Instantaneous
Structural timber (ST), Finger jointed timber (FST), Glued solid timber (GST), Glued-laminated timber (GL), Block glued glulam (BGL), Cross laminated timber (CLT), Solid wood panels (SWP-P, SWP-C), Laminated veneer lumber (LVL), Glued laminated veneer lumber (GLVL), Plywood (PW) ^a , Densified laminated wood (DLW)	1 and 2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Structural Timber (ST), Glued-laminated timber (GL), Laminated veneer lumber (LVL), Plywood (PW) ^a	3	0,55	0,60	0,70	0,80	1,00
Structural timber (ST)	4	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Oriented strand board (OSB)	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85
	OSB/3, OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90
		2	0,30	0,40	0,55	0,70
Fibreboard, hard (HB)	HB.LA, HB.HLA 1 or 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85
	HB.HLA 1 or 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60
Fibreboard, medium (MB)	MBH.LA 1 or 2, MBH.HLS 1 or 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80
	MBH.HLS 1 or 2	2	—	—	—	0,45
Fibreboard (MDF)	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80
	MDF.HLS	2	—	—	—	0,45
Softboard (SB)	SB.LS or SB.HLS	1	—	—	—	0,65
	SB.HLS	2	—	—	—	0,40
Cement bonded particleboard (CPB)		1	0,30	0,45	0,65	0,85
		2	0,20	0,30	0,45	0,60
Resinoid-bonded particle board (RPB)	Type 4, Type 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85
	Type 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60
	Type 6, Type 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90
	Type 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70
Gypsum plasterboard (GPB), Gypsum fibreboard (GFB)		1	0,20	0,40	0,60	0,80
		2	0,15	0,30	0,45	0,60
Connections with bonded-in rods		1	0,60	0,70	0,80	0,90
		2	0,50	0,55	0,65	0,70
						0,90

^a PW according to EN 636:2012+A1:2015, 3.1 in SC 1 only; PW according to EN 636:2012+A1:2015, 3.2 in SC 1 and SC 2 only.

5.1.6 Deformation modification factors for service classes

- (1) Deflections from permanent and quasi-permanent actions for single elements should be calculated using the values of the deformation factors k_{def} given in Table 5.4.
- (2) When calculating the deformation for single elements the values in Table 5.4 should be applied.
- (3) For mechanical connections comprising members having different time-dependent behaviour, the calculation of the final deformation should be made with the deformation factor k_{def} as follows:

$$k_{\text{def}} = 2 \sqrt{k_{\text{def},1} k_{\text{def},2}} \quad (5.2)$$

where

$k_{\text{def},i}$ is the deformation factors for the two wood-based materials.

Table 5.4 — Values of k_{def}

Material	Type of material or loading	Service class		
		1	2	3
Structural timber (ST) ^a		0,60	0,80	2,00 ^b
Structural finger-jointed timber (FST)		0,60	0,80	—
Glued laminated timber (GL and BGL)		0,60	0,80	2,00
Glued structural timber (GST)		0,60	0,80	—
Solid wood panel (SWP-P)		0,60	0,80	—
Cross laminated timber (CLT)		0,80	1,00	—
Solid wood panel (SWP-C)		0,80	1,00	—
Laminated veneer lumber with parallel veneers (LVL-P)		0,60	0,80	2,00
Glued laminated veneer lumber with parallel veneers (GLVL-P)		0,60	0,80	—
Laminated veneer lumber with crossband veneers (LVL-C)	except if subjected to flatwise bending or flatwise shear	0,60	0,80	2,00
	subjected to flatwise bending or flatwise shear	0,80	1,00	2,50
Glued laminated veneer lumber with crossband veneers (GLVL-C)	except if subjected to flatwise bending or flatwise shear	0,60	0,80	—
	subjected to flatwise bending or flatwise shear	0,80	1,00	—
Plywood (PW)		0,80	1,00	2,50
Densified laminated wood (DLW)		0,80	1,00	—
Oriented strand board (OSB)	OSB/2	2,25	—	—
	OSB/3, OSB/4	1,50	2,25	—
Resinoid-bonded particleboard (RPB)	Type 4	2,25	—	—
	Type 5	2,25	3,00	—
	Type 6	1,50	—	—
	Type 7	1,50	2,25	—
Fibreboard, hard (HB)	HB.LA	2,25	—	—
	HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	—
Fibreboard, medium (MB)	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	—	—
	MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	—
Dry process fibreboard (MDF)	MDF.LA	2,25	—	—
	MDF.HLS	2,25	3,00	—
Cement-bonded particleboard (CPB)		2,25	3,00	—
Gypsum fibreboard (GFB)		3,00	4,00	—
Gypsum plasterboard (GPB)		3,00	4,00	—

^a For structural timber members installed at or near their fibre saturation point that are likely to dry out under load, the values of k_{def} should be increased by 1,0.

^b Also applies to SC 4.

c PW according to EN 636:2012+A1:2015, 3.1 in SC 1 only; PW according to EN 636:2012+A1:2015, 3.2 in SC 1 and SC 2 only.

5.1.7 Shrinkage and swelling values

(1) Dimensional changes of structural lumber (SL) and parallel laminated timber (PL) under free-shrinkage or free-swelling conditions may be calculated using the values in Table 5.5, per 1 % change of average moisture content when below the fibre saturation point.

(2) Dimensional changes of other wood-based products (CLT, SWP-C, LVL, GLVL, PW, OSB, RPB, HB, MB, CPB) under free-shrinkage or free-swelling conditions may be calculated using the values in Table 5.6, per 1 % change of average moisture content.

NOTE Obstructed dimensional changes due to moisture content variations (shrinking or swelling) lead to internal stresses even if strains are small, see 4.3.1.2.

Table 5.5 — Free shrinkage and swelling values for structural lumber (SL) and parallel laminated timber (PL)

Material	Shrinkage/swelling value, in %, for an average difference of material moisture content of 1 %	
	Perpendicular to grain ^a	Parallel to grain
Structural lumber (SL) and parallel laminated timber (PL) made of softwood	0,25	0,01
Structural lumber (SL) and parallel laminated timber (PL) made of hardwood	0,28 – 0,45	0,01

^a Simplified value averaged from higher shrinkage/swelling value for tangential direction and lower value for radial direction.

Table 5.6 — Free shrinkage and swelling values for wood-based products (CLT, SWP-C, LVL, GLVL, PW, OSB, RPB, HB, MB, CPB)

Material	Shrinkage/swelling value, in %, for an average difference of material moisture content of 1 %	
	Perpendicular to plane of panel	In-plane of panel
Cross laminated timber (CLT) and solid wood panel (SWP-C)	0,24	0,02 – 0,04 ^a
Laminated veneer lumber without cross veneers (LVL-P), Glued laminated veneer lumber without cross veneers (GLVL-P)		
- parallel to grain	0,32; (0,45 ^b)	0,01
- perpendicular to grain (parallel to faces)		0,32; (0,40 ^b)
Laminated veneer lumber with cross veneers (LVL-C), Glued laminated veneer lumber with cross veneers (GLVL-C)		
- parallel to grain of outer veneers	0,32; (0,45 ^b)	0,01
- perpendicular to grain of outer veneers (parallel to faces)		0,03
Plywood (PW)	0,32	0,02

Material	Shrinkage/swelling value, in %, for an average difference of material moisture content of 1 %	
	Perpendicular to plane of panel	In-plane of panel
Oriented strand board (OSB), - types OSB/2 and OSB/3	0,70	0,03
- type OSB/4	0,50	0,015
Resinoid-bonded particleboard (RPB), fibreboard (HB + MB)	0,70	0,035
Cement-bonded particleboard (CPB)	0,05	0,03

^a Swelling and shrinkage values in-plane depend on the layup. For typical layups, the lower value refers to the x-direction and the higher to the y-direction.

^b Laminated veneer lumber (LVL) or Glued laminated veneer lumber (GLVL) from European beech wood.

5.2 Strength graded structural timber (ST) with rectangular cross-section and structural finger jointed timber (FST)

(1) The effect of member size or stressed volume on strength shall be considered.

NOTE The effect of member size or stressed volume is considered in the verifications of tensile strength perpendicular to grain, see 8.3, tensile strength parallel to grain, see 5.2(3), and bending strength, see 5.2(3), and shear strength, see 5.2(4).

(2) For ST or FST members the reference depth in bending or width (maximum cross-sectional dimension) in tension shall be 150 mm.

(3) For ST or FST members with a characteristic timber density $\rho_k \leq 700 \text{ kg/m}^3$ and depth in bending or width in tension of less than 150 mm the characteristic values for $f_{m,k}$ and $f_{t,0,k}$ may be increased by the depth modification factor k_h as follows:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2}; 1,3 \right\} \quad (5.3)$$

where h is the depth for bending members or width for tension members, in mm.

(4) The effect of size on shear strength is explicitly included in the depth modification factor for shear strength k_v given in 8.1.11.1(3). For the calculation of k_v the depth modification factor $k_{h,v}$ should be taken as follows:

$$k_{h,v} = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2}; 1,3 \right\} \geq 1,0 \quad (5.4)$$

where h is the depth of the member, in mm.

NOTE In bi-axial bending, different cross-section dimensions in y - and z -direction can lead to different values of $k_{h,v}$.

(5) For ST or FST members located in SC 1 conditions, the characteristic compressive strength parallel to grain $f_{c,0,k}$, declared in accordance with EN 14081-1 or EN 15497, may be multiplied by 1,2.

(6) For the 5th-percentile characteristic shear modulus $G_{0,k}$, unless otherwise stated, the value should be taken as follows:

$$G_{0,k} = k_{Gk} G_{\text{mean}} \quad (5.5)$$

with

$$k_{Gk} = \begin{cases} 0,67 & \text{for softwoods} \\ 0,83 & \text{for hardwoods} \end{cases} \quad (5.6)$$

where k_{Gk} is the adjustment factor for the shear modulus.

5.3 Glued solid timber (GST)

(1) The effect of member size or stressed volume on strength shall be considered.

NOTE The effect of member size or stressed volume is considered in the verification of tensile strength perpendicular to grain, see 8.3, tensile strength parallel to grain, see 5.3(2), bending strength, see 5.3(2), and shear strength, see 5.3(3).

(2) For depths in bending or widths (maximum cross-sectional dimension) in tension of GST less than 150 mm the characteristic values for $f_{m,k}$ and $f_{t,0,k}$ may be increased by the depth modification factor k_h as follows:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2}; 1,3 \right\} \quad (5.7)$$

where h is the depth for of bending members or width for tension members, in mm.

(3) The effect of size on shear strength is explicitly included in the adjustment factor for shear strength k_v given in 8.1.11.1(3). For the calculation of k_v the depth modification factor $k_{h,v}$ should be taken as follows:

$$k_{h,v} = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2}; 1,3 \right\} \geq 1,0 \quad (5.8)$$

where h is the depth of the member, in mm.

NOTE In bi-axial bending, different cross-section dimensions in y - and z -direction can lead to different values of $k_{h,v}$.

(4) For GST members located in SC 1 conditions, the characteristic compressive strength parallel to grain $f_{c,0,k}$, declared in accordance with EN 14080, may be multiplied by 1,2.

5.4 Glued laminated timber (GL)

(1) The effect of member size or stressed volume shall be considered.

NOTE 1 The effect of member size or stressed volume is considered in the verifications of tensile strength perpendicular to grain, see 8.3, bending strength, see 5.4(3) and shear strength, see 5.4(4).

NOTE 2 According to EN 14080:2013, 5.1.3 the product $E_{0,g,k} \cdot G_{g,k}$ can be increased by a factor $k = 1,40$ for glued laminated timber members made of at least ten laminations.

(2) For glued laminated timber, the reference depth in bending shall be 600 mm.

(3) For GL members subjected to bending the characteristic bending strength $f_{m,k}$ should be multiplied by the depth modification factor k_h as follows:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,08}; 1,1 \right\} \quad (5.9)$$

where h is the depth of bending members, in mm.

(4) The effect of size on shear strength is explicitly included in the adjustment factor for shear strength k_v given in 8.1.11.1(3). For the calculation of k_v , the depth modification factor $k_{h,v}$ should be taken as follows:

$$k_{h,v} = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1}; 1,1 \right\} \geq 0,9 \quad (5.10)$$

where h is the depth of the member, in mm.

NOTE In bi-axial bending, different cross-section dimensions in y - and z -direction can lead to different values of $k_{h,v}$.

(5) For GL members located in SC 1 conditions, the characteristic compressive strength parallel to grain $f_{c,0,k}$ may be multiplied by 1,2.

(6) Glued laminated timber with large finger joints according to the requirements of EN 14080 shall not be used in SC 3.

5.5 Cross laminated timber (CLT)

(1) The characteristic shear strength values of the gross cross-section $f_{v,0,\text{edge},k}$ or $f_{v,90,\text{edge},k}$ shall be limited to 5,5 N/mm² for shear stress verifications.

(2) The characteristic torsional shear strength of the glued area of crosswise bonded lamellae $f_{\text{tor},\text{node},k}$ may be taken as $f_{\text{tor},\text{node},k} = 2,5$ N/mm² for CLT.

(3) Strength properties for CLT loaded out of plane should be taken as zero if the member width b_{CLT} is less than the member thickness t_{CLT} .

(4) The characteristic values of bending strength, compressive strength parallel to grain and tensile strength parallel to grain for CLT members loaded out of plane should be multiplied by the factor for reduced width $k_{\text{red},b}$ given by Formula (5.11) for widths $t_{\text{CLT}} \leq b_{\text{CLT}} \leq 600$ mm:

$$k_{\text{red},b} = \frac{b_{\text{CLT}}}{1200} + 0,5 \quad (5.11)$$

where b_{CLT} is the CLT width, in mm.

(5) Formula (5.11) may also be applied to determine strength reductions at point loads by replacing b_{CLT} with the effective width.

5.6 Laminated veneer lumber (LVL)

(1) The effect of member size or stressed volume shall be considered.

NOTE The effect of member size or stressed volume is considered in the verifications of tensile strength perpendicular to grain, see 8.3, tensile strength parallel to grain, see 5.6(3), and edgewise bending strength, see 5.6(2).

(2) For depths in edgewise bending other than the reference depth, the characteristic 5th-percentile value for $f_{m,0,\text{edge},k}$ should be multiplied by the depth modification factor k_h as follows:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{h_{\text{ref}}}{h} \right)^s; k_{h,\text{max}} \right\} \quad (5.12)$$

where

h_{ref} is the reference depth of the member, in mm, $h_{\text{ref}} = 300$ mm;

h is the depth of the member, in mm;

s is the size effect parameter, $s = 0,15$;

$k_{h,\text{max}}$ is the maximum depth modification factor, $k_{h,\text{max}} = 1,2$.

NOTE Other values for size effect parameters and reference depth can be given in European technical product specifications.

(3) For lengths in tension other than the reference length, the characteristic 5th-percentile value for $f_{t,0,k}$ should be multiplied by the length modification factor k_l as follows:

$$k_l = \min \left\{ \left(\frac{l_{\text{ref}}}{l} \right)^{s/2}; k_{l,\max} \right\} \quad (5.13)$$

where

- l_{ref} is the reference length of the member, $l_{\text{ref}} = 3000$ mm;
- l is the length of the member, in mm;
- s is the size effect parameter, $s = 0,15$;
- $k_{l,\max}$ is the maximum length modification, $k_{l,\max} = 1,1$.

NOTE Other values for size effect parameters and reference length can be given.

(4) For LVL members located in SC 2 or SC 3 conditions, the characteristic compressive strength parallel to grain $f_{c,0,k}$ should be multiplied by 0,83.

5.7 Glued laminated veneer lumber (GLVL)

(1) The effect of member size or stressed volume on strength shall be considered.

NOTE The effect of member size or stressed volume is considered in the respective verifications of tensile strength perpendicular to grain, see 8.3, tensile strength parallel to grain, see 5.7(3), edgewise bending strength, see 5.7(2), flatwise bending strength, see 5.7(4), and flatwise shear strength, see 5.7(5).

(2) For edgewise bending, 5.6(2) shall be applied.

(3) For tension parallel to grain of softwood GLVL, 5.6(3) shall be applied. For tension parallel to grain of hardwood GLVL the tensile strength should be multiplied by the depth modification factor given by Formula (5.12) by replacing the size effect parameter s with the size effect parameter for tension s_t and using the reference depth.

(4) The flatwise bending strength of GLVL should be multiplied by the depth modification factor given by Formula (5.12) by replacing the size effect parameter s with the size effect parameter for flatwise bending $s_{m,flat}$ and using the reference depth.

(5) The flatwise shear strength of GLVL should be multiplied by the depth modification factor given by Formula (5.12) by replacing the size effect parameter s with the size effect parameter for flatwise shear $s_{v,flat}$ and using the reference depth.

NOTE Size effect parameters of GLVL according European technical product specifications.

(6) For GLVL members in SC 2 conditions, the characteristic compressive strength parallel to grain $f_{c,0,k}$ declared in accordance with a European technical product specification, should be multiplied by 0,83.

5.8 Softboards (SB)

(1) The use of softboards SB.LS or SB.HLS in accordance with EN 13986 and EN 622-4 or according to another European technical product specification, having a characteristic density of at least 150 kg/m³ and a thickness of at least 18 mm, should be limited to SC 1 and SC 2.

5.9 Adhesives

(1) Adhesives for structural purposes shall produce bonds of such strength and durability that the properties of the bond are maintained in the assigned service class throughout the entire design service life of the structure.

(2) An appropriate adhesive type in line with the provisions of Table 5.7 should be chosen.

Table 5.7 — Assignment of adhesive types to service classes

European standard	SC 1	SC 2	SC 3
EN 301 and EN 15425	Type I or Type II	Type I	Type I
EN 16254	Type I or Type II	Type I	—
EN 17418 and EN 17334	Type I	Type I	—

NOTE 1 For adhesives of Type I the maximum tested temperature is given in the adhesive type designation according to the respective adhesive standard. Adhesives of Type II are not appropriate if the maximum service temperature in use is above 50 °C.

NOTE 2 Additional specific rules on the use of adhesives in timber structures can be given in the National Annex.

6 Durability

6.1 General

(1) A durable timber structure shall meet the requirements of mechanical resistance and serviceability throughout its design service life, with anticipated maintenance but without major refurbishment being necessary, in line with the general requirements of EN 1990.

(2) The required measures to ensure durable structures shall be established by considering environmental conditions, intended use, design service life, maintenance programme and actions.

Measures shall be considered throughout all phases of the intended design service life including:

- design of the construction including detailing;
- material selection;
- execution (i.e. workmanship, protection during transport, storage and erection);
- maintenance during design service life.

NOTE 1 Rules for execution are given in prEN 1995-3.

NOTE 2 Responsibility during design service life is a subject of legal framework and not covered by this document.

(3) The design and detailing of the construction should allow for a replacement of members having a shorter intended service life compared to the entire structure.

6.2 Measures to prevent a biological attack

6.2.1 General measures

(1) The risk of biological attack by wood-destroying fungi and insects should be assessed for all members. If different risks are assessed for different parts of a member, protective measures for the highest risk should be taken for the whole member unless different measures for the different parts are possible.

NOTE 1 Members can e.g. be assigned to use classes according to EN 335.

NOTE 2 A biological attack by wood-destroying fungi can start at a higher local moisture content, e.g. a superficial higher moisture content or water near the timber surface or at a water trap. Therefore, use classes cannot directly be linked to service classes which address moisture changes of the whole member affecting strength and stiffness properties.

(2) Members shall be made of materials which have sufficient durability throughout the design service life due to:

- natural durability; or
- preservative treatment.

NOTE 1 Timber products can be protected against deterioration by preservative treatment. The use of such techniques can depend on different aspects variable in each member state, e.g. legal requirements for chemical treatments, waste management and circular economy, social acceptance, different climates, presence or absence of termites, different building styles.

NOTE 2 Preservative treatments for structural timber (ST) which do not affect strength and stiffness are given in EN 15228.

(3) Timber members should be protected against wood-destroying fungi and insects by constructive measures including choice of timber products with an appropriate natural durability.

(4) Timber members not in contact with ground, fresh- or seawater should be protected by basic constructive measures according to 6.2.2.1. To avoid the need to use preservative treatments, additional special constructive measures according to 6.2.2.2 should be applied.

(5) Execution rules regarding durability given in prEN 1995-3 should be applied.

(6) For members and connections directly subjected to weathering (including moisture ingress due to wind or turbulence) in structures like timber towers prEN 1995-2 may be applied.

6.2.2 Measures for members not in contact with ground, fresh- or seawater

6.2.2.1 Basic constructive measures

(1) Timber products having a maximum moisture content of 20 % should be selected unless drying after installation without detrimental effects can be ensured. This is not valid

NOTE 1 Lower moisture contents can be required e.g. to reduce shrinkage or cracking, see 4.3.1.2.

NOTE 2 The danger of an infestation or a damage of timber products due to wood-destroying fungi depends on duration of a moisture content at or above fibre saturation, temperature, and species of fungi. Infestation by wood-destroying fungi can start if the moisture content is above fibre saturation for several months depending on the temperature. Fibre saturation ranges between 24 % and 32 %. For the limit given in 6.2.2.1(1), the uncertainty of measuring the highest moisture content in a member and the tolerances of moisture meters have been taken into account. There will typically be no reduction of strength and stiffness by wood-destroying fungi if moisture content exceeds the limits given above for up to three months. Wood-destroying fungi will not develop at temperatures below 0 °C.

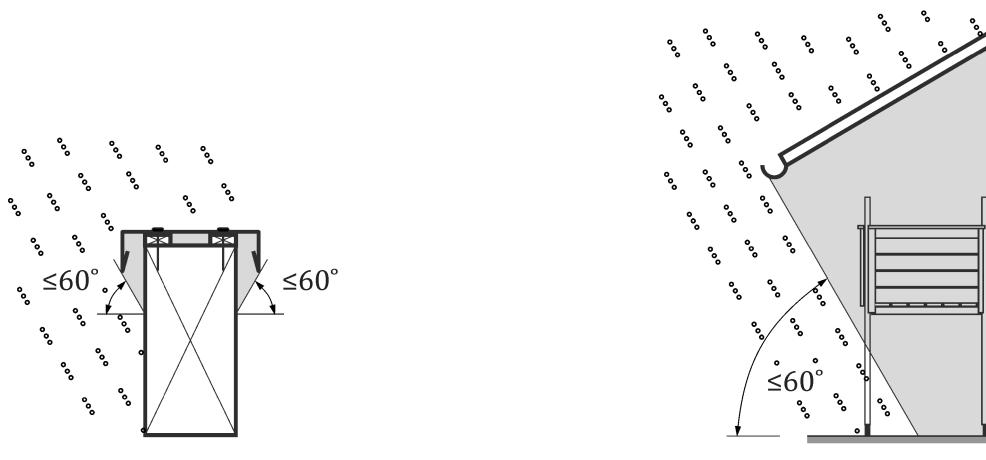
NOTE 3 Structural timber with small cross-sections, e.g. battens used behind curtain walls or under roof coverings will dry to a moisture content of 20 % within a few months if protected against precipitation and the space is well ventilated. Such small cross-sections are also unlikely to be infested by wood-destroying insects except for termites in the above-mentioned applications due to frequent high temperatures in summertime.

(2) Precipitation should be kept away from timber members as far as possible or shall be quickly drained by constructive measures. For exterior building components, construction should comply with the following basic principles taking account of planning and design requirements:

- keeping water away, e.g. by roofing, covers, claddings, sufficient plinth height against splash water;
- draining water quickly (also from the structure), e.g. by bevels, drip edges, baffles, a second drainage level;
- avoiding water traps in weathered members, e.g. by avoiding:

- weathered blind holes at mortise and tenon joints;
- weathered thin gaps due to non-durable sealings;
- weathered horizontal gaps in timber members or between members;
- weathered cracks, e.g. on the top surfaces of members or in the vertical surfaces, if channelling the water into the member;
- weathered close contact (either timber to timber or timber to another material);
- unprotected end grain, e.g. by covering or positioning it in a rain shadow.

NOTE Examples for protection by rain shadow are given in Figure 6.1. The inclination given in the Figure depends on wind speed during rainfall which can be different for different sites, e.g. in mountain areas or at seashores.



a) Protection of a single member

b) Protection of a structure

Figure 6.1 — Examples for protection of members by rain shadow

(3) Timber members should be protected from splash water by positioning the bottom of the members adequately in the rain shadow or on a plinth.

NOTE The minimum plinth height needed to protect the timber from splash water is related to the adjacent external ground level and climatic conditions, the material of the adjacent ground and special technical measures such as effectively draining by gravel beds or concrete or stone paving.

(4) For weathered timber members detailing should ensure that:

- redrying is not prevented by vegetation;
- leaves, dirt, or grit cannot accumulate, become wet and retain water;
- easy and regular cleaning is possible.

NOTE Members in direct contact with wet or damp leaves, dirt or grit have a high risk of infestation by fungi being typical for use class 4.

(5) Timber members should be protected from the ingress of moisture from adjoining capillary materials by appropriate moisture barriers (e.g. sealing liners). For mineral building materials (e.g. in-situ concrete), residual building moisture should be considered. For timber members with direct contact to concrete components which are located at least 1 m above the external ground level, the moisture barrier may be omitted.

(6) The detrimental effects of condensation on the surface or within the timber member shall be avoided by an appropriate layup of the building construction for the expected climatic conditions.

(7) Moisture contents determined using transient hygrothermal numerical simulation models may exceed the limits given in 6.2.2.1(1).

NOTE Limits can be exceeded due to the greater certainty of calculating the highest moisture content within a member compared to measuring it.

(8) The following should be considered within the detailing:

- airtight layers in heated and insulated buildings;
- insulation of water-carrying pipes in external building components;
- protection of surfaces directly exposed to splash water (including ducts and connections) in bathrooms and rooms with similar exposure.

(9) In the case of a possible biological attack by subterranean termites, additional measures should be considered, e.g.:

- preservative treatments of / physical barriers in foundation or supports of the timber structure;
- a periodic inspection plan for the recognition of areas of possible access for termites;
- avoidance of uncontrolled sources of humidity close to the building;
- surveillance baits and preinstalled installation devices to be activated in the case of an infestation especially in areas with a high risk.

6.2.2.2 Special constructive measures

(1) To avoid preservative treatments, 6.2.2.2 shall be applied to timber members in addition to 6.2.2.1(1) to (6). Areas with risk of biological attack by termites require additional considerations.

(2) Timber members shall have a moisture content of less than or equal to 20 %.

(3) Timber members shall be protected against wood-destroying fungi by limiting equilibrium moisture content in service at any part of the timber member to 20 % by an appropriate construction and detailing.

NOTE Recommended construction and detailing depend on, e.g. regional climate, design service life, architectonic style, materials and regulations and can be given in national standards.

(4) Timber members shall have an appropriate natural durability against wood-destroying insects by selecting components:

- made of kiln dried coniferous timber or

NOTE 1 Kiln drying means drying by an automated and controlled drying system at a temperature of at least 55 °C over the whole cross-section for at least 48 h.

- made of pure heartwood having an appropriate durability for at least Use Class 1 according to EN 335.

(5) Dark-coloured heartwood with a share of sapwood not exceeding 5 % of the cross-section may be classified as:

- being pure heartwood; or

NOTE 2 Usually heartwood is needed, because according to EN 350 sapwood is assigned to durability class 5.

- made of wood-based panel products, LVL or GLVL.

(6) Alternatively for protection against wood-destroying insects, timber members shall be:

- in rooms in a normal interior environment with heating, e.g. in residential or offices ; or

- in spaces which can be accessed with minor effort and where timber members can be checked, e.g. in unheated accessible roof spaces or under roof overhangs; or
- protected against an intrusion by an appropriate all-around closed sheathing.

6.3 Resistance to corrosion

6.3.1 Metal fasteners and connectors

(1) Metal fasteners and connectors shall be able to withstand corrosive attack from both the timber and the atmosphere for the design service life.

(2) The assumed design service life of the metal fastener or connector in Table 6.1 and Table 6.2 is 50 years. If the design service life is different from 50 years, the corrosion protection measures should be adapted.

(3) Where necessary, metal fasteners and connectors shall either be inherently corrosion resistant through, e.g. the use of suitable stainless steels or be protected against corrosion.

6.3.2 Corrosivity of timber and atmospheric environment — exposure categories

(1) The corrosion caused by timber should be assessed and categorized as timber exposure category T_E according to Table 6.1.

NOTE 1 The corrosion caused by the timber depends on species pH-value, timber treatment and moisture content.

NOTE 2 T_R -classes for Table 6.1 can be found in the relevant European technical product specifications.

NOTE 3 Cement-based products have a corrosive effect on galvanized steel when used in environment leading to a yearly average moisture content ω_{mean} larger than 16 %.

Table 6.1 — Definition of timber exposure categories T_E depending on moisture content, treatment and pH-value of the timber, and examples of resistance classes

Timber exposure category	T_E1	T_E2	T_E3	T_E4		T_E5
Yearly average moisture content ω_{mean} (see Figure 4.1)	$\leq 10\%$	$10\% < \omega_{mean} \leq 16\%$	$16 < \omega_{mean} \leq 20\%$		$> 20\%$	
pH-value of wood species	Any	Any	$pH > 4^a$	$pH > 4^a$	$pH \leq 4^b$	Any
Treatment ^c of timber	Any	Any	Untreated timber	Treated timber	Any	Any
Minimum zinc thickness on carbon steel	$T_R1:$ —	$T_R2:$ $10\text{ }\mu\text{m}$	$T_R3:$ $20\text{ }\mu\text{m}$	$T_R4:$ $55\text{ }\mu\text{m}$		$T_R5:$ n.a.
Minimum Corrosion Resistance Class for stainless steel (CRC)	—	CRC I	CRC II	CRC III		CRC III
Service class for SWB ^d (informative)	SC 1	SC 2	SC 3			SC 4

^a Examples for species: European larch (*Larix decidua*), Scots pine (*Pinus sylvestris*), Silver birch (*Betula pendula*), Norway spruce (*Picea abies*), Silver fir (*Abies alba*).

^b Examples for species: European oak (*Quercus robur* or *petraea*), Sweet chestnut (*Castanea sativa*), Western red cedar (*Thuja plicata*), Douglas fir (*Pseudotsuga menziesii*).

^c Treatment of timber includes treatment with chlorides, copper and fire retardants. In the case of heat-treated timber, the pH-level is decisive.

^d Each timber exposure category corresponds for solid wood based products to the annual mean moisture content in the given service class as defined in 4.3.1.4.

(2) The resistance class should be selected according to Table 6.2.

NOTE 1 The exposure described by the C_E-category is based on the C-category as defined in EN ISO 9223.

NOTE 2 C_R-classes for Table 6.2 can be found in the relevant European technical product specifications.

NOTE 3 The corrosion caused by the atmosphere depends on relative humidity, air pollution, chloride content and whether the connection is indoor, protected outdoor (non-weathered) or outdoor (weathered).

(3) The atmospheric corrosion may be categorized according to Table 6.3.

(4) In the case of categorization of the metal fastener and connector in exposure categories C_E and T_E, the stricter requirement shall be applied.

NOTE prEN 1993-1-4:2023 covers most cases of T_{E5} / SC 4 exposures. Exceptions are constructions in permanent contact with ground or water e.g. pile foundations.

Table 6.2 — Examples of resistance classes for metal fasteners and connectors depending on exposure categories C_E

Timber exposure category	Atmospheric exposure category	Exposure condition	Minimum C _R class and minimum zinc thickness on carbon steel	Minimum Corrosion Resistance Class for stainless steel (CRC)
T _{E1} / SC 1	C _{E1}	any	C _R 1 ^a : None ^b	None
T _{E2} / SC 2	C _{E2}	indoor or protected outdoor	C _R 2A: 10 µm ^c	To be determined in accordance with prEN 1993-1-4:2023, Annex A
	C _{E3}	protected outdoor	C _R 3A: 30 µm C _R 3: 55 µm ^d	
	C _{E4}	protected outdoor	C _R 4: 110 µm	
	C _{E5}	protected outdoor	C _R 5: n.a.	
T _{E3} / T _{E4} / SC 3	C _{E3}	indoor	C _R 3: 55 µm	To be determined in accordance with prEN 1993-1-4:2023, Annex A
	C _{E4}	indoor	C _R 4: 110 µm	
	C _{E2}	outdoor	C _R 2: 20 µm ^c	
	C _{E3}	outdoor	C _R 3: 55 µm	
	C _{E4}	outdoor	C _R 4: 110 µm	
	C _{E5}	outdoor	C _R 5: n.a.	

^a Indoor environment but with relative humidity as in SC 1.
^b For metal fasteners and connectors, corrosion protection is not necessary. They may be temporarily protected for transportation and storage.
^c In the case of CrIII and CrVI chromatic passivation according to EN 14592:2022, 4.1.2.2, a reduction in zinc thickness of 25 % and 50 %, respectively, is possible to meet the minimum requirements of the assigned C_R class.
^d C_R3 may be reduced to C_R3A for zinc thickness on carbon steel where there is
 - no influence of chlorides from road traffic or sea atmosphere. (The entry of de-icing salts into the building by vehicles is a considerable influence.)
 - no significant influence of SO₂ from nearby industrial plants.

- Entwurf -**6.3.3 Resistance class****6.3.3.1 Carbon steel**

(1) The resistance of a metal fastener or connector made of carbon steel to corrosion caused by the condition of the timber and the atmosphere should be described by the T_R -class and the C_R -class, respectively.

NOTE 1 The T_R -class and the C_R -class can be found in the relevant European technical product specifications.

NOTE 2 Examples of protections to obtain a T_R -class are included in Table 6.1 and to obtain a C_R -class in Table 6.2.

(2) Alternative coating systems may be used provided they have sufficient resistance to corrosion for the intended design service life determined according to the relevant European technical product specification, e.g. EN 14592.

(3) The number of the resistance classes should at least be equal to the number of the respective exposure category.

6.3.3.2 Stainless steel

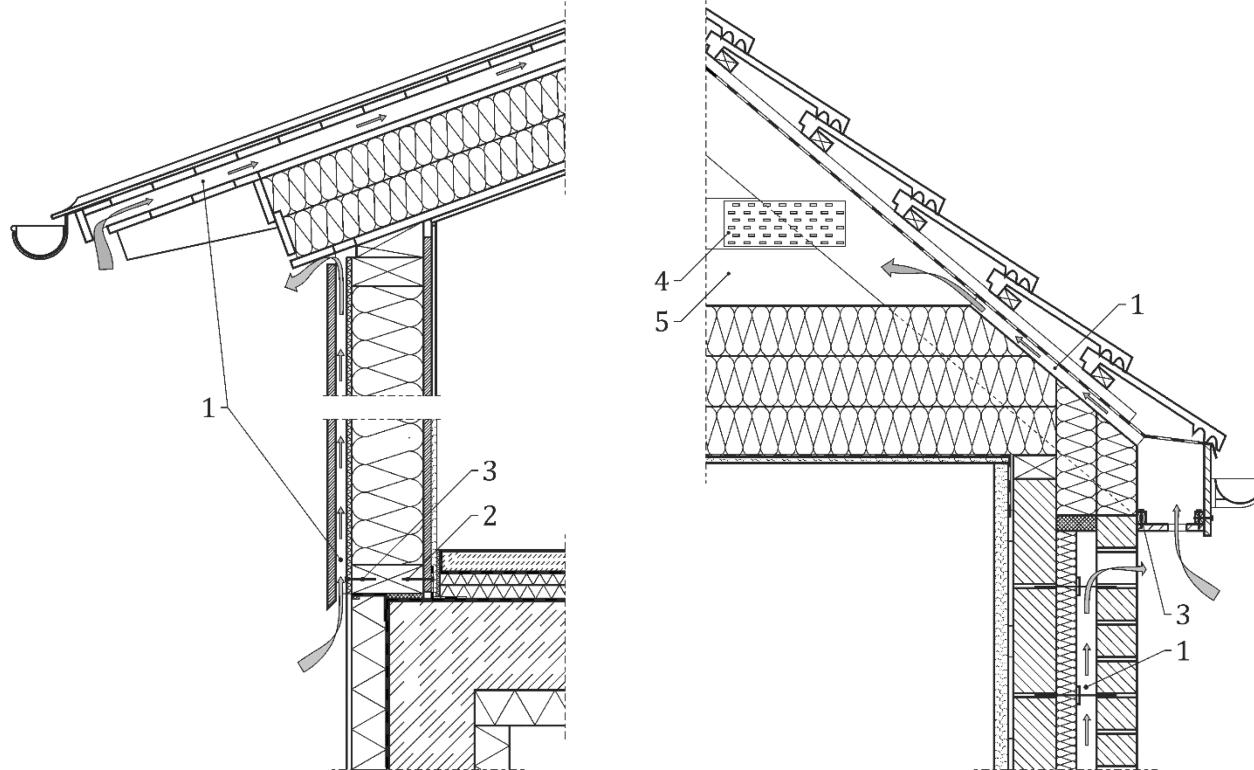
(1) The resistance of a metal fastener or connector from stainless steel to corrosion should be classified as corrosion resistance class (CRC) according to prEN 1993-1-4:2023, Annex A.

NOTE Examples of corrosion resistance classes to resist corrosion caused by the condition of the timber are included in Table 6.1.

Table 6.3 — Description of typical atmospheric exposure categories C_E based on EN ISO 9223:2012 Annex C

Atmosph. exposure category	Indoor	Outdoor ^a	Protected Outdoor
C_{E1}	Heated spaces with low relative humidity and insignificant pollution e.g. heated school, office or residential spaces	—	—
C_{E2}	Unheated spaces with varying temperature and relative humidity with no direct transport of pollution from outdoor atmosphere, e.g. unheated storage areas, sport halls or stables, ventilated roof spaces in SC 2 ^b	Structural member fully exposed to weather with low frequency of condensation and low pollution.	Covered outdoor area with no access of rain or any other cleaning regime in following location: $L_{sea} > 10 \text{ km}$, $L_{street} > 100 \text{ m}$ and/or low polluted area ($< 5 \mu\text{g}/\text{m}^3$ of SO_2), e.g. ventilated roof and wall cavities ^b
C_{E3}	Indoor spaces with moderate frequency of condensation and moderate pollution from production process, e.g. food-processing plants, laundries, breweries	Structural member fully exposed to weather in following location: $L_{sea} > 3 \text{ km}$, $L_{street} > 10 \text{ m}$ and/or low or medium polluted area ($< 30 \mu\text{g}/\text{m}^3$ of SO_2)	Covered outdoor area with no access of rain or any other cleaning regime in following location: $10 \text{ km} > L_{sea} > 3 \text{ km}$, $100 \text{ m} > L_{street} > 10 \text{ m}$ and/or medium polluted area ($5 - 30 \mu\text{g}/\text{m}^3$ of SO_2), e.g. ventilated roof and wall cavities ^b

Atmosph. exposure category	Indoor	Outdoor^a	Protected Outdoor
C_E4	Indoor spaces with high frequency of condensation and high pollution from production process, e.g. industrial processing plants, salt storage barns, swimming pools	Structural member fully exposed to weather in following location: $3 \text{ km} > L_{\text{sea}} > 0,25 \text{ km}$, $L_{\text{street}} < 10 \text{ m}$ and/or high polluted area ($30 - 90 \mu\text{g}/\text{m}^3$ of SO ₂)	Covered outdoor area with no access of rain or any other cleaning regime in following location: $3 \text{ km} > L_{\text{sea}} > 0,25 \text{ km}$, $L_{\text{street}} < 10 \text{ m}$ and/or high polluted area ($30 - 90 \mu\text{g}/\text{m}^3$ of SO ₂), e.g. ventilated roof and wall cavities ^b
C_E5		Structural member fully exposed to weather in following location: $L_{\text{sea}} < 0,25 \text{ km}$ and/or very high polluted area ($> 90 \mu\text{g}/\text{m}^3$ of SO ₂)	Covered outdoor area with no access of rain or any other cleaning regime in following location: $L_{\text{sea}} < 0,25 \text{ km}$ and/or very high polluted area ($> 90 \mu\text{g}/\text{m}^3$ of SO ₂), e.g. ventilated roof and wall cavities ^b
Key			
L_{sea}	indicates distance from the sea. The actual exposure depends on the prevailing wind direction and the topography of the coast to saltwater seas e.g. Atlantic Ocean, North Sea, Baltic Sea, Mediterranean Sea, Black Sea, Irish Sea		
L_{street}	indicates distance from roads with heavy traffic with de-icing salt		
<p>^a Where a metal fastener or connector is outdoor it is assumed the rainwater runs off the wetted surface and does not remain on it i.e. the surface can dry again after the rain stops, whereby the rainwater can wash away corrosive agents. The exception to the above is in cases where corrosive agents are not present e.g. C_E2 indoor and protected outdoor, the time of wetness is the determining factor and leads to the difference between C_R2 and C_R2A in Table 6.2.</p> <p>^b Examples for ventilated cavities and ventilated roof space are given in Figure 6.2.</p>			

**Key**

- | | | | |
|---|---|---|-----------------------------------|
| 1 | ventilated cavity | 4 | fastener in ventilated roof space |
| 2 | fastener in atmospheric exposure category C _{E1} | 5 | ventilated roof space |
| 3 | fastener with head exposed in the ventilated cavity | | |

Figure 6.2 — Ventilated cavities and ventilated roof space**7 Structural analysis****7.1 General**

(1) Analysis shall be carried out using appropriate design models to determine the effects of actions E_d , involving all relevant variables.

NOTE 1 Analysis can be assisted by testing, see EN 1990:2023, Clause 7.

NOTE 2 Structural analysis can be subdivided into following key tasks: (i) identification of the structural system, (ii) structural modelling, (iii) mechanical modelling, (iv) statical modelling, (v) application of calculation methods and (vi) determination of the effects of actions.

(2) Structural models for the different limit states shall adequately take into account:

- material properties, e.g. strength and stiffness (depending on the fibre direction including different in-plane and out-of-plane values and variations within the structure, if applicable);
- stress-strain behaviour of the materials, e.g. brittle, ductile;
- time-dependent behaviour of the materials, e.g. duration of load, creep;
- environmental conditions, e.g. temperature, moisture variations;
- eccentricities, e.g. a pivot point outside a connection;

- imperfections, e.g. geometric, structural (see 7.3);
- second order effects, e.g. when deformations influence the effect of actions;
- support conditions, e.g. connection stiffness, adjacent element stiffness, ground structure interaction;
- design situations, e.g. stages of construction, change of support conditions;
- influence of neighbouring structures, e.g. vibrational interaction.

(3) Models for ultimate limit state design and serviceability limit state design should be consistent.

(4) Structural analysis should be carried out using the appropriate stiffness values defined in 4.4.

7.2 Structural modelling

7.2.1 General

(1) Effects of actions E_d for the design of structural systems made of structural timber products should generally be determined using either:

- geometrically linear on the non-deformed system (i.e. first order) materially linear-elastic calculation methods, using the initial geometry of the structure, when the elastic deformations do not influence the equilibrium of the structure; or
- geometrically linear on the deformed system (i.e. second order) materially linear-elastic calculation methods, taking into account the influence of deformations of the structure; or
- geometrically non-linear on the deformed system (i.e. third order) materially linear-elastic calculation methods, taking into account the influence of deformations of the structure if the ratio between deformations and system geometries is of relevance.

(2) In first order linear-elastic analysis, the effect of initial deformations and induced deflections may be disregarded if taken into account by the strength verification of the member, see e.g. 8.2.

(3) Geometrically non-linear analysis should be used when imperfections and deformations (second order effects) increase the effects of actions significantly or modify the structural behaviour significantly.

NOTE 1 Further information on imperfections is given in 7.3.

NOTE 2 Additional information on geometrically non-linear analysis is given in 7.4 and Annex C.

(4) If the increase of the effects of actions due to imperfections and deformations is less than 10 %, the calculation may be performed according to first order linear-elastic analysis.

(5) Where members and connections of adequate ductility are used in structures, ideal elastic-plastic models may be used and ductile redistribution of forces may be assumed for the calculation of the internal forces in the members.

(6) When connecting timber and concrete elements, the use of linear analysis is recommended for the determination of forces acting on fasteners. Other approaches based on the ability of redistributing forces in the connection (e.g. accounting for localized inelastic deformations) should be adopted only when it can be assured that any brittle failure mode, both in timber and concrete elements, is avoided.

(7) Rigid plastic models may be applied if no effects of deformations (e.g. second order effects) have to be considered.

NOTE Plastic modelling is e.g. used for calculating the effects of in-plane actions E_d of timber-framed walls, framed floors and framed roofs by considering non-linear behaviour of fasteners along the perimeter of sheets of sheathing, see 13.1 to 13.5.

(8) For hybrid structural systems consisting of structural timber products and other materials, load redistributions due to heterogeneous material properties shall be considered.

NOTE Moisture, temperature, loads and creep can lead to differing effects of actions and load redistributions in hybrid structures.

(9) Where the stiffness of connections affects the distribution of forces and moments in the structure significantly, a sensitivity analysis should be carried out to identify unfavorable distribution of moments and forces, or unfavorable displacements.

7.2.2 Bracing

7.2.2.1 General

(1) Structures and individual members shall be stiffened, i.e. restrained and braced to prevent failure or excessive deflection, where relevant.

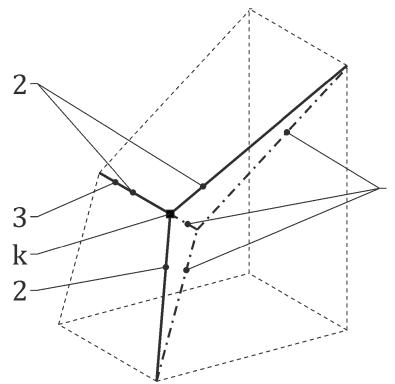
NOTE Supplementary guidance for imperfection sensitive members and their bracing structures is given in Annex B.

(2) Lateral deformation of connections and kink points, see e.g. Figure 7.1, shall be limited.

(3) Alternating mathematical signs (tension/compression) of internal forces in bracing structures and associated connections should be considered, where relevant.

(4) The influence of the connections between stiffened members and the bracing system to the overall stiffness of the bracing systems shall be considered.

(5) Stiffening forces should be calculated considering the most unfavourable combination of flexibilities and displacements.



Key

- k kink point
- 1 perfect geometry
- 2 imperfect geometry
- 3 restraint

Figure 7.1 — Example for a spatial kink point situation

7.2.2.2 Design of structures sensitive for the load case handling, transport and erection

(1) For frame structures with low lateral stiffness (e.g. attic trusses with PMPF, nailplates or field splice plates) the actions during handling, transport and erection shall be considered in a separate load case. The load duration should be taken as instantaneous, see Table 4.1.

(2) The design shall consider the specific geometry and lifting points. In addition, the 7.2.2.2(3) to (5) should be fulfilled.

(3) The minimum member width b , in mm, should be taken as follows:

$$b = \frac{1,8 l^2}{f_{m,k}} \quad (7.1)$$

where

l is the overall length of the member, in m;

$f_{m,k}$ is the characteristic bending strength, in N/mm².

(4) At apex joints and top and bottom chord splices, the plate capacity should be checked according Formulae (H.25) to (H.32) with a minimum design tensile force $F_{t,Ed}$ per connection acting perpendicular to the joint line of the connected chords, in N, as follows:

$$F_{t,Ed} = 0,2 h l^2 \quad (7.2)$$

where

h is the height of the chord, in mm;

l is the length of the truss, in m.

(5) The anchorage capacity of the PMPF or connector in chords at apex joints and chord splices should be checked for a minimum design tensile force $F_{t,Ed}$ taken from Formula (7.2) and an additional design shear force V_{Ed} acting perpendicular to the frame structure plane, in N, taken from Formula (7.3):

$$V_{Ed} = 1,25 b h l \times 10^{-3} \quad (7.3)$$

where

b is the width of the chord, in mm;

h is the height of the chord, in mm;

l is the length of the frame structure, in m.

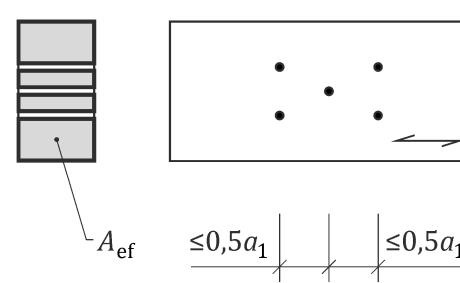
7.2.3 Members

(1) Reductions in the cross-sectional area should be taken into account in the member strength verification and where relevant in modelling.

(2) Gaps between adjacent laminations within a CLT layer and grooves in laminations should not be regarded as reductions in the cross-sectional area for verifications of in-plane stresses and member deformations.

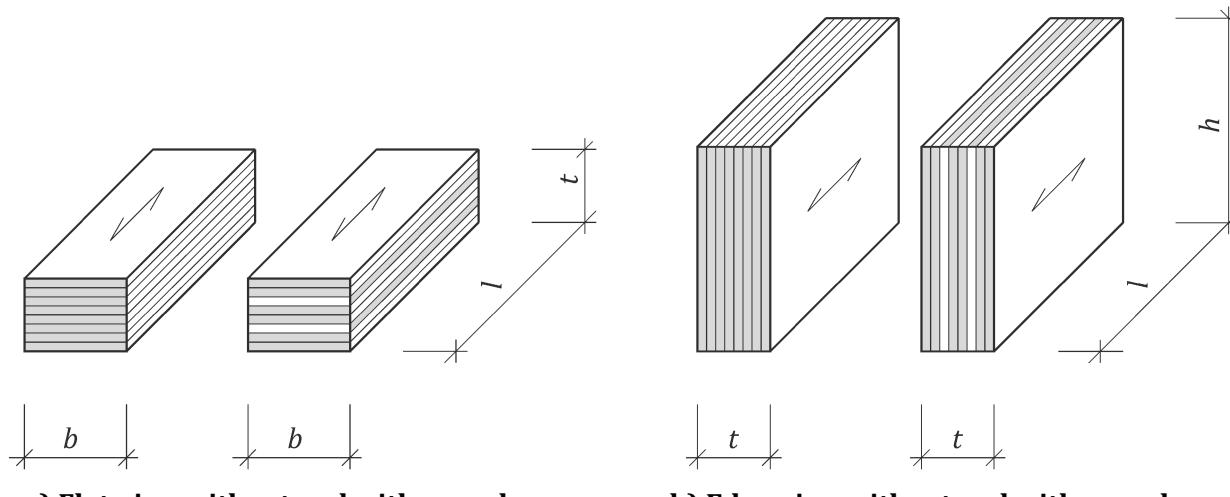
(3) Reductions in the cross-sectional area of members by fasteners with a diameter of 6 mm or less, inserted without pre-drilling in the tension area, may be neglected.

(4) When assessing the effective cross-section at a connection with multiple fasteners, all holes within a distance of half the fastener spacing measured parallel to grain from a given cross-section should be considered as occurring at that cross-section, see Figure 7.2.

**Figure 7.2 — Example for an effective net cross-section**

(5) Within the design of CLT the following shall be considered:

- influence of the layup, e.g. thickness, material and orientation of layers, see Figure 7.3, and the influence of gaps, grooves and lamination sizes, on the CLT properties;
- influence of the load distribution, the static system and the layup of the CLT on the cross-sectional distribution of stresses and the deformations;
- effects of shear deformation unless different provisions are given later;
- effects of local stress concentrations, e.g. load application at supports, in connections and at single loads;
- effects of openings and cut-outs; and
- inner load transfer (e.g. torsion of glue-lines, block shear due to connections), if relevant.

**a) Flatwise, without and with cross layers****b) Edgewise, without and with cross layers****Figure 7.3 — Laminated member modelling**

(6) Verifications of CLT should be done with the net cross-section represented by the layers with grain direction parallel to the respective effects of actions, unless strength and stiffness properties given in the respective product specification are related to gross cross-sections.

(7) The influence of the shear deformation in CLT may be disregarded for single span members with a ratio between span l and thickness t_{CLT} of $l/t_{CLT} \geq 30$ or ratio between span l and height h_{CLT} of $l/h_{CLT} \geq 30$ for ultimate and serviceability limit states.

(8) Laminated members made of veneer-based and solid wood based materials may generally be considered as having homogeneous mechanical properties throughout their thickness t .

7.2.4 Connections

- (1) The influence of connections on the global structural model shall be considered.
- (2) The analysis of connections shall take into account the behaviour of all the elements which constitute the connection.
- (3) The influence of deformations in the connections should be taken into account through their initial slip, stiffness (e.g. rotational or translational) or through prescribed slip values as a function of the load level in the connections.

NOTE Slip curves for earthquake design are given in prEN 1998-1-2.

- (4) The initial slip, the slip modulus of all parts and the stiffness of all parts of a connection should be considered for the determination of the deformation behaviour of the connection (e.g. by respective parallel or serial coupling).

7.3 Imperfections

7.3.1 General

- (1) The following imperfections shall be taken into account by the structural analysis:

- geometric imperfections, e.g. deviations from straightness or of cross-section dimensions which can be caused by achievable production and execution accuracies;
- structural imperfections, e.g. inhomogeneities of the material.

NOTE 1 Imperfections of members are implicitly considered by design rules given 8.2.

NOTE 2 Eccentricities due to load transfer are not included in the imperfections.

NOTE 3 Permitted geometrical deviations for members and connections can be found in prEN 1995-3.

- (2) To consider geometric and structural imperfections, equivalent imperfections according to 7.3.2 should be used which reflect the possible effects of both types of imperfections.

NOTE Equivalent imperfections i are represented by deviations of verticality (sway: $\pm i_{\text{sway}}$ and $\pm \phi$) and / or lack of straightness or flatness (bow: $\pm i_{\text{bow}}$ and $\pm e$ and twist: $\pm i_{\text{twist}}$ and $\pm \theta_{\text{twist}}$).

- (3) The imperfection shape inducing the maximum forces and moments in the respective member or its connections should be considered as the critical condition.

(4) Equivalent imperfections may not fulfill the boundary conditions of the calculation model.

(5) The assumed shapes of equivalent imperfections should be derived from the elastic buckling modes of the global structure and/or structural member with respect to stiffness of connections.

(6) The assumed shapes of equivalent imperfections may be chosen from experience, taking into account alternative eigenshapes.

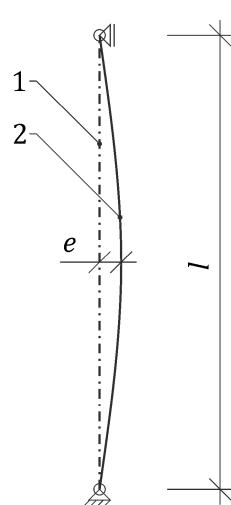
NOTE Each load configuration induces one set of eigenshapes.

(7) Effects of imperfections may be replaced by e.g. systems of equivalent actions, see 7.3.3.

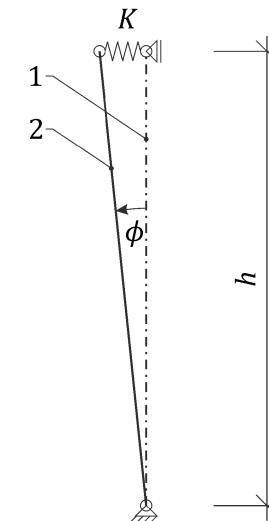
7.3.2 Equivalent imperfections

- (1) For individual structural members, shapes of equivalent imperfections in Figure 7.4 may be chosen.

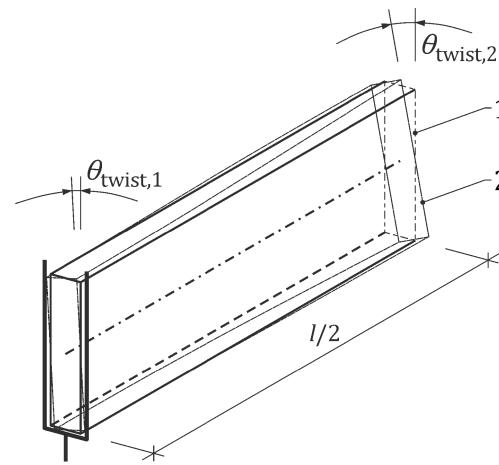
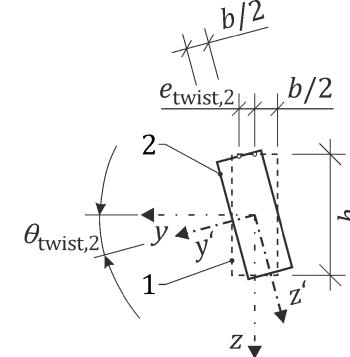
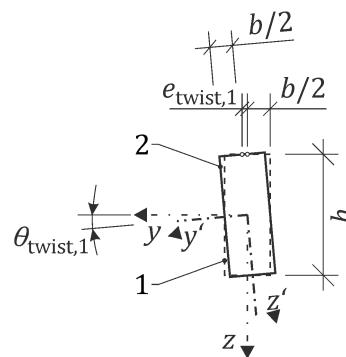
(2) Where equivalent imperfections are assumed to be smaller than provided in 7.3.2, specific measures should be taken to ensure that they are not exceeded after erection, and these provisions should be assessed by monitoring.



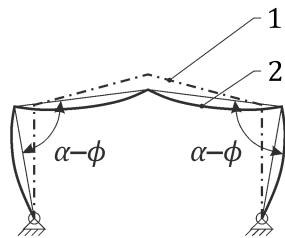
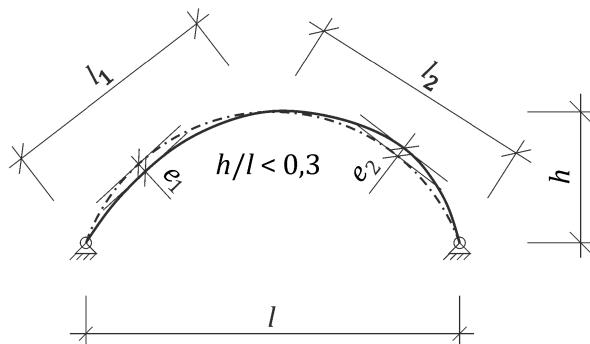
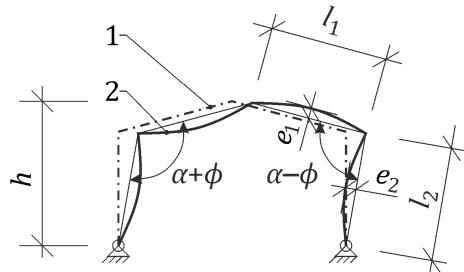
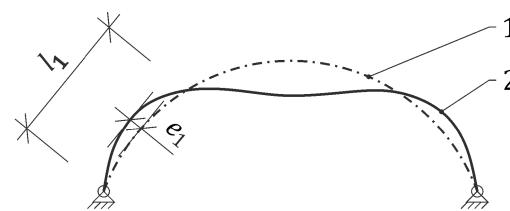
a) Equivalent bow imperfection



b) Equivalent sway imperfection



c) Equivalent twist imperfection of the cross-section at the fork support and at midspan

**d) Symmetric equivalent imperfections****e) Asymmetric equivalent imperfections****Key**

- 1 perfect geometry of the member
- 2 structural member
- e bow of the member
- l span of the member
- K stiffness of restraint
- ϕ sway of the member
- h height of the member or structure
- e_i bow of the member corresponding to an equivalent length
- l_i equivalent length of the member
- $\theta_{\text{twist},1}$ sway of a member at a fork support
- $e_{\text{twist},1}$ eccentricity of the member due to sway of a member at a fork support
- $\theta_{\text{twist},2}$ total rotation of the member at midspan
- $e_{\text{twist},2}$ bow of the member due to the total rotation

NOTE 1 Considering transverse loads, an initial bow imperfection, such as the initial bow imperfection of the top flange of a truss, can lead to a local sway imperfection for the structure as a whole.

NOTE 2 Sway imperfection of members under bending and sway imperfection of members under compressive loadings can occur.

Figure 7.4 — Examples for equivalent geometric imperfections of hinged structural members

(3) The equivalent sway imperfection ϕ in radians should as a minimum be taken as follows:

$$\phi = \pm \begin{cases} \frac{1}{200} & \text{for } h \leq 5 \text{ m} \\ \frac{1}{200} \sqrt{\frac{5}{h}} & \text{for } h > 5 \text{ m} \end{cases} \quad (7.4)$$

where h is the height of the structure or the length of the member.

(4) The equivalent bow imperfection e should as a minimum be taken as follows:

$$e = \pm \begin{cases} \frac{l}{400} & \text{for SL} \\ \frac{l}{1000} & \text{for GL, CLT, LVL, GLVL} \end{cases} \quad (7.5)$$

where l is the equivalent length.

NOTE The total equivalent eccentricity of a member can be calculated based on the equivalent sway of the member at the fork support $\theta_{\text{twist},1}$, the equivalent total rotation imperfection of a member at midspan $\theta_{\text{twist},2}$ and the equivalent bow imperfection e .

(5) The equivalent sway imperfection at a fork support $\theta_{\text{twist},1}$ should as a minimum be taken as follows:

- Fork support with low permitted deviations

$$\theta_{\text{twist},1} = \pm \frac{1}{150} \quad (7.6)$$

- Fork support with high permitted deviations

$$\theta_{\text{twist},1} = \pm \frac{1}{100} \quad (7.7)$$

NOTE Fork supports with low permitted deviations are fork supports with no gap between fork and beam, e.g. clamped beams with a fork directly attached at the beam after erection. Fork supports with high permitted deviations are fork supports with a gap between the fork and the beam, even if the gap is filled after erection by wedges or comparable, e.g. concrete columns with a pocket for the beam.

(6) The equivalent twist imperfection θ_{twist} should be taken as follows:

$$\theta_{\text{twist}} = \pm \frac{l}{1500 h_{\text{mid}}} \quad (7.8)$$

where

l is the length of the beam between the fork supports;

h_{mid} is the height of the beam in midspan between the fork supports.

NOTE The total equivalent rotation of a beam at midspan $\theta_{\text{twist},2}$ is the sum of the equivalent sway imperfection of the beam at the support $\theta_{\text{twist},1}$ and the equivalent twist imperfection θ_{twist} .

(7) Possible translational and torsional effects on a structure caused by sway forces on two opposite faces that can occur separately or in combination should be considered.

(8) The equivalent global imperfections of a set of primary systems, see Figure 7.5, may be taken as follows:

$$i_{\text{sway}} = \pm k_{\text{sim}} \phi \quad (7.9)$$

$$i_{\text{bow}} = \pm k_{\text{sim}} e \quad (7.10)$$

$$i_{\text{twist}} = \pm k_{\text{sim}} \theta_{\text{twist}} \quad (7.11)$$

with

$$k_{\text{sim}} = \sqrt{\frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{n} \right)} \quad (7.12)$$

where

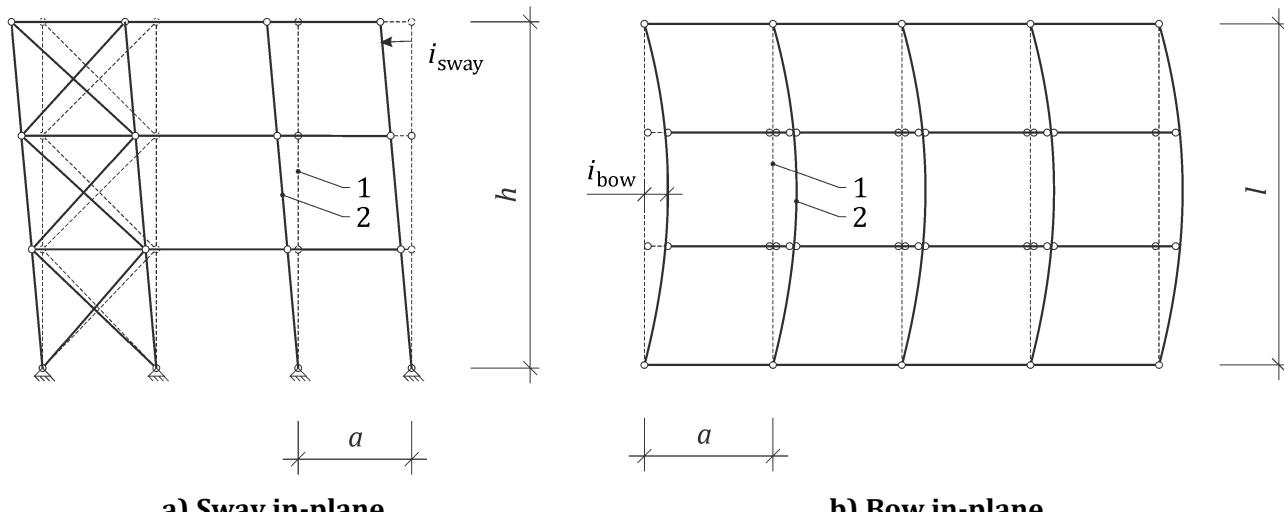
i_{sway} is the equivalent global sway imperfection;

- k_{sim} is the probability factor for constellations of identical imperfections including only those primary systems which carry a load F_d or q_d not less than 50 % of the average value of the set of primary systems considered;
- ϕ is the equivalent sway imperfection, in radians;
- i_{bow} is the equivalent global bow imperfection;
- e is the equivalent bow imperfection;
- i_{twist} is the equivalent global twist imperfection;
- θ_{twist} is the twist imperfection of the member;
- n is the number of stiffened members by the bracing.

NOTE It is assumed, that a set of primary systems is braced by a single bracing system.

(9) Where global analysis of structures is carried out taking into account only global imperfections from 7.3.2, local imperfections of the individual member should be taken into account retroactively in the verifications of the cross-section or the structural element.

(10) Both in and out of plane buckling including lateral torsional buckling with symmetric and asymmetric buckling shapes (eigenmodes with opposite signs) should be taken into account in the most unfavourable direction and form.



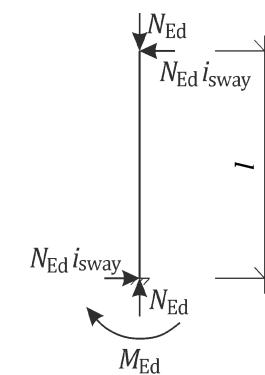
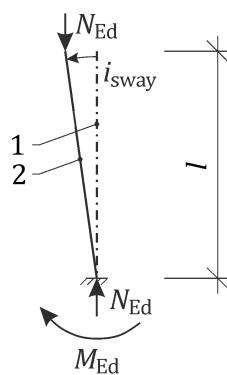
Key

- 1 perfect geometry of the member
- 2 structural member

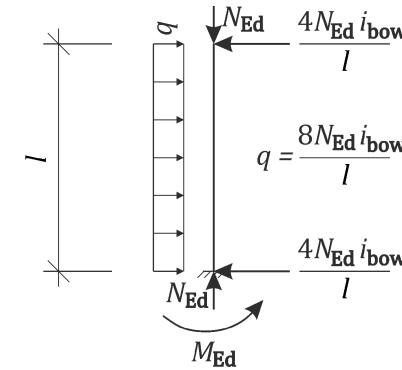
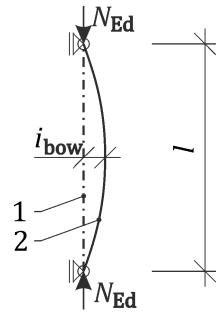
Figure 7.5 — Examples of assumed initial deviations in the geometry of systems

7.3.3 Equivalent actions

- (1) As an alternative to equivalent imperfections, equivalent actions may be applied.
- (2) Equivalent actions should be applied in all relevant directions to the structure, but should only be considered in one direction at a time, see Figure 7.6.
- (3) Where equivalent actions are used in multi-storey beam-and-column building frames, they should be applied at each floor and roof level.



a) Imperfect sway configuration in equilibrium b) Perfect configuration and corresponding first order equivalent forces (sway)



c) Imperfect bow configuration in equilibrium d) Perfect configuration and corresponding first order equivalent forces (bow)

Figure 7.6 — Equivalent geometric imperfections of structural members and equivalent actions

7.4 Simplified method for the evaluation of effects of actions based on second order theory

7.4.1 General

(1) 7.4 may be applied to a straight beam-column with cross-section constant along x -axis, simply supported and torsional constrained (on fork supports) at both ends where an equivalent imperfection e_z or e_y according to 7.4.2 induces flexural buckling, see Figure 8.8 a), and where equivalent imperfections e_y and/or $\theta_{twist,2}$ according to 7.4.3 induces lateral torsional buckling, see Figure 8.8 b).

(2) In-plane buckling and lateral torsional buckling may be treated separately.

(3) Planned camber shall be treated as additional bow imperfection.

NOTE The positive effects of precamber is taken into account by the algebraic sign.

(4) The effects of creep may be accounted for by use of a creep amplified bow imperfection or by using a final stiffness value, see 4.4(7), to calculate $N_{y/z,crit}$ and $M_{y/z,crit}$.

NOTE General analytical formulations for second order effects are given in Annex C.

7.4.2 Flexural buckling

(1) For a member with an equivalent bow imperfection e_z or e_y with a constant design compressive force N_{Ed} and an applied uniaxial design bending moment $M_{y/z,Ed}$ about either the y - or z -axis, the design non-linear moment $M_{y/z,d}^{nl}$ about the respective axis may be taken as follows:

$$M_{y/z,d}^{nl} = \frac{e_{y/z}}{1-\alpha_{c,y/z}} N_{Ed} + \frac{1+\delta_{y/z} \alpha_{c,y/z}}{1-\alpha_{c,y/z}} M_{y/z,Ed} \quad (7.13)$$

with

$$\alpha_{c,y/z} = \frac{N_{Ed}}{N_{y/z,crit}} \quad (7.14)$$

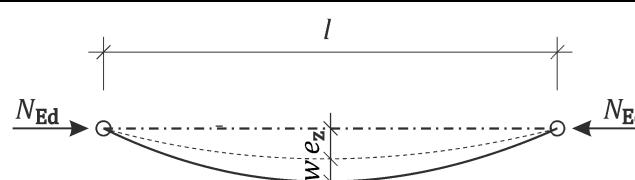
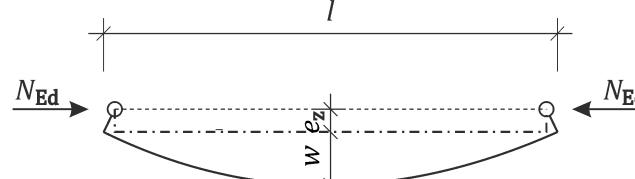
$$N_{y/z,crit} = \frac{\pi^2 E_{0,k} I_{y/z}}{l_{c,y/z,ef}^2} \quad (7.15)$$

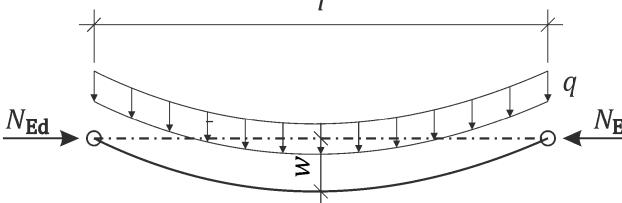
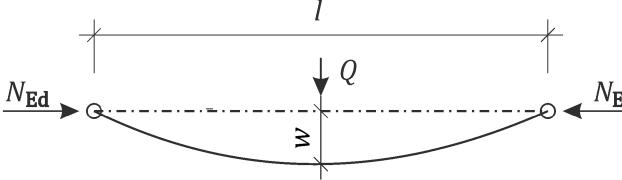
where

- $e_{y/z}$ is the equivalent bow imperfection in y - or z -direction defined in 7.3.2, respectively;
- $\alpha_{c,y/z}$ is the amplification factor for critical normal forces;
- $\delta_{y/z}$ is the Dischinger-coefficient taking into account the respective distribution of either $M_{y,Ed}$ or $M_{z,Ed}$ along the x -axis according to Table 7.1;
- $N_{y/z,crit}$ is the critical force for flexural buckling about the y - or z -axis, respectively;
- $E_{0,k}$ is the characteristic modulus of elasticity parallel to grain defined in 4.4;
- $I_{y/z}$ is the second moment of inertia about the y - or z -axis, respectively;
- $l_{c,y/z,ef}$ is the effective compressed length about the y - or z -axis, respectively.

NOTE Indications about the calculation of effective lengths concerning compression $l_{c,y/z,ef}$ are given in Annex B.

Table 7.1 — Exemplatory Dischinger-coefficients $\delta_{z/y}$

Type of loading	Moment $M_{y/z,Ed}$	$\delta_{z/y}$
1 	$N_{Ed} e_{z/y}$	0
2 	$N_{Ed} e_{z/y}$	0,273

	Type of loading	Moment $M_{y/z,Ed}$	$\delta_{z/y}$
3		$\frac{ql^2}{8}$	0,0324
4		$\frac{Ql}{4}$	-0,189

EXAMPLE Where a constant internal bending moment applies $\delta_{y/z}$ is 0,273. If $\alpha_{c,y/z} < 0,44$, based on an imperfection limit of $l/400$ and a deformation limit of $l/500$, $\delta_{y/z}$ is 0.

(2) The component of non-linear deflections w^{nl} and v^{nl} may be taken as follows:

$$w^{nl} = \frac{\alpha_{c,z} (e_z + w)}{1 - \alpha_{c,z}} \quad (7.16)$$

$$v^{nl} = \frac{\alpha_{c,y} (e_y + v)}{1 - \alpha_{c,y}} \quad (7.17)$$

where

$\alpha_{c,y/z}$ is the amplification factor for critical normal forces for the respective direction;

w is the deflection due to $M_{y,Ed}$ from first order analysis;

v is the deflection due to $M_{z,Ed}$ from first order analysis.

7.4.3 Lateral torsional buckling

(1) For a member with an equivalent bow imperfections e_y and an equivalent total rotation imperfection $\theta_{twist,2}$, with a design constant compressive force N_{Ed} with $N_{crit,y} > 10N_{Ed}$ and $\frac{G_I A}{I_y + I_z} > 10N_{Ed}$ and an applied design uniaxial constant bending moment $M_{y,Ed}$, see Figure 8.8, the design non-linear moments $M_{z,d}^{nl}$ and $M_{x,d}^{nl}$ may be taken as follows:

$$M_{z,d}^{nl} = \frac{1}{1 - \alpha_{c,z} - \alpha_m^2} \left[\left(N_{Ed} + \frac{M_{y,Ed}^2}{G_k I_x} \right) e_y + M_{y,Ed} \theta_{twist,2} + (1 + \alpha_{c,z} \delta_z) M_{z,Ed} \right] \quad (7.18)$$

$$M_{x,d}^{nl} = \frac{1}{1 - \alpha_{c,z} - \alpha_m^2} \left[M_{y,Ed} \pi \frac{e_y}{l} + \alpha_m^2 G_k I_x \pi \frac{\theta_{twist,2}}{l} \right] \quad (7.19)$$

with

$$\alpha_{c,z} = \frac{N_{Ed}}{N_{z,crit}} \quad (7.20)$$

$$N_{z,crit} = \frac{\pi^2 E_{0,k} I_z}{l_{c,z,ef}^2} \quad (7.21)$$

$$\alpha_m = \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,crit}} \quad (7.22)$$

$$M_{y,crit} = \frac{\pi}{l_{m,ef}} \sqrt{G_k I_x E_{0,k} I_z} \quad (7.23)$$

where

- G_k is the design shear modulus defined in 4.4;
- I_x is the torsional moment of inertia;
- A is the cross-section area of the member;
- e_y is the equivalent bow imperfection defined in 7.3.2 containing lateral deflections due to $M_{z,Ed}$ from first order analysis;
- $\theta_{twist,2}$ is the equivalent total twist imperfection defined in 7.3;
- δ_z is the Dischinger-coefficient taking into account the distribution of $M_{z,Ed}$ along the x -axis according to Table 7.1;
- $M_{y,Ed}$ is the design bending moment about the y -axis;
- l is the length of the member;
- $N_{z,crit}$ is the critical normal force about the z -axis;
- $l_{c,z,ef}$ is the equivalent member length concerning compression;
- α_m is the amplification factor for critical bending moments;
- $E_{0,k}$ is the design modulus of elasticity parallel to grain defined in 4.4;
- I_z is the second moment of inertia about the z -axis;
- $M_{y,crit}$ is the critical bending moment;
- $l_{m,ef}$ is the equivalent member length concerning bending.

NOTE 1 Indications about the calculation of effective lengths $l_{m,ef}$ are given in Annex B.

NOTE 2 N_{crit} and $M_{y,crit}$ is a critical couple with single equivalent length $l_{c,y/z,ef} = l_{m,ef} = l$.

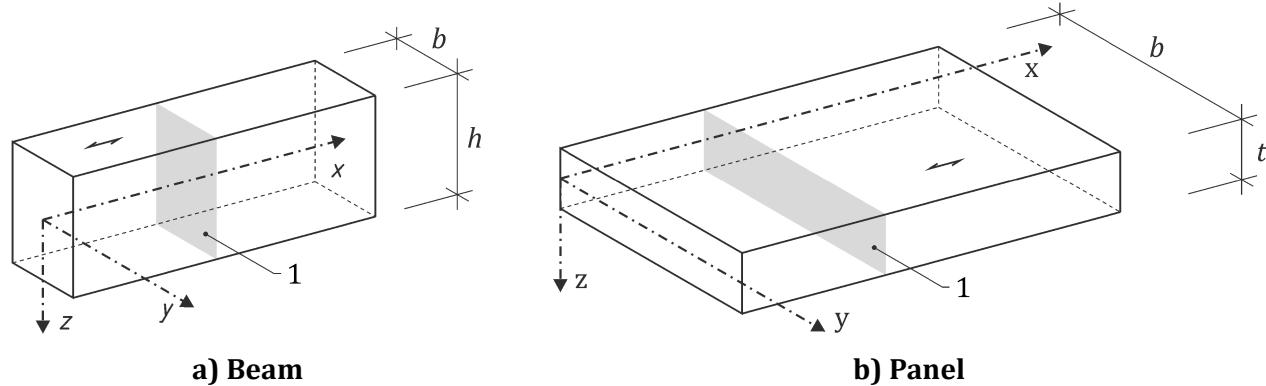
NOTE 3 For tensile axial forces, N_{Ed} is multiplied by -1 in the Formulae (7.18) and (7.20).

8 Ultimate limit states

8.1 Member resistance verification

8.1.1 General

- (1) 8.1 applies to member resistance verifications of structural timber products (including verifications on laminations), see Figure 8.1.
- (2) Member resistance verifications shall be applied to the calculated internal forces. Non-linear effects of imperfections and deformations should be taken into account in the calculation of the internal forces in compression and bending if necessary, see 7.2.1, or in member resistance verifications according to 8.2.
- (3) Reductions in the cross-sectional area shall be taken into account, see 7.2.3.

**Key**

- 1 cross-section of interest
- b* width of rectangular cross-section
- h* height of rectangular cross-section
- t* thickness of rectangular cross-section

Figure 8.1 — Member axis**8.1.2 Tension parallel to grain**

(1) For the design tensile stress parallel to grain $\sigma_{t,0,d}$, the following shall be satisfied:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (8.1)$$

where

$f_{t,0,d}$ is the design tensile strength parallel to grain.

8.1.3 Tension perpendicular to grain

(1) The effect of member size shall be taken into account.

(2) The effect of distribution of tensile stresses perpendicular to grain on resistance may be taken into account.

NOTE The verification is considered in the rules in 8.1.14, 8.3.3.1 and 8.3.5.

8.1.4 Tension at an angle to grain

(1) For in-plane tensile stress at an angle α to grain $\sigma_{t,\alpha,d}$ in members made of structural timber products with cross layers, the following shall be satisfied:

$$\sigma_{t,\alpha,d} \leq \frac{f_{t,0,d} f_{t,90,d}}{f_{t,0,d} \sin^2 \alpha + f_{t,90,d} \cos^2 \alpha} \quad (8.2)$$

where

$f_{t,0,d}$ is the design tensile strength parallel to grain;

$f_{t,90,d}$ is the design tensile strength perpendicular to grain in-plane.

8.1.5 Compression parallel to grain

(1) For the design compressive stress parallel to grain $\sigma_{c,0,d}$, the following shall be satisfied:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (8.3)$$

where

$f_{c,0,d}$ is the design compressive strength parallel to grain.

8.1.6 Compression perpendicular to grain

8.1.6.1 General

(1) For design compressive stress perpendicular to grain $\sigma_{c,90,d}$, the following should be satisfied:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{\text{mat}} k_{c,90} f_{c,90,d} \quad (8.4)$$

with

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A} \quad (8.5)$$

where

k_{mat} is the factor accounting for the material behaviour and degree of compressive deformation perpendicular to grain, see 8.1.6.1(2) and Table 8.1;

$k_{c,90}$ is the stress spreading factor accounting for the distribution of compressive stresses in the member in accordance with 8.1.6.1(2) and 8.1.6.1(3);

$f_{c,90,d}$ is the design compressive strength perpendicular to grain;

$F_{c,90,d}$ is the design compressive force perpendicular to grain;

A is the area of the applied force perpendicular to grain.

(2) The values of $k_{c,90}$ and k_{mat} should be taken as 1,0 or be calculated from Formula (8.6) and taken from Table 8.1, respectively.

Table 8.1 — Values for k_{mat}

Type of timber product	Case A ^a		Case B ^b		Case C ^c	
	Strain ^d	k_{mat}	Strain ^d	k_{mat}	Strain ^d	k_{mat}
Solid wood based (SWB) (see Table 5.1)	0,025	1,4	0,10	2,1	0,20	2,7
Softwood LVL and GLVL loaded edgewise	0,015	1,0	—	—	—	—
Softwood LVL and GLVL loaded flatwise	0,025	1,3	for $h \geq 46 \text{ mm}$ 0,07	1,9	for $20 \text{ mm} \leq h < 46 \text{ mm}$ (0,30 - 0,005 h)	2,5
Hardwood LVL and GLVL loaded edgewise	0,015	1,0	0,035	1,2	—	—
Hardwood LVL and GLVL loaded flatwise	0,020	1,3	0,05	1,6	—	—

NOTE 1 The k_{mat} values in this table were calculated with the partial factors γ_M given in Table 4.3. If in the National Annex values for the partial factors $\gamma_{M,NA}$ are prescribed different from γ_M in Table 4.3, k_{mat} values can be calculated by multiplying the values in this table by $\gamma_{M,NA}/\gamma_M$.

NOTE 2 For the calculation of deformations in serviceability limit state design situations, see 9.4.

NOTE 3 The depth to width ratio restriction in Case A is to prevent premature rolling shear failure.

NOTE 4 Higher values of k_{mat} can apply provided the lateral deformation at the loaded area is prevented.

^a Case A covers most design situations. It applies when deformations result in member or system instability or causes unacceptable damage to other components, e.g. for structural timber where $h > 5b$; where h is the member depth and b the width. The strain values indicate the on-set of yielding.

^b Case B applies when deformation has no significant effect on member or system stability.

^c Case C applies when deformation has no significant effect on member stability and failure of the member does not lead to failure of the whole structure or parts of it. Such cases include members that are continuously supported and for which the width $b \geq h$, or plate or beam supports where local indentation will not lead to failure of the whole structure or parts of it, e.g. due to force redistribution to adjacent members. This also applies for the cases mentioned in 8.1.6(9).

^d Strain is the ratio of the total deformation and the effective depth h_{ef} . For continuously supported members (see Figure 8.2) $h_{\text{ef}} = h$. The strain values are approximate magnitude values.

(3) The value of the stress spreading factor $k_{c,90}$ should be taken as follows:

$$k_{c,90} = \sqrt{\frac{l_{\text{ef}}}{l_{c,90}}} \leq 4,0 \quad (8.6)$$

where

l_{ef} is the effective spreading length parallel to grain, see Figures 8.2 – 8.3;

$l_{c,90}$ is the compressed length parallel to grain, see Figures 8.2 – 8.3.

(4) The effective spreading length parallel to grain of the compressive stress l_{ef} should be calculated using a stress spreading gradient of 45°.

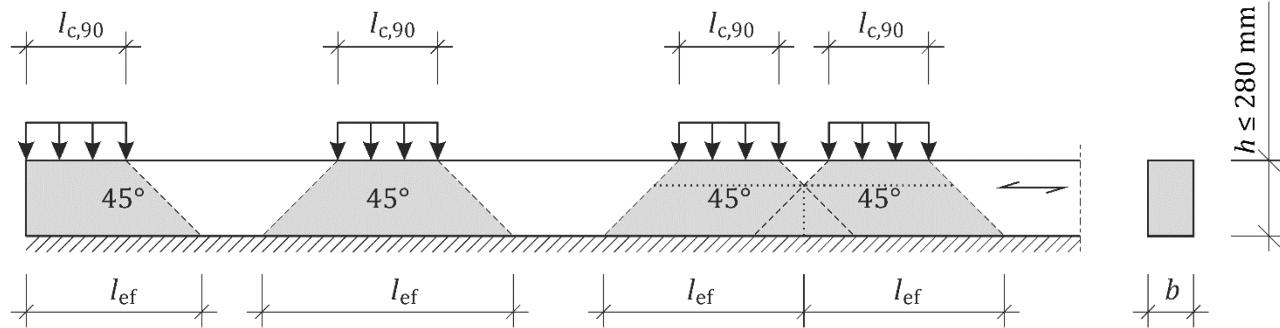
NOTE The spreading gradient of the compressive stress perpendicular to grain (width direction) is neglected. This does not apply to cross laminated timber, see 8.1.6.1(10).

(5) In the case of LVL-C, GLVL-C and PW loaded flatwise, the value of the stress spreading factor $k_{c,90}$ shall be taken as for CLT, see Formula (8.10).

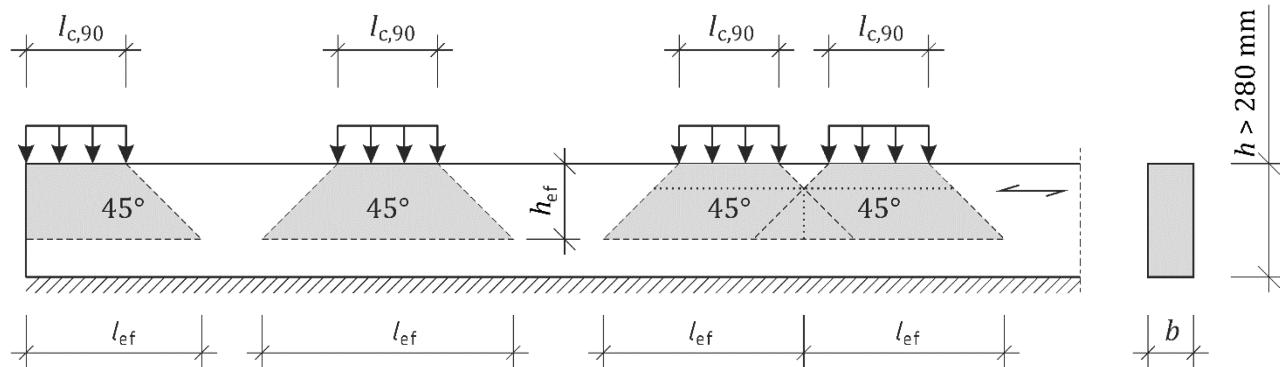
(6) For a member on a continuous support loaded by concentrated forces perpendicular to grain on the opposite face, see Figure 8.2 a) and Figure 8.2 b), the stress spreading factor $k_{c,90}$ should be calculated with an effective spreading length of the compressive stress l_{ef} in accordance with 8.1.6.1(3) and an effective depth h_{ef} as follows:

$$h_{ef} = \min\{h; 280\} \quad (8.7)$$

where h is the member depth, in mm.



a) Member depth $h \leq 280$ mm



b) Member depth $h > 280$ mm

Figure 8.2 — Effective spreading length of continuously supported members

(7) For members on local supports loaded by distributed and / or concentrated compressive forces perpendicular to grain, see Figure 8.3, the stress spreading factor $k_{c,90}$ should be calculated using an effective spreading length of the compressive stress l_{ef} in accordance with 8.1.6.1(4) and an effective depth h_{ef} determined as follows:

$$h_{ef} = \min\{0,4h; 140\} \quad (8.8)$$

where h is the member depth, in mm.

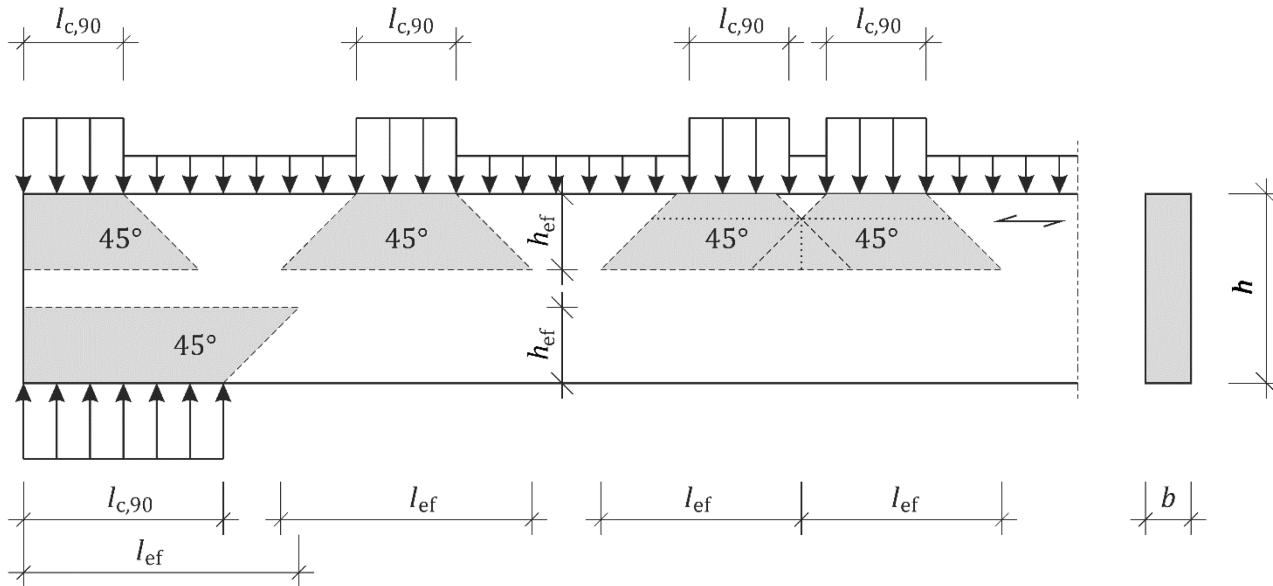


Figure 8.3 — Effective spreading length of a locally supported member loaded with distributed and / or concentrated compressive forces perpendicular to grain either closely spaced or near the end of the member

(8) For other shapes of the loaded area than square (e.g. round washers) the effective spreading length l_{ef} and length of the loaded area $l_{c,90}$ in Formula (8.6) may be replaced by the effective spreading area and the area of the applied load, respectively.

(9) Stress in CLT subjected to compression perpendicular to plane $\sigma_{c,90,d}$ should satisfy Formula (8.9). The stress spreading factor $k_{c,90,CLT}$ should be taken as 1 or be calculated according to 8.1.6.1(10):

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{mat} k_{c,90,CLT} f_{c,90,d} \quad (8.9)$$

where

- $\sigma_{c,90,d}$ is the design compressive stress in the contact area perpendicular to grain;
- k_{mat} is the factor accounting for the material behaviour and the degree of compressive deformation perpendicular to grain;
- $k_{c,90,CLT}$ is the stress spreading factor accounting for the distribution of compressive stresses in the member and the layup of the CLT element;
- $f_{c,90,d}$ is the design compressive strength perpendicular to grain of CLT.

(10) For CLT having a ratio of $1 \leq t_{l,max}/t_{l,min} \leq 2$, with the biggest lamination thickness $t_{l,max}$ and the minimum lamination thickness $t_{l,min}$ within a layup, the value of $k_{c,90,CLT}$ should be taken as follows using a stress spreading gradient of 35°, see Figure 8.4:

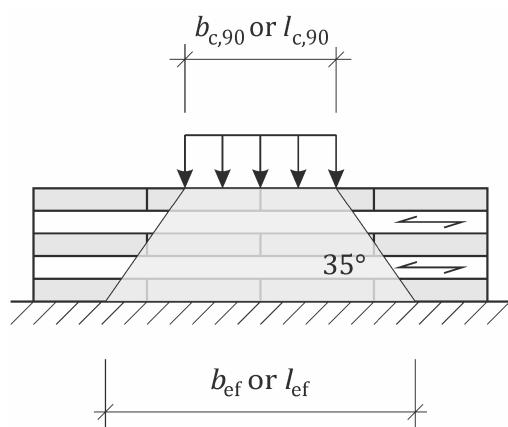
$$k_{c,90,CLT} = \sqrt{\frac{b_{ef} l_{ef}}{b_{c,90} l_{c,90}}} \leq 4 \quad (8.10)$$

where

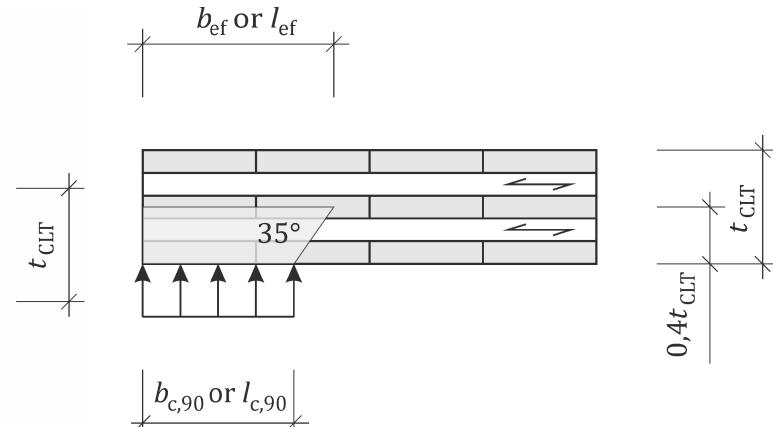
- $k_{c,90,CLT}$ is the stress spreading factor accounting for the distribution of compressive stresses in the member and the layup of the CLT element;
- b_{ef} is the effective spreading width perpendicular to grain, see Figure 8.4;
- l_{ef} is the effective spreading length parallel to grain, see Figure 8.4;

$b_{c,90}$ is the width of the loaded area perpendicular to grain;
 $l_{c,90}$ is the compressed length parallel to grain.

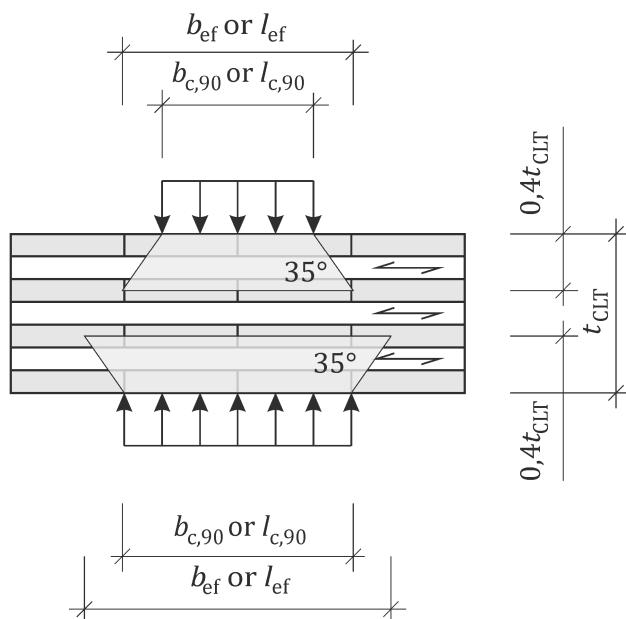
NOTE For CLT, the grain directions are defined with respect to the face layers.



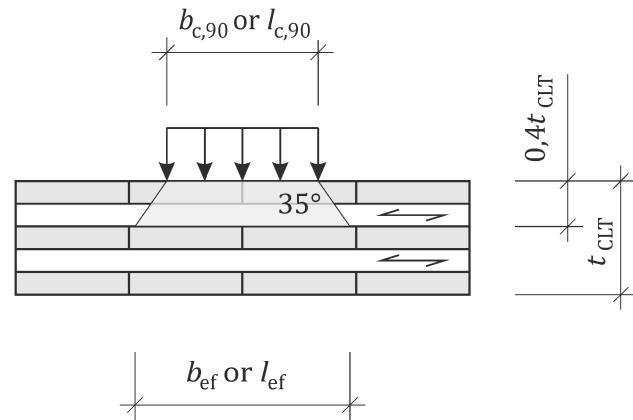
a) At continuous supports



b) At local supports



c) At contact areas at both opposite sides having different size and position



d) For forces at locally loaded locations

Figure 8.4 — Force distribution width and stress spreading length in CLT subjected to compressive forces perpendicular to the plane

8.1.6.2 Reinforcement

(1) For softwood members made from ST, FST, GST, GL, BGL and from LVL-P and GLVL-P in flatwise bending, the compression perpendicular to grain capacity may be increased by reinforcements with fully threaded screws or rods with wood screw thread.

(2) The screws or rods with wood screw thread should be:

- applicable for the respective timber product and service class of the reinforced timber member;
- evenly distributed over the reinforced contact area;
- applied at an angle between screw or rod axis and grain direction of $45^\circ \leq \varepsilon \leq 90^\circ$, see Figure 11.4;
- applied at an angle between screw or rod axis and contact surface of 90° ;
- applied with its heads flush to the contact area.

(3) The contact area should:

- have adequate stiffness (e.g. a steel plate of adequate thickness, see 8.1.6.2(8)) and evenness to prevent penetration of the screw or rod heads into the contact member;
- ensure adequate rotational capacity where necessary, to provide an equal distribution of the compressive force over all screws or rods, see Formula (8.17).

(4) For the calculation of the characteristic capacity of the reinforced contact area according to Formula (8.11), the contact width at the tip of the reinforcement should be equal to the member width b , see Figure 8.5 c).

(5) For reinforcements according to 8.1.6.2(1) to (3), the characteristic capacity of the reinforced contact area $F_{c,90,Rk}$ should be taken as the minimum value as follows:

$$F_{c,90,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} k_{\text{mat}} b_{c,90} l_{\text{ef},1} f_{c,90,k} + n \min\{F_{w,k}; F_{c,k}\} \\ b l_{\text{ef},2} f_{c,90,k} \end{array} \right\} \quad (8.11)$$

with

$$l_{\text{ef},1} = l_{c,90} + \min\{l_e; 30; l_s/2; l_{c,90}\} + \min\{30; l_s/2; l_{c,90}\} \quad \text{for end supports, see Figure 8.5 a)} \quad (8.12)$$

$$l_{\text{ef},1} = l_{c,90} + \min\{30; l_s/2; l_{c,90}\} + \min\{30; l_s/2; l_{c,90}\} \quad \text{for intermediate supports, see Figure 8.5 b)} \quad (8.13)$$

$$l_{\text{ef},2} = l_r + (n_0 - 1) a_1 + \min\{l_r; a_{3,c}\} \quad \text{for end supports, see Figure 8.5 a)} \quad (8.14)$$

$$l_{\text{ef},2} = 2 l_r + (n_0 - 1) a_1 \quad \text{for intermediate supports, see Figure 8.5 b)} \quad (8.15)$$

where

- k_{mat} is the factor that takes into account the material behaviour according to 8.1.6.2(6);
- $b_{c,90}$ is the width of the contact area, see Figure 8.5 c);
- $l_{\text{ef},1}$ is the effective contact length parallel to grain in the plane defined by the contact area, see Figure 8.5 a) and b) and Formulae (8.12) and (8.13); For $\alpha < 90^\circ$, $l_{\text{ef}} = l$;
- $f_{c,90,k}$ is the characteristic compressive strength perpendicular to grain;
- n is the product $(n_0 \cdot n_{90})$, i.e. the number of fully threaded screws or rods applied for reinforcement, see Figure 8.5;
- $F_{w,k}$ is the characteristic withdrawal resistance according to 11.2.2.3;

- $F_{c,k}$ is the characteristic resistance of a screw in axial compression according to 11.2.2.5;
- b is the member width, see Figure 8.5 c);
- $l_{ef,2}$ is the effective distribution length parallel to grain in the plane defined by the screw or rod tips, see Figure 8.5;
- $l_{c,90}$ is the length of the contact area, see Figure 8.5 a) and b), in mm;
- l_e is the clear spacing parallel to grain between the end of the member and the contact area, see Figure 8.5 a), in mm;
- l_s is the clear spacing parallel to grain between the contact area and the concentrated load, see Figure 8.5 a), in mm;
- l_r is the reinforced length from the threaded part of the screw or rod in the timber member, see Figure 8.5;
- n_0 is the number of fully threaded screws or rods arranged in a row parallel to grain;
- a_1 is the spacing parallel to grain, see Figure 8.5;
- $a_{3,c}$ is the distance between dowel-type fastener and unloaded end, see Figure 8.5.
- n_{90} is the number of fully threaded screws or rods arranged in a row perpendicular to grain.

(6) The value of k_{mat} should be taken as 1,0 unless the following conditions apply. For members on discrete supports loaded by distributed loads and/or by concentrated loads at clear distance from the support l_s larger or equal to $2h$, see Figure 8.5 a), the value of k_{mat} should be taken as follows:

- $k_{mat} = 1,5$ for softwood products ST, GST and FST
- $k_{mat} = 1,75$ for softwood products GL and BGL, provided that $l_{c,90} \leq 400$ mm

NOTE A series of point loads acting at close centres can be regarded as a distributed load. This is decided for the individual member, taking into account the ratio between centres and span, leading to approximately uniform stress distribution at the neutral axis of the member.

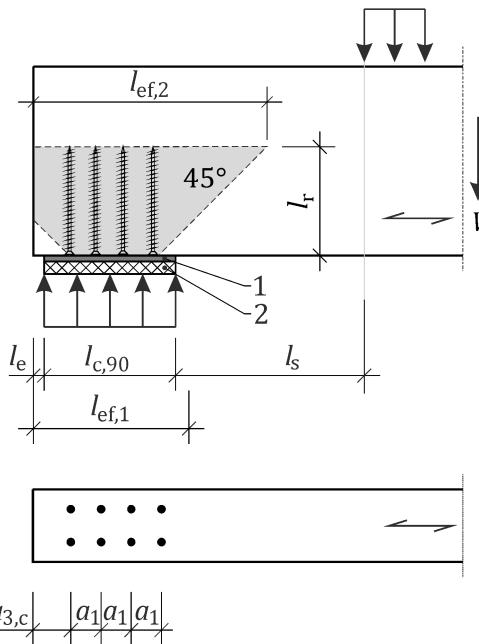
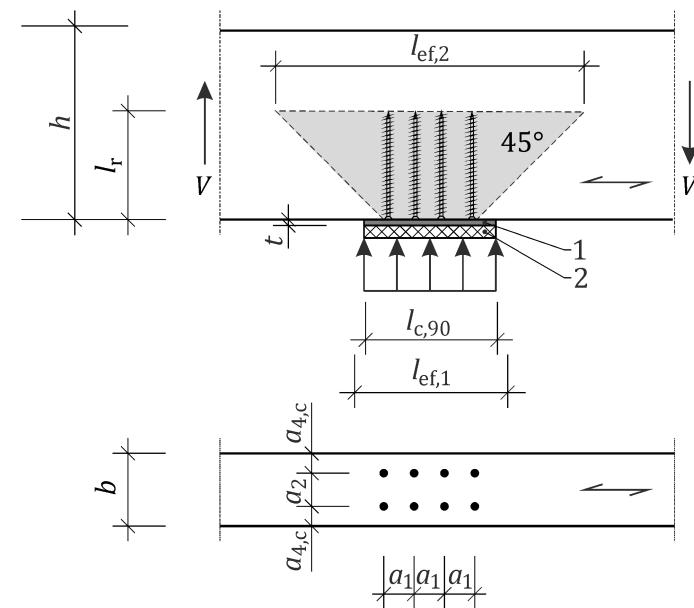
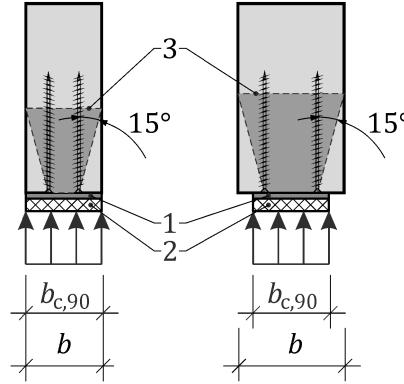
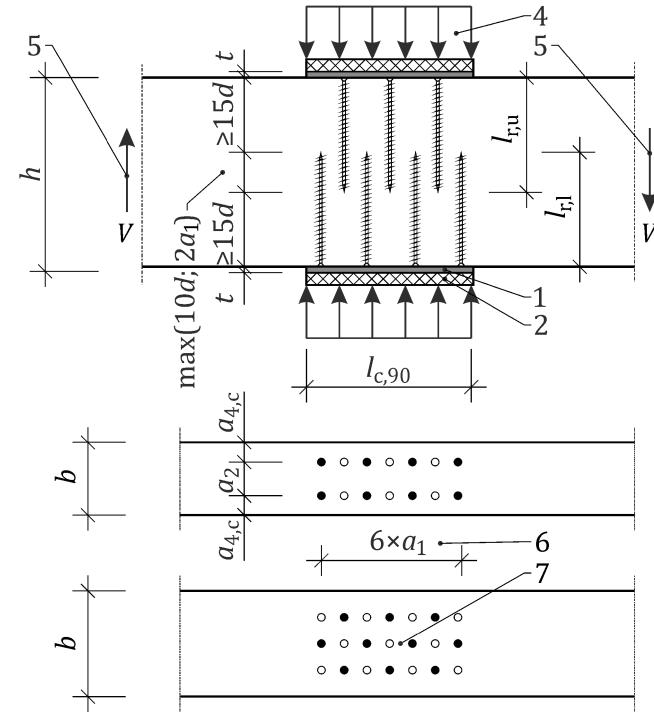
(7) Minimum spacings and end and edge distances should be taken from Table 11.24 or a European technical product specification.

(8) The contact material (e.g. steel plate) should be designed for the load introduced by the screw head. The thickness of steel plates t , in mm, may be assumed adequate, if the following is satisfied:

$$t \geq \max \left\{ 5,0; 1,45 \sqrt{\frac{F_{c,Ed}}{f_{y,d}}} \right\} \quad (8.16)$$

where

- $F_{c,Ed}$ is the design compressive force in one screw or rod;
- $f_{y,d}$ is the design yield strength of the steel plate (determined with γ_{M0} according to EN 1993-1-1:2022, 6.1).

- Entwurf -**a) Discrete end support with reinforcement****b) Intermediate support with reinforcement****c) Discrete support with reinforcement****d) Overlapping reinforcement****Key**

- 1 stiff bearing material (e.g. steel plate)
- 2 e.g. elastomeric bearing (optional)
- 3 plane of fully activated member width b , see 8.1.6.2(4)
- 4 compressive load to be transferred through the member

- 5 section forces in the member
- 6 recommended spacing parallel to grain $a_{1,max} = 5d$
- 7 alternative arrangement

Figure 8.5 — Reinforcement by means of fully threaded screws or threaded rods in areas of concentrated compressive stresses perpendicular to grain

(9) Where rotation of the member results in indentation of the member due to the stiff contact material (e.g. steel plate), it is recommended to increase the rotational capacity (by e.g. an elastomeric bearing material), if the following is exceeded:

$$\Delta w = \varphi l_{c,90}/2 \geq 1,0 \quad (8.17)$$

where

- Δw is the relative deformation of the member from rotation at the edge of the contact;
- φ is the rotation of the member at the support at w_{tot} see 9.2.1(2);
- $l_{c,90}$ is the contact length, see Figure 8.5, in mm.

(10) Screws or rods with wood screw thread driven into the top and bottom of a member may overlap.

(11) The characteristic capacity may be determined according to the upper part of Formula (8.11), if:

- the contact areas and the screws or rods are arranged axially symmetric on both opposite sides; and
- the screws or rods overlap at least $10d$, where d is the screw or rod diameter; and
- the distance between the screw or rod tips and the opposite contact area is at least $15d$, see Figure 8.5 d).

(12) Where compressive forces acting on one contact area are higher compared to compressive forces acting on the opposite contact area (e.g. force transmission of two opposite columns through a girder in addition to the support of the girder by the lower column), the characteristic capacities of the reinforced contact areas may be determined according to the upper part of Formula (8.11) only, if the capacities of the contact areas are proportional to the respective compressive forces, see Figure 8.5 d). In this case, linear addition of the characteristic capacities of the reinforced contact areas, calculated for transfer of different types of loads or section forces (e.g. for section (shear) forces in the members according to 8.1.6.2(5) and for the transfer of external compressive forces through the member according to this subclause) may be applied.

(13) Reinforcement with bonded-in rods may be designed in analogy to 8.1.6.2(1) to (10).

(14) The rules to reduce the restraining effect of the reinforcement, given in 8.3.2(13) to (16) shall be applied.

8.1.7 Compression at an angle to the grain

(1) Interaction of compressive stresses in two or more directions shall be taken into account.

(2) For the design compressive stress $\sigma_{c,\alpha,d}$ at an angle α to the grain, see Figure 8.6, the following should be satisfied:

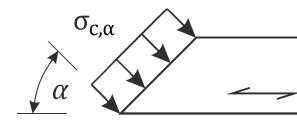
$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq f_{c,\alpha,d} \quad (8.18)$$

with

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,90,d} f_{c,0,d}}{f_{c,0,d} \sin^2 \alpha + f_{c,90,d} \cos^2 \alpha} \quad (8.19)$$

where

- $f_{c,\alpha,d}$ is the design compressive strength at an angle α to the grain;
- $f_{c,0,d}$ is the design compressive strength parallel to grain;
- $f_{c,90,d}$ is the design compressive strength perpendicular to grain;
- α is the angle between the direction of the acting stresses and the grain direction.

**Figure 8.6 — Compressive stresses at an angle to the grain**

8.1.8 Bending

8.1.8.1 General

(1) For the design bending stressses about the principal axes $\sigma_{m,y/z,d}$ see Figure 8.1, the following shall be satisfied:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_{\text{red}} \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (8.20)$$

$$k_{\text{red}} \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (8.21)$$

where

$f_{m,y/z,d}$ are the corresponding design bending strengths;

k_{red} is the factor considering the low probability of having the lowest strength over the width at the point of the maximum stress, see 8.1.8.1(2).

(2) The value of the factor k_{red} should be taken as follows:

- for ST, GST, FST, GL, BGL and LVL:
 - for rectangular sections: $k_{\text{red}} = 0,7$;
 - for other cross-sections: $k_{\text{red}} = 1,0$.
- for other wood-based structural products, for all cross-sections: $k_{\text{red}} = 1,0$.

(3) Additional verifications of tensile stresses parallel to grain in the centre of the layer caused by bending may be neglected for CLT

- loaded out of plane;
- loaded in-plane and having a ratio of $l/h_{\text{CLT}} \geq 5$, where l is the span and h_{CLT} the member height.

8.1.8.2 Bending stresses at an angle to grain in-plane

(1) For the design bending stress at an angle α to grain in-plane $\sigma_{m,\alpha,d}$ for members made of softwood LVL and GLVL, the following should be satisfied:

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq \frac{f_{m,0,d} f_{m,90,d}}{f_{m,0,d} \sin^2 \alpha + f_{m,90,d} \cos^2 \alpha} \quad (8.22)$$

where

α is the angle between direction of stress and grain, in degree;

$f_{m,0,d}$ is the design bending strength parallel to grain in-plane;

$f_{m,90,d}$ is the design bending strength perpendicular to grain in-plane.

(2) If the characteristic bending strength $f_{m,90,k}$ is not given in the corresponding strength class in EN 14374 or is not declared, it may be taken as $f_{m,90,k} = f_{t,90,k}$.

8.1.9 Axial tension and bending

(1) For the design tensile stress parallel to grain $\sigma_{t,0,d}$ in combination with design bending stresses about the principal axes $\sigma_{m,y/z,d}$, see Figure 8.1, the following shall be satisfied:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_{\text{red}} \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \quad (8.23)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_{\text{red}} \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \quad (8.24)$$

where

- $f_{t,0,d}$ is the design tensile strength parallel to grain;
- $f_{m,y/z,d}$ are the corresponding design bending strengths;
- k_{red} is the factor for combined bending stresses, as given in 8.1.8.1(2).

8.1.10 Axial compression and bending

(1) For the design compressive stress parallel to grain $\sigma_{c,0,d}$ in combination with design bending stresses about the principal axes $\sigma_{m,y/z,d}$, see Figure 8.1, the following shall be satisfied:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^p + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_{\text{red}} \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (8.25)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^p + k_{\text{red}} \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (8.26)$$

where

- $f_{c,0,d}$ is the design compressive strength parallel to grain;
- p is the exponent accounting for the probabilistic effects on combined bending and compressive strength of the cross-section. The value is $p = 2$ for rectangular cross-sections, and $p = 1$ for other shapes (e.g. circular cross-sections);
- $f_{m,y/z,d}$ are the corresponding design bending strengths;
- k_{red} is the factor for combined bending stresses, as given in 8.1.8.1(2).

8.1.11 Shear

8.1.11.1 General

(1) For the design shear stress τ_d , the following shall be satisfied:

$$\tau_d \leq k_v f_{v,d} \quad (8.27)$$

where

- k_v is the adjustment factor for shear strength in accordance with 8.1.11.1(3);
- $f_{v,d}$ is the design shear strength.

(2) For the combination of the design shear stresses $\tau_{xy/z,d}$ due to two axis bending, the following shall be satisfied:

$$\left(\frac{\tau_{xy,d}}{k_{v,xy} f_{v,xy,d}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{xz,d}}{k_{v,xz} f_{v,xz,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (8.28)$$

where

- $k_{v,xy/z}$ are the corresponding adjustment factors for shear strength in accordance with 8.1.11.1(3);
 $f_{v,xy/z,d}$ are the corresponding design shear strengths.

(3) The adjustment factor for shear strength in one of the principal axes shown in Figure 8.1 k_v should be taken as 1,0 for CLT, LVL, GLVL and wood-based panel products. For ST, FST, GST, GL and BGL, k_v should be taken as follows:

$$k_v = \min \left\{ k_{h,v}, k_{var} \frac{f_{v,k,ref}}{f_{v,k}}; 1,0 \right\} \quad (8.29)$$

with

$$f_{v,k,ref} = \begin{cases} 2,30 & \text{for ST, FST and GST} \\ 2,75 & \text{for GL and BGL} \end{cases} \quad (8.30)$$

where

- $k_{h,v}$ is the depth modification factor for shear strength taken from Formula (5.4) for ST and FST, Formula (5.10) for GL and BGL and Formula (5.8) for GST;
 k_{var} is the factor accounting for effects of service conditions in accordance with 8.1.11.1(4);
 $f_{v,k,ref}$ is the reference characteristic shear strength of the material taken from Formula (8.30);
 $f_{v,k}$ is the characteristic shear strength declared according to the technical specification of the material.

NOTE In two axis bending, different cross-section dimensions in y -direction and z -direction can lead to different values of $k_{h,v}$, hence different values of adjustment factor k_v .

(4) The factor taking into account service conditions k_{var} should be taken as 1,0 in service conditions of 4.3.1.4 and provided 4.3.1.2(2) is satisfied. Alternatively, when the service conditions are better known and controlled, values of k_{var} greater than 1,0 may be agreed for a specific project by relevant parties taking into account regional climate and all aspects of moisture content variations (at the time of production, during transport, storage and erection, initial increase or decrease in service, seasonal variations,...).

(5) Values of k_{var} should be taken smaller than 1,0 for accounting for the effect of intense moisture content variations on the cross-section and on the local resistance to shear stresses.

NOTE Timber members subject to intense moisture content changes are outside the scope of 4.3.1.4 (e.g. for moisture content changes exceeding 6 % to 8 % in service class 1 environment, especially in the case of large member sizes and/or large connections or reinforcement in members).

(6) For existing members (e.g. retrofitting), other values of k_{var} may be defined, taking into account the outcome of member inspection.

(7) For beams with rectangular cross-section from softwood made from ST, FST, GST, GL, BGL supported over the full member width at the bottom and loaded on the top, the total shear force may be calculated at a distance h or h_{ef} from the edge of the support, see Figure 8.7. In addition, for concentrated loads F , located at a distance $h < l_v \leq 1,5h$ from the edge of the support, the shear force from these concentrated loads may be further reduced as follows:

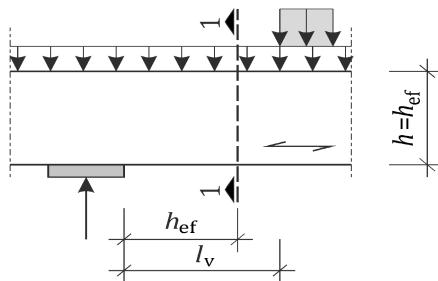
$$V_{ef}(F) = \frac{l_v}{1,5 h} F \quad (8.31)$$

where

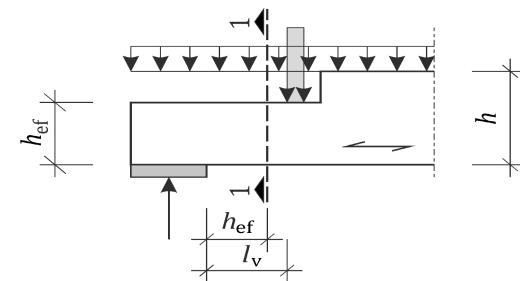
- $V_{\text{ef}}(F)$ is the reduced shear force induced by the concentrated load F at a distance $h < l_v \leq 1,5h$ from the edge of the support;
- l_v is the clear spacing parallel to grain between the edge of the support and the concentrated load F ;
- h is the height of the beam or the effective height of a notched beam, see Figure 8.7.

(8) For beams with a notch at the support with effective height h_{ef} , this reduction in the shear force should only be applied when the notch is on the opposite side of the support. At supports where the support force is not fully transferred at the contact area (e.g. in the case of reinforced support area, see Figure 8.7 c)) and at supports where the support force is transferred via connections fastened to the end grain, see Figure 8.7 d), the reduction of total shear force should not be applied.

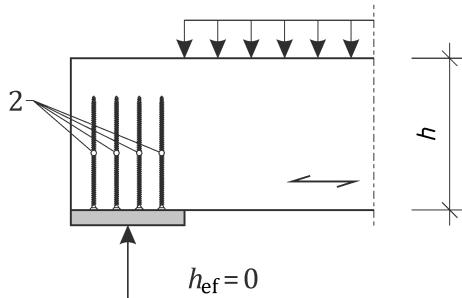
NOTE The height of beams with inclined edges can be considered to be the height above the centreline of the support.



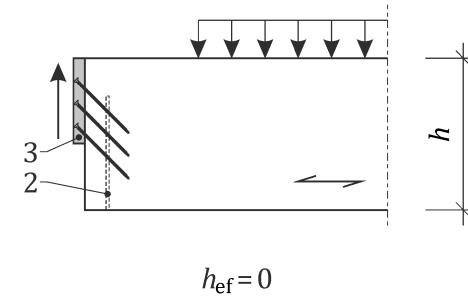
a) Discrete support with load at distance l_v



b) Beam with notch at opposite side of the support



c) Discrete support with reinforcement



d) Connection fastened to the end grain

Key

- 1 relevant section for shear verification
- 2 reinforcement
- 3 connector or group of fasteners

Figure 8.7 — Conditions at a support to determine the effective shear force

8.1.11.2 Additional requirements for cross laminated timber (CLT)

- (1) Verifications for CLT subjected to shear stresses due to out of plane loading shall be done for each critical layer.
- (2) Depending on the orientation of the respective layer, the shear verification shall be done with the design longitudinal shear strength $f_{v,d}$ or the design rolling shear strength $f_{r,d}$ according to Formula (8.27).

(3) For CLT diaphragms or walls subjected to shear stresses due to in-plane loading the design torsional shear stress in the bondlines between laminations of adjacent orthogonal layers $\tau_{\text{tor},\text{node},d}$ shall be determined in the x - or y -direction from the design shear stress in-plane $\tau_{v,xy/yx,d}$ of the effective net cross-section $A_{\text{ef},x/y}$ as stated in 8.1.11.2(4), and satisfy the following for $b_l/t_l \leq 4$:

$$\tau_{\text{tor},\text{node},d} = \frac{3}{2} \tau_{v,xy,d} \left(\frac{t_l}{b_l} \right) \leq f_{\text{tor},\text{node},d} \quad (8.32)$$

where

- t_l is the maximum lamination thickness;
- b_l is the minimum of lamination width, the distance between the edge and a groove, and the spacing between grooves within a lamination; in the absence of more specific information, it may be taken as 80 mm;
- $f_{\text{tor},\text{node},d}$ is the design torsional shear strength of the glued area of crosswise bonded lamellae.

NOTE The CLT can comprise non-edge glued layers and cracks.

(4) For the determination of the effective net cross-section $A_{\text{ef},x}$ or $A_{\text{ef},y}$ comprising the outermost layers with grain parallel to x - or y -direction, respectively, the thickness of the outermost layers shall be reduced by 20 %.

(5) For combinations of shear stresses due to in-plane and perpendicular to plane loading (including torsional shear stresses) in CLT, a linear combination should be applied.

8.1.12 Torsion or combined shear and torsion

(1) For the design torsional stress determined with the torsional section modulus for isotropic materials $\tau_{\text{tor},d}$ in combination with the design shear stresses in the principal axes $\tau_{xy/z,d}$, see Figure 8.1, the following shall be satisfied:

$$\frac{\tau_{\text{tor},d}}{k_{\text{shape}} f_{v,d}} + \left(\frac{\tau_{xy,d}}{k_{v,xy} f_{v,xy,d}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{xz,d}}{k_{v,xz} f_{v,xz,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (8.33)$$

with

$$k_{\text{shape}} = \begin{cases} 1,2 & \text{for a circular cross-section} \\ \min \left(1 + 0,05 \frac{h}{b}; 1,3 \right) & \text{for a rectangular cross-section} \\ 1,0 & \text{for a rectangular CLT cross-section} \end{cases} \quad (8.34)$$

where

- k_{shape} is the factor for the effect of the shape of the cross-section;
- $f_{v,d}$ is the design shear strength;
- $k_{v,xy/z}$ are the corresponding adjustment factors for shear strength in accordance with 8.1.11.1(3);
- $f_{v,xy/z,d}$ are the corresponding design shear strengths.
- h is the larger cross-sectional dimension;
- b is the smaller cross-sectional dimension.

NOTE 1 Values of k_{shape} greater than 1,0 imply ultimate limit state design situations involving large rotations.

NOTE 2 The torsional moment of inertia I_x for CLT can, e.g. be taken from Formula (B.11 B.10).

8.1.13 Shear and compression perpendicular to grain

(1) For the combined design shear stress τ_d and design compression perpendicular to grain stress $\sigma_{c,90,d}$, the following shall be satisfied:

$$\frac{\tau_d}{k_v f_{v,d}} - 0,25 \frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} \leq 1 \quad (8.35)$$

where

- k_v is the adjustment factor for shear strength in accordance with 8.1.11.1(3);
- $f_{v,d}$ is the design shear strength;
- $f_{c,90,d}$ is the design compressive strength perpendicular to grain.

(2) In the case of verification of combined shear and compression perpendicular to grain stresses taken from Formula (8.35) the reduction of the shear force according to 8.1.11.1(5) shall not be applied simultaneously.

8.1.14 Shear and tension perpendicular to the grain

(1) For the verification of combined shear and tension perpendicular to the grain stresses the rules in 8.3.4.1(11) should be applied.

(2) For design situations not considered in 8.3, combined stresses may be verified by analogy with Formula (8.72) taking into account the effect of member size and stress distribution.

8.2 Stability of members: simplified verification

8.2.1 General

(1) The verification of member buckling, either flexural buckling or lateral torsional buckling, shall take into account the higher order moments (geometrical non-linear effects) due to compressive forces and/or moments caused by any actions, in combination with imperfections and induced deformations.

(2) The verification of member buckling may either be carried out by:

- Explicit calculation of geometrical non-linear moments, and verification of cross-sections according to 8.1 (see NOTE 1 below); or
- Implicit consideration of the geometrical non-linear (second order) moments by factors k_c (affecting compressive stresses) and/or k_m (affecting major axis bending stresses), see 8.2.2.

NOTE 1 The stresses from geometrical non-linear analysis (i.e. second order) are usually determined by either numerical, computational, or analytic methods such as second order theory presented in 7.4 and Annex C.

NOTE 2 Indications for calculation of critical stresses and effective lengths are given in Annex B, including other boundary conditions for braced members where $l_{c/m,ef} \neq l$, for members under pure compression or pure bending.

NOTE 3 In cases where the verifications with k_c/k_m methods lead to utilization ratios greater than 1, the member resistance can be underestimated. In such cases, detailed analysis can be carried out, see explicit calculation in 8.2.1(2).

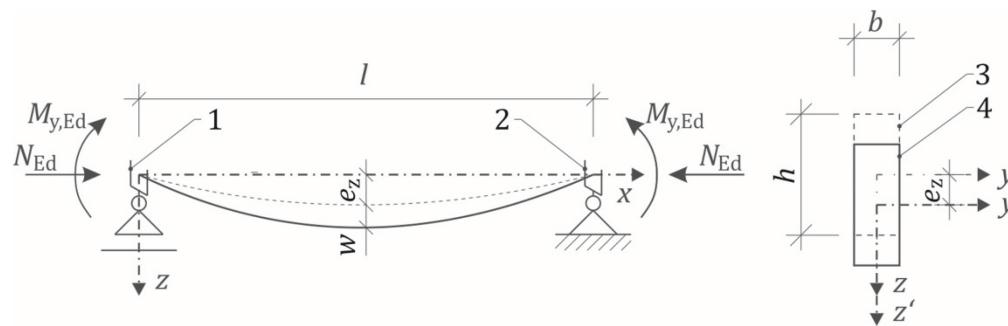
8.2.2 Member buckling verifications by factors (k_c - k_m methods)

8.2.2.1 General

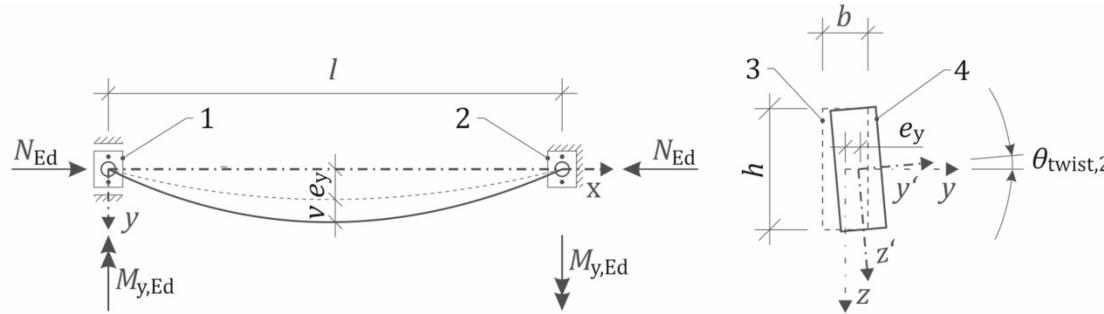
NOTE k_c/k_m methods are based on forces and moments taken from linear (first order) analysis.

(1) For the determination of critical stresses, the 5th-percentile values of stiffness properties of the members should be used.

(2) The rules in 8.2.2 may be applied to straight members of constant cross-section, with bow and twist imperfections according to 7.3, see Figure 8.8, simply supported and constrained against torsion (on fork supports) at both ends.



a) Flexural buckling about y-axis (side view)



b) Lateral torsional buckling and flexural buckling about z-axis (top view and cross-section)

Key

$e_{y/z}$	equivalent bow imperfection in respective direction
w, v	deflection in z -direction and y -direction, respectively
l	member length
N_{Ed}	design axial (compressive) force
$M_{y,Ed}$	design bending moment about the y -axis
h, b	member depth and member width, respectively
$\theta_{twist,2}$	total rotation imperfection of the member
1	fork support restrained in y/z -direction
2	fork support restrained in $x/y/z$ -direction
3	cross-section of perfect member
4	cross-section of imperfect member (bow and twist)

NOTE In k_c/k_m methods, geometrical and structural imperfections are included in the k_c/k_m -factors. Equivalent bow and rotation imperfections are equal to zero ($e_{y/z} = 0$ and $\theta_{twist} = 0$).

Figure 8.8 — Member buckling: imperfections of a single member

(3) The rules in 8.2.2 may be applied to all shapes of solid cross-section where the effect of warping torsion may be neglected.

NOTE 1 Warping torsion is usually negligible in rectangular and circular solid cross-sections.

NOTE 2 The provisions in 8.2.2 are written assuming a cross-section of which the y -axis is the major axis, in the sense of major moment of inertia ($I_y \geq I_z$).

(4) For CLT subjected to either compression or combined compression and bending, the layup and effect of shear should be taken into account.

8.2.2.2 Flexural buckling

(1) Members should be verified against flexural buckling, either about the y -axis or the z -axis, where the condition in Formula (8.36) is met, with relative slenderness ratios $\lambda_{c,y/z,rel}$ taken as follows:

$$\lambda_{c,y/z,rel} > 0,3 \quad (8.36)$$

with

$$\lambda_{c,y/z,rel} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{y/z,crit}}} \quad (8.37)$$

$$\sigma_{y/z,crit} = \frac{N_{y/z,crit}}{A} = \pi^2 \frac{E_{0,k} I_{y/z}}{A l_{c,y/z,ef}^2} \quad (8.38)$$

where

- | | |
|---------------------|--|
| $f_{c,0,k}$ | is the characteristic compressive strength parallel to grain. In fire design situations, the design compressive strength should be used instead; |
| $\sigma_{y/z,crit}$ | is the critical stress for flexural buckling about the respective axis; |
| $N_{y/z,crit}$ | is the critical force for flexural buckling about the respective axis; |
| A | is the area of the cross-section; |
| $E_{0,k}$ | is the characteristic modulus of elasticity parallel to grain; |
| $I_{y/z}$ | is the second moment of inertia about the y - or z -axis, respectively; |
| $l_{c,y/z,ef}$ | is the effective length for flexural buckling about the respective axis. |

NOTE Information about the calculation of effective lengths $l_{c,y/z,ef}$ and critical stresses $\sigma_{y/z,crit}$ are given in Annex B.

(2) Where the condition from Formula (8.36) is met, the following should be satisfied for the verification of members against flexural buckling about the y -axis or the z -axis respectively:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_{red} \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (8.39)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_{red} \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (8.40)$$

where

- $\sigma_{c,0,d}$ is the design compressive stress parallel to grain;
- $f_{c,0,d}$ is the design compressive strength parallel to grain;
- $k_{c,y/z}$ is the factor to account for the second order effects on compressive stresses, for flexural buckling about the respective axis, see (3);
- $\sigma_{m,y/z,d}$ is the design bending stress about the respective axis;
- $f_{m,y/z,d}$ is the design bending strength about the respective axis;
- k_{red} is the factor for combined bending stresses, as given in 8.1.8.1(2);

NOTE The verification Formula (8.39) and Formula (8.40) do not account for lateral torsional buckling, nor non-linear interaction between forces and moments.

(3) The factors to account for the second order for flexural buckling about the respective axis effects due to compressive stresses $k_{c,y}$ and $k_{c,z}$ should be taken as follows:

$$k_{c,y/z} = \frac{1}{\phi_{c,y/z} + \sqrt{\phi_{c,y/z}^2 - \lambda_{c,y/z,\text{rel}}^2}} \quad (8.41)$$

with

$$\phi_{c,y/z} = 0,5 (1 + \beta_{c,y/z} (\lambda_{c,y/z,\text{rel}} - 0,3) + \lambda_{c,y/z,\text{rel}}^2) \quad (8.42)$$

where

- $\phi_{c,y/z}$ is the intermediate parameter for the calculation of $k_{c,y/z}$ about the respective axis;
- $\lambda_{c,y/z,\text{rel}}$ is the relative slenderness ratio for flexural buckling about the respective axis;
- $\beta_{c,y/z}$ is the imperfection factor for flexural buckling about the respective axis, see Table 8.2.

Table 8.2 — Imperfection factors for flexural buckling and lateral torsional buckling

Type of imperfection	Imperfection factor ^{a,b,c}
1 Bow imperfection (flexural buckling)	$\beta_{c,y/z} = e \pi \sqrt{\frac{3 E_{0,k}}{f_{c,0,k} f_{m,y/z,k}}} \frac{f_{c,0,k}}{f_{m,y/z,k}}$
2 Bow imperfection (lateral torsional buckling)	$\beta_m = e \frac{h}{b} \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_{0,k}}{G_{0,k}}}$
3 Twist imperfection (lateral torsional buckling)	$\beta_\theta = \theta_{\text{twist}} \frac{h}{b}$

^a The imperfections e and θ_{twist} taken from Formulae (7.5) and (7.8) shall be used dimensionless.

^b The imperfection factors for lateral torsional buckling were assessed for h/b ratios up to 7 for ST and up to 16 for GL, CLT, LVL and GLVL. Above these ratios, it is advisable to carry out second order analysis, see 7.4.

^c For design of members subjected to fire, the imperfection factors should be calculated based on the design compressive and bending strengths rather than the characteristic strengths.

8.2.2.3 Lateral torsional buckling

(1) Members should be verified against lateral torsional buckling and flexural buckling about the z-axis where the condition from Formula (8.43) is met, with relative slenderness ratio as follows:

$$\sqrt{\lambda_{c,z,rel}^2 + \lambda_{m,rel}^4} > 0,3 \quad (8.43)$$

with

$$\lambda_{m,rel} = \sqrt{\frac{f_{m,y,k}}{\sigma_{m,y,crit}}} \quad (8.44)$$

$$\sigma_{m,y,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi}{l_{m,ef} W_y} \sqrt{E_{0,k} I_z G_{0,k} I_x} \quad (8.45)$$

where

- $\lambda_{c,z,rel}$ is the relative slenderness ratio for flexural buckling about the z-axis, see 8.2.2.2;
- $\lambda_{m,rel}$ is the relative slenderness ratio for lateral torsional buckling;
- $f_{m,y,k}$ is the characteristic bending strength about the y-axis. In fire design situations, the design bending strength should be used instead;
- $\sigma_{m,y,crit}$ is the critical bending stress about the y-axis lateral torsional buckling;
- $M_{y,crit}$ is the critical bending moment for lateral torsional buckling;
- W_y is the section modulus about the y-axis;
- $l_{m,ef}$ is the length for lateral torsional buckling;
- $E_{0,k}$ is the characteristic modulus of elasticity parallel to grain;
- I_z is the second moment of inertia about the z-axis;
- $G_{0,k}$ is the characteristic of the shear modulus parallel to grain;
- I_x is the torsional moment of inertia.

NOTE 1 In the case of pure compression, $\lambda_{m,rel}$ is omitted in Formula (8.43), which then corresponds to Formula (8.36); likewise for pure bending, or bending accompanied by tension, where $\lambda_{c,z,rel}$ is omitted.

NOTE 2 Information about the calculation of effective lengths $l_{m,ef}$, critical stresses $\sigma_{m,y,crit}$ and torsional moments of inertia I_x are given in Annex B.

(2) Where the condition from Formula (8.43) is met, the following should be satisfied for the verification of members against lateral torsional buckling and flexural buckling about the z-axis, or against lateral torsional buckling combined with tensile stress, respectively:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m f_{m,y,d}} \leq 1 \quad (8.46)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m f_{m,y,d}} \leq 1 \quad (8.47)$$

where

- $\sigma_{c,0,d}$ is the design compressive stress parallel to grain;
- $f_{c,0,d}$ is the design compressive strength parallel to grain;

- $k_{c,z}$ is the factor to account for the second order effects on compressive stresses, for flexural buckling about the z -axis, see 8.2.2.2;
- $\sigma_{m,y,d}$ is the design bending stress about the y -axis;
- $f_{m,y,d}$ is the design bending strength about the y -axis;
- k_m is the factor to account for the second order effects on bending stresses, for lateral torsional buckling, see (3);
- $\sigma_{t,0,d}$ is the design tensile stress parallel to grain;
- $f_{t,0,d}$ is the design tensile strength parallel to grain.

NOTE 1 The verification Formulae (8.46) and (8.47) do not account for non-linear interaction between forces.

NOTE 2 The Formula (8.47) is a conservative approach for the verification of lateral torsional buckling combined with tensile stress that ignores the beneficial effect of tension. More detailed information about the beneficial effect of tensile stress on lateral torsional buckling is given in 7.4 and Annex C.

(3) The factor k_m to account for the second order effects in the case of lateral torsional buckling should be taken as follows:

$$k_m = \frac{1}{\phi_m + \sqrt{\phi_m^2 - \lambda_{m,rel}^2}} \quad (8.48)$$

with

$$\phi_m = 0,5 \left(1 + \beta_\theta + \beta_m (\lambda_{m,rel} - 0,55) + \lambda_{m,rel}^2 \right) \quad (8.49)$$

where

- ϕ_m is the intermediate parameter for the calculation of k_m ;
- $\lambda_{m,rel}$ is the relative slenderness ratio for lateral torsional buckling;
- β_θ is the twist imperfection factor for lateral torsional buckling, see Table 8.2;
- β_m is the bow imperfection factor for lateral torsional buckling, see Table 8.2.

(4) The factor k_m may be taken as 1,0 for a member where lateral displacement of its compressive edge is prevented throughout its length.

8.3 Additional rules for members with special geometries

8.3.1 General

(1) For the design of members with varying cross-section or curved shape, notched members, holes in beams and connections with a tensile force component perpendicular to grain 8.3.1 to 8.3.6 and the relevant Clause 11 should be applied.

NOTE In 8.3.1 to 8.3.6, 11.3.5 and 11.6.2, the tensile capacity perpendicular to grain of the timber is not taken into account in the determination of the load on the reinforcement.

(2) Notched members, holes in beams, double tapered, curved and pitched cambered beams, used in service conditions with large moisture variations shall be reinforced.

NOTE 1 Reinforcement of notches and holes in members leads to a more robust long-term performance, especially in the case of large member sizes and/or large expected changes in timber moisture content.

NOTE 2 Inherently reinforced timber products (e.g. members with cross layers) feature a more robust long-term performance, for example in the case of details with a combination of shear and tensile stresses perpendicular to grain, large member sizes and/or large expected changes in timber moisture content.

(3) Pitched cambered beams should be reinforced for tensile stresses perpendicular to grain.

(4) Where the design tensile stresses perpendicular to grain exceed 60 % of the design tensile strength perpendicular to grain of curved and double tapered beams from softwood products GL and BGL, these shall be reinforced.

8.3.2 Reinforcement

(1) The reinforcement shall be applicable for the timber product and the service class of the reinforced timber element.

NOTE For corrosion protection of steel reinforcement, see 6.3.

(2) The following internal, dowel-type reinforcement may be applied:

- fully threaded screws;
- rods with wood screw thread;
- bonded-in threaded or ribbed steel rods.

(3) The following plane reinforcement may be applied:

- glued-on plywood (PW) or solid wood panels (SWP);
- glued-on laminated veneer lumber (LVL);
- glued-on laminations made from either structural timber (ST) or plywood (PW) or laminated veneer lumber (LVL);
- pressed-in punched metal plate fasteners.

NOTE For an overview on products and materials see Table 5.1 and Table 5.2.

(4) The requirements on reductions in cross-sectional area given in 7.2.3(1) to (3) shall apply.

(5) The tensile stresses in the dowel-type reinforcement should be assessed in accordance with 11.2.2.4.

(6) The distance between the peak tensile stresses perpendicular to grain and the dowel-type reinforcement should be minimized but should not be below minimum values in the following clauses:

- For bonded-in rods, the minimum distances should be taken from 11.10.7;
- For fully-threaded screws and rods with wood screw thread, the spacing rules should be taken from Table 11.24;
- For inclined dowel-type reinforcement, the spacing may be determined based on the centre of gravity of the dowel-type reinforcement in the timber member, in 11.4.4.

(7) In block glued members, each component within the block should be reinforced, either by internal dowel-type reinforcement or by plane reinforcement glued to both side faces of each component, see Figure 8.14. Reinforcement of members from other parallel laminated timber products (e.g. GLVL-P) with widths larger than 200 mm should be designed accordingly.

(8) The design tensile force in a reinforcement $F_{t,90,Ed}$ should satisfy the following:

$$\frac{F_{t,90,Ed}}{F_{t,90,Rd}} \leq 1,0 \quad (8.50)$$

where $F_{t,90,Rd}$ is the design tensile resistance of dowel-type or plane reinforcement according to 8.3.2(9).

(9) The design capacity of dowel-type reinforcement $F_{t,90,Rd}$, see 8.3.2(2), or plane reinforcement, see 8.3.2(3) should be taken as:

- For fully threaded screws or rods with wood screw thread, according to 11.2.2, using the reinforced length l_r and multiplying with the number of reinforcing elements n_r ;
- For bonded-in steel rods, according 11.10.5.1, using the reinforced length l_r and multiplying with the number of reinforcing elements n_r ;
- For glued-on plane reinforcement:

$$F_{t,90,Rd} = n_r \min \left\{ f_{b2,d} l_r b_r; \frac{f_{t,d}}{k_k} b_r t_r \right\} \quad (8.51)$$

with

$$l_r = \min \{l_{r,l}; l_{r,u}\} \quad \text{see Figures 8.11, 8.14, 8.19, 11.28} \quad (8.52)$$

Where members from softwood products ST, FST, GST, GL, BGL, LVL-P and GLVL-P are reinforced with glued on plane reinforcement the value k_k may be taken as follows:

$$k_k = \begin{cases} 1,0 & \text{for double tapered, curved and pitched cambered beams} \\ 2,0 & \text{for notched members with rectangular cross-section} \\ 2,0 & \text{for holes in beams with rectangular cross-section} \\ 1,5 & \text{for connections with a tensile force component perpendicular to grain} \end{cases} \quad (8.53)$$

where

- n_r is the number of plane reinforcements;
 $f_{b2,d}$ is the design strength of the bondline, see 8.3.2(11);
 l_r is the relevant reinforced length;
 b_r is the width of the plane reinforcement;
 $f_{t,d}$ is the design tensile strength of the plane reinforcement;
 k_k is the factor for non-uniform distribution of stresses in the plane reinforcement;
 t_r is the thickness of one plane reinforcement;
 $l_{r,l}; l_{r,u}$ is the reinforced length above (below) the axis prone to splitting.

(10) For the calculation of the design resistance of the plane reinforcement according to Formula (8.51), the rules on maximum width b_r , given in 8.3.5.2, 8.3.6.2, 11.6.2 shall be applied.

(11) The characteristic strength of the bondline $f_{b2,k}$ between member surface and plane reinforcement for an approximately triangular stress distribution may be taken as $0,75 \text{ N/mm}^2$, provided the adhesive system has been verified for the respective use.

NOTE For the execution of glued-on reinforcement, prEN 1995-3 or provisions given in the respective European technical specification apply.

(12) Reinforcement with punched metal plate fasteners should be designed in analogy to Formula (8.50), using the anchorage strength, and should be placed according to the rules for plane reinforcement given in the following sections. The width of the reinforced member should be less than or equal to three times the accumulated penetration depth of the projections (Σt_{pen}) of the punched metal plate fasteners.

NOTE National provisions can apply.

(13) The effects of reinforcement (or connections) that restrain moisture induced deformations of the timber member, should be minimized.

(14) Restraining effects from reinforcement may be reduced by:

- larger spacing between reinforcements;
- reduction of height of the reinforced areas in the timber member;
- reducing the angle between dowel-type reinforcement and grain direction.

(15) Where reinforcement is necessary in applications with permanently dry or frequently changing climate, external plane reinforcement glued onto the entire surface area under tensile stresses perpendicular to grain should be preferred as it decelerates the process of moisture changes or drying of the timber member.

NOTE Where external plane reinforcement is used to cover peak tensile stresses perpendicular to grain in the vicinity of the end grain (e.g. notches and holes in beams), adequate surface treatment of the end grain leads to a reduction of the restraining effect of the plane reinforcement especially in permanently dry climates.

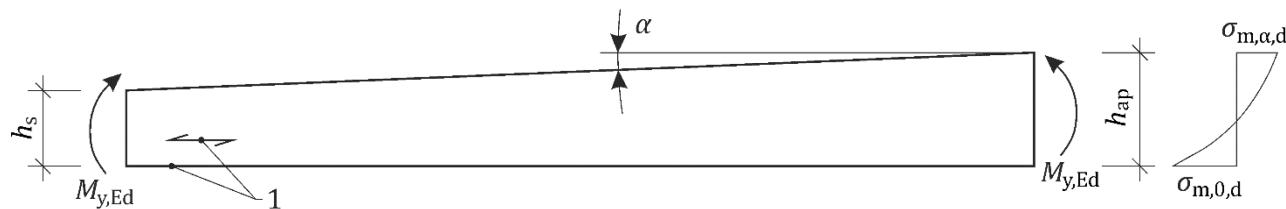
(16) The rules on effects of moisture content changes given in 4.3.1.2 shall be applied.

8.3.3 Single tapered beams

(1) The influence of the taper on the bending stresses parallel to the surface shall be taken into account.

(2) At tapered edges, the effect of the superposition of normal stresses, shear stresses and stresses perpendicular to the grain shall be taken into account.

NOTE Stress equilibrium at tapered edges under normal stresses (from e.g. bending and/or tension or compression) leads to additional shear stresses and stresses perpendicular to the grain.



Key

1 (recommended) grain direction

Figure 8.9 — Single tapered beam

(3) For beams, the design bending stress at an angle to grain $\sigma_{m,\alpha,d}$ at the outermost fibre of the tapered edge should satisfy the following:

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq k_{m,\alpha} f_{m,d} \quad (8.54)$$

where

$f_{m,d}$ is the design bending strength;

$k_{m,\alpha}$ is the factor accounting for the stress combination at the tapered edge:

- For tensile stresses parallel to the tapered edge:

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{k_{t,t} f_{v,d}} \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \tan^2 \alpha \right)^2}} \quad (8.55)$$

with

$$k_{\tau,t} = \begin{cases} 0,75 & \text{for softwood products GL, BGL, LVL-P and GLVL-P} \\ 1,0 & \text{for softwood products LVL-C and GLVL-C in edgewise bending} \end{cases} \quad (8.56)$$

where

- $k_{m,\alpha}$ is the factor for the stress combination at the tapered edge;
 $k_{\tau,t}$ is the factor for the effect of tensile stresses perpendicular to grain on the shear strength;
 $f_{v,d}$ is the design shear strength;
 α is the angle at the tapered edge according to Figure 8.9;
 $f_{t,90,d}$ is the design tensile strength perpendicular to grain.

- For compressive stresses parallel to the tapered edge:

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{k_{\tau,c} f_{v,d}} \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \tan^2 \alpha \right)^2}} \quad (8.57)$$

with

$$k_{\tau,c} = \begin{cases} 1,5 & \text{for softwood products GL,BGL,LVL-P and GLVL-P} \\ 1,0 & \text{for softwood products LVL-C and GLVL-C in edgewise bending} \end{cases} \quad (8.58)$$

where $k_{\tau,c}$ is the factor for the effect of compressive stresses perpendicular to grain on the shear strength.

(4) In the bending design of members with varying cross-section, either the factor $k_{m,\alpha}$ or the factor k_m taken from Formula (8.48) should be taken into account. In the bending design of members with varying cross-section, a simultaneous application of $k_{m,\alpha}$ and k_m may be neglected.

(6) The design bending stresses $\sigma_{m,\alpha,d}$ and $\sigma_{m,0,d}$, see Figure 8.9, may be taken as follows:

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \sigma_{m,0,d} = \frac{6 M_{y,d}}{b h^2} \quad (8.59)$$

where

- $\sigma_{m,0,d}$ is the design bending stress parallel to grain;
 $M_{y,d}$ is the design moment;
 b is the width of the beam;
 h is the height of the beam.

8.3.4 Double tapered, curved and pitched cambered beams

8.3.4.1 General

(1) 8.3.4 should be applied to beams from softwood products GL and BGL and to double tapered beams from softwood products LVL-P and GLVL-P in edgewise bending.

(2) The requirements on the influence of the taper given in 8.3.3 shall apply to the parts of the beam which have a single taper.

(3) The general rules in 8.3.1 and rules on reinforcement given in 8.3.2 shall apply.

(4) Following influences shall be taken into account:

- the double taper and/or the curvature on the bending stresses parallel to the beam edges;

- the bending of the lamellas on the bending strength;
- the double taper and/or the curvature on the tensile stresses perpendicular to grain.

(5) In the apex zone, see Figure 8.10, the design bending stresses $\sigma_{m,d}$ should satisfy the following:

$$\sigma_{m,d} \leq k_r f_{m,d} \quad (8.60)$$

where

- k_r is the factor for the strength reduction due to bending of the laminations during production, see 8.3.4.1(7) to (8);
 $f_{m,d}$ is the design bending strength.

NOTE In curved and pitched cambered beams the apex zone extends over the curved part of the beam.

(6) The design bending stress at the apex $\sigma_{m,d}$ should be taken as follows:

$$\sigma_{m,d} = k_{l,ap} \frac{6 M_{ap,d}}{b h_{ap}^2} \quad (8.61)$$

with

$$k_{l,ap} = k_1 + k_2 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) + k_3 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 + k_4 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^3 \quad (8.62)$$

$$k_1 = 1 + 1,4 \tan \alpha_{ap} + 5,4 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (8.63)$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \tan \alpha_{ap} \quad (8.64)$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \tan \alpha_{ap} - 7,8 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (8.65)$$

$$k_4 = 6 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (8.66)$$

$$r = r_{in} + 0,5 h_{ap} \quad (8.67)$$

where

- $k_{l,ap}$ is the factor for the increased bending stresses in the apex zone;
 $M_{ap,d}$ is the design moment at the apex;
 b is the width of the beam;
 h_{ap} is the height of the beam at the apex, see Figure 8.10;
 k_1, k_2, k_3, k_4 are modification factors;
 r is the radius of the curved part of the beam, see Figure 8.10;
 α_{ap} is the angle of the taper in the middle of the apex zone, see Figure 8.10;
 r_{in} is the inner radius of the curved part of the beam, see Figure 8.10.

(7) For double tapered beams, the factor for the strength reduction due to bending of the laminations during production may be taken as $k_r = 1,0$.

(8) For curved and pitched cambered beams k_r should be taken as follows:

$$k_r = \begin{cases} 1 & \text{for } \frac{r_{in}}{t_l} \geq 240 \\ 0,76 + 0,001 \frac{r_{in}}{t_l} & \text{for } \frac{r_{in}}{t_l} < 240 \end{cases} \quad (8.68)$$

where

r_{in} is the inner radius of the curved part of the beam, see Figure 8.10;

t_l is the lamination thickness.

(9) In the apex zone the design tensile stress perpendicular to grain $\sigma_{t,90,d}$ should satisfy the following:

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d} \quad (8.69)$$

with

$$k_{dis} = \begin{cases} 1,3 & \text{for double tapered and pitched cambered beams} \\ 1,15 & \text{for curved beams} \end{cases} \quad (8.70)$$

$$k_{vol} = \left(\frac{h_{ref}}{h_{ap}} \right)^{0,3} \text{ for softwood products GL, BGL and LVL-P, GLVL-P in edewise bending} \quad (8.71)$$

where

k_{dis} is the factor for effect of the stress distribution in the apex zone;

k_{vol} is the factor for the volume effect;

$f_{t,90,d}$ is the design tensile strength perpendicular to grain;

h_{ref} is the reference height of 600 mm;

h_{ap} is the height of the beam at the apex, see Figure 8.10.

(10) For softwood products LVL-C and GLVL-C in edgewise bending, k_{vol} may be taken as 1,0 in the absence of more specific information.

(11) The combined design tension perpendicular to grain stress $f_{t,90,d}$ and design shear stress τ_d should satisfy the following:

$$\frac{\tau_d}{k_v f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d}} \leq 1 \quad (8.72)$$

where

k_v is the adjustment factor for shear strength in accordance with 8.1.11.1(3);

$f_{v,d}$ is the design shear strength;

$\sigma_{t,90,d}$ is the design tensile stress perpendicular to grain;

k_{dis}, k_{vol} are given in Formulae (8.70) and (8.71).

(12) The maximum tensile stress perpendicular to grain $\sigma_{t,90,d}$ due to the bending moment should be taken as follows:

$$\sigma_{t,90,d} = k_{p,ap} \frac{6 M_{ap,d}}{b h_{ap}^2} \quad (8.73)$$

with

$$k_{p,ap} = k_5 + k_6 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) + k_7 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 \quad (8.74)$$

$$k_5 = 0,2 \tan \alpha_{ap} \quad (8.75)$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \tan \alpha_{ap} + 2,6 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (8.76)$$

$$k_7 = 2,1 \tan \alpha_{ap} - 4 \tan^2 \alpha_{ap} \quad (8.77)$$

where

$k_{p,ap}$ is the factor for the tensile stresses perpendicular to grain from the deviation of bending stresses in the apex zone;

$M_{ap,d}$ is the design bending moment at apex;

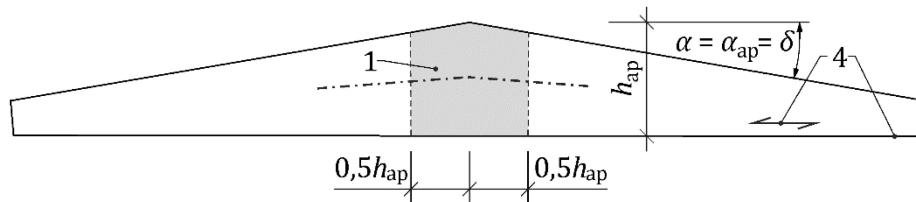
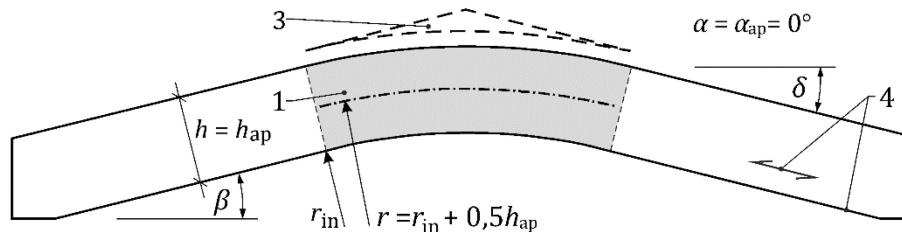
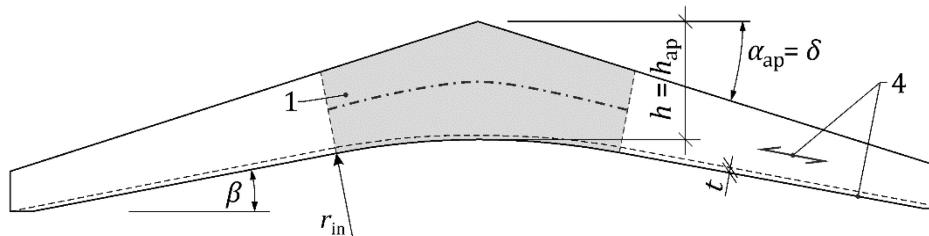
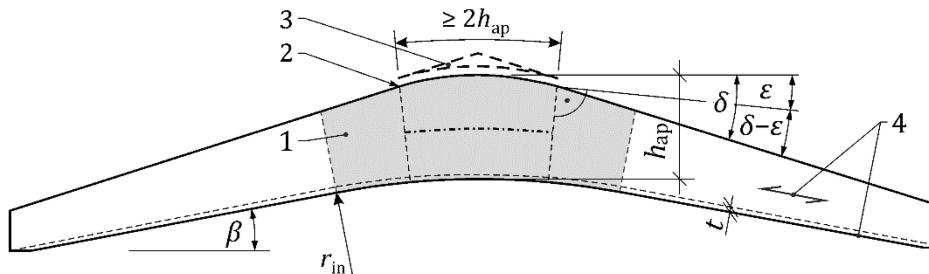
b is the width of the beam;

h_{ap} is the height of the beam at the apex, see Figure 8.10;

k_5, k_6, k_7 are modification factors;

r is the radius of the curved part of the beam, see Figure 8.10;

α_{ap} is the angle of the taper in the middle of the apex zone, see Figure 8.10.

- Entwurf -**a) Double tapered beam****b) Curved beam (with mechanically jointed apex)****c) Pitched cambered beam with fixed apex****d) Pitched cambered beam with mechanically jointed apex****Key**

- 1 apex zone (grey)
- 2 secondary apex (inflection point)
- 3 mechanically jointed apex (no glued joint)
- 4 (recommended) grain direction

NOTE In curved and pitched cambered beams the apex zone extends over the curved parts of the beam.

Figure 8.10 — Double tapered, curved and pitched cambered beams

(13) Pitched cambered beams with mechanically jointed apex, see Figure 8.10 d), should be designed as follows:

- for the verification of the bending stresses according to Formula (8.62) as well as the maximum tensile stresses perpendicular to grain taken from Formula (8.69) or Formula (8.72) and determination of related factors (k_{vol} , k_{dis}), a curved beam may be assumed in the middle of the apex zone;

- 8.3.4.1(5) to (12) should be satisfied at the inflection points (secondary apex), see Figure 8.10 d). A pitched cambered beam may be assumed, having its apex at the inflection point, with an inclination $\alpha_{ap} = (\delta - \varepsilon) / 2$, where δ is the inclination of the upper edge of the beam outside the curved area and ε is the angle between the upper edge of the beam and the tangent of the curved part at the inflection point, see Figure 8.10 d);
- the influence of combined stresses at the upper edge of the beam outside the apex zone should be verified according to 8.3.3;
- the length between the inflection points should be larger than or equal to twice the height of the beam in the middle of the apex zone h_{ap} see Figure 8.10 d);
- the joints between the mechanically jointed apex and the beam should be designed for forces from bracing components, if these are fixed to the apex.

8.3.4.2 Reinforcement

(1) Where reinforcement to carry the full tensile stresses perpendicular to grain is applied, Formulae (8.69) and (8.72) may be disregarded.

(2) Where reinforcement is applied in softwood beams from GL, BGL and from LVL-P, GLVL-P in flatwise bending and double tapered beams from softwood products LVL-P, GLVL-P in edgewise bending to carry the full tensile stresses perpendicular to grain, the design tensile force in the reinforcement $F_{t,90,Ed}$ may be taken as follows:

$$F_{t,90,Ed} = k_{ka} \sigma_{t,90,d} b a_1 \quad (8.78)$$

where

k_{ka} is the factor for the distribution of tensile stresses perpendicular to grain along the beam axis;

$k_{ka} = 1,0$ for curved beams;

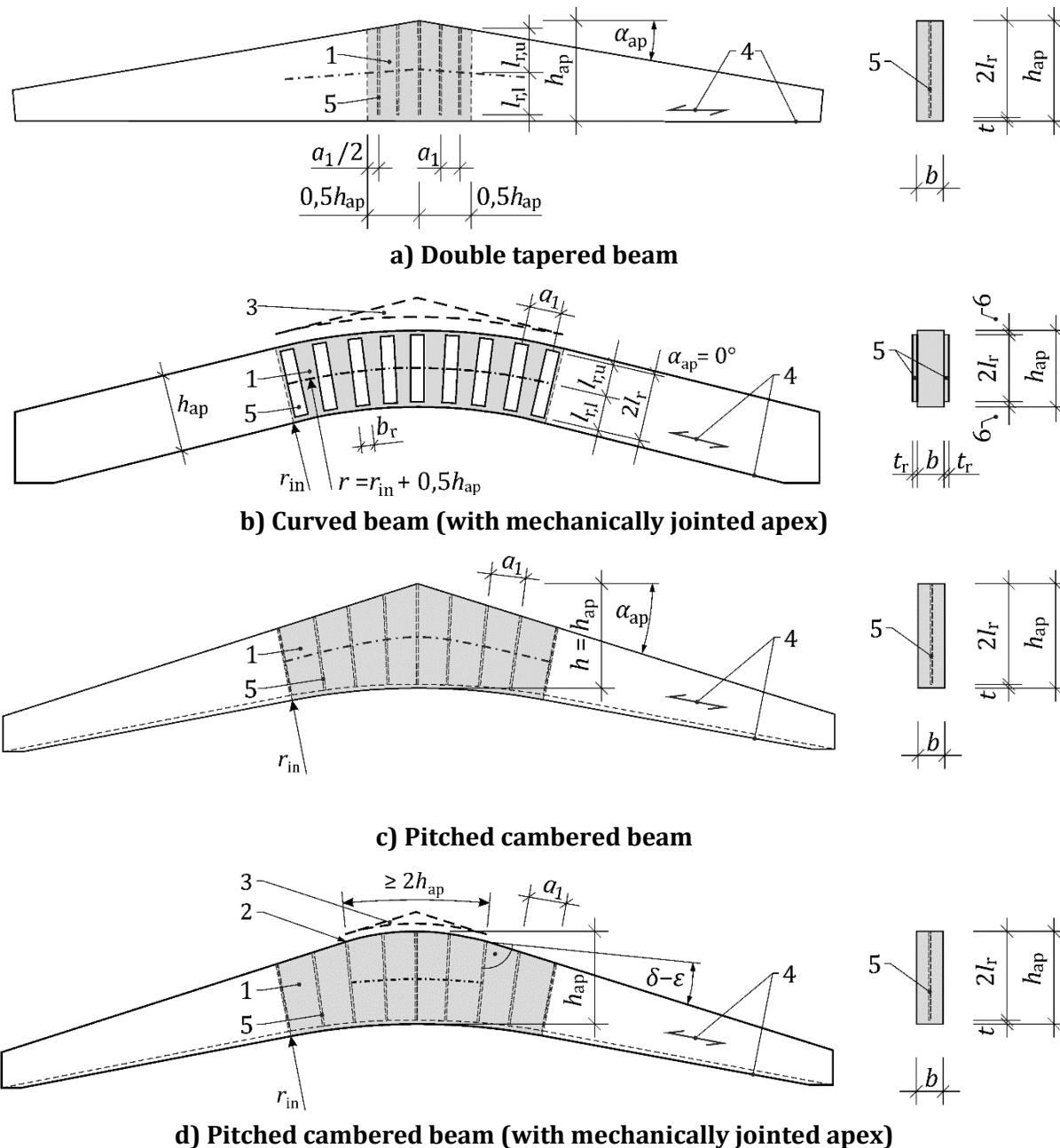
for the inner quarters of the length of the volume exposed to tensile stresses perpendicular to grain, measured from the apex, in double tapered and pitched cambered beams;

$k_{ka} = 0,67$ for the outer quarters of the length of the volume exposed to tensile stresses perpendicular to grain, measured from the apex, in double tapered and pitched cambered beams;

$\sigma_{t,90,d}$ is the design tensile stress perpendicular to grain taken from Formula (8.73);

b is the beam width;

a_1 is the spacing of the reinforcement parallel to grain at the height of the beam axis, see Figure 8.11.

- Entwurf -**Key**

- 1 apex zone (grey)
- 2 secondary apex (inflection point)
- 3 mechanically jointed apex (no glued joint)
- 4 (recommended) grain direction
- 5 external/internal reinforcement
- 6 distance to edge ≤ lamination thickness

Figure 8.11 — Reinforcement of double tapered, curved and pitched cambered beams

(3) The spacing parallel to grain of the reinforcement a_1 may be adapted according to the distribution of tensile stresses perpendicular to grain along the length of the volume under tensile stresses perpendicular to grain.

(4) Internal dowel-type reinforcement should cover the full height of the beam excluding the outer laminations in bending tension. One reinforcing element should be placed in the cross-section below the apex's respective inflection point (secondary apex). The spacing parallel to grain of the reinforcement a_1 measured at the upper side of the beam, should not be less than 250 mm but not greater than $0,75h_{ap}$.

(5) The plane reinforcement, should be glued to both sides of the member and should cover the full height of the beam. At maximum, it should exclude only the outer laminations, see Figure 8.11 e).

(6) For curved or pitched cambered beams with mechanically jointed apex, see Figure 8.11 d), the reinforcement should be designed for:

- the tensile stresses perpendicular to grain at the inflection points (secondary apex at the end of the mechanically jointed apex), see Figure 8.10 d), and
- the tensile stresses perpendicular to grain from the curvature in the apex.

(7) The reinforcement of curved or pitched cambered beams with mechanically jointed apex should be arranged as follows:

- the reinforcement at the inflection points should cover a length of at least $2h_{ap}$ in direction of the apex (but at maximum the real length to the apex) and $1h_{ap}$ in the direction of the beam end;
- the reinforcement from the curvature in the apex should be arranged in the remaining curved parts;
- between both areas, see Figure 8.11 d), the spacing parallel to grain of the reinforcement a_1 may be linearly graded;
- where the tensile stresses perpendicular to grain from the curvature in the apex are higher than the tensile stresses perpendicular to grain at the inflection points, the associated reinforcement should be arranged over the whole curved length.

8.3.5 Notched members

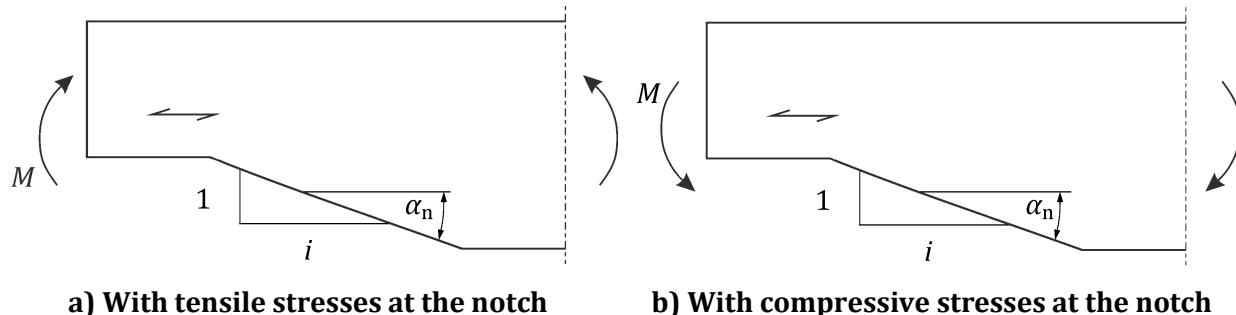
8.3.5.1 General

(1) The effects of stress concentrations at the notch shall be taken into account in the strength verification of members.

(2) The effect of stress concentrations may be disregarded in the following cases:

- tension or compression parallel to grain;
- bending with tensile stresses at the notch if the taper is not steeper than $1:i = 1:10$, where i is larger or equal to 10, see Figure 8.12 a);
- bending with compressive stresses at the notch, see Figure 8.12 b).

(3) For haunched members, the influence of the taper α_n should be verified according to 8.3.3 at the cross-section using the highest bending stresses in the tapered part.

**Figure 8.12 — Bending at a notch**

(4) For beams from softwood from ST, FST, GST, GL, BGL and from LVL-P, GLVL-P in edgewise bending, with rectangular cross-sections and where grain runs essentially parallel to the length of the member, the shear stresses at the notched support should be calculated using the effective (reduced) depth h_{ef} , see Figure 8.13.

(5) The design shear stress τ_d should satisfy the following:

$$\tau_d = \frac{1,5 V_d}{b h_{\text{ef}}} \leq k_{v,n} k_v f_{v,d} \quad (8.79)$$

where

- V_d is the design shear force;
- b is the width of the beam;
- h_{ef} is the effective height;
- $f_{v,d}$ is the design shear strength for the actual condition;
- k_v is the adjustment factor for shear strength in accordance with 8.1.11.1(3);
- $k_{v,n}$ is the factor for the effect of the notch as defined in 8.3.5.1(6).

(6) The factor $k_{v,n}$ for the effect of the notch may be taken as follows:

- for beams with reinforced notches satisfying 8.3.5.2 and for beams notched at the opposite side to the support, see Figure 8.13 b)

$$k_{v,n} = 1,0 \quad (8.80)$$

- for beams notched on the same side as the support, see Figure 8.13 a)

$$k_{v,n} = \min \left(1; \frac{k_n \left(1 + \frac{1,1 i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right)}{\sqrt{h} \left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)} \right) \quad (8.81)$$

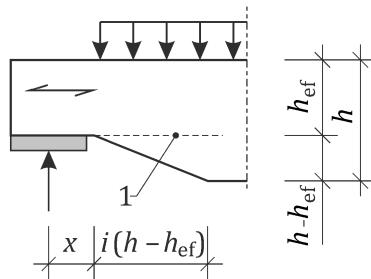
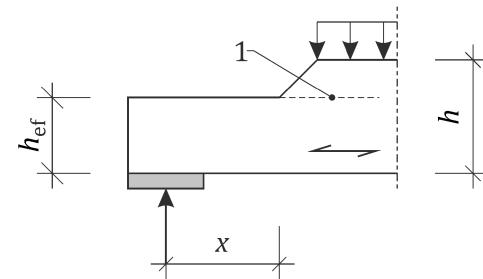
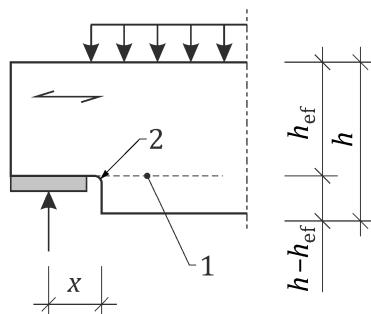
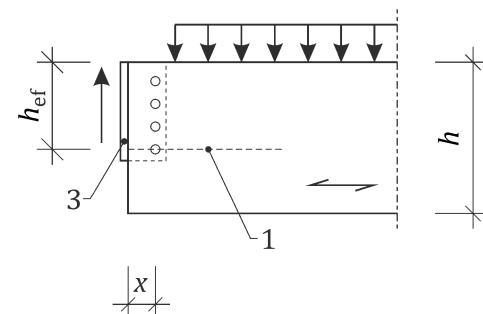
with

$$k_n = \begin{cases} 5 & \text{for softwood products ST, FST, GST, LVL-P and GLVL-P} \\ 6,5 & \text{for softwood products GL and BGL} \\ 15 & \text{for softwood products LVL-C and GLVL-C in edgewise bending} \end{cases} \quad (8.82)$$

where

- k_n is the material constant factor taken from Formula (8.82);

- i* is the notch inclination, see Figure 8.13 a);
h is the beam height, in mm;
 α is the ratio h_{ef}/h , see Figure 8.13;
 h_{ef} is the effective height of the notched part;
 x is the distance parallel to grain from the line of the action of the support reaction to the corner of the notch, in mm.

**a) Notch at the same side as the support****b) Notch at the opposite side to the support****c) Rectangular notch at the same side as the support****d) Connector or group of fasteners****Key**

- 1 possible crack line
 2 connector or group of fasteners
r rounded corner with radius $r \geq 20$ mm (recommendation)

Figure 8.13 — End-notched beams

(7) The design shear stresses in the notched part should satisfy Formula (8.27).

(8) For tapered notches, Formula (8.54) should be satisfied in the tapered part. For notches from softwood products ST, FST and GST, the values k_t for GL may be used.

8.3.5.2 Reinforcement

(1) 8.3.5.2 should be applied to reinforced notches in members with rectangular cross-section from kiln-dried softwood products ST, FST, GST, GL, BGL, LVL-P, GLVL-P.

(2) For beams with a rectangular notch on the same side as the support, see Figure 8.14, the reinforcement should be designed for a design tensile force $F_{t,90,\text{Ed}}$ as follows:

$$F_{t,90,\text{Ed}} = k_\alpha k_\beta V_d [3(1-\alpha)^2 - 2(1-\alpha)^3] \quad (8.83)$$

with

$$k_\alpha = 0,9 + 0,5 (2 \alpha - 1)^2 \quad (8.84)$$

$$k_\beta = 1 + 2 \beta \quad (8.85)$$

where

- k_α, k_β are factors to account for the notch geometry;
 V_d is the design shear force;
 α is the ratio h_{ef}/h , see Figure 8.14;
 h_{ef} is the effective height, see Figure 8.14.
 h is the height;
 β is the ratio x/h , see Figure 8.14;
 x is the distance parallel to grain from the line of action of the support reaction to the corner of the notch, see Figure 8.14.

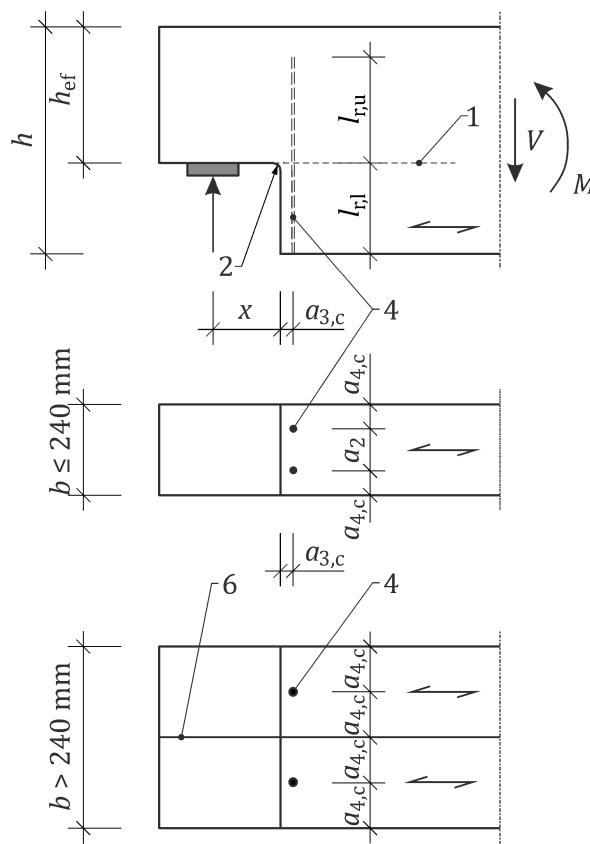
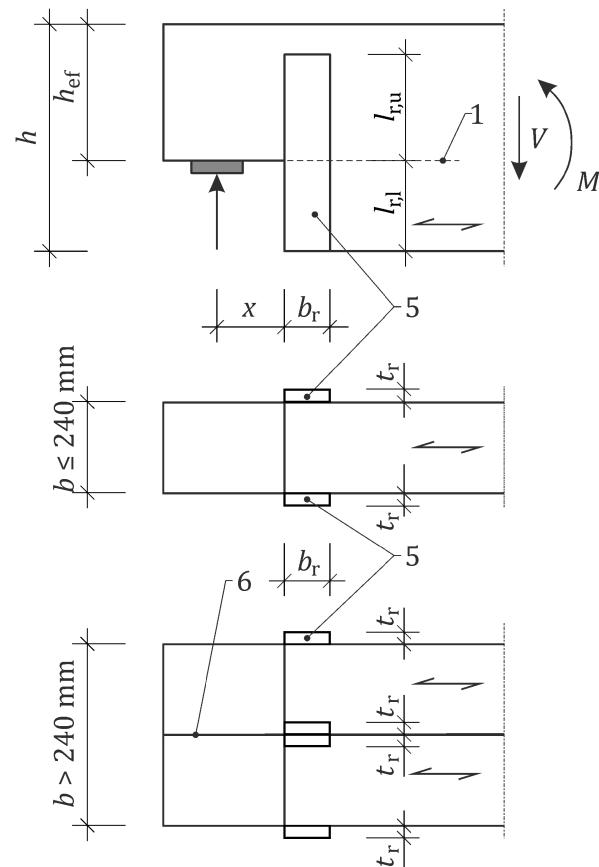
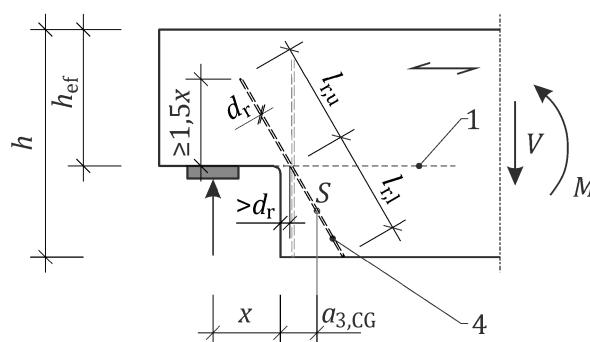
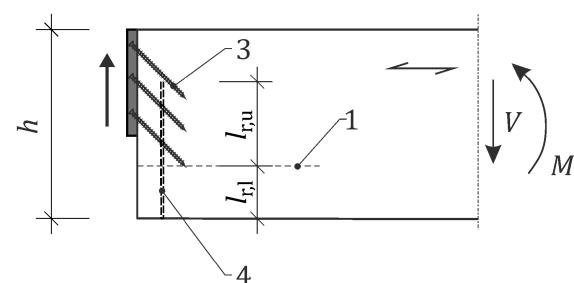
For $0,3 \leq \alpha \leq 0,6$ and $\beta \leq 0,2$, the product $k_\alpha k_\beta$ may be taken as $k_\alpha k_\beta = 1,3$ without further verification.

(3) The reinforcement should cover the full height of the notched edge ($l_{r,l} = (h - h_{\text{ef}})$). Where this is not fulfilled ($l_{r,l} < (h - h_{\text{ef}})$), the rules in 8.3.5.1 should be satisfied for the unreinforced part of the notched edge. In this case, $(h - h_{\text{ef}})$ is equal to the height of the unreinforced part of the notched edge. The minimum reinforced length $l_{r,u}$ should be taken as $l_{r,u} = \min\{l_{r,l}; 1,5a\}$, see Figure 8.14 a) and c).

(4) Where the design tensile force $F_{t,90,Ed}$ taken from Formula (8.83), is carried by internal dowel-type reinforcement, only one row of internal reinforcing elements at a distance $a_{3,c}$ from the edge of the notch should be considered, see Figure 8.14.

(5) The dowel-type reinforcement may be inclined to reduce the distance between the peak tensile stresses perpendicular to grain and the dowel-type reinforcement, see Figure 8.14 c).

(6) Where the design tensile force $F_{t,90,Ed}$ taken from Formula (8.83), is carried by internal dowel-type reinforcement, positioned perpendicular to grain, see Figure 8.14 a), the load-carrying capacity should be limited to twice the load-carrying capacity of the unreinforced notched beam, calculated from Formula (8.79).

**a) Notch with internal dowel-type reinforcement****b) Notch with external plane reinforcement****c) Notch with inclined internal dowel-type reinforcement****d) Connector or group of fasteners with internal dowel-type reinforcement****Key**

- 1 possible crack line
- 2 rounded corner with radius $r \geq 20 \text{ mm}$ (recommendation)
- 3 connector or group of fasteners
- 4 internal reinforcement
- 5 external reinforcement
- 6 block glued joint

Figure 8.14 — Reinforcement of members with rectangular notches

(7) The plane reinforcement, e.g. panels or laminations should be glued to both sides of the member according to Figure 8.14 b), with the following limits:

$$0,25 \leq \frac{b_r}{h-h_{\text{ef}}} \leq 0,5 \quad (8.86)$$

where

- b_r is the width of plane reinforcement;
- h is the height;
- h_{ef} is the effective height of the notched part, see Figure 8.14.

(8) The width b_r applied in Formula (8.51) should not exceed the upper limit given in Formula (8.86).

NOTE Depending on the type of product and type of application (e.g. screw press gluing), a width b_r exceeding the upper limit given in Formula (8.86), can be required, see prEN 1995-3.

(9) The design shear stresses in the notched part should satisfy Formula (8.27).

(10) For tapered notches, Formula (8.54) covering the design bending stress at an angle to grain should be satisfied in the tapered part. For notches from softwood products ST, FST and GST, the values k_t for GL may be used.

8.3.6 Members with holes

8.3.6.1 General

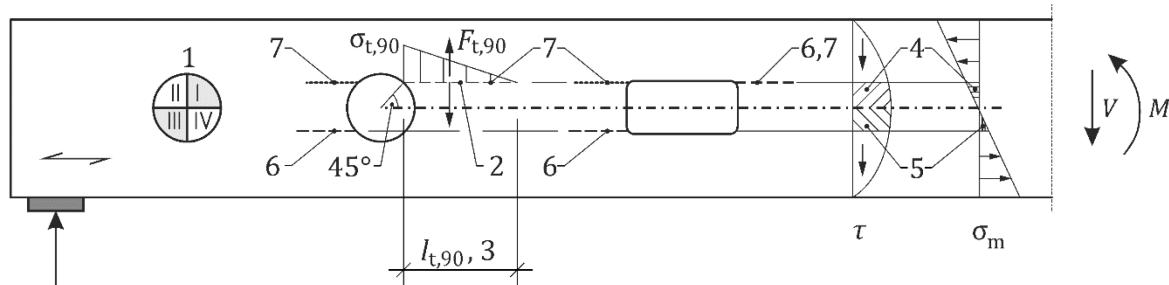
(1) The effects of stress concentrations at holes with a dimension larger than or equal to $\min\{50 \text{ mm}; 0,1h\}$, exceeding the distance limits given in Table 8.3 shall be taken into account in the strength verification of members.

NOTE Denominations of geometry, forces, moments and stress distributions can be found in Figure 8.15.

(2) The verification of axial and bending stresses of a member which contains holes shall be based on the properties of the net cross-section at the hole position.

(3) For rectangular holes, the effect of additional bending stresses from the frame action shall be taken into account.

(4) In the verification of shear stresses, the effect of stress concentrations at the hole edges shall be taken into account.



Key

- 1 hole in member, may be divided into quadrants I-IV; the quadrant with possible crack development is dependent on the type of loading and the location in the beam, see 8.3.6.1(17)
 - 2 possible crack line, (simplified) distribution of tensile stresses perpendicular to grain $\sigma_{t,90}$ and tensile force perpendicular to grain $F_{t,90}$
 - 3 distribution length, see 8.3.6.1(12) and 8.3.6.1(17)
 - 4 portion of shear and bending stresses to be transferred around the upper edge of the hole
 - 5 portion of shear and bending stresses to be transferred around the lower edge of the hole
 - 6 possible crack line in locations with high shear stresses ($F_{t,90,V,Ed} \geq F_{t,90,M,Ed}$)
 - 7 possible crack line in locations with dominating bending stresses ($F_{t,90,M,Ed} >> F_{t,90,V,Ed}$)

Figure 8.15 — Holes in beams

(5) Unless a more detailed analysis is made, holes with a dimension larger or equal to $\min\{50 \text{ mm}; 0,1 h\}$ should not be placed in unreinforced zones with tensile stresses perpendicular to grain caused by loading or geometry (e.g. curved beams).

(6) Circular holes should be preferred to rectangular holes.

NOTE Reinforcement of holes in members leads to a more robust long-term performance, especially in the case of large member sizes and/or large expected changes in timber moisture content.

(7) Holes should preferably be arranged with their centre on the neutral axis of the member. An arrangement of holes in areas of the member with dominating shear stresses should be preferred in preference to an arrangement of holes in areas of the member subjected to high bending stresses.

(8) Eccentric arrangement should only be applied to circular holes. In the case of eccentric arrangement, an arrangement of the hole in areas subjected to (bending) compression should be preferred compared to an arrangement in areas subjected to (bending) tension.

NOTE The maximum possible eccentricity is limited by the maximum values h_{ru} and h_{rl} given in Table 8.3, see Figure 8.16.

(9) The effect of service installations (e.g. heating pipes or air outlets) on local timber moisture content (e.g. fast and/or intense drying) should be taken into account. 4.3.1.2 and 8.3.2(13) to (16) should be applied.

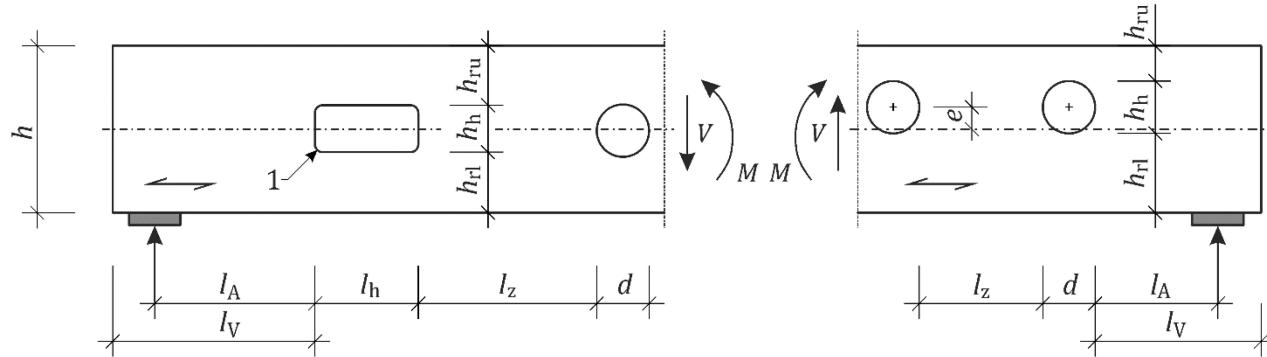
(10) 8.3.6.1(12) to (16) should be applied to unreinforced holes with geometrical boundary conditions according to Table 8.3 in beams in softwood from GST, GL, BGL and from LVL-P, GLVL-P in edgewise bending having rectangular cross-section.

(11) For reinforced holes and holes in softwood products LVL-C and GLVL-C in edgewise bending with geometrical boundary conditions according to Table 8.3, 8.3.6.2 should be applied.

Table 8.3 — Minimum distances and maximum dimensions of unreinforced and reinforced holes in beams with rectangular cross-section^a

		Minimum distances			Maximum dimensions		
	End	Spacing	Support	Edges	Rectangular holes		Circular holes
Unreinforced	$l_v \geq h^b$	Individual hole: $l_z \geq 1,5 h$, at least 300 mm	$l_A \geq h/2$	$h_{ru} \geq 0,15 h^d$ at least one lamination ^e $h_{rl} \geq 0,2 h^d$ at least 1,5 laminations ^e	$l_{hole}/h_{hole} \leq 2,5$	$h_{hole} \leq 0,2 h$	For $e \leq \pm 0,1 h$: $d \leq 0,3 h$ For $e > \pm 0,1 h$: $d \leq 0,2 h$
		Group of circular holes: $l_z \geq d^c$		$l_{hole} \leq 0,5 h$			
Reinforced	$l_v \geq h^b$	Individual hole: $l_z \geq 1,0 h$, at least 300 mm	$l_A \geq h/2$	$h_{ru} \geq 0,15 h^d$ at least one lamination ^e $h_{rl} \geq 0,2 h^d$ at least 1,5 laminations ^e	$l_{hole}/h_{hole} \leq 2,5$	$h_{hole} \leq 0,3 h^f$	$d \leq 0,3 h^f$
		Group of circular holes: $l_z \geq d^c$		$l_{hole} \leq h$		$h_{hole} \leq 0,4 h^g$	$d \leq 0,4 h^g$

^a For geometry parameters (e.g. l_A , l_v , l_z , h_{ru} , h_{rl} , h_{hole} , e) see Figure 8.16.
^b In applications with permanently dry or frequently changing climate, l_v should be increased ($l_v \geq 1,5 h$).
^c For groups of circular holes, a reduction factor applies, see 8.3.6.1(17).
The different distance limits cover the different effects of tension and compressive stresses from bending.
^d The effect of holes arranged eccentrically should be taken into account, see 8.3.6.1(18).
^e For LVL-P: $h_{ru} \geq 40$ mm, $h_{rl} \geq 60$ mm.
^f For holes with internal dowel-type reinforcement.
^g For holes with plane external reinforcement, e.g. panels, laminations, LVL-C and PMP and for holes in LVL-C and GLVL-C in edgewise bending.

**Key**

- 1 rounded corner: corner radius $r \geq 20$ mm, if $h_{hole} \leq 200$ mm
corner radius $r \geq 40$ mm, if $h_{hole} > 200$ mm

Figure 8.16 — Circular and rectangular holes in beams

(12) For beams with holes according to 8.3.6.1(10), having their centre on the neutral axis of the member, the following should be satisfied:

$$\frac{\frac{F_{t,90,V,Ed}}{l_{t,90,V}} + \frac{F_{t,90,M,Ed}}{l_{t,90,M}}}{0,5 b k_{vol} k_{space} f_{t,90,d}} \leq 1,0 \quad (8.87)$$

with

$$F_{t,90,V,Ed} = \frac{V_d 0,7 d_{hole}}{4h} \left[3 - \left(\frac{0,7 d_{hole}}{h} \right)^2 \right] k_{diam} \quad (8.88)$$

$$k_{diam} = 1,1 + 1,3 \left[\frac{d_{hole}}{h} - \left(\frac{d_{hole}}{h} \right)^2 \right] \quad (8.89)$$

$$l_{t,90,V} = 1,3 d_{hole} \quad (8.90)$$

$$F_{t,90,M,Ed} = 0,09 \frac{M_d}{h} \left(\frac{d_{hole}}{h} \right)^2 \quad (8.91)$$

$$l_{t,90,M} = 0,8 d_{hole} \quad (8.92)$$

$$k_{vol} = \left(\frac{V_{ref}}{0,25 b d_{hole}^2} \right)^{0,2} \quad (8.93)$$

where

$F_{t,90,V,Ed}$ is the design tensile force perpendicular to grain from the transfer of shear stresses around the hole;

$l_{t,90,V}$ is the distribution length for tensile stresses perpendicular to grain from the transfer of shear stresses;

$F_{t,90,M,Ed}$ is the design tensile force perpendicular to grain from the transfer of bending stresses around the hole;

$l_{t,90,M}$ is the distribution length for tensile stresses perpendicular to grain from the transfer of bending stresses;

k_{vol} is the factor to account for the volume effect;

k_{space} is the factor to account for the possibility of placing up to 3 circular holes at closer spacing
 $= 1,0$ for beams with individual holes;
 for beams with groups of holes, see 8.3.6.1(19);

$f_{t,90,d}$ is the design tensile strength perpendicular to grain;

V_d is the design shear force at the edge of the hole (absolute, i.e. positive value);

d_{hole} is the applicable diameter of the hole
 $= d$ (hole diameter) for circular holes, see Figure 8.16;
 $= k_{shape} h$ for rectangular holes, see Figure 8.16;

k_{shape} is the factor to account for the effect of the shape of a rectangular hole taken from Formula (8.94);

h is the height of the beam at the edge of the hole;

k_{diam} is the factor to account for the stress distribution and the location of crack onset;

M_d is the design bending moment at the edge of the hole (absolute, i.e. positive value);

- V_{ref} is the reference volume
 with $V_{\text{ref}} = 0,01 \text{ m}^3$ for softwood products GST, GL and BGL
 $V_{\text{ref}} = 0,0015 \text{ m}^3$ for softwood products LVL and GLVL in edgewise bending
 b is the width of the beam at the edge of the hole.

(13) For beams with rectangular holes, with a radius of the rounded corner $r / h_{\text{hole}} \geq 0,1$ and placed in an area where the ratio of internal forces is $0 \leq \frac{|V_d| h}{|M_d|} \leq 1$, the factor k_{shape} may be taken as follows:

$$k_{\text{shape}} = 1,25 + 0,3 \frac{l_{\text{hole}}}{h_{\text{hole}}} \left[4 \frac{V_d h}{M_d} - 3 \left(\frac{V_d h}{M_d} \right)^2 \right] \quad (8.94)$$

where

- l_{hole} is the length of the rectangular hole, see Figure 8.16;
 h_{hole} is the height of the rectangular hole, see Figure 8.16;
 V_d is the design shear force at the edge of the hole (absolute, i.e. positive value);
 h is the height of the beam at the hole edge, see Figure 8.16;
 M_d is the design bending moment at the edge of the hole (absolute, i.e. positive value).

NOTE k_{shape} is used to determine equivalent tensile stresses perpendicular to grain. The geometric limits in Table 8.3 do not apply to k_{shape} . The geometric limits in Table 8.3 also comprise robustness criteria and take into account additional effects such as concentrations of shear and bending stresses at the hole edges.

(14) For circular holes, the bending stresses may be determined by the section modulus of the net cross-section W_{net} .

(15) For beams with rectangular holes, the effect of additional bending stresses from the frame action should be accounted for. For beams with rectangular holes, the design bending stresses in the beam cross-section with the rectangular hole $\sigma_{m,d}$ may be taken as follows:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_{\text{net}}} + \frac{M_{\text{res},d}}{W_{\text{res}}} \quad (\text{residual cross-section}) \quad (8.95)$$

with

$$M_{\text{res},d} = \frac{V_d l_{\text{hole}}}{2} \quad (8.96)$$

$$W_{\text{res}} = \frac{b h_{\text{res}}^2}{6} \quad (8.97)$$

$$h_{\text{res}} = (h - h_{\text{hole}})/2 \quad (8.98)$$

where

- M_d is the design bending moment at the edge of the hole (absolute, i.e. positive value);
 W_{net} is the section modulus of the net cross-section;
 $M_{\text{res},d}$ is the design bending moment from the frame action around the hole;
 W_{res} is the section modulus of the residual cross-section above and below the hole, respectively;
 V_d is the design shear force at the edge of the hole (absolute, i.e. positive value);
 l_{hole} is the length of the rectangular hole, see Figure 8.16;

- b is the width of the beam at the edge of the hole;
 h_{res} is the distance h_{rl} respectively h_{ru} from the edge of the hole to the edge of the member, see Figure 8.16;
 h is the height of the beam at the edge of the hole;
 h_{hole} is the height of the rectangular hole, see Figure 8.16.

(16) In beams with holes, the increased shear stresses in the residual cross-section at the hole position should be taken into account. In beams with holes, the maximum design shear stress $\tau_{\max,d}$ applied in Formula (8.27), may be taken as follows:

$$\tau_{\max,d} = k_{\tau} \frac{1,5 V_d}{b(h-h_{\text{hole}})} \quad (8.99)$$

with

$$k_{\tau} = k_{\text{rad}} \left(1 + \frac{l_{\text{hole}}}{h}\right) \left(\frac{h_{\text{hole}}}{h}\right)^{0,2} \quad (8.100)$$

where

- k_{τ} is the factor to account for the increased shear stresses;
 V_d is the design shear force at the edge of the hole (absolute, i.e. positive value);
 b is the width of the beam at the edge of the hole;
 h is the height of the beam at the edge of the hole;
 h_{hole} is the height of the hole, see Figure 8.16, for circular holes $h_{\text{hole}} = 0,7d$;
 k_{rad} is the factor to account for the effect of the corner radius on the shear stress.
For holes in softwood beams from GST, GL, BGL and from LVL-P, GLVL-P in edgewise bending, the value for k_{rad} may be taken as 1,8 without further verification.

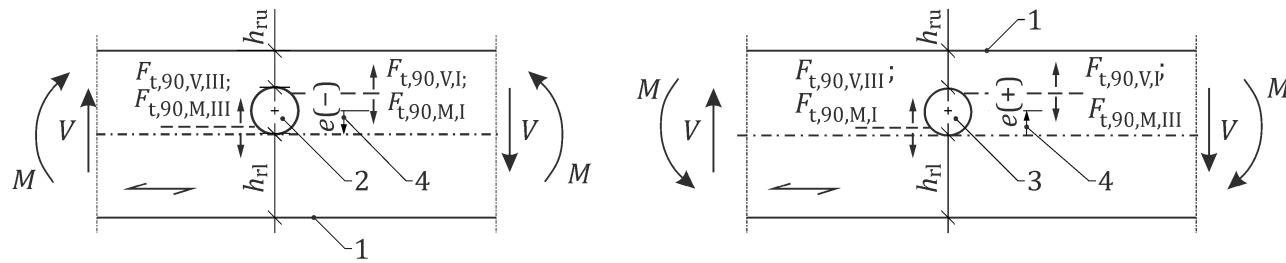
(17) For beams from GL and BGL with circular holes according to 8.3.6.1(10), having their centre located eccentrically to the longitudinal axis of the member, Formula (8.87) should be satisfied for quadrants I and III for the following relevant sets of forces, see Figures 8.15 and 8.17:

a) for positive bending moment

- 1) $F_{t,90,V,I}$ and $F_{t,90,M,I}$ (set a. I)
- 2) $F_{t,90,V,III}$ and $F_{t,90,M,III}$ (set a. III)

b) for negative bending moment

- 1) $F_{t,90,V,I}$ and $F_{t,90,M,III}$ (set b. I)
- 2) $F_{t,90,V,III}$ and $F_{t,90,M,I}$ (set b. III)

**Key**

- 1 member edge subjected to (bending) tension
- 2 hole with eccentricity in direction of the member edge subjected to compression (preferred)
- 3 hole with eccentricity in direction of the member edge subjected to tension
- 4 eccentricity of the centre of the hole to the neutral axis of the member,
 e is negative in the direction of the member edge subjected to (bending) compression,
 e is positive in the direction of the member edge subjected to (bending) tension

Figure 8.17 — Eccentrically arranged holes in beams

(18) The design tensile force perpendicular to grain $F_{t,90,V,Ed}$ and $F_{t,90,M,Ed}$ may be taken as follows:

$$F_{t,90,V,Ed} = F_{t,90,V,I/III,Ed} = \frac{V_d 0,7d}{4h} \left[3 - \left(\frac{0,7d}{h} \right)^2 \right] k_{ecc,I/III} \quad (8.101)$$

with

$$k_{ecc,I} = 0,1 + \frac{d}{h} + 4,5 \frac{h_{ru}}{h} - 5,0 \left(\frac{h_{ru}}{h} \right)^2 \quad (8.102)$$

$$k_{ecc,III} = 0,1 + \frac{d}{h} + 4,5 \frac{h_{rl}}{h} - 5,0 \left(\frac{h_{rl}}{h} \right)^2 \quad (8.103)$$

$$l_{t,90,V} = l_{t,90,V,I/III} \quad \text{taken from Formula (8.90)} \quad (8.104)$$

and

$$F_{t,90,M,Ed} = F_{t,90,M,I,Ed} = M_d \frac{d}{h^3} \max \left\{ \begin{array}{l} -0,62 (e - 0,13d) \\ -0,2 (e - 0,45d) \\ 0,3 (e - 0,08d) \end{array} \right\} \quad (8.105)$$

$$l_{t,90,M} = l_{t,90,M,I} = 0,8d \left(1 - \frac{e}{d} \right) \quad \text{with } 0,6d \leq l_{t,90,M,I} \leq 1,0d \quad (8.106)$$

and

$$F_{t,90,M,Ed} = F_{t,90,M,III,Ed} = M_d \frac{d}{h^3} 0,22 (e + 0,19d) \quad \text{with } F_{t,90,M,III,Ed} \geq 0 \quad (8.107)$$

$$l_{t,90,M} = l_{t,90,M,III} = 0,4d \quad (8.108)$$

where

- $F_{t,90,V,I/III,Ed}$ is the design tensile force perpendicular to grain from the transfer of shear stresses around the hole, located at the first and third quadrant respectively, see Figure 8.15;
- V_d is the design shear force at the edge of the hole (absolute, i.e. positive value);
- d is the diameter of the circular hole, see Figure 8.16;
- h is the height of the beam at the edge of the hole;

$k_{ecc,I/III}$	is the factor to account for the effect of the eccentricity on the transfer of shear stresses, for the first and third quadrant respectively, see Figure 8.15;
h_{ru}	is the distance from the upper edge of the hole to the upper edge of the member;
h_{rl}	is the distance from the lower edge of the hole to the lower edge of the member, see Figure 8.17;
$l_{t,90,v}$	is the distribution length for tensile stresses perpendicular to grain from the transfer of shear stresses;
$F_{t,90,M,I/III,Ed}$	is the design tensile force perpendicular to grain from the transfer of bending stresses around the hole, located at the first and third quadrant respectively, see Figure 8.15;
M_d	is the design bending moment at the edge of the hole (absolute, i.e. positive value);
e	is the eccentricity of the centre of the hole to the neutral axis of the member, see Figure 8.17;
$l_{t,90,M}$	is the distribution length for tensile stresses perpendicular to grain from the transfer of bending stresses.

(19) For beams from softwood products GST, GL and BGL with groups of 2 or 3 circular holes parallel to grain, having the same diameter d , the same eccentricity e and the same spacing parallel to grain l_z , see Figure 8.18 and conforming to Formula (8.109), Formula (8.87) should be satisfied for each hole with Formula (8.110):

$$d \leq l_z < \begin{cases} 1,5 h & \text{for unreinforced holes} \\ 1,0 h & \text{for reinforced holes} \end{cases} \quad (8.109)$$

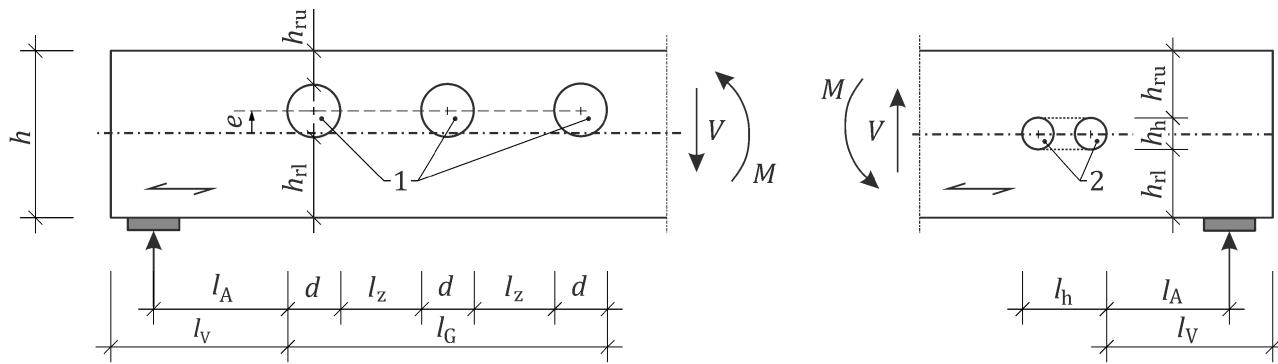
$$k_{space} = \min \begin{cases} 1 \\ 1 - 0,2 \frac{1,5 h - l_z}{1,5 h} \\ 1 - 0,4 \frac{5 d - l_z}{5 d} \end{cases} \quad (8.110)$$

where

k_{space}	is the factor to account for the possibility of placing up to 3 circular holes at closer spacing;
h	is the height of the beam at the edge of the hole;
l_z	is the spacing parallel to grain between holes, see Figure 8.18;
d	is the diameter of the circular hole, see Figure 8.18.

(20) For groups of holes with an overall length parallel to grain l_G measured between the outer edges of the hole group, less than or equal to $2h$, the distance l_V from the end of the member to the nearest hole edge should be larger than or equal to $1,5h$.

(21) A group of small holes, all having their centres on the neutral axis of the member, see Figure 8.18, may be designed applying a circumscribed rectangular hole, provided the circumscribed hole is within the geometric limits given in Table 8.3 and Figure 8.16.

**Key**

- 1 group of holes for which Formula (8.109) should be considered
- 2 group of small holes that may be designed applying a circumscribed rectangular hole

Figure 8.18 — Groups of holes in beams**8.3.6.2 Reinforcement**

(1) 8.3.6.2 should be applied to beams with rectangular cross-section from kiln-dried softwood products ST, FST, GST, GL, BGL, LVL-P, GLVL-P with reinforced holes which comply with the geometrical boundary conditions given in Table 8.3.

NOTE Requirements for reinforced circular holes in floor joists with diameters of the hole not complying with the geometrical boundary conditions given in Table 8.3 are given in 8.3.6.2(15).

(2) The reinforcement of holes in beams should be designed for a tensile force perpendicular to grain $F_{t,90,Ed}$, composed of $F_{t,V,d}$ from the transfer of shear stresses and $F_{t,M,d}$ from the transfer of bending stresses. All areas prone to splitting from tensile stresses perpendicular to grain should be analysed.

(3) For rectangular holes in beams, the tensile force $F_{t,90,Ed}$ should be assumed to act on planes defined by the top and bottom faces of the hole, on the corners prone to tensile stresses perpendicular to grain, see Figure 8.15.

(4) For circular holes in beams, the design tensile force $F_{t,90,Ed}$ should be assumed to act under 45° from the centre of the hole with regard to the beam axis, see Figure 8.15.

(5) The reinforcement of a hole in beams, see Figure 8.19 should be designed for a design tensile force $F_{t,90,Ed}$ as follows:

$$F_{t,90,Ed} = \frac{F_{t,90,V,Ed} + F_{t,90,M,Ed}}{k_{space}} \quad (8.111)$$

where

$F_{t,90,V,Ed}$ is the design tensile force perpendicular to grain from the transfer of shear stresses around the hole taken from Formulae (8.88) and (8.89) or Formulae (8.101) to (8.103), respectively;

$F_{t,90,M,Ed}$ is the design tensile force perpendicular to grain from the transfer of bending stresses around the hole taken from Formula (8.91) or Formula (8.105) and (8.107), respectively;

k_{space} is the factor to account for the possibility of placing up to 3 circular holes at closer spacing taken from Formula (8.110). For beams with individual holes $k_{space} = 1,0$.

NOTE Formulae (8.81), (8.105), (8.107) and (8.110) are not applicable to LVL-C.

(6) Where the design tensile force $F_{t,90,Ed}$ according to 8.3.6.2(5), is carried by internal dowel-type reinforcement, the reinforced length l_r should be taken as follows:

$$l_r = h_{rl} \text{ or } h_{ru} \quad \text{for rectangular holes} \quad (8.112)$$

$$l_r = h_{rl} + 0,15 h_{hole} \text{ or } h_{ru} + 0,15 h_{hole} \quad \text{for circular holes} \quad (8.113)$$

where

h_{rl}, h_{ru} is the distance from the lower (upper) edge of the hole to the bottom (top) of the member, see Figure 8.19;

h_{hole} is the height of the hole.

(7) Where the design tensile force $F_{t,90,Ed}$ according to 8.3.6.2(5), is carried by internal dowel-type reinforcement, only one row of internal internal reinforcements at a distance parallel to grain $a_{3,c}$ from the edge of the hole should be considered, see Figure 8.19 a) and b). The distance between the location of maximum tensile stresses perpendicular to grain and the dowel-type reinforcement should be minimized.

(8) The application of internal dowel-type reinforcement, positioned perpendicular to grain, see Figure 8.19 a) and b), should be limited to locations in the timber member that are subjected to low shear stresses.

(9) For beams with holes reinforced with internal dowel-type reinforcement, 8.3.6.1(16) should be satisfied. Where Formula (8.27) with τ_{max} from Formulae (8.99) and (8.100) is not satisfied, internal reinforcement positioned perpendicular to grain, see Figure 8.19 a) and b), should not be used.

(10) For holes in beams from LVL-P in edgewise bending, plane reinforcement, e.g. LVL-C, should be used.

(11) Where internal dowel-type reinforcement is arranged according to Figure 8.19, the spacing requirements given in 8.3.2(6) should be applied.

(12) Where the design tensile force $F_{t,90,Ed}$ according to 8.3.6.2(5) is carried by plane reinforcement, the reinforced length l_r , applied in Formula (8.51) should be taken as follows:

$$l_r = h_{rp} \quad \text{for rectangular holes} \quad (8.114)$$

$$l_r = h_{rp} + 0,15 h_{hole} \quad \text{for circular holes} \quad (8.115)$$

where

h_{rp} is the height of plane reinforcement above or below a hole, see Figure 8.19 c) and d);

h_{hole} is height of the hole.

(13) The plane reinforcement, e.g. panels or laminations should be glued to both sides of the member according to Figure 8.19 c) and d), with the limits as follows:

$$0,25 l_{hole} \leq b_r \leq 0,6 l_{t,90} \quad (8.116)$$

with

$$l_{t,90} = 0,5 (h_{hole} + h) \quad (8.117)$$

and

$$h_{rp} \geq \max\{80; 0,25 l_{hole}\} \quad (8.118)$$

where

h_{rp} is the height of the plane reinforcement above and below the hole, respectively, see Figure 8.19 c) and d);

l_{hole} is the length of a hole, in mm

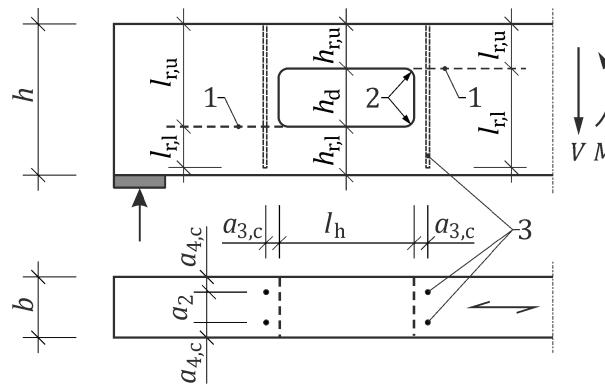
b_r is the width of plane reinforcement

$l_{t,90}$ is the distribution length for tensile stresses perpendicular to grain

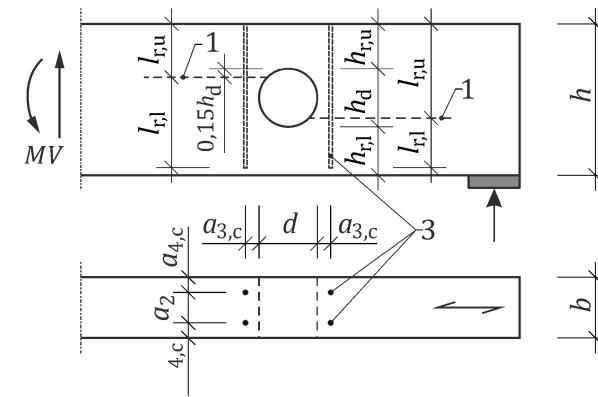
h_{hole} is the height of the hole;

h is the height of the beam.

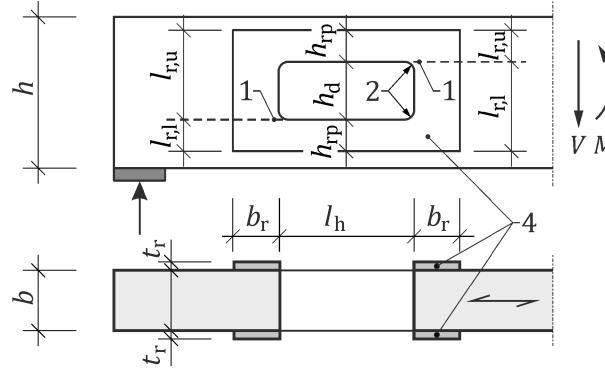
The width b_r applied in Formula (8.51) should not exceed the upper limit taken from Formula (8.116). Depending on the type of product and type of application (e.g. screw press gluing), dimensions b_r (respectively h_{rp}), that exceed the upper limits taken from Formula (8.116) (respectively Formula (8.118)), may be required.



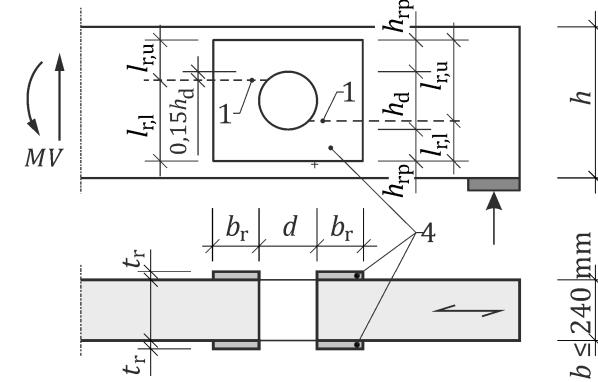
a) Rectangular hole with internal dowel-type reinforcement



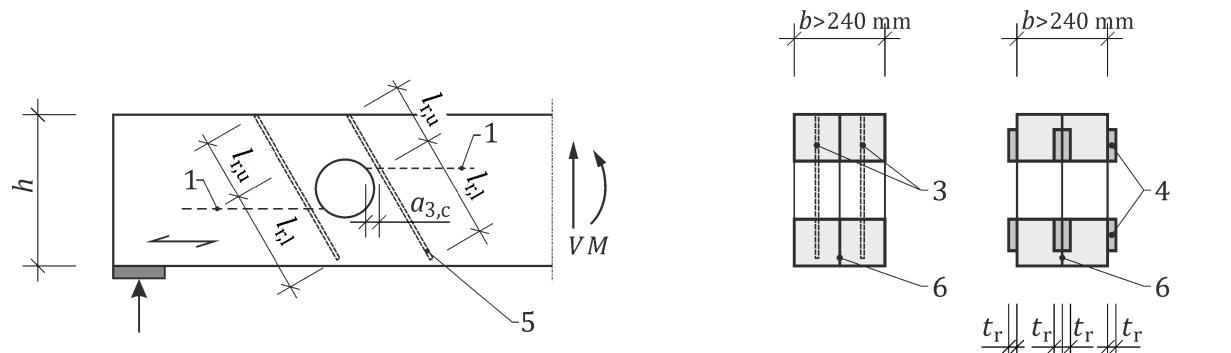
b) Circular hole with internal dowel-type reinforcement



c) Rectangular hole with external plane reinforcement



d) Circular hole with external plane reinforcement

**e) Circular hole with inclined internal dowel-type reinforcement****f) Cross-section of block-glued glulam member with internal and external reinforcement****Key**

- | | | | |
|---|---|---|---|
| 1 | possible crack line | 4 | external reinforcement |
| 2 | rounded corner | 5 | inclined reinforcement in the case of e.g. high shear |
| | corner radius $r \geq 20 \text{ mm}$, if $h_{\text{hole}} \leq 200 \text{ mm}$ | | |
| | corner radius $r \geq 40 \text{ mm}$, if $h_{\text{hole}} > 200 \text{ mm}$ | | |
| 3 | internal reinforcement | 6 | block glued joint |

Figure 8.19 — Reinforcement of beams with holes

(14) As an exception, for softwood products ST and GL, the reinforcement provisions in 8.3.6.2(14) to (17) should be applied for floor joists with circular holes in the case that:

NOTE FST according to EN 15497 is not covered.

The floor joists

- have constant heights of $200 \leq h \leq 350 \text{ mm}$;
- be arranged such, that the prerequisites regarding system strength given in 8.4(1) to (3) apply.

The circular holes

- have their centre on the neutral axis of the member;
- have clear spacing parallel to grain between the holes $l_z \geq h + h_{\text{hole}}$ and distance between the end of the beam and the nearest edge of the hole $l_v \geq h + h_{\text{hole}}$;
- be reinforced by internal, dowel-type reinforcement or glued-on plane reinforcement if the floor joists are made of glulam;
- be reinforced by glued-on plane reinforcement if the floor joists are made of strength graded structural timber.

The stress verifications in the ultimate limit state of the floor joists:

- have a design load effect that is less than or equal to 60 % of the ultimate limit state load bearing capacity of the floor joist with holes, calculated according to the provisions in 8.1, disregarding the system factor k_{sys} according to 8.4(2);
- neglect the depth modification factor k_h according to 5.2, 5.3 or 5.4 in the verification of the bending stresses at the hole.

- Entwurf -

The maximum hole diameter d may be taken as follows:

$$d \leq \min \{h - 90; 0,57 h; 170\} \quad (8.119)$$

with h is the height of the beam, in mm.

(15) Glued-on plane reinforcement in configurations according to 8.3.5.2(7) should have a height $h_{rp} + d + h_{rp} = h$ and a length of $h \leq b_r + d + b_r \leq h + h_{hole}$, where h is the beam height and d the diameter of the hole, see Figure 8.19 d).

(16) Glued-on plane reinforcement shall be continuous and symmetrically glued around the hole by screw-press-gluing. The width b_r applied in Formula (8.51) should not exceed the upper limit given in Formula (8.116).

(17) The geometric limits taken from Formula (8.118) may be neglected.

8.4 System strength

(1) When a member or component is one of several members or components that interact to assist each other to form a strength-sharing system the strength properties may be multiplied by a system strength factor k_{sys} .

(2) System strength factors k_{sys} may be applied for:

- a) bending strengths of single members formed by lamellae according to 8.4(3);
- b) strengths of parallel members being part of a strength-sharing systems according to 8.4(5).

System strength factors k_{sys} according to a) and b) may be multiplied.

(3) For single members formed by two or more glued lamellae made of ST or FST and for laminated timber decks according to Annex L, k_{sys} may be taken from Table 8.4.

(4) No system factor for single members shall be applied for single members made of CLT or SWP since system strength effects are already considered within the declared strength properties.

(5) For parallel members within a strength-sharing system k_{sys} may be taken as 1,1, if:

- the strength-sharing system comprises at least three discretely spaced parallel members;
- being made of the same material and having the same geometry; and if
- the strength-sharing system can transfer the loads to the neighbouring members.

(6) The load-transfer to the neighbouring lamellae within a laminated timber deck shall be verified according to Annex L.

Table 8.4 — System strength factor k_{sys}

		Number of members, components, or laminations						
		2	3	4	5	6	7	≥ 8
Members, components, or lamellae made of	ST, FST	1,14	1,20	1,24	1,26	1,28	1,29	1,30
	GL, BGL	1,11	1,15	1,17	1,18	1,19	1,20	1,20
Laminated timber decks according to Annex L	Mechanically fastened	1,06	1,08	1,10	1,10	1,11	1,11	1,12
	Pre-stressed or glued	1,14	1,20	1,24	1,26	1,28	1,29	1,30

9 Serviceability limit states

9.1 General

(1) Deformations or vibrations caused by the effects of actions (such as axial and shear forces and bending moments) and accounting for the influence of the duration of loading and moisture shall remain within appropriate limits, namely regarding:

- deformations that adversely affect the appearance, the comfort of users, the functioning of the structure (including the functioning of machines or services) or the durability of the structure;
- deformations that cause damage to finishes or elements other than structural;
- vibrations that cause discomfort to people or limit the functional effectiveness of the structure.

9.2 Deformations

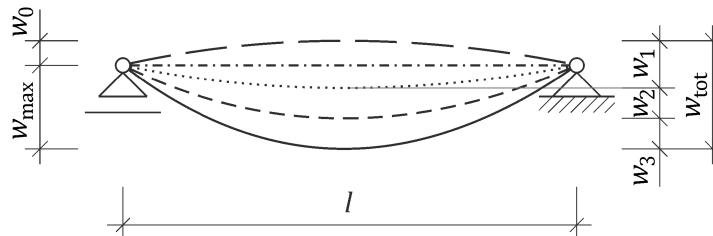
9.2.1 General

(1) Deformations shall be verified using the characteristic, frequent, or quasi-permanent combination of actions, see EN 1990:2023, 8.4.3.

NOTE 1 Irreversible serviceability limit states are generally assessed using the characteristic combination of actions, see 9.2.2(3) and 9.2.3(4). Reversible serviceability limit states are generally assessed using the frequent combination of actions, see 9.2.2(4) and 9.2.3(5). Long-term effects and the appearance of the structure are generally assessed using the quasi-permanent combination of actions, see 9.2.2(5) and 9.2.3(6).

NOTE 2 Indicative vertical deformation limits are given in EN 1990:2023, Tables A.1.10 (NDP) and A.1.11 (NDP).

(2) Vertical deformations should be calculated using the parts contributing to the total deformation shown in Figure 9.1.



Key

w_0	precamber of the unloaded structural member
w_{\max}	remaining total deformation accounting for the precamber
w_1	initial part of the deformation under permanent (including quasi-permanent) loads of the relevant combination of actions
w_2	long-term part of the deformation under permanent loads including the quasi-permanent part of variable actions
w_3	instantaneous deformation due to variable actions excluding their quasi-permanent part
w_{tot}	total deformation as the sum of w_1, w_2, w_3
l	span length

Figure 9.1 — Vertical deformations

(3) The remaining total deformation accounting for the precamber w_{\max} should be taken as follows:

$$w_{\max} = w_{\text{tot}} - w_0 \quad (9.1)$$

with

$$w_{\text{tot}} = w_1 + w_2 + w_3 \quad (9.2)$$

where

- w_{tot} is the total deformation;
- w_0 is the precamber of the unloaded structural member;
- w_1 is the initial elastic deformation due to the permanent actions and the quasi-permanent part of variable actions of the relevant combination of actions;
- w_2 is the long-term creep part of the deformation due to the permanent actions and the quasi-permanent part of the variable actions of the relevant combination of actions;
- w_3 is the instantaneous elastic deformation due to variable actions excluding their quasi-permanent part.

NOTE The Formulae in 9.2.2 and 9.2.3 are based on the assumption that a variable action Q can be split into a short-term (instantaneous) part Q_{inst} and a long-term (quasi-permanent) part Q_{qper} , i.e. $Q = Q_{\text{inst}} + Q_{\text{qper}}$. For a leading variable action Q_1 , the long-term (quasi-permanent) part is $Q_{1,\text{qper}} = \psi_2 Q_1$ (in accordance with EN 1990:2023, 6.1.2.3(3)) and the short-term (instantaneous) part is $Q_{1,\text{inst}} = (1 - \psi_2) Q_1$, for characteristic and frequent combinations of actions, or $Q_{1,\text{inst}} = 0$, for the quasi-permanent combination of actions. For an accompanying variable action Q_j , the long-term (quasi-permanent) part is $Q_{j,\text{qper}} = \psi_2 Q_j$ and the short-term (instantaneous) part is $Q_{j,\text{inst}} = (\psi_0 - \psi_2) Q_j$, for the characteristic combination of actions, or $Q_{j,\text{inst}} = 0$, for the frequent and quasi-permanent combinations of actions.

9.2.2 Deformations in structures consisting of materials with the same creep behaviour

(1) For structures consisting of members or components with the same long-term creep behaviour and assuming a linear relationship between the actions and the corresponding deformations, the total deformation w_{tot} , see Figure 9.1 and Formula (9.2), should be calculated in accordance with 9.2.2(2) to (6).

NOTE In this case, w_{tot} can be determined with one single analysis.

(2) The total deformation w_{tot} in accordance with 9.2.2(3) to (5) should be calculated using mean values of the appropriate modulus of elasticity, shear modulus and slip modulus, see 4.4 and 11.3.7.

(3) When checking serviceability criteria using the characteristic combination of actions, the total deformation w_{tot} should be calculated using the combination of actions as follows:

$$\sum F_d = \sum_{i \geq 1} G_{k,i}(1 + k_{\text{def}}) + Q_{k,1}(1 + \psi_{2,1} k_{\text{def}}) + \sum_{j > 1} Q_{k,j}(\psi_{0,j} + \psi_{2,j} k_{\text{def}}) \quad (9.3)$$

where

- F_d represents the design value of an action;
- $G_{k,i}$ is the characteristic permanent action i ;
- k_{def} is the deformation factor given in Table 5.4;
- $Q_{k,1}$ is the characteristic leading variable action 1;
- $\psi_{2,1}$ is the combination factor for the leading variable action 1 to determine its quasi-permanent value;
- $Q_{k,j}$ is the characteristic accompanying variable action j ;

- $\psi_{0,j}$ is the combination factor for an accompanying variable action j to determine its combination value;
- $\psi_{2,j}$ is the combination factor for an accompanying variable action j to determine its quasi-permanent value.

NOTE ψ_0 , ψ_1 , and ψ_2 are combination factors defined in EN 1990:2023, Table A.1.7 (NDP).

(4) When checking serviceability criteria using the frequent combination of actions, the total deformation w_{tot} should be calculated using the combination of actions as follows:

$$\sum F_d = \sum_{i \geq 1} G_{k,i} (1 + k_{\text{def}}) + Q_{k,1} (\psi_{1,1} + \psi_{2,1} k_{\text{def}}) + \sum_{j > 1} \psi_{2,j} Q_{k,j} (1 + k_{\text{def}}) \quad (9.4)$$

where

$\psi_{1,1}$ is the combination factor for the leading variable action 1 to determine its frequent value.

(5) When checking serviceability criteria using the quasi-permanent combination of actions, the total deformation w_{tot} should be calculated using the combination of actions as follows:

$$\sum F_d = \sum_{i \geq 1} G_{k,i} (1 + k_{\text{def}}) + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,j} Q_{k,j} (1 + k_{\text{def}}) \quad (9.5)$$

(6) For structures consisting of members or components with the same long-term creep behaviour, the deformation w_2 may be taken as follows:

$$w_2 = w_1 k_{\text{def}} \quad (9.6)$$

where

- w_2 is the long-term creep part of the deformation due to the permanent actions and the quasi-permanent part of the variable actions;
- w_1 is the initial elastic deformation due to the permanent actions and the quasi-permanent part of variable actions.

9.2.3 Deformations in structures consisting of materials with different long-term creep behaviour

(1) For structures consisting of members or components with different long-term behaviour (e.g. timber and steel), the deformations w , see Figure 9.1, should be calculated in accordance with 9.2.3(2) to (6).

NOTE The procedure outlined in 9.2.3(3) to (6) does not require a linear relationship between actions and deformations, but it does require two separate analyses to determine $w_1 + w_2$ and w_3 .

(2) The deformation $w_1 + w_2$ due to the permanent and quasi-permanent part of the combination of actions, should be calculated using the final mean stiffness values $E_{\text{mean,fin}}$, $G_{\text{mean,fin}}$, and $K_{\text{SLS,fin}}$, see 4.4 and 11.3.7.

(3) The deformation w_3 due to the short-term part of the variable actions of the relevant combination of actions, should be calculated using the mean stiffness values E_{mean} , G_{mean} and K_{SLS} , see 4.4 and 11.3.7.

(4) When checking serviceability criteria using the characteristic combination of actions:

— the deformation $w_1 + w_2$ should be calculated using the combination of actions as follows:

$$\sum F_d = \sum_{i \geq 1} G_{k,i} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \psi_{2,j} Q_{k,j} \quad (9.7)$$

where

- F_d represents the design value of an action;
- $G_{k,i}$ is the characteristic permanent action i ;

- $\psi_{2,1}$ is the combination factor for the leading variable action 1 to determine its quasi-permanent value;
- $Q_{k,1}$ is the characteristic leading variable action 1;
- $\psi_{2,j}$ is the combination factor for an accompanying variable action j to determine its quasi-permanent value;
- $Q_{k,j}$ is the characteristic variable action j .

- the deformation w_3 should be calculated using the combination of actions as follows:

$$\sum F_d = (1 - \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{j>1} (\psi_{0,j} - \psi_{2,j}) Q_{k,j} \quad (9.8)$$

where $\psi_{0,j}$ is the combination factor for an accompanying variable action j to determine its combination value.

NOTE ψ_0, ψ_1 , and ψ_2 are combination factors defined in EN 1990:2023, Table A.1.7 (NDP).

(5) When checking serviceability criteria using the frequent combination of actions:

- the deformation $w_1 + w_2$ should be calculated using the combination of actions as follows:

$$\sum F_d = \sum_{i \geq 1} G_{k,i} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \psi_{2,j} Q_{k,j} \quad (9.9)$$

- the deformation w_3 should be calculated using the combination of actions as follows:

$$\sum F_d = (\psi_{1,1} - \psi_{2,1}) Q_{k,1} \quad (9.10)$$

where $\psi_{1,1}$ is the combination factor for the leading variable action 1 to determine its frequent value.

(6) When checking serviceability criteria using the quasi-permanent combination of actions:

- the deformation $w_1 + w_2$ should be calculated using the combination of actions as follows:

$$\sum F_d = \sum_{i \geq 1} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,j} Q_{k,j} \quad (9.11)$$

9.3 Vibrations

9.3.1 General

(1) It shall be ensured that the actions which can be reasonably anticipated on a member, component or structure, do not cause vibrations that can impair the function of the structure or cause unacceptable discomfort to the users. The requirements for the respective floor performance levels given in Table 9.1 shall be applied.

Table 9.1 — Floor vibration criteria according to the floor performance level

Criteria	Floor performance levels					
	I	II	III	IV	V	VI
Response factor R	4	8	12	24	36	48
<u>Upper deflection limit $w_{\text{lim,max}}$ in mm</u>	0,25	0,5	1,0	1,5	2,0	
<u>Stiffness criteria</u> for all floors	$w_{1\text{kN}} \leq w_{\text{lim}}$ mm					
<u>Frequency criteria</u> for all floors	$f_1 \geq 4,5$ Hz					
<u>Acceleration criteria</u> for resonant vibration design situations ($f_1 < f_{1,\text{lim}}$)	$a_{\text{rms}} \leq 0,005 R$ m/s ²					
<u>Velocity criteria</u> for all floors	$v_{\text{rms}} \leq 0,0001 R$ m/s					

(2) The vibration level should be estimated by calculation taking into account the mean stiffness, mass and damping of the member, component or structure.

(3) For floors, unless other values are proven to be more appropriate, the modal damping ratio may be assumed as:

- $\zeta = 0,02$ for joisted floors,
- $\zeta = 0,025$ for timber-concrete floors, rib type floors and slab type (e.g. CLT, LVL, GLVL, GL) floors,
- $\zeta = 0,03$ for joisted floors with a floating floor layer,
- $\zeta = 0,04$ for timber-concrete floors, rib type floors and slab type (e.g. CLT, LVL, GLVL, GL) floors with a floating floor layer.

(4) The damping values may alternatively be obtained by on-site testing applying EN 16929.

9.3.2 Vibrations from machinery

(1) Vibrations caused by rotating machinery and other operational equipment should be limited for the unfavourable combinations of permanent load and variable loads that can be expected.

NOTE The fatigue strength of the structure can also influence the design.

(2) For loading from machinery, as well as loading from ground borne vibration, a more detailed investigation which accurately models loads and modal properties of the structure should be performed.

(3) For floors, acceptable (minimum perceivable) levels of continuous vibration should be taken from ISO 10137:2007, Figure C.1.

9.3.3 Vibrations from footfall

(1) 9.3.3 shall be applied for the design of human induced vibrations of timber floors in the categories of use A, B, C1, C3 and D as defined in prEN 1991-1-1:2023.

NOTE These use categories include residential floors, office floors and areas with moderate number of people like museums, exposition spaces etc. as well as common areas in offices.

(2) The human induced walking frequency f_w should be assumed to be at least 1,5 Hz for residential floors and 2,0 Hz for floors in other use categories. For floors where the walker can walk a distance of more than 10 m unobstructed in a single direction, a walking frequency of 2,5 Hz should be assumed for all floors and use categories.

(3) The fundamental frequency limit above which resonant response will not occur $f_{1,\text{lim}}$ should be taken as the larger of:

- four times the walking frequency; and
- 8 Hz in cases of floor performance levels I – V or 7 Hz in the case of floor performance level VI .

NOTE 1 Floor performance levels are given in Table 9.1.

NOTE 2 The dynamic loading due to a person walking can be idealised as a periodic function which has 4 significant harmonics. Each harmonic has a frequency equal to the walking frequency multiplied by 1 to 4. For example the 4th harmonic of a 2 Hz walk will have a frequency of 8 Hz. Resonant response is therefore only possible for floors which have a fundamental frequency lower than 4 times the walking frequency. For floors with a fundamental frequency greater than or equal to 4 times the walking frequency, the resulting dynamic loading can be idealized as a series of impulses with the floor vibration dying out completely between impulses leading to a transient response.

(4) Stiffness should be verified for floors of all fundamental frequencies according to 9.3.5.

(5) Resonant response should be verified for floors with a fundamental frequency of less than $f_{1,\text{lim}}$ according to 9.3.6.

(6) Transient response should be verified for floors of all fundamental frequencies according to 9.3.7.

(7) The human induced floor vibrations should comply with a floor performance level of either I, II, III, IV, V, or VI as given in Table 9.1 as specified by the relevant authority or, where not specified, agreed for a specific project by the relevant parties, see also Table 9.3.

(8) The floor mass used for the vibrational calculations should be a unique value including the sum of the mass caused by permanent loads, the self-weight of the floor as well as all supported or suspended horizontal structural layers, the self-weight of partition walls and an additional mass equivalent to 10 % of the characteristic imposed loads.

(9) The additional mass resulting from the imposed loads given in 9.3.3(8) should be assumed to act simultaneously on all bays in a multi-span floor case.

NOTE Imposed loads cover movable equipment (such as furniture) as well as the self-weight of the human occupancy.

(10) All checks of vibration should be done with the same floor mass.

(11) A continuous floor beam may be conservatively approximated as a single-span beam, having the maximum span of the continuous beam system.

(12) The methods described in 9.3.4 to 9.3.8 may be used for single or double span floors.

NOTE For more complex floors, see the methods provided in Annex G.

(13) The floor bending stiffness should be the apparent stiffness taking into account bending deformation, shear deformation and joint slip where applicable. The apparent stiffness may be a single value for all verifications, which may be determined considering a distributed load case.

NOTE The apparent stiffness can depend on the loading case.

(14) For CLT the apparent stiffness may be associated with the effective stiffness.

(15) The bending stiffness of non-structural layers (eg. the floating floor or screed) may be assumed to contribute to the overall floor stiffness (eg. longitudinal and transversal), while neglecting any composite action in the cross-sectional verification.

(16) The flexibility of supporting beams or similar should be considered in the calculations.

(17) For floors with openings, e.g. stairways, the floor vibration performance may be approximated by neglecting the opening and carrying out the calculations for the full floor area, provided that the plan area of the opening does not exceed 15 % of the floor plan area and that no individual opening dimension is greater than 40 % (in the same direction) of the floor dimension span or width (as appropriate).

NOTE This simplification for openings can be justified by the fact that opening edges are usually strengthened by edge beams which are stiffer than a floor plate.

9.3.4 Fundamental frequency

(1) For single or double span floors that are approximately rectangular in plan and are one- or two-way spanning directly onto rigid supports, and primarily subject to uniform loading, the fundamental frequency f_1 of the floor may be taken as follows:

$$f_1 = k_{e,1} k_{e,2} \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_L}{m}} \quad (9.12)$$

with

$$k_{e,2} = \sqrt{1 + \frac{\left(\frac{l}{b}\right)^4 (EI)_T}{(EI)_L}} \quad (9.13)$$

where

$k_{e,1}$ is the frequency factor in the case of a double span floor on rigid supports taken from Table 9.2. (in the case of a single span: $k_{e,1} = 1,0$);

$k_{e,2}$ is the frequency factor to consider the effect of the transverse floor stiffness taken as in Formula (9.13) (in the case of a one way span floor: $k_{e,2} = 1,0$);

l is the floor span (the longer span in the case of double span floor);

$(EI)_L$ is the floor bending stiffness in direction of the span per metre width as stated in 9.3.3(13) to (15);

m is the floor mass per unit area, as stated in 9.3.3(9);

b is the floor width;

$(EI)_T$ is the floor bending stiffness transverse to floor span per metre width as stated in 9.3.3(13) to (15).

NOTE Non-rigid support conditions are for instance a floor spanning onto and supported by main beams or three dimensional nailing plates.

(2) Formula (9.12) may be replaced by Formula (9.14), which allows the consideration of more factors affecting the deflection, for instance when floors are spanning on one or more non-rigid supports or when not only subject to uniform loading:

$$f_1 = k_{e,1} k_{e,2} \frac{18}{\sqrt{w_{sys}}} \quad (9.14)$$

where

- f_1 is the floor fundamental frequency, in Hz;
- $k_{e,1}$ is the frequency factor in the case of a double span floor on rigid supports taken from Table 9.2 (in the case of a single span: $k_{e,1} = 1,0$);
- $k_{e,2}$ is the frequency factor to consider the effect of the transverse floor stiffness calculated from Formula (9.13) (in the case of a one way span floor: $k_{e,2} = 1,0$);
- w_{sys} is the deflection of a single span floor (including the effect of any supporting beams, shear and connections in composite structures) under the load induced by the floor mass m as stated in 9.3.3(9), in mm.

The floor should be assumed non-continuous when calculating w_{sys} ;

If in the calculation of w_{sys} , the effect of transverse stiffness has been taken into account, then $k_{e,2} = 1,0$.

If in the calculation of w_{sys} , flexible supports have already been taken into account, then Formula (9.15) may be disregarded.

Table 9.2 — Factor $k_{e,1}$ to calculate the fundamental frequency in the case of a double span floor on rigid supports

l_2/l^a	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
$k_{e,1}^b$	1,00	1,09	1,16	1,21	1,25	1,28	1,32	1,36	1,41

^a l is the longer span as used in Formulae (9.12) and (9.14),
 l_2 the shorter span of a double span floor, in m.
^b Intermediate values may be obtained by linear interpolation.

NOTE For computational use, the $k_{e,1}$ factor can be approximated with the polynomial:
 $k_{e,1} = -x^3 + 1,45x^2 - x + 1,55$, where x is l_2/l .

(3) For a single span floor supported elastically on a beam on one or both ends, the resulting frequency f_1 may be taken as follows:

$$f_1 = \sqrt{\frac{1}{\frac{1}{f_{1,rigid}^2} + \frac{1}{3f_{1,beam,1}^2} + \frac{1}{3f_{1,beam,2}^2}}} \quad (9.15)$$

where

- $f_{1,rigid}$ is the floor fundamental frequency when supported on rigid supports, as given by Formula (9.12);
- $f_{1,beam,1}$ is the fundamental frequency of the supporting beam at one end;
- $f_{1,beam,2}$ is the fundamental frequency of the supporting beam at the other end.

(4) The fundamental frequency of supporting beams $f_{1,beam,1/2}$ may be calculated from Formula (9.12) or (9.14) when under a distributed load, using the appropriate EI , m and l values.

NOTE Annex G provides information for complex load cases.

9.3.5 Stiffness

(1) The maximum deflection w_{1kN} due to a vertical static point load $F = 1 \text{ kN}$ positioned in the most unfavourable position, at the maximum amplitude of the corresponding vibration mode, of a single span floor strip having an effective width b_{ef} should fulfil the requirements given in Table 9.1.

NOTE Multi-span floors can transfer vibration across the floor bays.

(2) The maximum deflection w_{1kN} due to a vertical static point load $F = 1 \text{ kN}$ positioned in the midspan of a single span floor may be taken as follows:

$$w_{1kN} = \frac{F l^3}{48 (EI)_L b_{ef}} \quad (9.17)$$

where

F is the vertical static point load of 1 kN positioned in the most unfavourable position;

l is the floor span;

$(EI)_L$ is the bending stiffness along the floor span per metre width as stated in 9.3.3(13) to (15);

b_{ef} is the effective width.

(3) The effective width b_{ef} for a floor with uniform transverse bending stiffness across its width may be taken as follows:

$$b_{ef} = \min \left\{ 0,95l \left(\frac{(EI)_T}{(EI)_L} \right)^{0,25}; b \right\} \quad (9.18)$$

where

l is the floor span, in m;

$(EI)_T$ is the bending stiffness transverse to the floor span per metre width as stated in 9.3.3(13) to (14);

$(EI)_L$ is the bending stiffness along the floor span per metre width as stated in 9.3.3(13) to (15);

b is the floor width.

(4) The effective width b_{ef} of a floor in which a discrete bending member mechanically connected to the joists at midspan supplements the otherwise uniform transverse bending stiffness across the floor width b , may be taken as follows, see Figure 9.2:

$$b_{ef} = \min \left\{ 1,07 l^{0,75} \left(\frac{(EI)_{ST} + 0,63 l (EI)_T}{(EI)_L} \right)^{0,25}; b \right\} \quad (9.19)$$

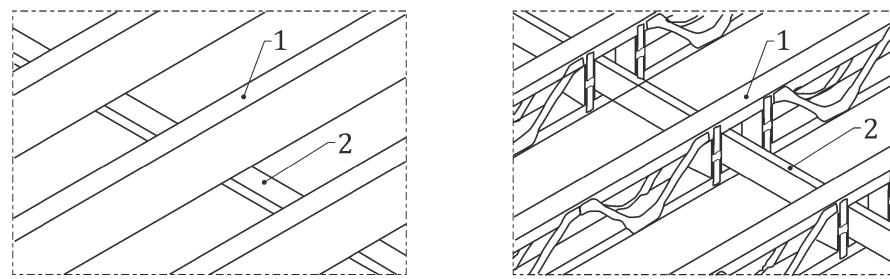
where

l is the floor span;

$(EI)_{ST}$ is the bending stiffness of the discrete transverse bending member at midspan of the floor;

$(EI)_T$ is the bending stiffness transverse to the floor span per metre width as stated in 9.3.3(13) to (15);

$(EI)_L$ is the bending stiffness along the floor span per metre width as stated in 9.3.3(13) to (15).

**Key**

- 1 joist (left) or mechanically connected joist (right)
2 continuous discrete bending member mechanically connected to joists

Figure 9.2 — Examples of discrete bending members mechanically connected to the joists at midspan

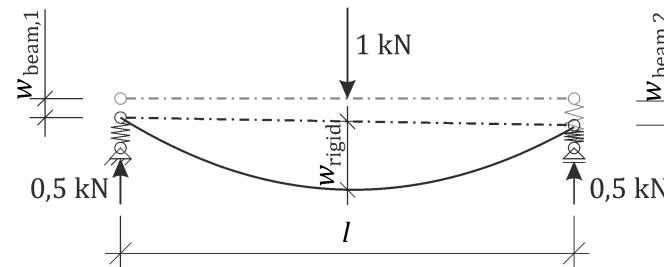


Figure 9.3 — Deflection of an elastically supported beam under a vertical static point load

(5) For a floor on flexible supports, e.g. supported by beams on both ends as in Figure 9.3, the resulting deflection, w_{1kN} due to a vertical static point load of 1 kN, may be taken as follows:

$$w_{1kN} = 0,5 w_{beam,1} + 0,5 w_{beam,2} + w_{rigid} \quad (9.20)$$

where

- $w_{beam,1}$ is the deflection of the supporting beam 1 caused by a vertical static point load of 0,5 kN;
 $w_{beam,2}$ is the deflection of the supporting beam 2 caused by a vertical static point load of 0,5 kN;
 w_{rigid} is the deflection of the floor between rigid supports caused by a vertical static point load of 1 kN, as given by Formula (9.17).

9.3.6 Acceleration

- (1) The calculated root mean square value of acceleration should fulfil the requirements given in Table 9.1.
(2) The root mean square value of acceleration a_{rms} should be taken as follows:

$$a_{rms} = \frac{k_{res} \mu_{res} F_{dyn}}{\sqrt{2} 2 \zeta M^*} \quad (9.21)$$

where

- k_{res} is the factor to account for higher modes of vibration, as calculated from Formula (9.22);
 μ_{res} is the resonant build-up factor, which may be taken as $\mu_{res} = 0,4$;
 F_{dyn} is the vertical dynamic force caused by the assumed weight of a walking person and should be taken as $F_{dyn} = 50$ N;

- ζ is the modal damping ratio as stated in 9.3.1(3);
 M^* is the modal mass as defined in 9.3.6(3), in kg.

NOTE 1 μ_{res} is a factor that accounts for the fact that full resonant build-up will not occur and that the walker rarely walks at centre span. A value of at least 0,8 is reasonable for floors where the walker can walk a distance of more than 10 m unobstructed in a single direction. The upper threshold for this factor is 1 when full resonant response does occur and when the walker is at midspan.

NOTE 2 The factor $\sqrt{2}$ in the denominator converts the acceleration response from a peak value to a root mean square value.

The effect of higher modes is accounted for with the factor k_{res} as follows:

$$k_{\text{res}} = \max \left\{ 0,19 \left(\frac{b}{l} \right) \left(\frac{(EI)_L}{(EI)_T} \right)^{0,25}; 1,0 \right\} \quad (9.22)$$

where

- b is the floor width;
 l is the floor span;
 $(EI)_T$ is the bending stiffness transverse to the floor span per metre width as stated in 9.3.3(13) to (15);
 $(EI)_L$ is the bending stiffness along the floor span per metre width as stated in 9.3.3(13) to (15).

(3) In the case of a single span floor, the modal M^* mass should be taken as follows:

$$M^* = \frac{m l b}{4} \quad (9.23)$$

where

- m is the floor mass per unit area, as stated in 9.3.3(8) to (9);
 l is the floor span length;
 b is the floor width.

NOTE For double span floors, additional guidance is given in the background document. In the case of more complex floor systems, the design method in Annex G can be used.

9.3.7 Velocity

(1) The calculated root mean square value of velocity should fulfil the requirements given in Table 9.1.

NOTE Vibration response of floors can be transient even when the fundamental frequency is lower than $f_{1,\text{lim}}$.

(2) The root mean square value of velocity should be approximated with Formulae (9.24) to (9.29).

(3) The mean modal impulse $I_{\text{mod,mean}}$ should be taken as follows:

$$I_{\text{mod,mean}} = \frac{42 f_w^{1,43}}{f_1^{1,3}} \quad (9.24)$$

where

- f_w is the walking frequency as stated in 9.3.3(2), in Hz;

f_1 is the floor fundamental frequency, in Hz.

(4) The peak velocity in the fundamental mode should be taken as follows:

$$v_{1,\text{peak}} = k_{\text{red}} \frac{I_{\text{mod,mean}}}{(M^* + 70)} \quad (9.25)$$

where

$v_{1,\text{peak}}$ is the peak velocity response, in m/s;

k_{red} is the reduction factor which may be taken as $k_{\text{red}} = 0,7$;

$I_{\text{mod,mean}}$ is the mean modal impulse as calculated from Formula (9.24), in Ns;

M^* is the floor modal mass as calculated from Formula (9.23), in kg.

NOTE 1 k_{red} is a factor accounting for the fact that the exciting source (the walker) is usually at same distance from the person sensing the vibration. The upper threshold for this factor is 1 when the walker and the sensing person are at the same location.

NOTE 2 The value of 70 kg in the denominator represents the assumed mass of a walker.

(5) To consider the effect of higher vibration modes on the floor response, other than the fundamental mode, the peak velocity response should be multiplied by the factor k_{imp} as follows:

$$k_{\text{imp}} = \max \left\{ 0,48 \left(\frac{b}{l} \right) \left[\frac{(EI)_L}{(EI)_T} \right]^{0,25}; 1,0 \right\} \quad (9.26)$$

where

k_{imp} is the factor accounting for the higher modes in the transient response;

b is the width of the floor;

l is the floor span;

$(EI)_L$ is the bending stiffness along the floor span per metre width as stated in 9.3.3(13) to (15);

$(EI)_T$ is the bending stiffness transverse to the floor span per metre width as stated in 9.3.3(13) to (15).

(6) The total velocity peak response should be taken as follows:

$$v_{\text{tot,peak}} = k_{\text{imp}} v_{1,\text{peak}} \quad (9.27)$$

where

$v_{\text{tot,peak}}$ is the total peak velocity response;

k_{imp} is the factor accounting for the higher modes in the transient response from Formula (9.26);

$v_{1,\text{peak}}$ is the peak velocity response for the fundamental mode calculated from Formula (9.25).

(7) The root mean square velocity v_{rms} should be taken as follows:

$$v_{\text{rms}} = v_{\text{tot,peak}} (0,65 - 0,01 f_1)(1,22 - 11,0 \zeta) \eta \quad (9.28)$$

with

$$\eta = \begin{cases} 1,35 - 0,4 k_{\text{imp}} & \text{when } 1,0 \leq k_{\text{imp}} \leq 1,9 \text{ else } \eta = 0,59 \text{ (for joisted floors)} \\ 1,35 - 0,4 k_{\text{imp}} & \text{when } 1,0 \leq k_{\text{imp}} \leq 1,7 \text{ else } \eta = 0,67 \text{ (for all other floors)} \end{cases} \quad (9.29)$$

where

- f_1 is the fundamental frequency, in Hz;
 ζ is the modal damping ratio from 9.3.1(3).

9.3.8 Vibration criteria

(1) For floor performance levels I to VI further investigations may be neglected, if the requirements in respect to fundamental frequency, stiffness, acceleration and velocity in Table 9.1 are satisfied.

NOTE The root mean square acceleration or velocity responses are compared to the vibration perception base curve in ISO 10137:2007, Annex C, Figure C.1. The acceleration and velocity criteria are expressed as a multiple of the base curve value. This multiple is termed as the response factor R given in Table 9.1.

(2) For resonant vibration design situations, (when $f_1 < f_{1,\text{lim}}$ as stated in 9.3.3(3)), the minimum fundamental frequency, acceleration, velocity and stiffness criteria of Table 9.1 should be fulfilled.

(3) For transient vibration design situations, (when $f_1 \geq f_{1,\text{lim}}$ as stated in 9.3.3(3)), the velocity and stiffness criteria of Table 9.1 should be fulfilled.

(4) The actual limit of the maximum deflection w_{1kN} stated in 9.3.5(1) for the stiffness criteria should be taken as follows:

$$0,5 \leq w_{\text{lim}} = \begin{cases} w_{\text{lim,max}} & \text{when } w_{\text{lim,max}} \leq 0,5 \\ \frac{150R}{l} \leq w_{\text{lim,max}} & \text{when } w_{\text{lim,max}} > 0,5 \end{cases} \quad (9.30)$$

where

- w_{lim} is the limit of maximum deflection due to a vertical static point load of $F = 1 \text{ kN}$, in mm;
 R is the response factor given in Table 9.1;
 l is the floor span, in m;
 $w_{\text{lim,max}}$ is the upper deflection limit given in Table 9.1, in mm.

(5) Vibrational design of floors should be based on the choice of a floor performance level according to Table 9.3.

Table 9.3 (NDP) — Recommended selection of floor performance levels for use categories A (residential) and B (office)

Use category	Quality choice	Base choice	Economy choice
A (residential) – multi-family block – single family house	levels I, II, III levels I, II, III, IV	level IV level V	level V level VI
B (office)	levels I, II, III	level IV	level V

NOTE 1 The selection is based on a quality, base or economy choice depending on which aspect has more importance.

NOTE 2 The assignment of floor performance levels for different building categories are given in Table 9.3 unless the National Annex gives different values.

9.3.9 Alternative verification

(1) As an alternative to the simplified calculation method of 9.3, floor vibrations may be verified using a thorough dynamic analysis e.g. by the finite element method.

NOTE Alternative methods for the calculation of floor vibrations are given in Annex G.

(2) For all alternative calculation methods, the same floor performance level dependent criteria of Table 9.1 shall be applied.

(3) Floor vibrations may be verified by in-situ measurements or measurements on test floors applying EN 16929.

NOTE Further descriptions can be found in ISO 10137, ISO 2631-1 and ISO 2631-2.

9.4 Compressive deformation perpendicular to grain

(1) Deformations perpendicular to grain shall be considered. Structural compatibility with other members or joints shall be ensured, especially in cases where deformations perpendicular to grain affect other parts of the structure.

(2) The increase of deformations due to creep shall be considered.

NOTE The creep deformations can be estimated using the deformation factors k_{def} given in Table 5.4 multiplied by a factor of 2.

(3) Indentations (deformations) at bearing supports shall be considered in cases where they may cause damage to other structural elements.

(4) The compressive deformation perpendicular to grain w_{SLS} in the linear elastic range, i.e. up to a compressive force perpendicular to grain of 80 % of the load carrying capacity calculated from Formula (8.4) combined with Case A according to Table 8.1, should be estimated as follows:

$$w_{\text{SLS},z} = \frac{h_{\text{ef}} F_{c,90,\text{SLS}}}{2 b_{c,90} E_{90,\text{mean}}} \left(\frac{1}{l_{c,90}} + \frac{1}{l_{\text{ef}}} \right) \text{ for SL, PL, LVL-P and GLVL-P} \quad (9.31)$$

$$w_{\text{SLS},z} = \frac{h_{\text{ef}} F_{c,90,\text{SLS}}}{2 E_{90,\text{mean}}} \left(\frac{1}{l_{c,90} b_{c,90}} + \frac{1}{l_{\text{ef}} b_{\text{ef}}} \right) \text{ for CLT, LVL-C, GLVL-C and PLY} \quad (9.32)$$

where

h_{ef} is the effective beam depth, as defined in 8.1.6.1(6) to (7);

$F_{c,90,\text{SLS}}$ is the applied compressive force perpendicular to grain for the SLS verification;

$b_{c,90}$ is the width of the loaded area perpendicular to grain;

$E_{90,\text{mean}}$ is the mean modulus of elasticity perpendicular to grain;

$l_{c,90}$ is the length of the loaded area parallel to grain;

l_{ef} is the effective spreading length parallel to grain;

b_{ef} is the effective spreading width perpendicular to grain.

NOTE For CLT, the grain directions are defined with respect to the face layer.

(5) If a stress gradient below a contact area intersects other stress gradients or reaches the end grain face, see Figure 8.2 and Figure 8.3, the contribution to the total deformation of each separate stressed area should be calculated from Formula (9.31) taking the depth of each area as h_{ef} .

NOTE In Figure 8.2 and Figure 8.3 the stressed areas are divided by a horizontal and a vertical dotted line indicating the position of the intersection of the stress gradients. This divides the stressed area into a symmetrically and an unsymmetrically stressed part. The total deformation is the sum of the deformations of the symmetrical and unsymmetrical stressed area.

(6) If the forces in serviceability verification are lower than or equal to 40 % of the compressive resistance of Case A according to Table 8.1, the compressive deformation of structural timber may be assumed to be 1 mm without further calculation.

10 Fatigue

10.1 General

(1) Clause 10 gives methods for the assessment of fatigue resistance of members, connections and joints subjected to fatigue loading.

NOTE These methods were derived from fatigue tests with specimens of structural size that included effects of both geometrical imperfections and material variations.

(2) For structures or structural parts and connections that are subjected to frequent stress variations of significant amplitude based on variable actions, it shall be verified that no failure or major damage will occur due to fatigue throughout the design service life.

NOTE 1 The variable actions in buildings, except explicit repeating actions as caused by cranes or other machines, can be regarded as quasi-static unless the National Annex gives different information.

NOTE 2 Examples of stress variations with significant amplitudes are bell towers, connections between elevator lifts and their shafts, floors with machinery, wind mills, factories with cranes or vehicle traffic.

(3) Fatigue resistance of metal parts used in timber structures shall be verified using prEN 1993-1-9 for structural steels, and EN 1999-1-1 for aluminum alloys. Fatigue resistance of concrete parts shall be verified using prEN 1992-1-1.

(4) Fatigue tests may be carried out to determine the fatigue strength of components and details not included in this document.

10.2 Fatigue verification for equivalent constant amplitude fatigue loading

NOTE The verification model is based on an equivalent constant amplitude fatigue loading, representing the fatigue effects of the full spectrum of loading events. For variable amplitude fatigue loading refer to 10.3.

(1) The load combination for fatigue actions shall be taken in accordance with EN 1990:2023, 8.3.5.5 and EN 1990:2023, Formula (8.17).

(2) The quasi-permanent part of the variable actions should be considered, where relevant.

(3) The fatigue resistance taken from Formula (10.1) shall be applied for SC 1 or SC 2.

(4) For the calculation of the fatigue resistance in SC 3, the characteristic strength f_k in Formula (10.2) should be multiplied by 2/3.

(5) The stress ratio in timber structures R_T should be taken as follows:

$$R_T = \frac{\sigma_{d,min}}{\sigma_{d,max}} \text{ with } -1 \leq R_T \leq 1 \text{ and } |\sigma_{d,min}| < |\sigma_{d,max}| \quad (10.1)$$

where

$\sigma_{d,min}$ is the design minimum fatigue stress;

$\sigma_{d,max}$ is the design maximum fatigue stress.

NOTE 1 The algebraic sign of R_T is negative in the case of stress reversal.

NOTE 2 The algebraic sign of $\sigma_{d,min}$ and $\sigma_{d,max}$, respectively, is:

- positive, in the case of tensile stress;
- negative, in the case of compressive stress.

NOTE 3 In the case of bending action only, the fatigue strength to be adopted in fatigue verifications is the same as for members in tension, see Table 10.1.

(6) In the case of interaction e.g. between axial force and bending moment, the resulting fatigue stresses should be considered when calculating the reduction factor k_{fat} in Formula (10.2).

(7) In the specific case of 10.2(6), the resulting design fatigue stresses at the specific location in the cross-section may be algebraically added.

(8) The design strength for the verification of fatigue $f_{fat,d}$ should be taken as follows:

$$f_{fat,d} = k_{fat} \frac{f_k}{\gamma_{M,fat}} \quad (10.2)$$

where

k_{fat} is the reduction factor taken from Formula (10.3);

f_k is the appropriate characteristic strength for static loading;

$\gamma_{M,fat}$ is the partial factor for the fatigue resistance, see 4.5.2.

(9) When assessing the fatigue strength of connections the stresses in Formula (10.1), forces and the strengths in Formula (10.2) may be replaced with load capacities.

(10) The fatigue strength shall be compared with the stresses under those load cases, causing $\sigma_{d,max}$.

(11) The reduction factor k_{fat} should be taken as follows:

$$k_{fat} = 1 - \frac{1-R_T}{a_{fat}(b_{fat}-R)} \log(\beta n_{obs} T_{Lf}) \quad (10.3)$$

where

R_T is the stress ratio taken from Formula (10.1);

a_{fat} is the coefficient representing the type of fatigue action according to Table 10.1;

b_{fat} is the coefficient representing the type of fatigue action according to Table 10.1;

β is the factor based on the damage consequence for the member, connection or component taken from Formula (10.4);

n_{obs} is the number of constant amplitude stress cycles per year;

T_{Lf} is the design service life of the structure expressed in years according to EN 1990.

(12) The factor based on the consequence of damage to the member, connection or component, β should be taken as follows:

$$\beta = \begin{cases} 1 & \text{for a design concept that is "damage of member, connection or component tolerant"} \\ 3 & \text{to avoid substantial consequences of damage} \end{cases} \quad (10.4)$$

Table 10.1 — Values of coefficients a_{fat} and b_{fat} for timber members subjected to an arbitrary state of stress

	a_{fat}	b_{fat}
Timber members with $\sigma_{d,\text{max}}$ mainly being		
– compression, perpendicular or parallel to grain	2,0	9,0
– tension parallel to grain	9,5	1,1
– tension perpendicular to grain	4,7	2,1
Timber members mainly being subjected to		
– shear	6,7	1,3
Connections with		
– dowel-type fasteners with $d \leq 12 \text{ mm}$ ^a	6,0	2,0
– nails	6,9	1,2
NOTE 1 The left-hand column indicates the stress that has its maximum absolute value in the considered cross-section $\sigma_{d,\text{max}}$.		
NOTE 2 Additional values can be given in European technical product specifications.		
^a The values for dowel-type fasteners are mainly based on tests on 12 mm tight-fitting dowels. Significantly larger diameter dowels can have less favourable fatigue properties.		

10.3 Fatigue verification for variable amplitude fatigue loading

- (1) The effect of variable stress amplitudes should be considered.
- (2) In the absence of a more precise model, a linear damage accumulation (e.g. Palmgren-Miner-rule) may be used.
- (3) In the case of variable amplitude fatigue loading, the β -value for substantial failure should be used in Formula (10.3).

11 Connections

11.1 General

11.1.1 Introduction

- (1) This clause specifies design requirements for connections with:
 - metal dowel-type fasteners (see Table 5.2),
 - shear connectors (11.7, see Table 5.2),
 - bonded-in rods (11.10, see Table 5.2),
 - expanded tube fasteners (Annex J, see Table 5.2),

- three-dimensional connectors (Annex I, see Table 5.2),
 - punched metal plate fasteners (Annex H, see Table 5.2),
- as well as for
- carpentry connections (11.11), and
 - connections with wooden dowels (11.2.3.2(13)).

11.1.2 General requirements

(1) The resistance of a connection shall be verified taking into account the forces and the moments determined from the structural analysis.

(2) The load-deformation behaviour of a connection shall be consistent with that assumed in the global structural analysis.

(3) In a connection with dowel-type fasteners the type and sizes of the fasteners and their arrangement in the members shall be chosen such that the desired resistance, stiffness, ductility and durability are obtained.

(4) Due to the significant differences in their load deformation behaviour, adhesives and non-glued fasteners shall not be considered as acting together in connection.

(5) For the resistance of connections composed of several fasteners, different load-deformation behaviour of the fasteners should be taken into account. As a simplification, the resistance of the fastener type with the smaller slip modulus may be reduced by 1/3.

(6) Connections with the following fasteners may be regarded as ductile if the brittle failure modes according to 11.5 and 11.6 are not governing the design and splitting of the timber in the connection is prevented:

- connections with dowel-type fasteners under lateral load, provided the failure mode is (f), see 11.2.3.2;
- toothed plate connector, see 11.7.3;
- bonded-in rods provided that yielding of the rod is governing, see 11.10;
- expanded tube fasteners, see Annex J.

NOTE A ductile structure can be achieved by ductile connections between brittle members. Splitting as one of the brittle failure modes, see Figure 11.22 a), can be prevented either by reinforcement, see 11.3.5 or by increasing of the end distance and the spacing between the fasteners.

(7) Non-symmetric load distributions in connections should be considered.

NOTE For non-symmetric connections or non-symmetric load distributions different loads in the members can occur. This can be caused by different stiffnesses of the connected members or adjacent connections.

11.1.3 Design procedure for connections with dowel-type fasteners

(1) The design of a connection with dowel-type fasteners should comprise:

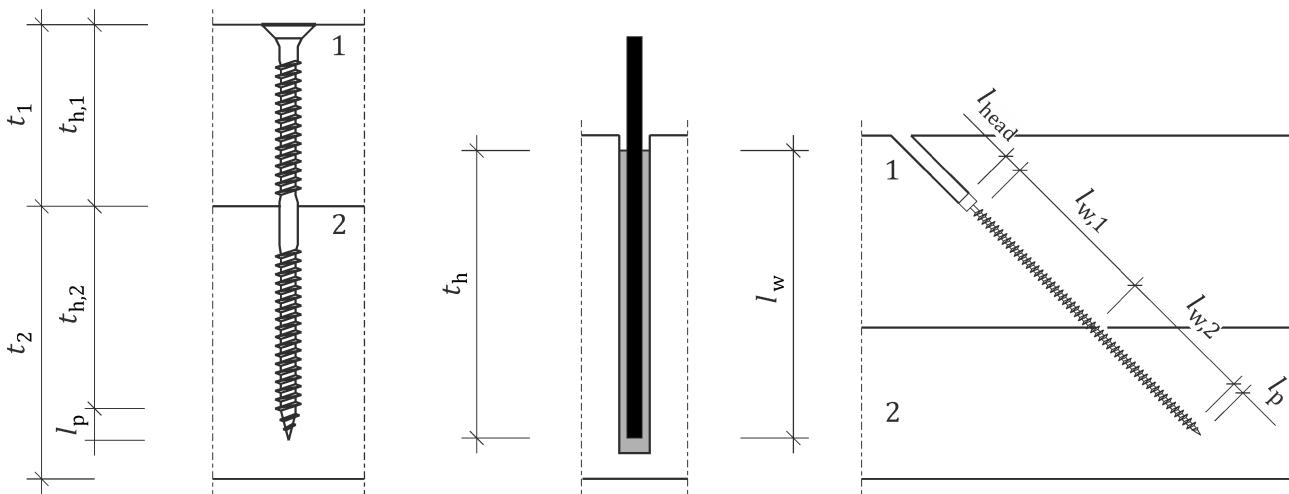
- the determination of the resistance of single fastener:
 - the axial resistance given in 11.2.2,
 - the lateral resistance given in 11.2.3,
 - the interaction of axial and lateral resistance given in 11.3.6,
- the connection design given in 11.3,

- the design and layout of the fasteners' position with spacing, edge and end distances given in 11.4 and
- a check for brittle failure in the timber members given in 11.5 and 11.6.

11.2 Resistance of a single dowel-type fastener

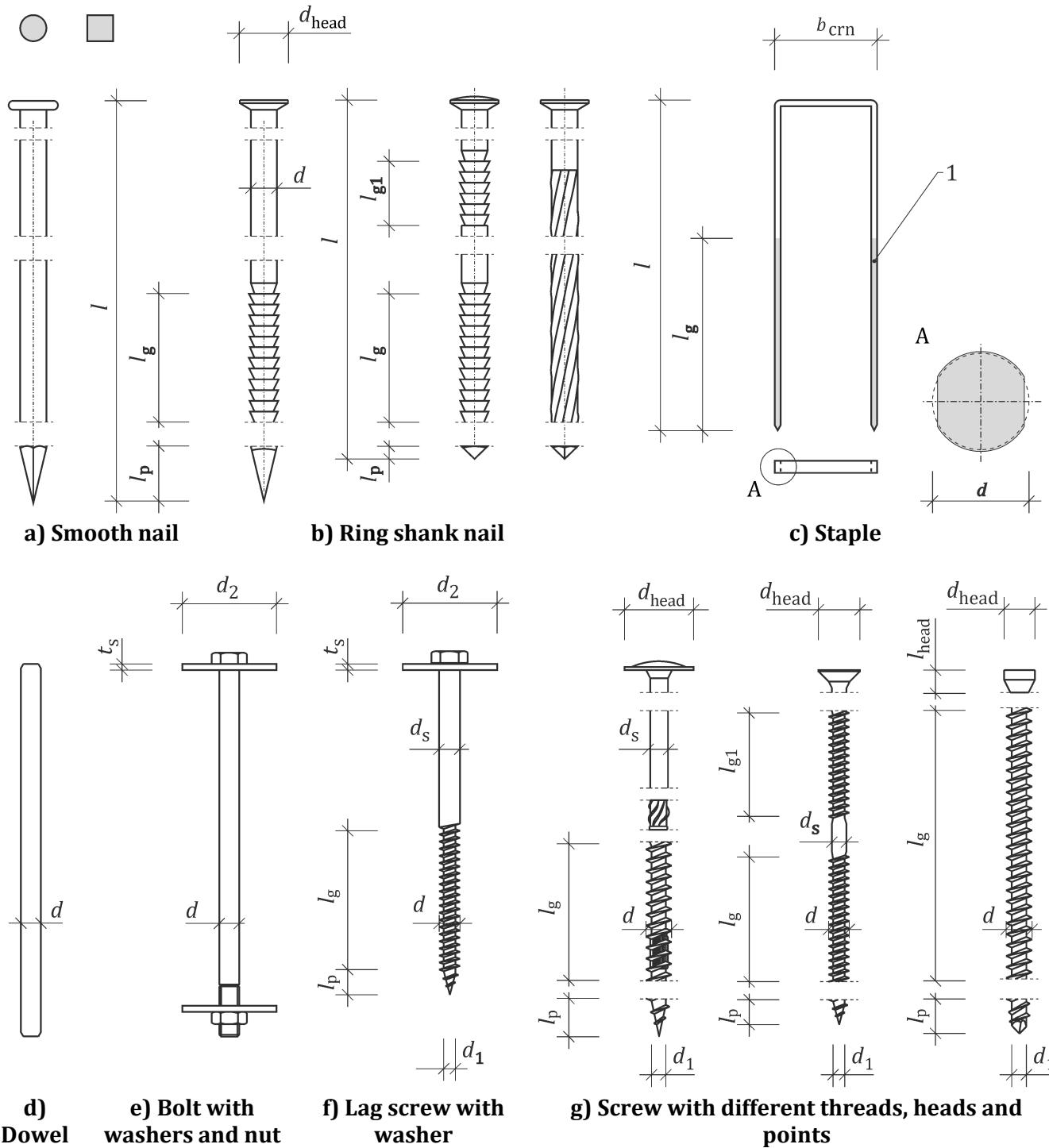
11.2.1 General

- (1) The symbols for member thicknesses, embedment depth and withdrawal lengths are indicated in Figure 11.1.
- (2) The geometrical parameters of dowel-type fasteners are shown in Figure 11.2 and Figure 11.3.
- (3) Relative angles between fastener axis, grain direction and load direction are indicated in Figure 11.4.
- (4) Ring shank nails with a withdrawal strength lower than $2,0 \text{ N/mm}^2$, determined with structural softwood timber with a characteristic density of at least 350 kg/m^3 , should be regarded as smooth shank nails.

**a) embedment depth****b) withdrawal length****Key**

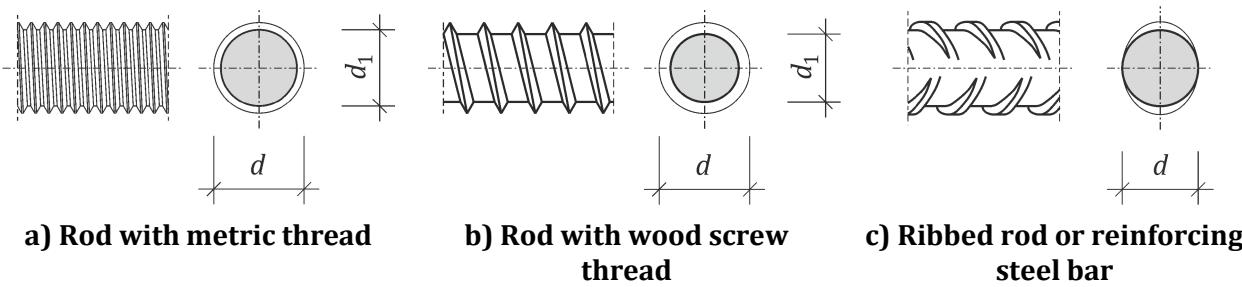
1, 2	member 1 and 2
l_{head}	length of a screw head without fully developed thread
l_p	point length
t_1, t_2	thickness of member 1 and member 2
$t_{\text{h},1}, t_{\text{h},2}$	embedment depth in member 1 and 2
$l_{\text{w},1}, l_{\text{w},2}$	withdrawal length in member 1 and 2

Figure 11.1 — Definition of members and dowel-type fastener parameters

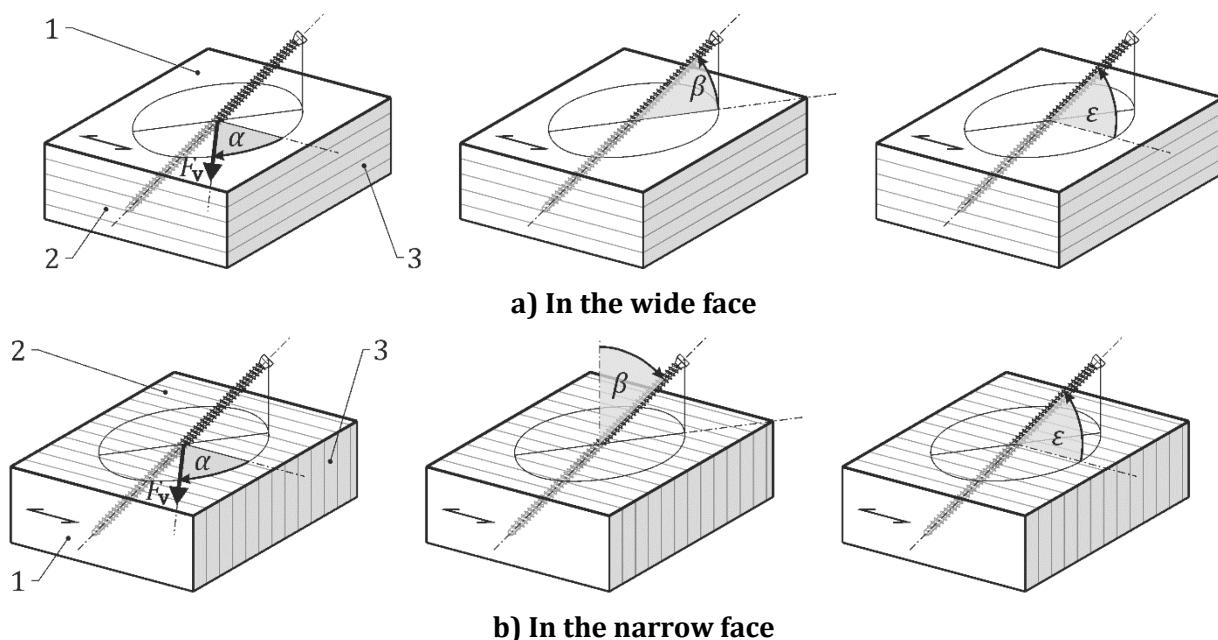
- Entwurf -**Key**

1	resin coating	b_{crn}	width of the staple crown
d	diameter	d_{head}	head diameter
d_s	shank diameter	d_1	inner thread diameter
d_2	diameter of the washer	l	length
l_{head}	length of a screw head without fully developed thread	l_g	profiled length for nails, the length of the threaded part of screws or the coated length of a staple leg
l_{g1}	length of the second profiled part	l_p	point length
t_s	thickness of a washer		

Figure 11.2 — Geometry of nails, staples, dowels, bolts and screws

**Key**

- d diameter
 d_1 inner thread diameter

Figure 11.3 — Geometry of rods**Key**

- | | | | |
|--|-------------|---------------|---|
| 1 | wide face | α | angle between the direction of acting force and the grain direction |
| 2 | narrow face | β | angle between the fastener axis and the surface of the wide face |
| 3 | end grain | ε | angle between the fastener axis and the grain direction |
| F_v lateral force in the wide or narrow face plane | | | |

Figure 11.4 — Definition of angles α , β and ε

11.2.2 Axial resistance of a fastener**11.2.2.1 General**

(1) The design axial tensile resistance $F_{ax,t,d}$ of an axially-loaded fastener should be taken as the minimum of the resistance in each timber member $F_{ax,t,d,1}$ and of the fastener $F_{ax,t,d,2}$ respectively as follows:

$$F_{ax,t,d,1} = \frac{k_{mod}}{\gamma_R} \max \left\{ F_{pull,k}, F_{w,k} \right\} \quad (11.1)$$

$$F_{ax,t,d,2} = \frac{F_{t,k}}{\gamma_{M2}} \quad (11.2)$$

where

- k_{mod} is the modification factor accounting for the effect of the duration of load and moisture content, see 5.1.5;
- γ_R is the partial factor for a resistance, see Table 4.4;
- $F_{pull,k}$ is the characteristic head pull-through resistance according to 11.2.2.2;
- $F_{w,k}$ is the characteristic withdrawal resistance according to 11.2.2.3;
- $F_{t,k}$ is the characteristic tensile resistance of a fastener according 11.2.2.4;
- γ_{M2} is the partial factor for resistance to fracture of cross-sections of a metal fastener in tension to fracture, see Table 4.4.

(2) The design axial compressive resistance $F_{ax,c,d}$ of an axially-loaded screw, rod with wood screw thread or bonded-in rod should be taken as the minimum of the resistances in each timber member as follows:

$$F_{ax,c,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_R} \min \left\{ F_{w,k}, F_{c,k} \right\} \quad (11.3)$$

where

- k_{mod} is the modification factor accounting for the effect of the duration of load and moisture content, see 5.1.5;
- γ_R is the partial factor for a resistance, see Table 4.4;
- $F_{w,k}$ is the characteristic withdrawal resistance according to 11.2.2.3;
- $F_{c,k}$ is the characteristic compressive resistance of a fastener according 11.2.2.5.

11.2.2.2 Head pull-through resistance

(1) The characteristic head pull-through resistance $F_{pull,k}$ per nail or screw should be taken from Table 11.1 provided the head diameter $d_{head} \geq 1,8d$.

(2) When checking the head-pull through of nails, screws or bolts, the thickness of underlying steel plates t should be taken as the thickness of washers t_s , see Figure 11.1 e) and f).

(3) The area of the fastener head A_{head} should be taken as the area inside the perimeter of the fastener head or washer without reduction due to the fastener diameter. For staples the head should be taken as the area of the staple crown.

(4) Washers under the bolt head and nut should have a side length or a diameter of at least $3,4d$ and a thickness of at least $0,2d$, e.g. washers according to EN ISO 7094. Washers should have a full bearing area.

Table 11.1 — Characteristic head pull-through resistance $F_{\text{pull},k}$

Material	Limits	$F_{\text{pull},k}$	
SL, PL and CL	$t_1 \geq 4d$	$F_{\text{pull},k} = \begin{cases} f_{\text{head},k} A_{\text{head}} & \text{for } A_{\text{head}} \leq 4072 \\ 3f_{c,90,k} A_{\text{head}} & \text{for } A_{\text{head}} > 4072 \end{cases}$ <p>with</p> $f_{\text{head},k} = 19 \exp\left(-\frac{d_{\text{head}}}{50}\right) \left(\frac{\rho_k}{350}\right)^{0,8}$ <p>NOTE $A_{\text{head}} = 4072$ equals $d_{\text{head}} = 72$.</p>	(1) (2)
		For nails:	(3)
		$F_{\text{pull},k} = 15 d_{\text{head}}^2 \left(\frac{\rho_k}{350}\right)^{0,8}$	
SL, PL and CL	for screw-press bonding and $t_1 \geq 4d$	$f_{\text{head},k} = 14 d_{\text{head}}^{-0,14} \left(\frac{\rho_k}{350}\right)^{0,8}$	(4)
LVL and GLVL wide face	$t_1 \geq \max\left\{(10d - 30)\frac{\rho_k}{400}, 5d\right\}$ $\varepsilon \geq 30^\circ$	$d_{\text{head}}^2 \begin{cases} 70 \times 10^{-6} \rho_k^2 \\ 70 - 0,8 d_{\text{head}} \text{ for } \rho_k \geq 730 \end{cases}$	(5)
PW	$9 \leq t_1 \leq 18$ For larger thicknesses $t_1 = 18$ may be used.	$F_{\text{pull},k} = \min\begin{cases} 11t_1\sqrt{A_{\text{head}}} \\ 10t_1^2 \end{cases}$ <p>For screws $F_{\text{pull},k}$ may be increased by 30 %</p>	(6)
OSB, RBP	$9 \leq t_1 \leq 18$ For larger thicknesses $t_1 = 18$ may be used.	$F_{\text{pull},k} = \min\begin{cases} 9 t_1\sqrt{A_{\text{head}}} \\ 8 t_1^2 \end{cases}$	(7)
SB	$18 \leq t_1 \leq 60$ and for $150 \leq \rho_k \leq 300$ For larger values of t_1 and ρ_k use $t_1 = 60$ and $\rho_k = 300$, respectively.	$F_{\text{pull},k} = 4 \times 10^{-4} t_1 \rho_k^{1,2}$	(8)
LVL and GLVL, PW, OSB, HB, MB, RPB	staple crown width $b_{\text{crn}} \geq 5,8d$	$F_{\text{pull},k} = b_{\text{crn}} d \begin{cases} 15 & \text{for } 6 \leq t_1 < 12 \\ 30 & \text{for } 12 \leq t_1 < 18 \\ 60 & \text{for } 18 \leq t_1 \end{cases}$	(9)
SWP	staple crown width $b_{\text{crn}} \geq 5,8d$ $t_1 \geq 12$	$F_{\text{pull},k} = b_{\text{crn}} d \begin{cases} 15 & \text{for } \theta < 30^\circ \\ 30 & \text{for } \theta \geq 30^\circ \end{cases}$	(10)
Key			
A_{head}	area inside the perimeter of the fastener head or washer, in mm^2		
b_{crn}	width of the staple crown, in mm		
d	diameter of the fastener, in mm		
d_{head}	diameter of head of the fastener, in mm		
$f_{\text{head},k}$	characteristic head pull-through parameter, in N/mm^2		
t_1	thickness of the member 1, in mm		
t_s	thickness of steel washer, in mm		
θ	angle between staple crown and fibre direction, in degree		
ρ_k	characteristic density, in kg/m^3		

11.2.2.3 Withdrawal resistance

(1) The characteristic withdrawal resistance of a fastener $F_{w,k}$ should be taken as follows:

$$F_{w,k} = \begin{cases} \pi d l_w f_{w,k} & \text{for nails, screws rods with wood screw thread and bonded in rods} \\ 2dl_w f_{w,k} & \text{for staples} \end{cases} \quad (11.4)$$

where

l_w is the withdrawal length according to Figure 11.1;

$f_{w,k}$ is the characteristic withdrawal strength taken from Table 11.2;

d is the diameter of the fastener.

NOTE The tensile failure of screws (steel) and timber failure around the screw are brittle and have small ultimate deformation and therefore have a limited potential for stress redistribution.

(2) Only the profiled part of ring shanked nails and the length of the coated part of staples should be considered capable of transmitting axial load.

(3) Smooth nails and uncoated staples should only be assigned a withdrawal resistance for instantaneous, short-term and medium-term load-durations. Smooth nails in hardwood LVL and GLVL should not be assigned any withdrawal resistance.

(4) Coated staples, according to European technical specifications in Table 5.2, should be assigned a design withdrawal resistance for permanent and long-term load-duration by using $k_{\text{mod}} = 0,3$ in SC 1 and SC 2. In other load duration classes, Table 5.3 should be applied.

(5) For smooth nails that are installed in timber at or near the fibre saturation point, which is likely to dry out in service, values of the characteristic withdrawal resistance $F_{w,k}$ should be multiplied by 1/3.

(6) For uncoated and coated staples that are installed in timber with timber moisture content over 20 %, values of the characteristic withdrawal resistance $F_{w,k}$ should be multiplied by 1/3.

(7) The withdrawal length of the thread l_w should be used to determine the withdrawal resistance of screws and rods with wood screw thread.

(8) The point length of a screw l_p , which is the length from the tip to the first fully developed thread with outer diameter d , should be disregarded when calculating the withdrawal resistance. In the absence of more detailed information, it may be assumed $l_p = 1,0 d$.

(9) For screws and rods with wood screw thread with $0^\circ \leq \varepsilon \leq 30^\circ$, a maximum withdrawal length of $l_w \leq 20d$ should be used for calculation.

Table 11.2 — Characteristic withdrawal strength $f_{w,k}$

Material	Limits	$f_{w,k}$ in N/mm ²
Ring shank nails		
$1,9 \leq d \leq 8,0$ (1)		
SL, PL, CL and LVL and GLVL, not predrilled	for $l_{w2} \geq 8d$	$f_{w,k} = 2 \left(\frac{\rho_k}{350} \right)^{1,25}$ see 11.2.1(4) (2)
	for $6d \leq l_{w2} < 8d$	$f_{w,k} = 2 \left(\frac{\rho_k}{350} \right)^{1,25} \left(\frac{l_{w2}}{2d} - 3 \right)$ (3)
SWP	not predrilled	$f_{w,k} = 0,12 d^{0,6} l_w \rho_k^{0,8}$ (4)

Material	Limits	$f_{w,k}$ in N/mm ²
Screws and rods with wood screw thread		
3,5 ≤ d ≤ 22 and 0,55 d ≤ d_1 ≤ 0,76 d (5)		
SL, PL, CL and LVL and GLVL	$l_w \geq 5d$ $\rho_k \leq 700$ $d \geq 8$ for CLT	$f_{w,k} = k_{\text{screw}} k_w k_{\text{mat}} d^{-0,33} \left(\frac{\rho_k}{350} \right)^{k_p} \quad (6)$ <p>For materials not mentioned specifically $k_w = k_{\text{mat}} = 1,0$.</p> $k_{\text{screw}} = 7,5^a$ $k_w = \begin{cases} 1,0 & \text{for } 30^\circ \leq \varepsilon \leq 90^\circ \\ 1 - 0,01(30 - \varepsilon) & \text{for } 0^\circ \leq \varepsilon < 30^\circ \end{cases} \quad (7)$ $k_{\text{mat}} = \begin{cases} 1 + \frac{\ln(n_p)}{12} \leq 1,15 & \text{for PL and CL} \\ 1,10 & \text{for softwoods and } 15^\circ \leq \varepsilon \leq 90^\circ \\ 1,25 - 0,05d & \text{for softwoods and } 0^\circ \leq \varepsilon < 15^\circ \\ 1,6 & \text{for hardwoods and } 0^\circ \leq \varepsilon \leq 90^\circ \end{cases} \quad (8)$ $k_p = \begin{cases} 1,10 & \text{for softwoods and } 15^\circ \leq \varepsilon \leq 90^\circ \\ 1,25 - 0,05d & \text{for softwoods and } 0^\circ \leq \varepsilon < 15^\circ \\ 1,6 & \text{for hardwoods and } 0^\circ \leq \varepsilon \leq 90^\circ \end{cases} \quad (9)$
PLY	$l_w \geq 2,5d$ $\rho_k \geq 350$	$f_{w,k} = 4,0$ (10)
Staples		
1,5 ≤ d ≤ 3,1 (11)		
SL, PL, CL and LVL and GLVL	$l_w \geq 12d$	$f_{w,k} = k_w \begin{cases} 4,9 \left(\frac{\rho_k}{350} \right)^2 & \text{for } \theta \geq 30^\circ \\ 2,45 \left(\frac{\rho_k}{350} \right)^2 & \text{for } \theta < 30^\circ \end{cases} \quad (12)$ $k_w = \begin{cases} 1,0 & \text{for resin coated} \\ 0,5 & \text{for uncoated} \end{cases} \quad (13)$
Smooth nails not predrilled		
1,9 ≤ d ≤ 8 (14)		
SL, PL and CL and	$l_w \geq 12d$	$f_{w,k} = k_w \left(\frac{\rho_k}{350} \right) \quad (15)$ $k_w = 0,78 \quad (16)$
Wide face LVL and GLVL	$8d \leq l_{w2} < 12d$	$k_w = 0,78 \left(\frac{l_{w2}}{4d} - 2 \right)$ (17)
Narrow face LVL and GLVL	$l_w \geq 12d$	$k_w = 0,10d + 0,258$ with $\rho_k \geq 480$ (18)
NOTE For information on k_{screw} see Annex N.6 and respective European technical product specifications.		
Key		
d	diameter of fastener, in mm	
d_1	inner thread diameter of the screw or rods with wood screw thread, in mm	
k_{screw}	screw related factor	
k_w	adjustment factor	
k_{mat}	material parameter for the number of laminations	
k_p	density related factor	
l_w	withdrawal length, in mm	
l_{w2}	withdrawal length of the pointed part, see Figure 11.1, in mm	
n_p	number of penetrated layers	
θ	angle between the staple crown and the grain direction, in degrees	
ε	angle between the fastener axis and the grain direction, in degrees	
ρ_k	characteristic density, in kg/m ³	

11.2.2.4 Tensile resistance

(1) The characteristic tensile resistance $F_{t,k}$ of a fastener shall either be taken from the respective European technical product specification or it shall be taken as follows:

$$F_{t,k} = 0,9A_s f_{u,k} \quad (11.5)$$

where

A_s is the nominal stress area of the fastener based on the relevant diameter:

- d_1 for screws and rods with wood screw thread, see d_1/d -ratios in Table 11.8;
- d_1 for bolts and threaded rods with metric thread approximately $0,86d$;
- d for nails, staples, ribbed rods and reinforcing steel bars;

$f_{u,k}$ is the characteristic steel strength according to Table 11.3.

Table 11.3 — Characteristic yield and tensile strength of dowel-type fasteners

Fastener	Strength class or material	$f_{y,k}$ in N/mm ²	$f_{u,k}$ in N/mm ²
Staple ^a			900
Nail ^a			600
Screw ^b	Non-hardened carbon steel Hardened carbon steel Austenitic stainless steel Martensitic stainless steel		450 920 540 1240
Rod with wood screw thread			640
Ribbed rod			500
	Thickness d	$d \leq 40$	$d \leq 40$
Dowel ^c	S235 S275 S355 1.404	235 275 355 600	360 390 490 800
Bolt or threaded rod ^d	4.6 4.8 5.6 5.8 6.8 8.8	240 320 300 400 480 640	400 400 500 500 600 800
Threaded rod stainless steel	50 (\leq M39) 70 (\leq M24) 80 (\leq M24)	210 450 600	500 700 800

^a Minimum tensile strength of the original wire.
^b The scatter of tensile strength of screws is wide. For information on screw categories, see Annex N, N.6.
^c See f_y and f_u in EN 1993-1-1:2022, 5.2.1.
^d See f_{yb} and f_{ub} in prEN 1993-1-8:2021, Table 5.1 (NDP).

11.2.2.5 Compressive resistance

(1) The design provisions in 11.2.2.5 shall be applied to the following metal dowel-type fasteners with $6 \text{ mm} \leq d \leq 22 \text{ mm}$:

- screws or rods with wood screw thread with $0,55 \leq d_1/d \leq 0,76$;
- rods with metric thread and
- ribbed rods

in members from solid wood based materials, LVL and GLVL.

(2) The characteristic compressive resistance $F_{c,k}$ should be taken as follows:

$$F_{c,k} = \frac{\gamma_R}{\gamma_{M1}} k_c N_{pl,k} \quad (11.6)$$

with

$$k_c = \begin{cases} 1 & \text{for } \bar{\lambda}_k \leq 0,2 \\ \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \bar{\lambda}_k^2}} & \text{for } \bar{\lambda}_k > 0,2 \end{cases} \quad (11.7)$$

$$k = 0,5 [1 + 0,49 (\bar{\lambda}_k - 0,2) + \bar{\lambda}_k^2] \quad (11.8)$$

$$\bar{\lambda}_k = \sqrt{\frac{N_{pl,k}}{N_{ki,k}}} \quad (11.9)$$

$$N_{pl,k} = \pi \frac{d_1^2}{4} f_{y,k} \quad (11.10)$$

$$N_{ki,k} = \sqrt{c_h E_S I_S} \quad (11.11)$$

$$c_h = (0,19 + 0,012 d) \rho_k \left(\frac{90^\circ + \epsilon}{180^\circ} \right) \quad (11.12)$$

$$E_S I_S = 210\,000 \frac{\pi d_1^4}{64} \quad (11.13)$$

where

- γ_{M1} is the partial factor for a material property, see Table 4.4;
- γ_R is the partial factor for a design resistance based on an (semi) empirical analysis with a ductile failure mode, see Table 4.4;
- k_c is the factor for the buckling of screws, rods with wood screw thread and bonded-in rods simplified in Table 11.4;
- $N_{pl,k}$ is the characteristic yield capacity of the screw;
- $f_{y,k}$ is the characteristic yield strength of the screw.
- d_1 is the inner screw thread diameter d_1 , for bonded in rods $d_1 = d$;
- $f_{y,k}$ is the characteristic yield strength, see Table 11.3;
- c_h is the characteristic ideal elastic buckling load, in N;
- ρ_k is the characteristic density of the wood-based member, in kg/m³;

- ε is the angle between screw axis and grain direction of the wood;
 $E_s I_s$ is the bending stiffness of the steel dowel-type fastener, in Nmm².

Table 11.4 — Simplified reduction factors k_c for buckling of screws ($\rho_k \geq 350 \text{ kg/m}^3$, $d \geq 8 \text{ mm}$)

Characteristic yield strength $f_{u,k}$ N/mm^2	Angle ε between screw axis and grain	
	$k_c (\varepsilon = 90^\circ)$	$k_c (\varepsilon = 0^\circ)$
1240	0,55	0,45
920	0,63	0,54
540	0,76	0,68
450	0,79	0,72

11.2.3 Lateral resistance of a fastener per shear plane

11.2.3.1 General

(1) The characteristic lateral resistance per shear plane $F_{v,k}$ of a single fastener should be taken as follows:

$$F_{v,k} = F_{D,k} + F_{rp,k} \quad (11.14)$$

where

- $F_{D,k}$ is the characteristic dowel-effect contribution per shear plane according to 11.2.3.2;
 $F_{rp,k}$ is the characteristic rope-effect contribution determined according to 11.2.3.6.

(2) The design lateral load-carrying capacity per staple per shear plane should be considered as equivalent to that of two nails with the staple leg diameter.

11.2.3.2 Dowel-effect contribution of a single fastener per shear plane

(1) For a connection with a fastener loaded in single shear, the six failure modes (a) to (f) shown in Figure 11.5 shall be considered when determining the characteristic dowel-effect contribution. For definition of the embedment depth t_h , see Figure 11.1.

NOTE Timber members and metal plates are both represented by a specific characteristic embedment strength.

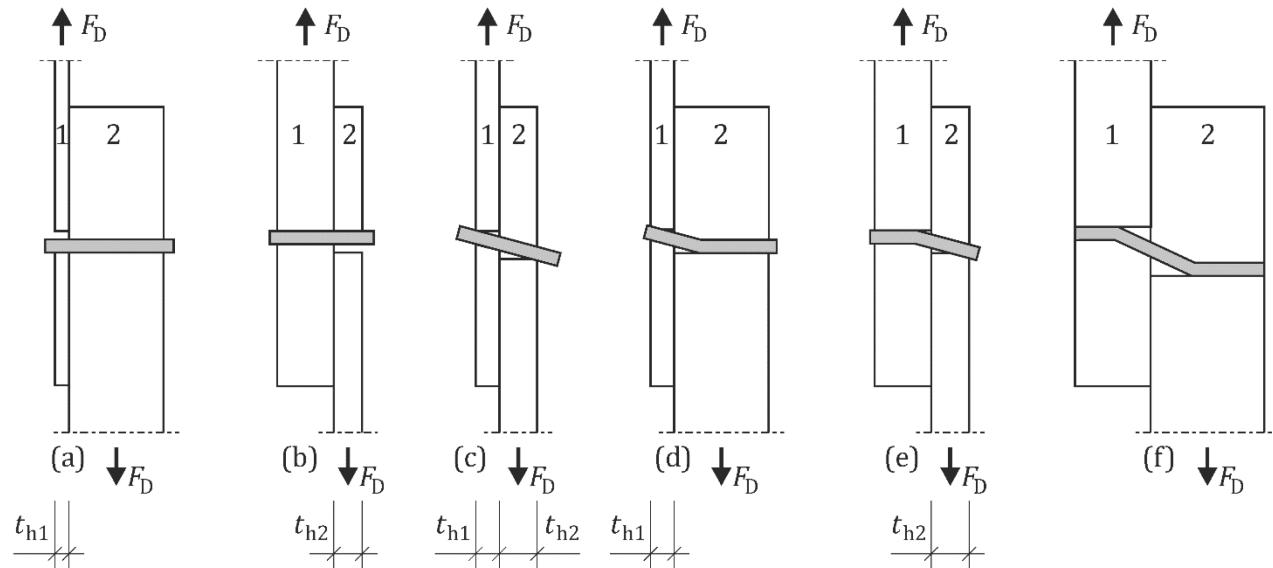


Figure 11.5 — Possible failure modes a) – f) for a fastener loaded in single shear

(2) For a symmetric connection with a fastener loaded in double shear, the four failure modes (a), (b), (d) and (f) shown in Figure 11.6 shall be considered when determining the characteristic dowel-effect contribution.

(3) The embedment depth of an inner member shall be taken as half the thickness of the member, see Figure 11.6 (b).

(4) For connections with interlayers Annex K shall be applied.

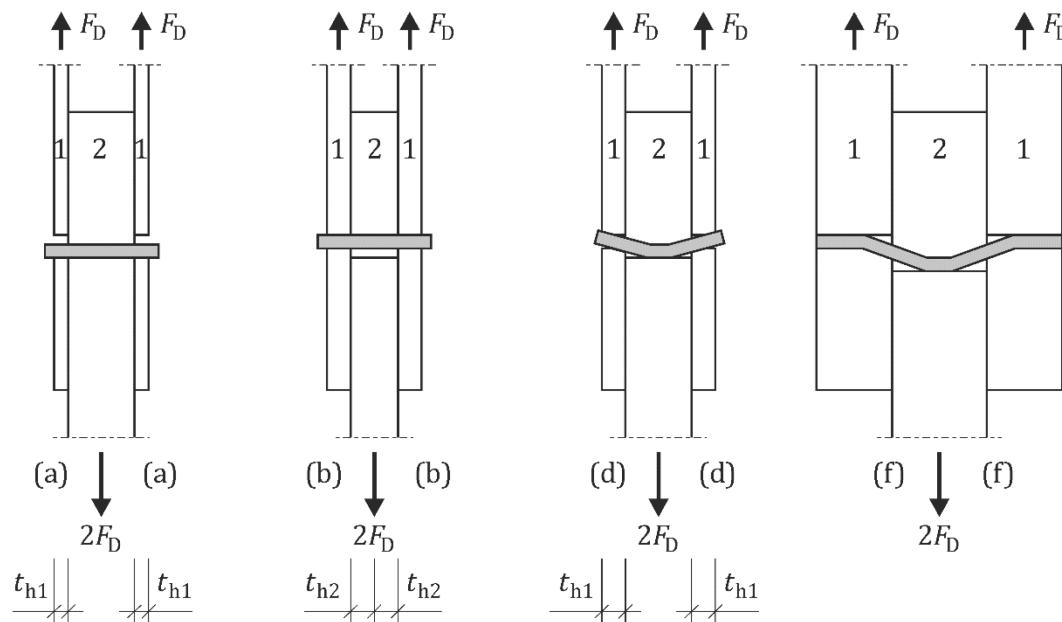


Figure 11.6 — Failure modes (a), (b), (d) and (f) for a fastener loaded in double shear

(5) In connections with more than two shear planes, compatibility of the displacement behaviour between the members should be ensured, see 11.3.6.

(6) The characteristic value of the dowel-effect contribution should be taken either from 11.2.3.2(7) or alternatively from 11.2.3.2(9) to (11).

NOTE The approximations 11.2.3.2(9) to (11) are simplifications on the safe side of failure mode (f).

(7) A detailed method to determine the characteristic value of the dowel-effect contribution per shear plane $F_{D,k}$ for the failure modes in Figure 11.5 and Figure 11.6 should be taken as follows:

$$F_{D,k} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_{h1} d & (a) \\ f_{h,2,k} t_{h2} d & (b) \\ \frac{f_{h,1,k} t_{h1} d}{1+\beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_{h2}}{t_{h1}} + \left(\frac{t_{h2}}{t_{h1}} \right)^2 \right]} + \beta^3 \left(\frac{t_{h2}}{t_{h1}} \right)^2 - \beta \left(1 + \frac{t_{h2}}{t_{h1}} \right) \right] & (c) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_{h1} d}{2+\beta} \left[\sqrt{2\beta (1+\beta) + \frac{4\beta (2+\beta) M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_{h1}^2}} - \beta \right] & (d) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_{h2} d}{1+2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2 (1+\beta) + \frac{4\beta (1+2\beta) M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_{h2}^2}} - \beta \right] & (e) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2 M_{y,k} f_{h,1,k} d} & (f) \end{cases} \quad (11.15)$$

with

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} \quad (11.16)$$

where

$f_{h,1,k} f_{h,2,k}$ are the characteristic embedment strengths of members 1 and 2 given in Table 11.7;

t_{h1}, t_{h2} are the embedment depths of members 1 and 2, see Figures 11.5 and 11.6;

$M_{y,k}$ is the characteristic yield moment given in Table 11.8;

d is the diameter of the fastener.

NOTE 1 Formulae (11.15) and (11.16) can be used for every combination of materials in Table 5.1 and metal.

NOTE 2 For the rope-effect, see 11.2.3.6.

(8) Fasteners may be assumed to be sufficiently clamped in inner and outer steel plates of at least $1d$ thickness when the fastener smoothly fits into the steel plate with a clearance less than $0,1d$ or when washers or washer heads are used.

(9) As a simplification the characteristic value of the dowel-effect contribution per shear plane, $F_{D,k}$ for a connection of members with embedment depth t_{h1} and t_{h2} may be taken as follows:

$$F_{D,k} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2 M_{y,k} f_{h,1,k} d} \min \begin{cases} t_{h1}/t_{h1,req} \\ t_{h2}/t_{h2,req} \\ 1 \end{cases} \quad (11.17)$$

with

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} \quad (11.18)$$

where

$f_{h,1,k}$ is the characteristic embedment strength of member 1 given in Table 11.7;

$M_{y,k}$ is the characteristic yield moment given in Table 11.8;

d is the diameter of the fastener;

- t_{h1}, t_{h2} are the embedment depths in members 1 and 2, see Figure 11.5 and Figure 11.6;
 $t_{h1,\text{req}}, t_{h2,\text{req}}$ are the required minimum embedment depths in members 1 and 2, see Table 11.5;
 $f_{h,1,k}, f_{h,2,k}$ are the characteristic embedment strengths of members 1 and 2 given in Table 11.7.

NOTE Formulae (11.17) and (11.18) can be used for every combination of materials in Table 5.1 and metal.

Table 11.5 — Required minimum embedment depths which ensure failure mode (f)

Failure mode	Member 1	Member 2
Single shear		
(f)	$t_{h1,\text{req}} = 1,15 \cdot 2 \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} d}} \left(\frac{\sqrt{\beta}}{\sqrt{1+\beta}} + 1 \right)$ (1)	$t_{h2,\text{req}} = 1,15 \cdot 2 \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,2,k} d}} \left(\frac{1}{\sqrt{1+\beta}} + 1 \right)$ (2)
Double shear plane		
(f)	$t_{h1,\text{req}} = 1,15 \cdot 2 \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} d}} \left(\frac{\sqrt{\beta}}{\sqrt{1+\beta}} + 1 \right)$ (3)	$t_{h2,\text{req}} = 1,15 \cdot 2 \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,2,k} d}} \left(\frac{1}{\sqrt{1+\beta}} \right)$ (4)

NOTE 1 For considering the effect of an overstrength of the steel of e.g. 30 % the minimum embedment depth can be increased by 15 %.

NOTE 2 The required thickness of inner members is twice the required embedment depth of the member, see Figure 11.6 (b).

(10) In a connection where the fastener is sufficiently clamped in a member to prevent rotation, it may be assumed that the respective thickness of the member satisfies the required embedment depth according to Table 11.5.

(11) As a simplification for steel-to-timber connections, where the steel member provides sufficient strength and clamping of the fastener, see 11.2.3.2(8), the characteristic value of the dowel-effect contribution per shear plane $F_{D,k}$ for timber members with embedment depth t_{h1} may be taken as follows:

$$F_{D,k} = 1,15 \cdot 2 \cdot \sqrt{M_{y,k} f_{h,k} d} \min \left\{ \frac{t_{h1}/t_{h,\text{req}}}{1} \right\} \quad (11.19)$$

with

$$t_{h,\text{req}} = 1,15 \cdot 4 \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} d}} \quad (11.20)$$

where

- $f_{h,k}$ is the characteristic embedment strength of the timber member given in Table 11.7;
 $M_{y,k}$ is the characteristic yield moment given in Table 11.8;
 d is the diameter of the fastener;
 t_h is the embedment depth of timber member 1, see Figures 11.5 and Figure 11.6;
 $t_{h,\text{req}}$ is the required minimum embedment depth of the timber members.

(12) The embedment depths t_{h1} and t_{h2} necessary to develop failure mode (d) or (e) with one plastic hinge in each shear-plane according to Figures 11.5 and Figure 11.6 may be taken from Table 11.6.

(13) For timber-to-timber connections (SL, PL, CL and LVL and GLVL) with wooden dowels the following characteristic dowel-effect contribution, $F_{D,k}$ per shear plane may be taken from Formula (11.15) where the factor 1,15 is replaced by 1,0 and provided the following:

- the round or octagonal dowel is made from hardwood of strength class D30 or higher with $16 \text{ mm} \leq d \leq 30 \text{ mm}$ (diameter of the incircle for octagonal dowel);
- the dowel is loaded in one- or two-shear planes;
- the characteristic value of the density of the members is $\rho_k \geq 350 \text{ kg/m}^3$;
- the minimum thicknesses of the timber members is $t_{h1} \geq 2d$ and $t_{h2} \geq 2d$;
- all the spacing and distances for wooden dowels are greater or equal to $2d$ except for the distances to the loaded end $a_{3,t}$ which is at least $\max(2d; 40 \text{ mm})$;
- the clearance in the shear planes between the timber members is smaller or equal to 1,5 mm.

Table 11.6 — Minimum required embedment depths which ensure failure mode (d) or (e)

Failure mode	Member 1	Member 2
Fasteners in a single shear plane		
(d)	$t_{h1,\text{req}} = 1,05\sqrt{2} \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} d}} \left(\frac{\sqrt{\beta}}{\sqrt{1+\beta}} \right) \quad (1)$	$t_{h2,\text{req}} = 1,05\sqrt{2} \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,2,k} d}} \left(\frac{1}{\sqrt{1+\beta}} + \sqrt{2} \right) \quad (2)$
(e)	$t_{h1,\text{req}} = 1,05\sqrt{2} \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} d}} \left(\frac{\sqrt{\beta}}{\sqrt{1+\beta}} + \sqrt{2\beta} \right) \quad (3)$	$t_{h2,\text{req}} = 1,05\sqrt{2} \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,2,k} d}} \left(\frac{1}{\sqrt{1+\beta}} \right) \quad (4)$
Fasteners in two or more shear planes		
(d)	$t_{h1,\text{req}} = 1,05\sqrt{2} \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,1,k} d}} \left(\frac{\sqrt{\beta}}{\sqrt{1+\beta}} \right) \quad (5)$	$t_{h2,\text{req}} = \frac{t_{h1}}{\beta} \quad (6)$
(e)	Does not apply	

11.2.3.3 Characteristic embedment strength

- (1) The characteristic embedment strength $f_{h,k}$ should be taken from Table 11.7 or should be determined by testing in accordance with 11.3.8.4.
- (2) Metal members shall be considered as any other member using the relevant embedment strength.
- (3) For steel the bearing strength according to prEN 1993-1-8:2023 should be used in general, see also Table 11.7.
- (4) Nails in the narrow face of LVL-C and GLVL-C should have a minimum diameter of 3 mm, screws in the narrow face of LVL-C and GLVL-C should have a minimum diameter of 6 mm.
- (5) Requirements for predrilling given in 11.3.10 shall be used.

Table 11.7 — Characteristic embedment strength $f_{h,k}$

Material	Limits	$f_{h,k}$ in N/mm²	
Steel-plates	Predrilled	$f_{h,k} = k_{pl} 600^a$ where $k_{pl} = 1,0$ for inner steel plates $k_{pl} = 0,5$ for $d/t \leq 0,5$ for outer steel plates $k_{pl} = 1,0$ for $d/t > 1,0$ for outer steel plates with interpolation for intermediate ratios d/t	(1)
Nails and staples			
SL, PL, wide faces of CL, LVL and GLVL	Not predrilled, all angles α and β	$f_{h,\alpha,\beta,k} = \frac{0,082 \rho_k d^{-0,3}}{k_{mat}}$ $k_{mat} = \begin{cases} 1,0 & \text{for ST, PL and CL with } t_{layer} > 9 \text{ mm} \\ \sin^2 \beta + k_1 \cos^2 \beta & \text{for softwood LVL and GLVL} \end{cases}$ for k_1 see Table 11.7 Formula (7) $f_{h,\alpha,\beta,k} = \frac{0,082(1 - 0,01d)\rho_k}{k_{mat}}$	(2) (3)
	Predrilled	$k_{mat} = \begin{cases} 1 & \text{for SL, PL and CL} \\ \sin^2 \beta + k_1 \cos^2 \beta & \text{for softwood LVL and GLVL} \\ (k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha)(\sin^2 \beta + k_1 \cos^2 \beta) & \text{for hardwood LVL and GLVL} \end{cases}$ with $k_{90} = 0,5 + 0,024d$ $k_1 = \begin{cases} 1 & \text{for softwood LVL-P and GLVL-P} \\ 1,2 & \text{for hardwood LVL-P and GLVL-P} \\ \min\{d/(d - 2), 3\} & \text{for LVL-C and GLVL-C} \end{cases}$	(4) (5) (6) (7)
SWP-C	$t > 10d$, $t_i > 2d$, Not predrilled	$f_{h,k} = 20d^{-0,5} \left(\frac{\rho_k}{350}\right)^{1,05}$ for nails in the narrow face $f_{h,k} = 60d^{-0,5} \left(\frac{\rho_k}{400}\right)^{1,05}$ wide face	(8) (9)
PW wide face	Not predrilled	$f_{h,k} = 0,11 \rho_k d^{-0,3}$	(10)
	Predrilled	$f_{h,k} = 0,11(1 - 0,01d)\rho_k$	(11)
OSB and RPB wide face	Not predrilled	$f_{h,k} = 65d^{-0,7} t^{0,1}$	(12)
	Predrilled	$f_{h,k} = 50d^{-0,6} t^{0,2}$	(13)

Material	Limits	$f_{h,k}$ in N/mm ²	
SB wide face	$\rho_k < 150 \text{ kg/m}^3$	$f_{h,k} = 1,5 \times 10^{-4} d^{-0,75} \rho_k^2$	(14)
	$150 \text{ kg/m}^3 \leq \rho_k \leq 300 \text{ kg/m}^3$ and $18 \text{ mm} \leq t_1 \leq 60 \text{ mm}$	$f_{h,k} = 4 \times 10^{-4} t \rho_k^{1,2}$	(15)
	$\rho_k \geq 300 \text{ kg/m}^3$ or $t_1 > 60 \text{ mm}$	Table 11.7 Formula (9) applies	(16)
HB wide face	With or without predrilling	$f_{h,k} = 30d^{-0,3} t^{0,6}$	(17)
GPB/ GFB wide face	Not predrilled	$f_{h,k} = 3,9d^{-0,6} t^{0,7}$ for GPB $f_{h,k} = 23 d^{-0,6} t^{0,3}$ for GFB	(18)
CPB wide face	Predrilled	$f_{h,k} = (75 + 1,9d)d^{-0,5} + \frac{d}{10}$	(19)
Screws and rods with wood screw thread			
SL, PL, CL		$f_{h,\varepsilon,k} = \frac{0,019 \rho_k^{1,24} d^{-0,3}}{2,5 \cos^2 \varepsilon + \sin^2 \varepsilon}$	(20)
Softwood LVL and GLVL	$d \leq 12 \text{ mm}$ Not predrilled	$f_{h,\beta,\varepsilon,k} = \frac{0,082 \rho_k d^{-0,3}}{(\sin^2 \beta + k_2 \cos^2 \beta)(\sin^2 \varepsilon + 2,5 \cos^2 \varepsilon)}$	(21)
	Predrilled	$f_{h,\beta,\varepsilon,k} = \frac{0,082(1 - 0,01d)\rho_k}{(\sin^2 \beta + k_2 \cos^2 \beta)(\sin^2 \varepsilon + 2,5 \cos^2 \varepsilon)}$ with $k_2 = \begin{cases} 1 & \text{for LVL-P and GLVL-P} \\ \min \left\{ \frac{d}{(d-2)}, 3 \right\} & \text{for LVL-C and GLVL-C} \end{cases}$	(22) (23)
	$d > 12 \text{ mm}$ Predrilled	see Table 11.7 Formula (27) for bolts with $k_{\text{mat}} = (k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha)(\sin^2 \beta + k_3 \cos^2 \beta)(\sin^2 \varepsilon + 2,5 \cos^2 \varepsilon)$ where $k_{90} = 1,15 + 0,015d$ $k_3 = \max \left\{ \frac{d}{(d-2)}, 1,15 \right\}$ for $\alpha > 45^\circ$ the angle α may be assumed to be 45° .	(24) (25) (26)
SWP-C, Hardwood LVL and GLVL, PW, OSB, RPB, WFB and CPB		see nails and staples	

Material	Limits	$f_{h,k}$ in N/mm ²	
Dowels and bolts			
	$d \leq 8$ mm	see nails	
SL, PL, CL and LVL and GLVL	Predrilled	$f_{h,\alpha,k} = \frac{0,082(1 - 0,01d)\rho_k}{k_{\text{mat}}}$ with $k_{\text{mat}} = \begin{cases} k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha & \text{for SL, PL and CL} \\ (k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha)(\sin^2 \beta + k_4 \cos^2 \beta) & \text{for LVL and GLVL} \end{cases}$ $k_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015d & \text{for softwood SL, PL and CL} \\ 1,15 + 0,015d & \text{for softwood LVL} \\ 0,90 + 0,015d & \text{for hardwood ST, GL and LVL and GLVL} \end{cases}$ $k_4 = \begin{cases} 1,4 & \text{for hardwood LVL-C or GLVL-C} \\ \max\{d/(d - 2), 1,15\} & \text{for softwood LVL and GLVL} \\ 1,15 & \text{for hardwood LVL-P or GLVL-P} \end{cases}$	(27) (28) (29) (30)
PW	Predrilled	$f_{h,k} = 0,11(1 - 0,01d)\rho_k$	(31)
HB	Predrilled	$f_{h,k} = 30d^{-0,3} t^{0,6}$	(32)
SWP-C	Predrilled, $t_i > d$,	$f_{h,\alpha,k} = \frac{38,5(1 - 0,015d)}{1,6 \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad \text{for wide face}$ $f_{h,k} = 9(1 - 0,017d) \quad \text{for narrow face}$	(33) (34)
Wooden dowels	Predrilled	$f_{h,k} = 10^{-4} \rho_{\text{dowel},k} \rho_k \frac{1,1(1 - 0,01d)}{(3,4 - 0,045d) \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$	(33)
Key			
d		diameter or side length, see Figure 11.1, in mm	
t		panel thickness	
t_i		thickness of the i -numbered layer	
ρ_k		characteristic density, in kg/m ³	
^a The 600 N/mm ² should be used for any steel and can be different for other materials. The metal plate should be verified according to the corresponding Eurocode.			

11.2.3.4 Characteristic yield moment

(1) The characteristic yield moment $M_{y,k}$ should be taken from Table 11.8. The characteristic yield strength $f_{y,k}$ and the characteristic tensile strength $f_{u,k}$ should be taken from Table 11.3.

Table 11.8 — Characteristic yield moment $M_{y,k}$

Material	Characteristic yield moment
Staples	$M_{y,k} = 0,17f_{u,k}d^3$ (1)
Nails, dowels, screws, rods with wood screw thread, bolts and rods with metric threaded, ribbed rods	$M_{y,k} = 0,3f_{u,k}d^{2,6}$ (2) with — $d = d_1$ (equivalent tensile stress diameter) for rods with metric thread approximatly $0,86d$ — $d = d_1$ for screws and rods with wood screw thread with $3,5 \leq d \leq 22$ with the following ratios for outer diameter d to inner thread diameter d_1 : $\begin{array}{lll} d & 3,5 \leq d \leq 10 & 10 < d \leq 14 & 14 < d \leq 22 \\ d_1/d & 0,65 & 0,60 & 0,75 \end{array}$ For square nails, $M_{y,k}$ may be multiplied by 1,5 where d is taken as the side dimension, see Figure 11.1 a)
Wooden dowels	$M_{y,k} = 0,75 \frac{\pi}{32} f_{m,k} d^3$ (3)
Key	
d	diameter or side length, see Figure 11.2, in mm
d_1	inner thread diameter, see Figure 11.2, in mm
$f_{u,k}$	characteristic tensile strength of the wire, see Table 11.3, in N/mm ²
$f_{y,k}$	characteristic yield strength, see Table 11.3, in N/mm ²
$f_{m,k}$	characteristic bending strength, see EN 338, in N/mm ²
$M_{y,k}$	characteristic yield moment, in Nmm

11.2.3.5 Dowel-effect contribution of multiple shear planes

(1) For connections with more than two shear planes the dowel-effect contribution per fastener should be determined as the sum of the dowel-effect contributions of each individual shear plane under the following conditions:

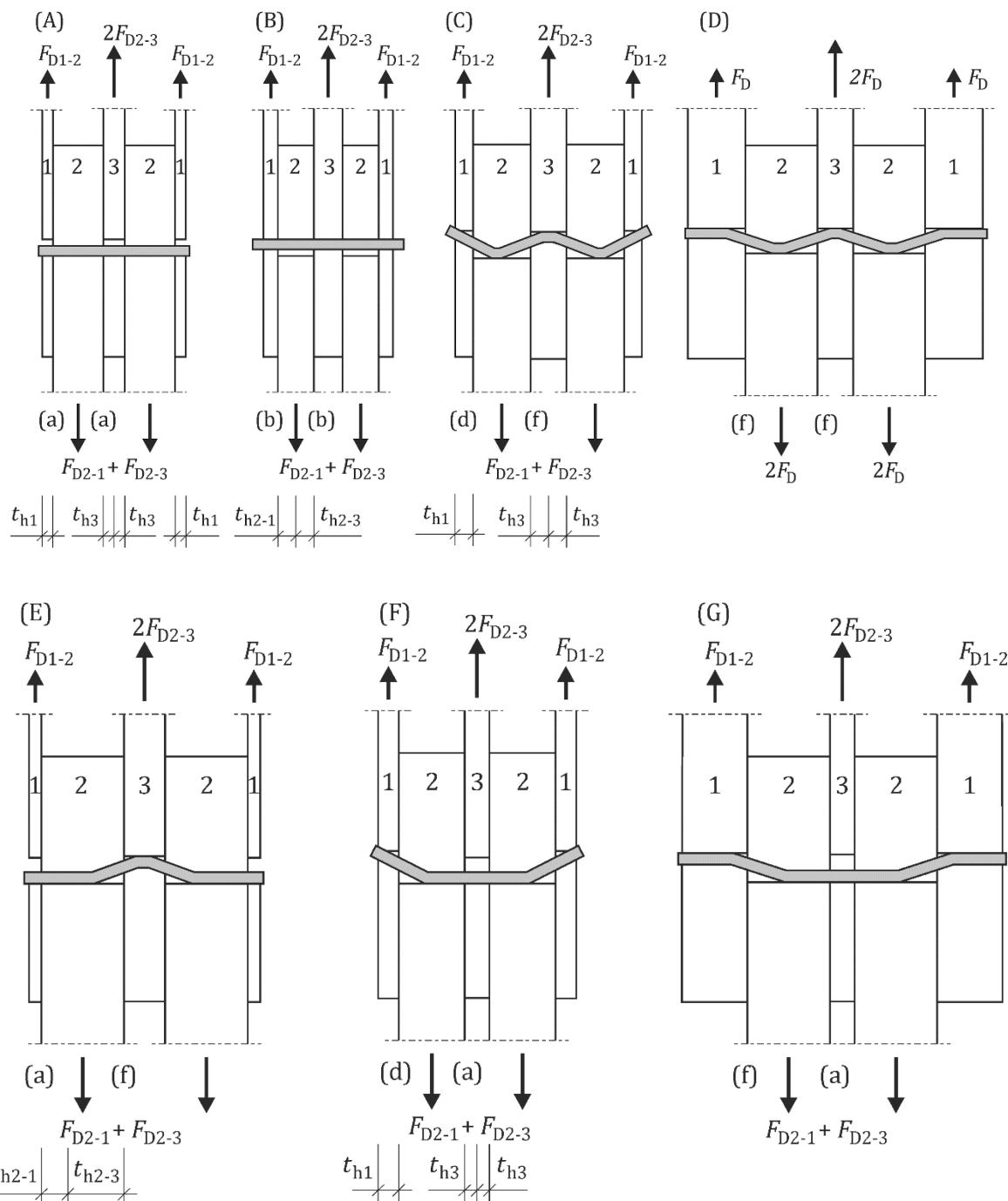
- the inner members, see Figure 11.7, are treated as inner members in connections with fasteners in double shear, see Figure 11.6,
- the individual failure modes are compatible,
- the displacements of the members are compatible.

(2) For fasteners that fail in mode (a) and (b) of Formula (11.15) only, or only fail in failure modes (d) and (f) of Formula (11.15), compatibility between the displacement behaviour of the members is normally ensured, see Figure 11.7. Other failure mode combinations should be avoided.

(3) For connections with four or more shear planes, compatibility between the displacement behaviour of the members can be achieved by satisfying the following conditions (combination (C) and (D) in Figure 11.7):

- for the inner members the required member thicknesses are according to Table 11.5, and
- the thickness for the outer members fullfills $t_{h1} \geq 0,64t_{h1,req}$, with $t_{h1,req}$ according to Table 11.5.

(4) Failure modes (E), (F) and (G) in Figure 11.7 should be avoided as such connection geometries risk to be inefficient.

**Figure 11.7 — Failure mode combinations for a fastener in a connection with four shear planes****11.2.3.6 Rope-effect contribution**

(1) For connections with one and two shear planes the rope-effect contribution should only be accounted for in failure modes (c) to (f) according to Figure 11.5 and Figure 11.6.

(2) For failure modes (a) and (b) in Figure 11.5 and Figure 11.6, no rope-effect contribution shall be accounted for.

(3) The rope-effect may be taken into account if gaps are avoided between adjacent members and axial forces occur in the deformed fastener.

(4) The characteristic rope-effect contribution per shear plane per fastener $F_{rp,k}$ should be taken as follows:

$$F_{rp,k} = \min \begin{cases} k_{rp,1} F_{ax,t,k} \\ k_{rp,2} F_{D,k} \end{cases} \quad (11.21)$$

with

$$F_{ax,t,k} = \min \begin{cases} F_{pull,k} \\ F_{w,k} \\ F_{t,k} \end{cases} \quad (11.22)$$

where

- $k_{rp,1}$ is the factor for the rope-effect, see Table 11.9;
- $k_{rp,2}$ is the limitation factor for the rope-effect, see Table 11.10;
- $F_{D,k}$ is the characteristic dowel-effect contribution determined with 11.2.3.2;
- $F_{ax,t,k}$ is the characteristic axial tensile capacity of the fasteners according to 11.2.2.1(1);
- $F_{pull,k}$ is the characteristic head pull-through resistance, see 11.2.2.2;
- $F_{w,k}$ is the characteristic withdrawal resistance, see 11.2.2.3;
- $F_{t,k}$ is the characteristic tensile resistance, see 11.2.2.4.

Table 11.9 — Factors $k_{rp,1}$ for the rope-effect contribution

Fastener and connection type	$k_{rp,1}$
General	0,25
Ring shank nails and coated staples	0,40

Table 11.10 — Limitation factors $k_{rp,2}$ for the rope-effect contribution

Fastener type	$k_{rp,2}$
Dowels	0
Smooth round nails and uncoated staples	0,15
Smooth square nails and bolts	0,25
Ring shank nails and coated staples	0,50
Screws, rods with wood screw thread and laterally-loaded bonded-in rods	1,00

11.3 Connection design with dowel-type fasteners

11.3.1 General

- (1) A connection should satisfy the requirements given in 11.3.2 or 11.3.3, as relevant.
- (2) In general, it shall be taken into account that the capacity of a multiple fastener connection, consisting of fasteners of the same type and dimension, can be lower than the summation of the individual resistances for each fastener.

11.3.2 Design axial capacity

- (1) For connection with fasteners loaded by a design axial tensile force or design axial tensile force component $F_{ax,t,Ed}$, the following shall be satisfied:

Printed copies are uncontrolled

$$F_{ax,t,Ed} \leq F_{ax,t,Rd} \quad (11.23)$$

with

$$F_{ax,t,Rd} = n_{ef} F_{ax,t,d} \quad (11.24)$$

where

- $F_{ax,t,Rd}$ is the design axial tensile capacity of the connection;
- n_{ef} is the effective number of fasteners according to 11.3.4;
- $F_{ax,t,d}$ is the design axial tensile resistance per fastener according to 11.2.2.1.

11.3.3 Design lateral capacity

(1) For a row of fasteners loaded by a design force $F_{v,Ed}$ parallel to their alignment, the following shall be satisfied:

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} \quad (11.25)$$

with

$$F_{v,Rd} = n_{ef} F_{v,d} \quad (11.26)$$

where

- $F_{v,Rd}$ is the design effective lateral capacity of the connection;
- n_{ef} is the effective number of fasteners in a row according to 11.3.4;
- $F_{v,d}$ is the design resistance per fastener according to 11.2.3, for the direction of the force.

(2) For a force acting at an angle to the direction of the row, see Figure 11.8, it should be verified that the force component parallel to the row is less than or equal to the capacity component parallel to the row calculated with 11.3.3(1).

NOTE For a connection given in Figure 11.8, the design resistance of the fasteners is determined for the directions indicated by the force $F_{v,B,0,Ed}$ and its components $F_{v,A,0,Ed}$ and $F_{v,A,90,Ed}$.

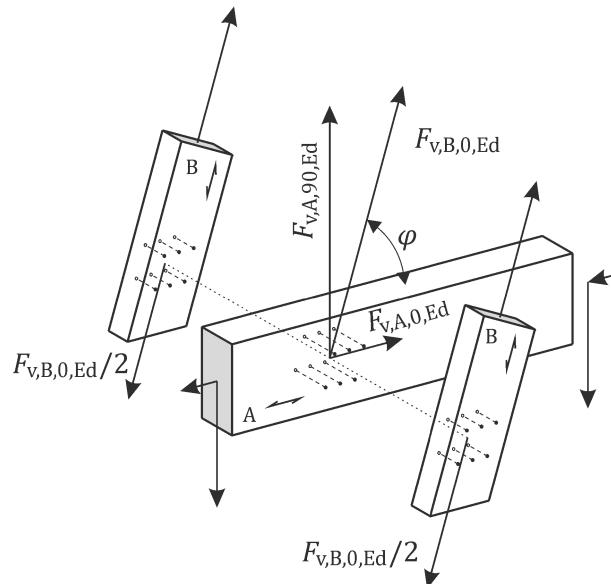


Figure 11.8 — Equilibrium of forces of a connection

11.3.4 The effective number of dowel-type fasteners

11.3.4.1 Axially-loaded fasteners

(1) For a connection with multiple fasteners having an axial load component, the effective number of fasteners n_{ef} should be taken as follows:

$$n_{\text{ef}} = \begin{cases} n^{0.9} & \text{in general} \\ 0.9 n & \text{for screws } 30^\circ \leq \varepsilon \leq 90^\circ \text{ and controlled insertion moment} \\ 0.9 n & \text{for a group of more than 10 screws in a timber-to-timber connection} \\ n & \text{for a group of up to 10 screws in a timber-to-timber connection} \end{cases} \quad (11.27)$$

where

- n is the number of fasteners acting together in the connection;
- ε is the insertion angle as defined in Figure 11.4, in degree.

NOTE Provisions on the insertion of the screws under controlled torsional moment are provided in prEN 1995-3.

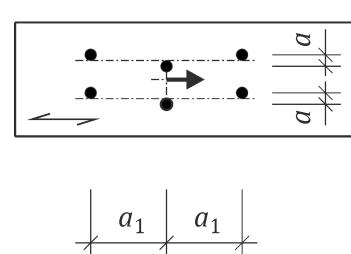
11.3.4.2 Laterally-loaded fasteners – splitting

(1) Splitting along the grain of a row of fasteners, see Figure 11.22 a) should be considered by the effective number of fasteners n_{ef} .

(2) The effective number of fasteners n_{ef} in a row should be taken from Table 11.11.

(3) For nails and screws ($d_1 \leq 6 \text{ mm}$) staggered at least by $1d$ without predrilling the spacing a_1 may be doubled for the determination of n_{ef} , see Figure 11.9 and Table 11.11.

(4) The effective number of fasteners loaded perpendicular to grain should be taken as $n_{\text{ef}} = n_{90}$, see Figure 11.23.



Key

a distance of staggered fasteners ($a = 1d$)

Figure 11.9 — Staggered dowel-type fasteners parallel to grain

Table 11.11 — The effective number of dowel-type fasteners parallel to grain

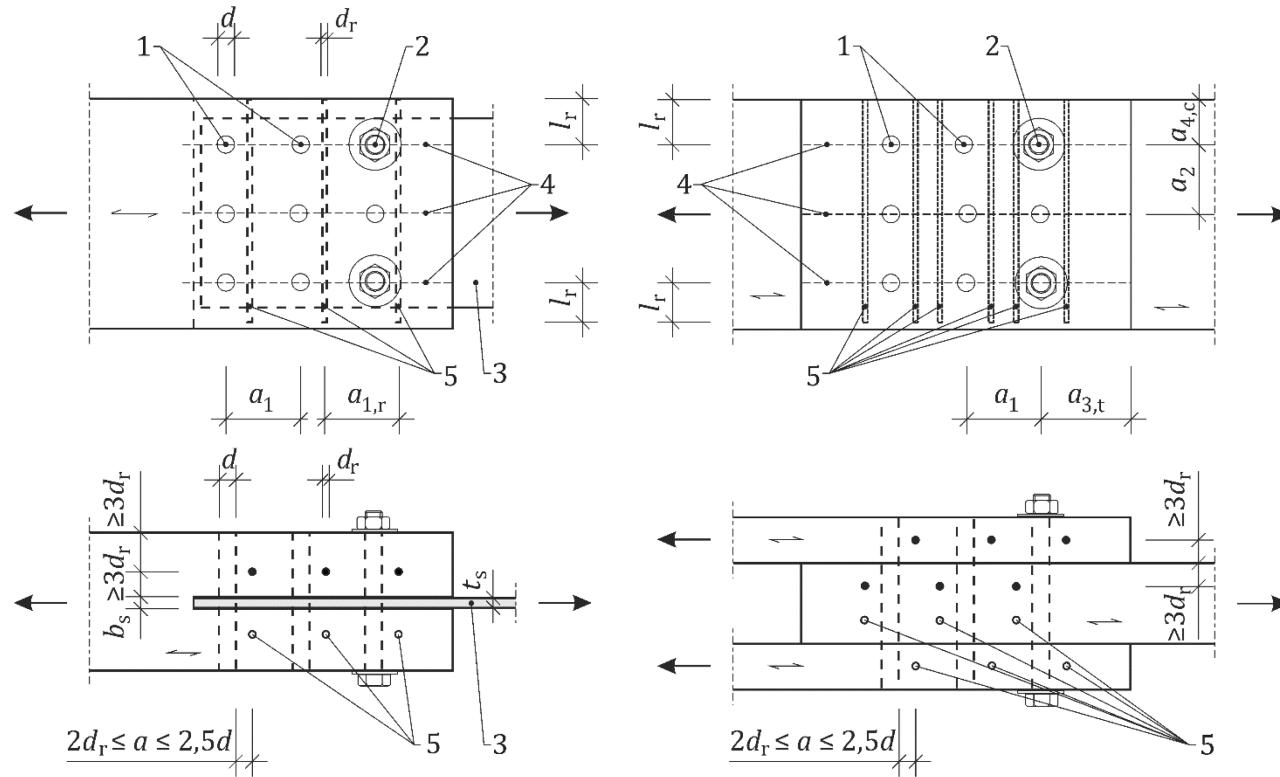
Fastener	Laterally-loaded fasteners
Nails	$n_{\text{ef}} = n^{k_{\text{ef}}} \quad (1)$ $k_{\text{ef}} = \begin{cases} 1 & \text{for } a_1 \geq 14d \\ 0,85 & \text{for } a_1 = 10d \text{ in SL, PL, CL and wide face of LVL and GLVL} \\ 0,7 & \text{for } a_1 = 7d \end{cases} \quad (2)$ Only predrilled: $k_{\text{ef}} = 0,5 \text{ for } a_1 = 4d \quad (3)$ For intermediate spacings, linear interpolation of k_{ef} may be applied. $k_{\text{ef}} = \min \left\{ 1 - 0,03 \left(20 - \frac{a_1}{d} \right), 1 \right\} \text{ narrow face of LVL and GLVL} \quad (4)$
Staples	$n_{\text{ef}} = n \quad (5)$
Screws $d < 12 \text{ mm}$	see nails
Screws and rods with wood screw thread $d \geq 12 \text{ mm}$, dowels, and bolts	$n_{\text{ef}} = \min \left\{ n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}}, 1 \right\} \text{ in SL, PL and CL} \quad (6)$ $n_{\text{ef}} = \min \left\{ n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{ta}{50d^2}}, 1 \right\} \text{ in LVL and GLVL} \quad (7)$ with $a = \begin{cases} a_3 & \text{when } n = 1 \\ \min \left\{ a_1, a_{3,t} \right\} & \text{when } n \geq 2 \end{cases} \quad (8)$ $t = \begin{cases} \min \left\{ t_1, t_2 \right\} & \text{for single shear connections} \\ \min \left\{ 2t_1, t_{\text{ms}} \right\} & \text{for double shear connections} \end{cases} \quad (9)$
Key	
n_0	number of fasteners parallel to grain
a_1	spacing parallel to grain, see 11.4
$a_{3,t}$	loaded end distance parallel to grain, see 11.4
d	diameter of the fastener
t_1 and t_2	thicknesses of the outer timber members
t_{ms}	thickness of the inner member of double shear connections or the smallest thickness of the inner member of multiple shear plane connections

11.3.5 Reinforced connections with laterally-loaded fasteners

(1) Where splitting of softwood members from GST, GL, BGL is prevented through sufficient reinforcement perpendicular to grain, see Figure 11.10, the effective number of fasteners taken from Formula (11.26) may be taken as $n_{\text{ef}} = n$.

(2) For reinforced connections with laterally-loaded dowels and/or bolts, the characteristic tensile force in the reinforcement may be taken as $F_{t,90,Ek} = 0,3 F_{v,k}$ with $F_{v,k}$ determined for one bolt/dowel and one shear plane taken from Formula (11.14).

(3) The requirements on brittle failure in 11.5 shall be applied.



Key

- 1 dowel; bolt
- 2 tight-fitting bolts to reduce moment from eccentricity
- 3 slotted-in steel plate
- 4 possible crack line
- 5 reinforcement
- a_1 spacing of dowel-type fasteners parallel to grain
- d_r diameter of the dowel-type reinforcement
- l_r reinforced length

Figure 11.10 — Reinforcement of bolted and dowelled connections

11.3.6 Interaction of axial and lateral loads

(1) For connections subjected to a combination of load in the shear plane and perpendicular to the shear plane, the following should be satisfied:

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}}\right)^p + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^p \leq 1 \quad (11.28)$$

where

- $F_{ax,Ed}$ is the design axial force of the connection;
- $F_{ax,Rd}$ is the design axial capacity of the connection;

- $F_{v,Ed}$ is the design lateral force of the connection;
 $F_{v,Rd}$ is the design lateral capacity of the connection;
 p is the exponent taken from Table 11.12.

The design lateral capacity of connection should be taken as the resultant of the capacities parallel and perpendicular to grain if applicable.

(2) Connections loaded by both axial and lateral forces should satisfy 11.3.6(1) with the axial capacity $F_{ax,Rd}$ calculated with the design axial tensile resistance $F_{ax,t,d}$ per fastener reduced by the rope-effect $F_{rp,d}$.

Table 11.12 — Exponent p for interaction of axial and lateral capacities.

Fastener	p	Failure mode according to 11.3.2
Smooth nails, uncoated staples and bolts	1,0	—
Ring shank nails, coated staples, bonded-in rods	2,0	—
Screws and rods with wood screw thread	1,0 1,0 1,5 2,0	Mode unknown Mode (a) and (b) – no plastic hinge Mode (d) and (e) – one plastic hinge Mode (f) two plastic hinges

11.3.7 Slip modulus

11.3.7.1 Slip modulus of a connection

(1) The slip modulus of a connection should be taken as follows:

$$K_{SLS} = \sum_{i=1}^{n \cdot m} K_{SLS,i} \quad (11.29)$$

where

- n is the number of fasteners;
 m is the number of shear planes per fastener;
 $K_{SLS,i}$ is the slip modulus of a single fastener per shear plane.

11.3.7.2 Lateral slip modulus of a dowel-type fastener or shear connector

(1) The mean lateral slip modulus $K_{SLS,v}$ per shear plane per fastener connecting two members of the same density, see Figure 11.11, should be taken from Table 11.13.

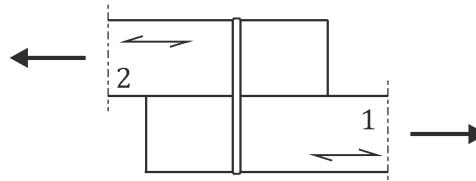


Figure 11.11 — Single shear plane of a connection with a laterally-loaded fastener (example)

(2) For steel-to-timber or concrete-to-timber connections, where the fastener is sufficiently clamped in the steel or concrete, respectively, the values of mean lateral slip modulus from Table 11.13 should be doubled.

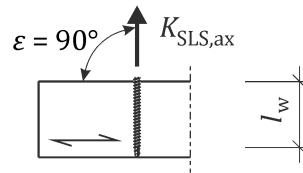
(3) In general, for fasteners loaded perpendicular to grain ($\alpha = 90^\circ$), the values of the mean lateral slip modulus $K_{SLS,v}$ in Table 11.13 should be reduced by 50 %. For intermediate angles linear interpolation should be applied.

Table 11.13— Values for the lateral slip modulus $K_{SLS,v}$ per shear plane per fastener or shear connector

Fastener type	$K_{SLS,v}$ N/mm
Dowels	$\rho_{\text{mean}}^{1,5} d / 23$ (1)
Bolts with or without clearance ^a	
Nails	$\rho_{\text{mean}}^{1,5} d^{0,8} / 30$ (2)
Staples per leg in general and uncoated Staples per leg for wood-based panel to timber connections	$\rho_{\text{mean}}^{1,5} d^{0,8} / 80$ (3)
Coated staples per leg for wood-based panel to timber connections	$\rho_{\text{mean}}^{1,5} d / 60$ (4)
Screws	$60 (0,7d)^{1,7}$ (5)
Split-ring connectors type A	
Shear-plate connectors type B	$\rho_{\text{mean}} d_{\text{con}} / 2$ (6)
Toothed-plate connectors:	
- Connectors types C1 to C9	$\rho_{\text{mean}} d_{\text{con}} / 4$ (7)
- Connectors types C10 to C11	$\rho_{\text{mean}} d_{\text{con}} / 2$ (8)
Bonded-in rods ^b	
- Perpendicular to grain ($\varepsilon = 90^\circ$)	$\rho_{\text{mean}}^{1,5} d / 25$ (9)
- Parallel to grain ($\varepsilon = 0^\circ$)	$\rho_{\text{mean}}^{1,5} d / 125$ (10)
Nails and staples per leg in softboard-to-timber connections	$1,25 \rho_{\text{SB,mean}}^{0,8} \rho_{\text{mean}}^{0,3} t^{0,3} d^{1,3}$ (10)
Key	
ρ_{mean}	mean density, in kg/m ³
$\rho_{\text{SB,mean}}$	mean density of the softboard, in kg/m ³
d	diameter of the fastener, in mm
d_{con}	diameter of the connector, in mm
t	member thickness, in mm
^a The clearance should be added separately to the deformation.	
^b For bonded-in rods SC 1 and 2 apply only.	

11.3.7.3 Axial slip modulus of a single dowel-type fasteners or shear connector

(1) For connections made with fasteners the mean axial slip modulus $K_{SLS,ax}$ per fastener per connected member, see Figure 11.12, should be taken from Table 11.14 with the maximum effective withdrawal length l_w limited to $20d$.

**Figure 11.12 — The slip modulus of an axially-loaded fastener**

(2) The mean axial slip modulus $K_{SLS,ax}$ given in Table 11.14 shall be applied for the part of the fastener acting in withdrawal.

(3) The part of the fastener not acting in withdrawal (such as the unthreaded shaft of screws or unbonded length of bonded-in rods) may be considered for the deformation of the connection if applicable.

Table 11.14 — Values for the axial slip modulus $K_{SLS,ax}$ for screws and bonded-in rods in timber connections

Fastener type	$K_{SLS,ax}$ N/mm
Threaded part of screws and rods with wood screw thread	$160 \left(\frac{\rho_{\text{mean}}}{420} \right)^{0,85} d^{0,9} l_w^{0,6}$ (1)
Bonded length of bonded-in rods	$2 d^{0,6} l_w^{0,6} \rho_{\text{mean}}^{0,9}$ (2)
Key	
d	diameter of the screw or rod, in mm
l_w	withdrawal length, in mm
ρ_{mean}	mean density, in kg/m ³

11.3.7.4 Combinations of axial and lateral slip modulus

(1) For connections with combined axial and lateral loading of fasteners, the effective slip modulus of the connection should be determined by the deformation of the fastener under the applied load.

(2) For connections with inclined fasteners and no gap between the members, see Figure 11.13 a) with fasteners loaded in tension with an inclination ε , with regard to the loading directions the mean slip modulus K_{SLS} per fastener per shear plane should be taken as follows:

$$K_{SLS} = K_{SLS,v} \sin \varepsilon (\sin \varepsilon - \mu \cos \varepsilon) + \frac{1}{2} K_{SLS,ax} \cos \varepsilon (\cos \varepsilon + \mu \sin \varepsilon) \quad (11.30)$$

where

$K_{SLS,v}$ is the mean slip modulus per fastener per shear plane in the lateral direction according to Table 11.13;

$K_{SLS,ax}$ is the mean slip modulus per fastener per connected member in the axial direction according to Table 11.14;

ε is the angle between the fastener axis and the direction of the grain, see Figure 11.13, in degrees;

μ is the friction coefficient between the members, $\mu = 0,25$.

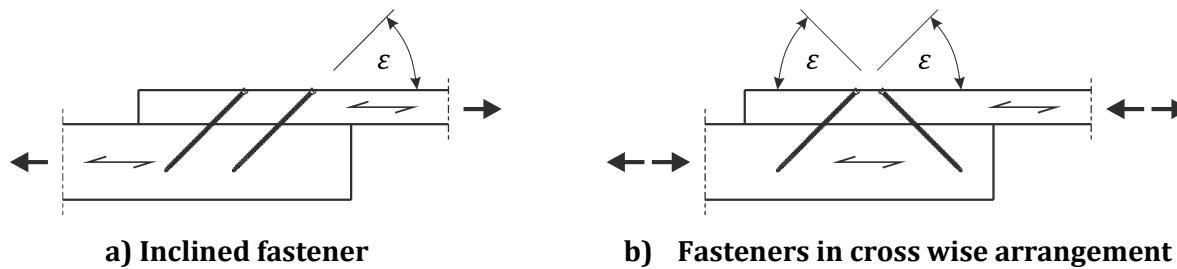


Figure 11.13 — Connection with inclined fasteners

(3) For connections with fasteners inclined in a cross-wise arrangement with an inclination ε , see Figure 11.13 b), with regard to the loading directions, the mean slip modulus K_{SLS} per fastener per shear plane should be taken as follows:

$$K_{\text{SLS}} = K_{\text{SLS,v}} \sin^2 \varepsilon + \frac{1}{2} K_{\text{SLS,ax}} \cos^2 \varepsilon \quad (11.31)$$

where

- $K_{SLS,v}$ is the mean slip modulus per fastener per shear plane in the lateral direction according to Table 11.13;

$K_{SLS,ax}$ is the mean slip modulus per fastener per connected member in the axial direction according to Table 11.14;

ε is the angle between the fastener axis and the direction of the grain, see Figure 11.4, in degrees.

11.3.7.5 Punched metal plate connections

(1) For the slip modulus of connections with punched metal plate fasteners , the rules given in Annex H.11 shall be followed.

11.3.7.6 Dovetail connections

(1) For dovetail connections in ST and PL, according to 11.9.3, the mean slip modulus in the insertion direction $K_{SLS,v,z}$ and perpendicular to insertion direction $K_{SLS,v,y}$ should be taken as follows:

$$K_{SLS,v,z} = \frac{F_{v,z,k}}{3 \text{ mm}} \text{ in the insertion direction} \quad (11.32)$$

$$K_{SLS,v,y} = \frac{F_{v,y,k}}{1 \text{ mm}} \text{ perpendicular to insertion direction} \quad (11.33)$$

where

- $F_{v,z,k}$ is the characteristic shear resistance of the secondary member in the insertion direction;
 $F_{v,y,k}$ is the characteristic shear resistance of the secondary member perpendicular to insertion direction.

11.3.8 Additional design rules for dowel-type fastener connections

11.3.8.1 Minimum number of fasteners

(1) There should be at least two nails, staples, screws or rods with wood screw thread in a connection. Exceptions are given in 11.3.8.1(2), (3), (4) and Table 11.15.

(2) In a connection with fasteners loaded in one single shear plane at least four dowels or bolts should be used. In a connection with two or more shear planes at least two dowels or bolts should be used.

(3) Connections with only one bolt may be used, provided the load-carrying resistance is reduced by 50 %.

(4) In general, nailed connections should contain at least two nails. Connections at panel edges, board formwork, roof battens and intermediate connections of wind trusses may be fixed with one nail, staple or screw only in a single connection but at least two fasteners in each member.

Table 11.15 — Maximum distances, minimum withdrawal lengths, diameters and number of fasteners in CLT

	Lateral loading	Axial loading	End grain
Maximum distances	$e \leq 500$ mm for screws CLT-CLT and CLT-GL $e \leq 750$ mm for screws steel-CLT $e \leq 1000$ mm for angle brackets CLT-concrete or CLT-masonry $l_{\text{screw}} \geq 1,5t_{w,1}$ in general and $l_{\text{screw}} \geq 0,8t_{\text{CLT}}$ for lap-joints and $d \geq 6$ mm Rabbet board: screw $d \geq 6$ mm; ring shank nail $d \geq 3$ mm and $e \leq 150$ mm		
Nails	narrow face $t \geq 10d$, $l_{w,2} \geq 10d$	Wide face $l_{w,2} \geq 8d$, $d \geq 4$ mm narrow face: should be avoided $n_{\min} = 6$	
Screws		Wide face $l_{w,2} \geq 4d$, $d \geq 4$ mm Narrow face: $d \geq 8$ mm $n_{\min} = 4$	$d \geq 8$ mm $l_{w,2} \geq 3d+l_g$
Bolts	$n = n_{\text{ef}}$	—	—
Shear connectors	—		

11.3.8.2 Overlap of fasteners

(1) In a three-member connection where the outer members are fastened individually to the central member, fasteners not requiring pre-drilling may overlap in the central member provided $t_2 - t_{h2}$ is greater than $4d$, see Figure 11.14 a).

(2) In a three-member connection with inclined screws where the outer members are fastened individually to the central member, the overlap in the central member of the pointed ends should be at least $4d$, see Figure 11.14 b).

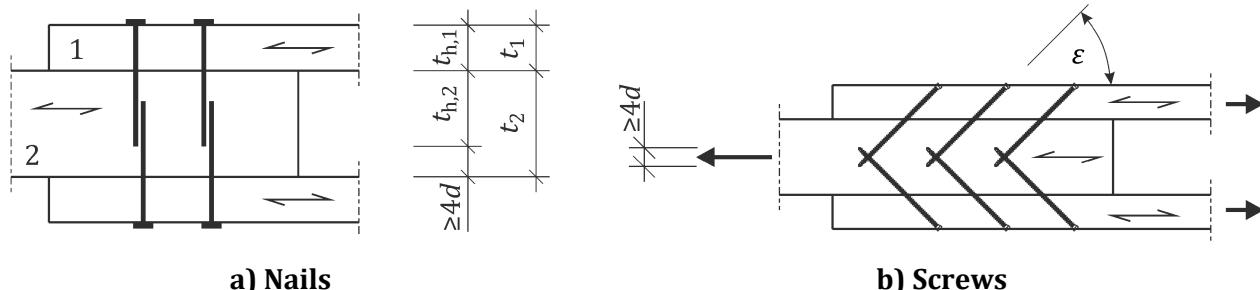


Figure 11.14 — Overlapping of dowel-type fasteners

11.3.8.3 Alternating connection forces

(1) The effect on connection strength of instantaneous, short-term and or medium-term actions alternating between a design tensile force $F_{t,Ed}$ and a design compressive force $F_{c,Ed}$ should be taken into account by designing the connection for absolute values of $(F_{t,Ed} + 0,5F_{c,Ed})$ and $(F_{c,Ed} + 0,5F_{t,Ed})$.

11.3.8.4 Strength parameters determined by testing

(1) When Table 11.1, Table 11.2, Table 11.6 and Table 11.7 do not provide strength values or capacities for the relevant combinations of materials and fasteners, individual strength parameters or capacities shall be determined as specified in relevant standards, e.g.:

- requirements for dowel-type fasteners: EN 14592,
- characteristic withdrawal strength $f_{ax,k}$: Annex M, M.3.8 and EN 1382,
- characteristic head pull-through strength $f_{head,k}$: Annex M, M.5.3 and EN 1383,
- characteristic embedment strength $f_{h,k}$: EN 383,
- characteristic yield moment $M_{y,k}$: EN 409.

11.3.8.5 Execution

(1) Execution rules according to prEN 1995-3 shall be followed to ensure that the axial and lateral resistances determined according to 11.2.2 and 11.2.3 respectively can be relied upon.

(2) If the swelling and shrinkage of the member is restrained e.g. by the steel plates in the connection, the distance perpendicular to grain between the outermost fasteners of a connection should not exceed 400 mm.

11.3.8.6 Slant nailing of fasteners

(1) For slant nailing or screwing, the design tensile capacity $F_{t,Rd}$ of the connection should be calculated by using design resistance $F_{ax,t,d}$ per fastener according to 11.2, provided the conditions in Figure 11.15 are fulfilled.

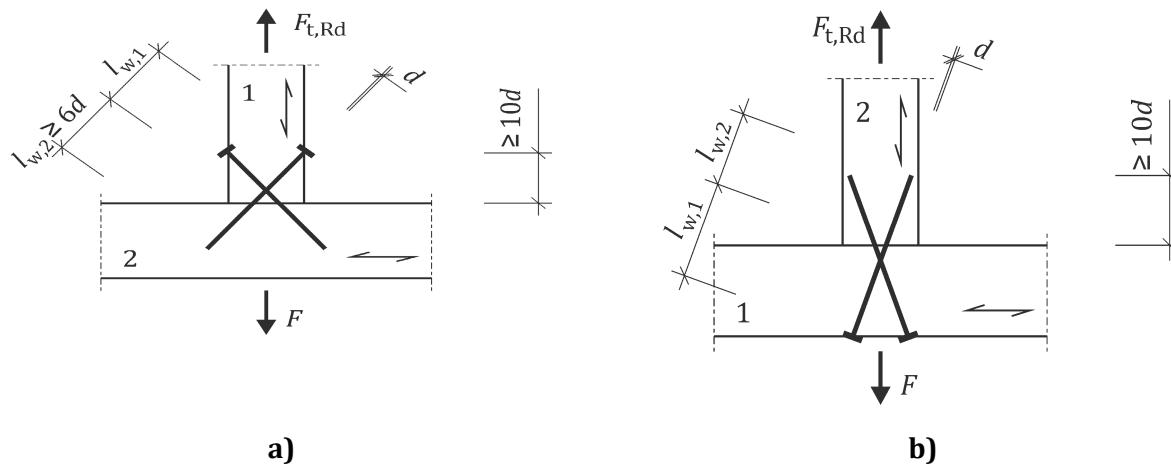


Figure 11.15 — Conditions for slant nailing

11.3.8.7 Eccentricities

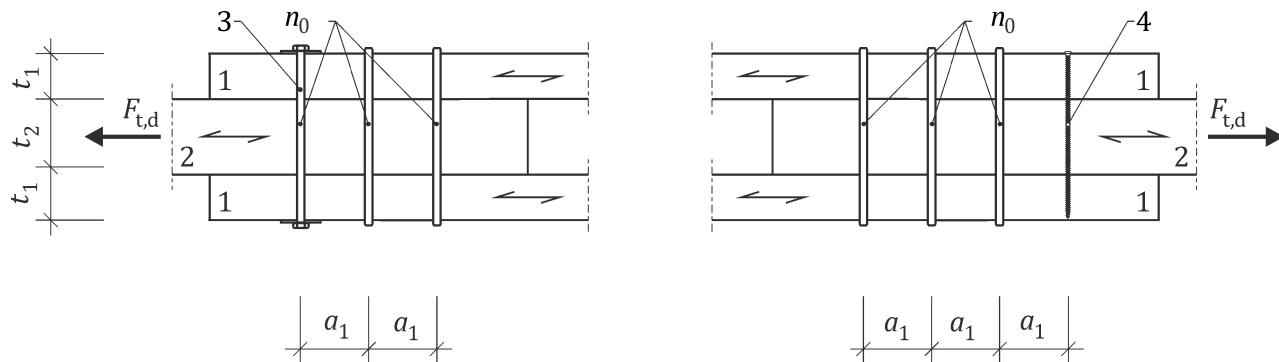
(1) For symmetrical tensile connections with fasteners with axial capacity the moment due to eccentricities in the outer members may be taken into account by reducing the design tensile capacity of the outer members by 1/3.

(2) The simplification given in 11.3.8.7(1) may also be used for symmetrical tensile connections with fasteners without axial capacity if

- fasteners of the first row without axial capacity are replaced by fasteners with axial capacity and equivalent slip modulus, see Figure 11.16 a);

or

- additional fasteners with axial capacity are placed as a first row of fasteners nearest to the end grain of the outer members, see Figure 11.16 b).



a) First fastener with axial capacity

b) Additional fastener with axial capacity

Key

- 1, 2 outer members 1 and inner member 2
- 3 fastener with axial capacity and equivalent slip modulus as other fasteners in that connection
- 4 additional fastener with axial capacity but different slip modulus
- a_1 spacing of dowel-type fasteners parallel to grain
- n_0 number of fasteners parallel to grain

Figure 11.16 — Measures to prevent gap opening between the members

(3) The fasteners providing adequate design axial capacity $F_{ax,t,Rd}$ should be designed for an design axial tensile force $F_{ax,t,Ed}$ taken as follows:

$$F_{ax,t,Ed} = \frac{F_{t,d} t_1}{2n_0 a_1} \quad (11.34)$$

where

- $F_{t,d}$ is the design tensile force transmitted by the connection;
- t_1 is the thickness of the outer timber member;
- n_0 is the number of fasteners in a row parallel to grain transmitting the connection force not including any axial resistant fasteners (if present);
- a_1 is the spacing of dowel-type fasteners parallel to grain, see Figure 11.16.

11.3.9 Minimum thickness of members

(1) The thickness derived from the withdrawl lengths l_w in Table 11.16 should be used as minimum thickness t_{min} of members made of SL, PL, LVL-P and GLVL-P.

Table 11.16 — Minimum thickness t_{min} of members with connections

	Lateral loading	Axial loading
Smooth shank nail	$l_{w,2} \geq 8d$	
Ring shank nail	$l_{w,2} \geq 6d$	
Staple	$l_{w,2} \geq 14d$	
Lag screw	$l_{w,2} \geq 4d + l_g$	$l_{w,2} \geq 12d$
Screw	—	$l_{w,2} \geq 6d$ and $l_{w,1} \geq 6d$ for fully threaded screws

11.3.10 Pre-drilling requirements for dowel-type fasteners

(1) Pre-drilling should be carried out:

- for cement bonded particle board;
- when the diameter $d_1 \geq 6$ mm with $0,6d \leq d_{drill} \leq 0,8d$;
- for lag screws with $d_{drill} = d$ for the unthreaded part and $d_{drill} = 0,7d$ for the threaded part;
- for characteristic densities of SL, PL and CL greater than 500 kg/m^3 and for LVL-P and GLVL-P greater than 600 kg/m^3 ;
- when fasteners are inserted in SL or PL with a moisture content below 8 %.

(2) Pre-drilling may be applied for:

- self-tapping and self-drilling screws with $d_{drill} = d_1$ over a part or over the entire length; for softwood, the pre-drilling diameter should be rounded down to the nearest 0,5 mm; for hardwood, it should be rounded up to the nearest 0,5 mm;
- nails with $d \leq 6$ mm with $0,6d \leq d_{drill} \leq 0,8d$.

(3) ST, PL or LVL-P with nails, staples and screws in the narrow face of species sensitive to splitting, especially Silver fir (*Abies alba*) and Douglas fir (*Pseudotsuga menziesii*) should be pre-drilled when the thickness of the timber members is smaller than the minimum thickness t_{min} as follows:

$$t_{min} = \max \left\{ \frac{14d}{(13d - 30)} \frac{\rho_k}{200} \right\} \quad (11.35)$$

where

- d is diameter of the fastener, in mm;
 ρ_k is the characteristic density, in kg/m^3 .

Formula (11.35) may be replaced by the provisions of 11.3.9(1) provided that the edge distance a_4 as defined in 11.4 and 11.5 is greater than:

- $a_4 \geq 10d$ for $\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$;
- $a_4 \geq 14d$ for $420 \text{ kg/m}^3 \leq \rho_k \leq 600 \text{ kg/m}^3$.

NOTE The National Annex can provide further guidance on species sensitive to splitting.

11.3.11 Dowel-type fasteners in end grain

(1) For ring shank nails and screws in end grain the lateral resistance should be taken as 1/3 of the dowel-effect contribution $F_{D,k}$ according to 11.2.3.2 provided that:

- no predrilling is used;
- there are at least three nails or screws per connection;
- the point side embedment depth is at least $10d$;
- the connection is only assigned to SC 1 or SC 2;
- the prescribed spacings and end and edge distances given in 11.4 are satisfied.

(2) Smooth shank nails in end grain should be considered incapable of transmitting axial load.

NOTE 1 For bonded-in rods see 11.10.

NOTE 2 For split-ring and shear plate connectors, see 11.7.4.

11.4 Spacings, edge distances and end distances

11.4.1 General

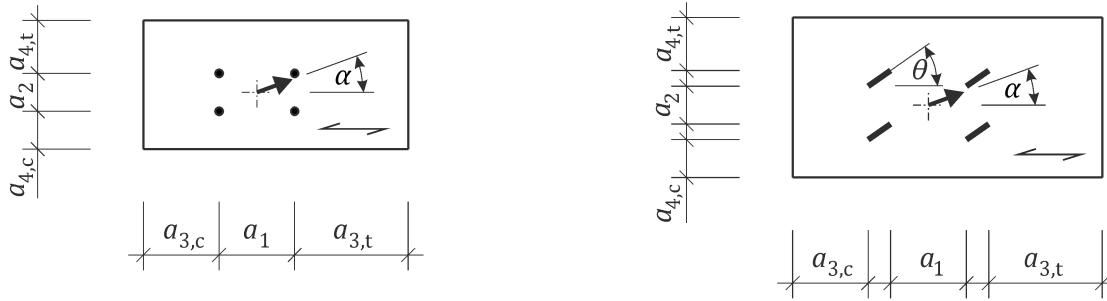
(1) The spacings, edge distances and end distances of axially and laterally-loaded dowel-type fasteners and connectors in all members of a connection should ensure that the assumed load carrying resistance is attained.

NOTE Spacings, edge distances and end distances are defined in Figure 11.17. For layered wood products the grain direction indicated corresponds with the direction of the grain of the outer layer.

(2) The specified spacings, edge distances and end distances should be greater than the minimum values given in 11.4.2, to allow for the geometrical deviations in execution.

NOTE Permitted geometrical deviation are given in prEN 1995-3.

(3) If the spacings, edge distances or end distances are below the minimum values of 11.4.2 adequate measures shall be taken to avoid brittle failure during insertion or due to moisture changes, e.g. reinforcement.

**a) Nails, screws, rods with wood screw thread, dowels and bolts****b) Staples****Key**

- $a_{1/2}$ spacing of dowel-type fasteners parallel/perpendicular to grain
 $a_{3,t/c}$ loaded/unloaded end distance parallel to grain
 $a_{4,t/c}$ loaded/unloaded edge distance perpendicular to grain
 α load to grain angle
 θ staple crown to grain angle

Figure 11.17 — Definition of spacing and distance parameters due a force transmitted by the fasteners in their centre of gravity**11.4.2 Minimum spacings, edge distances and end distances for laterally-loaded fasteners**

(1) For laterally-loaded fasteners that are not staggered, the minimum spacings, edge distances and end distances should be taken as follows:

- Table 11.17 for structural lumber (SL), parallel laminated timber (PL), softboard (SB), wood-fibre-based (WFB) and wood-particle-based (WPB) boards,
- Table 11.18 and Table 11.19 for LVL or GLVL,
- Table 11.20 for cross layered timber (CLT and SWP-C),
- Table 11.21 for gypsum boards.

NOTE For information on groups of materials see Table 5.1.

(2) For laterally-loaded staggered fasteners, the minimum spacings, edge distances and end distances should be taken from 11.4.3.

Table 11.17 — Minimum spacings, edge distances and end distances for laterally-loaded dowel-type fasteners and shear connectors in timber-to-timber connections

SL, PL, SB, WFB, WPB	Spacing / distance	a_1	a_2	$a_{3,t}$	$a_{3,c}$	$a_{4,t}$	$a_{4,c}$
Type	Criteria			(loaded end)	(unloaded end)	(loaded edge)	(unloaded edge)
Not predrilled							
Nails, screws and rods with wood screw thread	$\rho_k \leq 430 \text{ kg/m}^3$	10d	5d	15d	10d	7d	5d
Nails, screws	$\rho_k > 430 \text{ kg/m}^3$ $\rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$	15d	7d	20d	15d	12d	7d
Staples	$\rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$	15d	5d	15d	10d	7d	5d
Predrilled							
Nails, screws and rods with wood screw thread		5d	4d	12d	7d	7d	3d
Dowels		5d	3d	max (7d; 80 mm)	4d	4d	3d
Bolts		5d	4d	max (7d; 80 mm)	4d	4d	3d
Shear connectors		2d _{con}	1,2d _{con}	2,0d _{con}	1,5d _{con}	0,8d _{con}	0,6d _{con}

Table 11.18 — Minimum spacings, edge distances and end distances for laterally-loaded nails and screws with diameter $d \leq 12\text{mm}$ in LVL and GLVL

	Spacing / distance	a_1	a_2	$a_{3,t}$ (loaded end)	$a_{3,c}$ (unloaded end)	$a_{4,t}$ (loaded edge)	$a_{4,c}$ (unloaded edge)
Type	Criteria						
Not predrilled							
LVL and GLVL wide face	$d < 5 \text{ mm}$	10d	5d	15d	10d	7d	5d
	$d \geq 5 \text{ mm}$	12d				10d	
LVL and GLVL narrow face	$d < 5 \text{ mm}$	15d	7d	20d	15d	9d	7d
	$d \geq 5 \text{ mm}$					12d	
LVL-C and GLVL-C wide face	point side penetration length at least 10d ^a	7d	5d	7d	5d	7d	3d
Predrilled							
LVL and GLVL	$d < 5 \text{ mm}$	5d	4d	12d ^b	7d ^c	5d	3d
	$d \geq 5 \text{ mm}$					7d	

^a With pointside penetration less than 10d the rules for LVL and GLVL wide face apply.
^b For LVL-C and GLVL-C wide face and pointside penetration of at least 10d, distance is 7d.
^c For LVL-C and GLVL-C wide face and pointside penetration of at least 10d, distance is 5d.

- Entwurf -**Table 11.19 — Minimum spacings, edge distances and end distances for laterally screws and rods with wood screw thread with diameter $d > 12$ mm and dowels in LVL**

Type	Spacing /distance	a_1	a_2	$a_{3,t}$ (loaded end)	$a_{3,c}$ (unloaded end)	$a_{4,t}$ (loaded edge)	$a_{4,c}$ (unloaded edge)
Predrilled							
Screws and rods with wood screw thread							
LVL-C and GLVL-C wide face	$d > 12$ mm	$4d$	$4d$	max ($4d$, 60 mm)	$4d$	$4d$	$3d$
LVL and GLVL narrow face	$d > 12$ mm	$7d$	$4d$	max ($7d$, 105 mm)	$7d$	$4d$	$3d$
Dowels							
LVL and GLVL wide face	$6 \leq d \leq 30$ mm	$4d$	$3d$	max ($4d$, 60 mm)	$4d$	$4d$	$3d$
LVL and GLVL narrow face	$6 \leq d \leq 30$ mm	$7d$	$3d$	max ($7d$, 105 mm)	max ($7d$, 60mm)	$4d$	$3d$

Table 11.20 — Minimum spacings, edge distances and end distances for fasteners in CLT and SWP-C

Type	Criteria	a_1	a_2	$a_{3,t}$ (loaded end)	$a_{3,c}$ (unloaded end)	$a_{4,t}$ (loaded edge)	$a_{4,c}$ (unloaded edge)
Nails and staple legs	Wide face	$5d$	$3d$	$10d$	$6d$	$7d$	$3d$
	Narrow face	$10d$	$3d$	$12d$	$7d$	$5d$	$5d$
Staples	Wide face	$15d$	$5d$	$15d$	$10d$	$7d$	$5d$
Bolts	Wide face	$5d$	$4d$	$5d$	$4d$	$3d$	$3d$
Dowels	Wide face	$5d$	$3d$	$5d$	$4d$	$3d$	$3d$
Screws and rods with wood screw thread	Wide face	$4d$	$2,5d$	$6d$	$6d$	$6d$	$2,5d$
	Narrow face	$10d$	$3d$	$12d$	$7d$	$5d$	$5d$

Table 11.21 — Minimum edge distances for staples, nails and screws (not predrilled) in gypsum boards

Type	Criteria	Edge distance	
		$a_{4,t}$ (loaded edge)	$a_{4,c}$ (unloaded edge)
Gypsum plasterboards	$t \geq 10d$	$10d$	$7d$
Gypsum fibreboards	$t \geq 10d$	$7d$	$5d$

(3) For nailed steel-to-timber (SL, PL, CL, SB, WFB, WPB, LVL and GLVL) connections the minimum edge and end distances given in Table 11.17 to Table 11.19 may be multiplied by a factor of 0,7.

(4) Minimum staple spacings, edge distances and end distances should be taken from Table 11.17 and Figure 11.17 b), where θ is the angle between the staple crown and the grain direction. The spacings, edge distances and end distances apply between the legs of adjacent staples, see Figure 11.17 b).

(5) For staples in panel-to-timber connections, the unloaded edge distance according to Table 11.17 may be reduced for the panel edge to $a_{4,c} = 4d$ for $\theta < 30^\circ$ and to $a_{4,c} = 3d$ for $\theta \geq 30^\circ$ (see Figure 11.17).

(6) With the exception of softboard-to-timber connections, the minimum nail spacings for all nailed timber panel-to-timber connections should be taken from Table 11.17 multiplied by a factor of 0,85.

(7) Minimum edge and end distances for laterally-loaded staple legs, nails and screws in wood based panels (softboards excluded) should be taken as 7d for a loaded edge $a_{4,t}$ (or end $a_{3,t}$) and 3d for an unloaded edge $a_{4,c}$ (or end $a_{3,c}$).

(8) Minimum spacing, edge distances and end distances of nails in soft board members should be taken as 15d, except for the spacing parallel to grain of member 2 where $a_1 = 25d$.

11.4.3 Minimum spacings of staggered laterally-loaded dowel-type fasteners

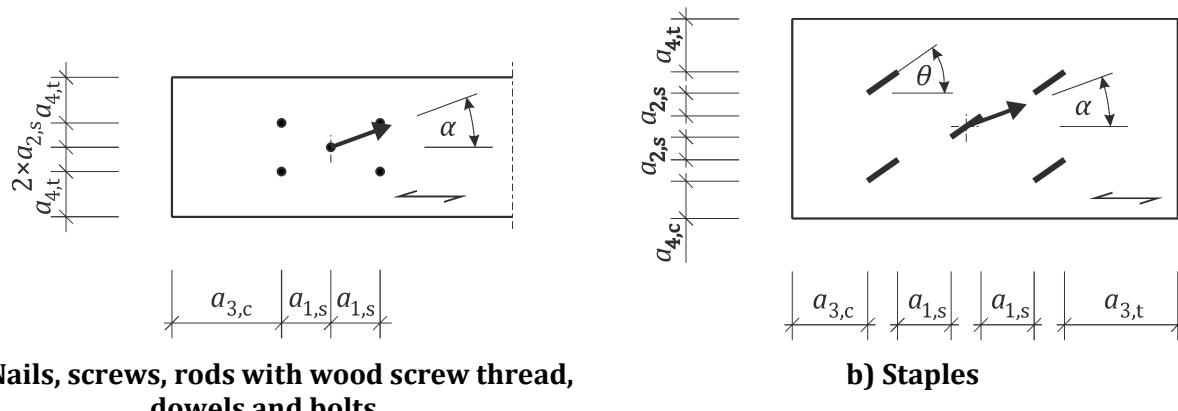


Figure 11.18 — Minimum spacings of staggered fasteners due a force transmitted by the fasteners in their centre of gravity

(1) When laterally-loaded fasteners and shear connectors are staggered, the minimum spacing parallel to grain a_1 and perpendicular to grain a_2 may be taken as follows:

$$\left(\frac{a_{1s}}{a_1}\right)^2 + \frac{a_{2s}}{a_2} \geq 1 \quad (11.36)$$

with

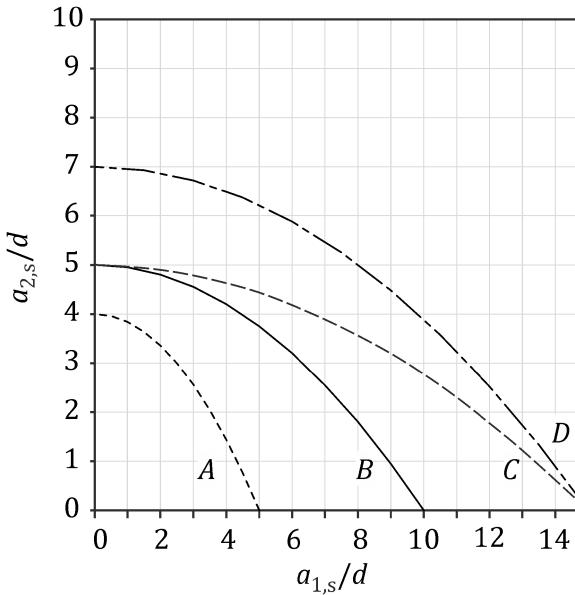
$$a_{1s}/a_1 \leq 1 \text{ and } a_{2s}/a_2 \leq 1 \quad (11.37)$$

where

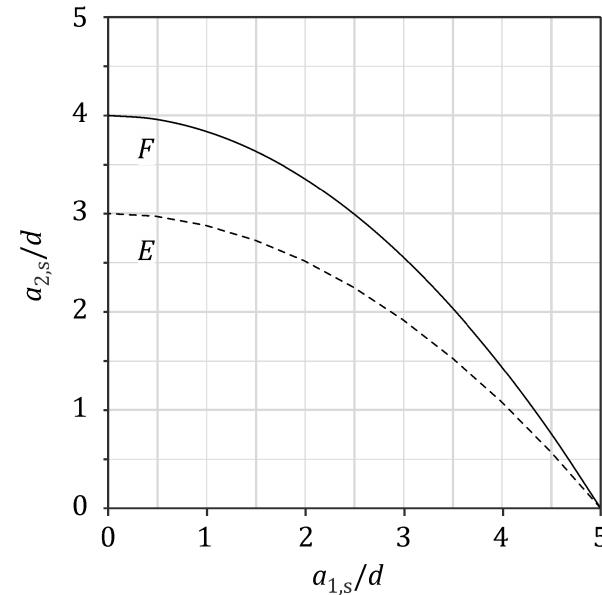
a_{1s}, a_{2s} are the minimum spacings of staggered dowel-type fasteners parallel and perpendicular to grain, respectively, see Figure 11.18;

a_1, a_2 are the minimum spacings of dowel-type fasteners parallel and perpendicular to grain, respectively, taken from Table 11.17 to Table 11.19.

NOTE A graphical representation of the minimum spacing combinations of a_{1s} and a_{2s} is given by the curves in Figure 11.19 for nails/screws, rods with wood screw thread, staples and bolts.



a) Nails, screws and staples



b) Dowels and bolts

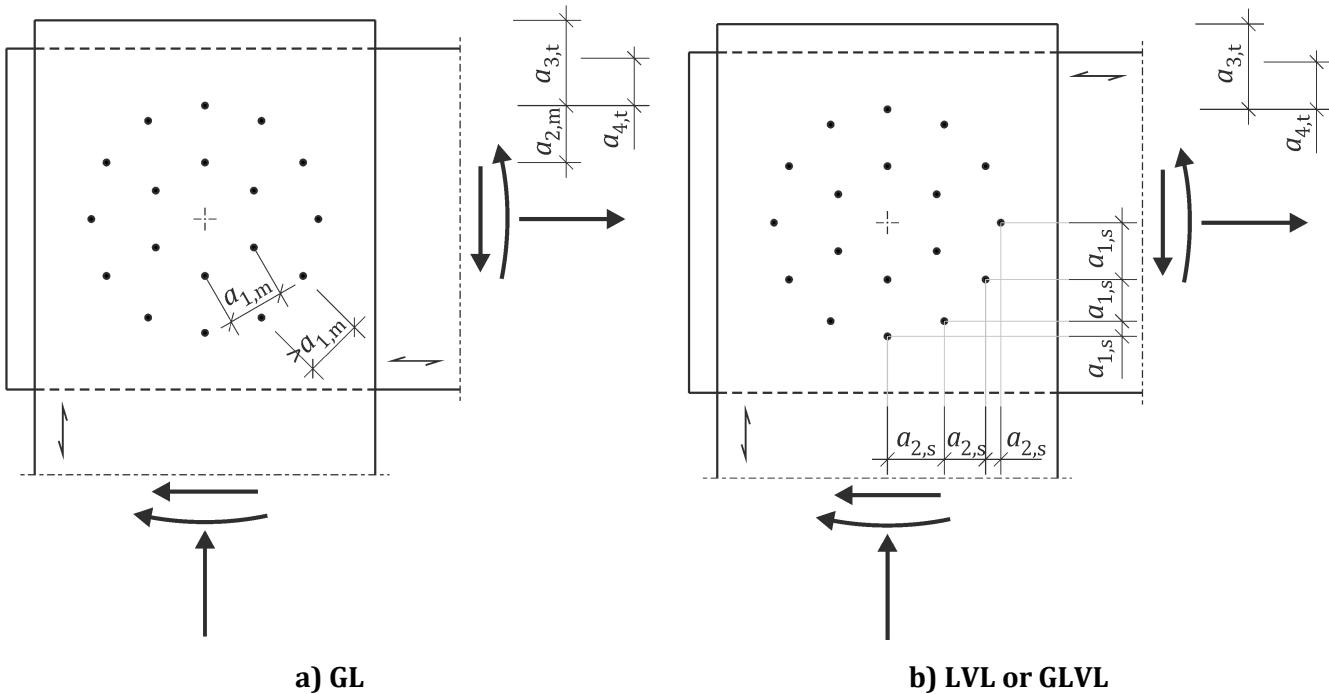
Key

- A nails, screws and rods with wood screw thread inserted in predrilled holes
- B nails, screws and rods with wood screw thread in timber with density $\rho_k \leq 430 \text{ kg/m}^3$
- C staples: the spacing between the legs of adjacent staples
- D nails, screws rods with wood screw thread and between the legs of adjacent staples in timber connections with density $430 \text{ kg/m}^3 < \rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$
- E dowels
- F bolts

Figure 11.19 — Minimum spacings for staggered fasteners based on Table 11.12

(2) Minimum spacings, edge distances and end distances for laterally-loaded fasteners in moment connections e.g. as shown in Figure 11.20 a), may be derived using 11.4.3(1). For moment connections with two shear planes in LVL or GLVL, see Figure 11.20 b), the values may be taken from Table 11.23 provided the fasteners are arranged in a circle.

(3) The procedure provided in 11.4.3(1) may be applied to any material using the minimum spacing requirements given in 11.4.2.



Key

- | | |
|-----------|--|
| $a_{1,m}$ | spacing on circle |
| $a_{2,m}$ | spacing between circles |
| $a_{3,t}$ | minimum loaded end distance |
| $a_{4,t}$ | minimum loaded edge distance |
| $a_{1,s}$ | staggered spacing parallel to grain |
| $a_{2,s}$ | staggered spacing perpendicular to grain |

Figure 11.20 — Examples of staggered fasteners in a moment connection without necessary reinforcements

Table 11.23 — Spacings, edge distances and end distances for moment connections in LVL or GLVL

Spacing / distance	a_{1,m} (spacing on circle)	a_{2,m} (spacing between circles)	a_{3,t} (minimum loaded end distance)	a_{4,t} (minimum loaded edge distance)
Type				
LVL-P and GLVL-P wide face	$6d$	$5d$	$6d$	$4d$
LVL-C and GLVL-C wide face	$4d$	$4d$	$4d$	$4d$
Side member LVL-C and GLVL-C wide face Middle member LVL-P and GLVL-P wide face or LVL-C and GLVL-C wide face	$5d$	$5d$	$6d$ in middle member $4d$ in side member	$4d$ in middle member $3d$ in side member

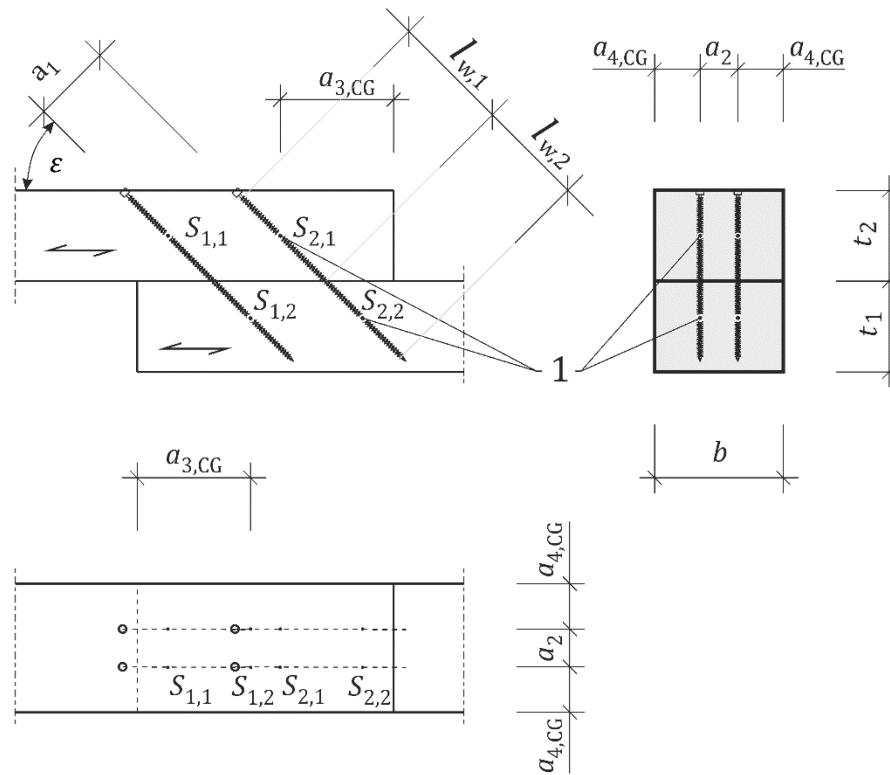
11.4.4 Minimum spacings, edge distances and end distances for axially-loaded and inclined fasteners

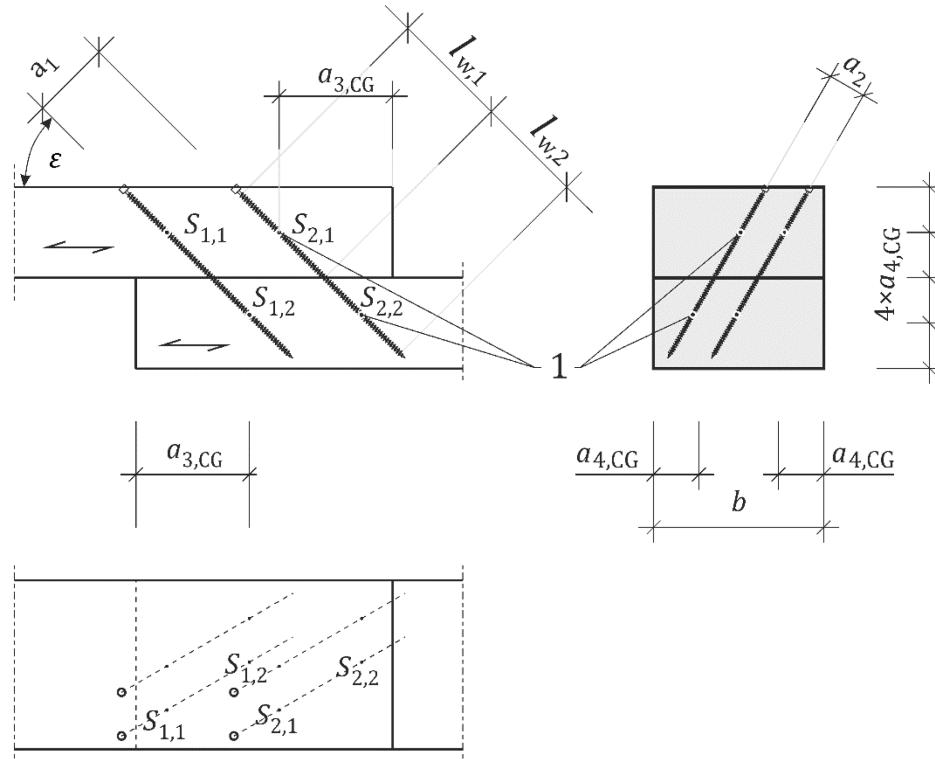
(1) The minimum spacings, edge distances and end distances for axially-loaded and inclined screws in SL, PL and CL, LVL and GLVL given in Table 11.24 and defined in Figure 11.21 should be used.

Table 11.24 — Minimum spacings, edge distances and end distances for axially-loaded and inclined screws

	Spacing in a plane parallel to grain a_1	Spacing perpendicular to grain a_2	End spacing of the centre of gravity of the threaded part of the screw $a_{3,CG}$	Edge distance of the centre of gravity of the threaded part of the screw $a_{4,CG}$
Not predrilled $d_1 \leq 6$ mm				
SL, PL, CL, SB, WFB, WPB LVL and GLVL wide face and	$7d$		$10d$	
LVL-C and GLVL-C narrow face	$10d$	$5d$	$12d$	$4d$
Predrilled $d_1 > 6$ mm				
ST and PL ^a	$5d$	$2,5d$	$10d$	$2d$
Predrilled				
LVL and GLVL edge and wide face	$7d$	$5d$	$10d$	$4d$

^a Not more than four screws within an area of $25d^2$ measured at the centre of gravity of the screws.

**a) Inclined in grain direction**

**b) Inclined in two directions****Key**

- 1 points at the centre of gravity of the inclined screws
- a_1 spacing of dowel-type fasteners parallel to grain
- a_2 spacing of dowel-type fasteners perpendicular to grain
- $a_{3,CG}$ end spacing of the centre of gravity of the threaded part of the screw in the member
- $a_{4,CG}$ edge distance of the centre of gravity of the threaded part of the screw in the member
- b member width
- t_1, t_2 thicknesses of members 1 and 2
- $S_{i,j}$ centre of gravity of screw i in member j

Figure 11.21 — Spacings, edge distances and end distances for axially-loaded inclined screws**11.4.5 Maximum spacings, edge distances and end distances for laterally-loaded staples, nails and screws**

(1) For nailed timber-to-timber connections, the maximum spacing should not exceed $40d$ parallel to grain and $20d$ perpendicular to grain.

(2) For nailed panel-to-timber connections the largest distance should not exceed $40d$ in any direction. This should apply also to the connection between loadbearing flanges (sheathing) to central webs (studs) of wall diaphragms. If panels are only intended to be used for stiffening purposes of a single member, then a maximum spacing of $80d$ may be used.

(3) For gypsum plasterboard-to-timber connections with load-carrying nails, spacing between fasteners should not exceed the smaller of $60d$ and 150 mm. This should be applied also to the connection of loadbearing flanges (sheathing) to central webs (studs) of wall diaphragms (panels). If the wood-based or gypsum-based panels are solely used for stiffening purposes of a single member, then a distance of up to $80d$ may be used.

- Entwurf -

(4) Measures shall be taken in order to prevent spalling at the bottom edge of PLY, OSB, WFB, WPB and GYB.

11.5 Brittle failure modes of connections with dowel-type fasteners laterally loaded parallel to grain

11.5.1 General

(1) If multiple fasteners are used in steel-to-timber and timber-to-timber connections, brittle failure caused by splitting, row shear, block shear, plug shear, and net tensile failure shall be considered, see Figure 11.23.

NOTE Ductile behaviour is preferred in timber structures. Ductility of a connection can be achieved by yielding of the fasteners.

(3) 11.5 should be applied to structural lumber (SL), parallel laminated timber (PL) and LVL and GLVL, see Table 5.1.

NOTE 1 For the basic geometry of a generic connection, see Figure 11.24.

NOTE 2 Splitting is considered by the number of effective fasteners n_{ef} in accordance with 11.3.4.

NOTE 3 When applied to CLT, 11.5 gives conservative results.

(4) For closely spaced fasteners in connections, brittle failure modes caused by row shear, block shear (plug shear) and net section failure should be determined in accordance with 11.5.3 provided the built-up connection is symmetrical (where outer and inner members are symmetrical in thickness).

(5) For unsymmetrical connections, the models given in 11.5 should be used, provided the actual load distribution among timber members and are adequately considered.

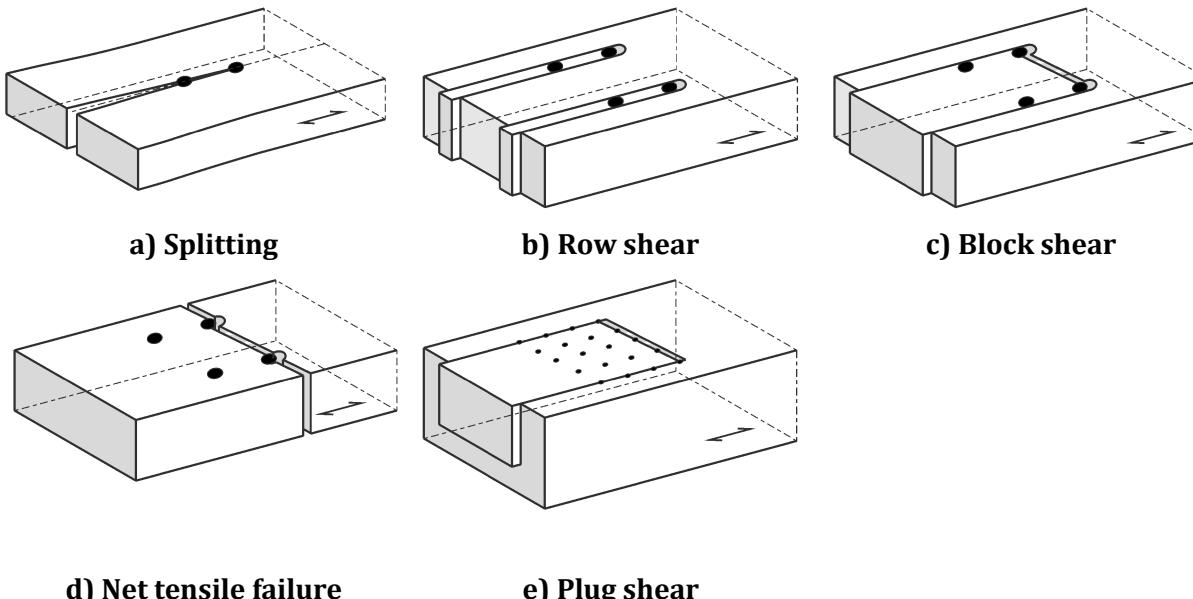
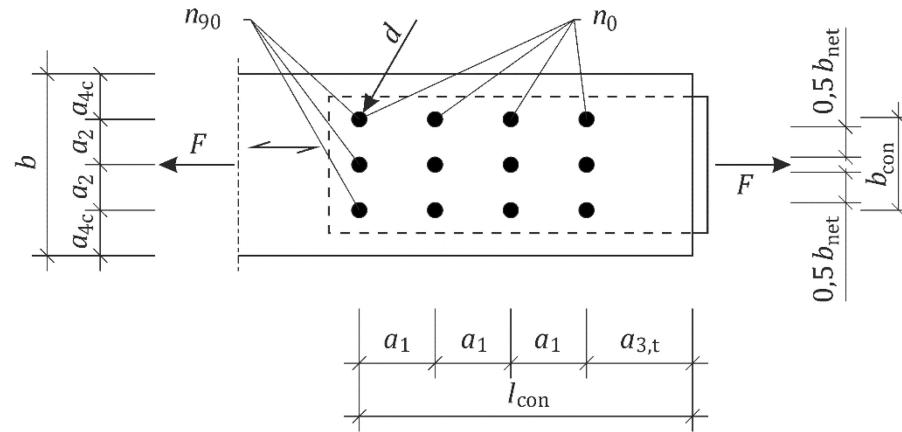


Figure 11.22 — Examples of brittle failure modes

**Key**

a_1	spacing of dowel-type fasteners parallel to grain
a_2	spacing of dowel-type fasteners perpendicular to grain
$a_{4,c}$	unloaded edge distance perpendicular to grain
b	member width
n_0	number of fasteners parallel to grain
n_{90}	number of fasteners perpendicular to grain
b_{net}	net width between the fasteners
b_{con}	width of the connection
l_{con}	length parallel to grain of the connection

Figure 11.23 — Basic geometry of a generic multiple fastener connection with four fasteners ($n_0 = 4$) in a line parallel and three ($n_{90} = 3$) in a line perpendicular to grain direction

11.5.2 Simplification

- (1) Brittle failure modes of connections may be neglected provided both:
 - mode (f) in Formula (11.15) governs the design and/or
 - the minimum spacings given in 11.4.2 are met and the spacings a_1 , a_2 and loaded end distance $a_{3,t}$ are increased by the factor k_{br} given in 11.5.2(2) and 11.5.2(3).
- (2) A connection where mode (f) governs Formula (11.15) may be obtained satisfying the minimum embedment depth given in Table 11.5.
- (3) For situations where the fastener shaft penetrates the full timber member thickness the factor k_{br} should be taken as follows:

$$k_{\text{br}} = \max \left\{ \left(1 + k_{\text{rp},2} \right) k_{\text{pos}} \frac{1}{n_0^{0,5} n_{90}^{0,3} d^{-0,2}} \right\} \quad (11.38)$$

with

$$k_{\text{pos}} = \begin{cases} 0,65 & \text{for outer members} \\ 1,10 & \text{for inner members} \end{cases} \quad (11.39)$$

where

- k_{br} is the factor to increase the spacing a_1 , a_2 and loaded end distance $a_{3,t}$;
- $k_{\text{rp},2}$ is the limitation for the rope-effect contribution, given in Table 11.10;

- k_{pos} is the factor related to the timber member position;
 n_0, n_{90} are the number of fasteners in a row parallel to grain and in a row perpendicular to grain, respectively;
 d is the diameter of the fastener, in mm.

(4) When the fastener partially penetrates the timber member thickness, the factor k_{br} should be taken as follows:

$$k_{\text{br}} = \max \left\{ \left(1 + k_{\text{rp},2} \right) n_0^{0,3} n_{90}^{-0,2} d^{-0,4} \right\} \quad (11.40)$$

where

- k_{br} is the factor to increase the spacing a_1, a_2 and loaded end distance $a_{3,t}$;
 $k_{\text{rp},2}$ is the limitation for the rope-effect contribution, given in Table 11.10;
 n_0, n_{90} are the number of fasteners in a row parallel to grain and in a row perpendicular to grain, respectively;
 d is the diameter of the fastener, in mm.

11.5.3 Design brittle failure capacity of the connection

(1) The design brittle failure capacity of a connection comprising several timber members should be obtained as the sum of the capacities of the timber members transferring the load.

(2) The design brittle failure capacity $F_{\text{br,Rd}}$ of a symmetrically built-up multiple shear plane connection $F_{\text{br,Rd}}$ should be taken as follows:

$$F_{\text{br,Rd}} = \min \begin{cases} F_{\text{b},2,d} \left(n_2 + n_1 \frac{t_1}{t_2} \right) & \text{failure of outer timber members} \\ F_{\text{b},1,d} \left(n_2 \frac{t_2}{t_1} + n_1 \right) & \text{failure of inner timber members} \end{cases} \quad (11.41)$$

where

- $F_{\text{b},2,d}$ is the design brittle failure resistance of the outer timber member;
 $F_{\text{b},1,d}$ is the design brittle failure resistance of the inner timber member;
 n_2 is the number of outer timber members;
 n_1 is the number of inner timber members;
 t_2 is the thickness of the outer timber member, see Figure 11.24;
 t_1 is the thickness of the inner timber member, see Figure 11.24.

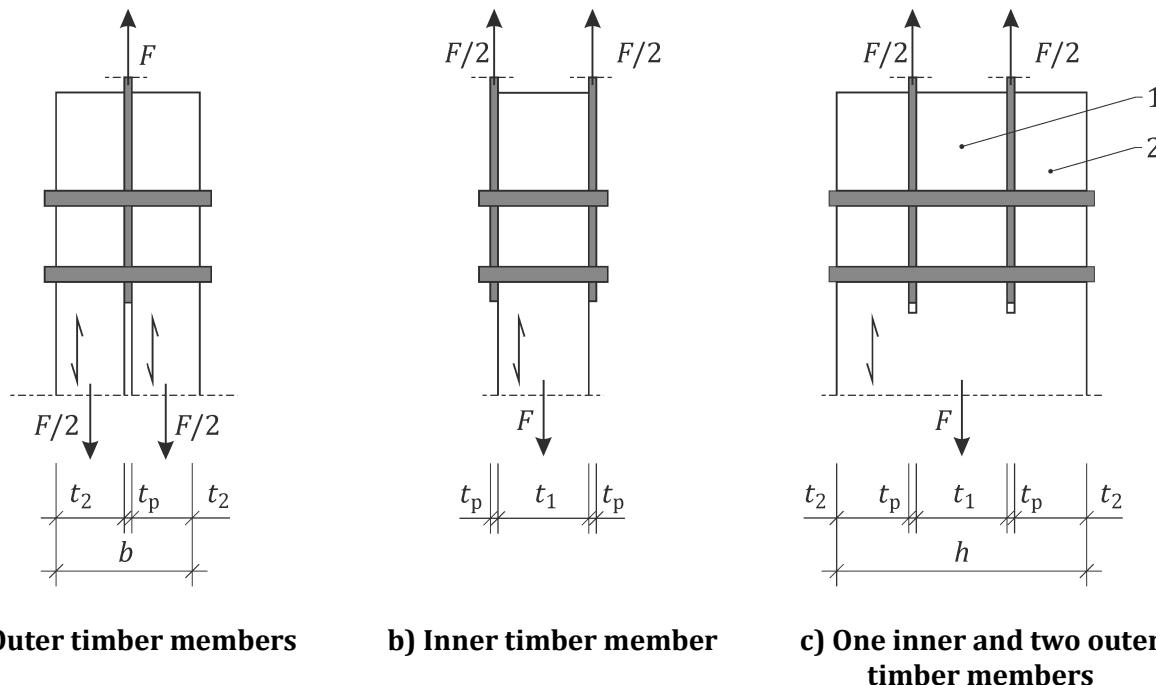


Figure 11.24 — Generic definition of outer and inner timber members 1 = inner member, 2 = outer member

11.5.4 Design capacity of a timber member

(1) For a timber member with a single row of fasteners, the design brittle failure capacity should be determined by the minimum resistance of the following failure modes:

- splitting, considered by the effective number of fasteners in accordance with 11.3.4;
- row shear failure, determined in accordance with 11.5.5;
- net tensile failure, determined in accordance with 11.5.8.

(2) For a timber member with more than one row of fasteners the design brittle failure capacity should be determined by the minimum resistance of the following failure modes additionally to (1) a) – c):

- block shear failure, determined in accordance with 11.5.6, for fully penetrated timber members;
- plug shear failure, determined in accordance with 11.5.7, for partially penetrated timber members;

11.5.5 Row shear capacity

(1) The design row shear capacity of a timber member $F_{rs,Rd}$ should be taken as follows:

$$F_{rs,Rd} = 2n_{90}F_{v,la,d} \quad (11.42)$$

where

n_{90} is the number of fasteners in a row perpendicular to grain;

$F_{v,la,d}$ is the design shear resistance per side shear plane in the timber member according to 11.5.9.1.

11.5.6 Block shear capacity

(1) For situations where the fastener penetrates the full timber member thickness, the design block shear capacity of a timber member $F_{bs,Rd}$, see Figure 11.25, should be taken as follows:

$$F_{bs,Rd} = \max(2F_{v,la,d}; F_{t,d}) \quad (11.43)$$

where

$F_{v,la,d}$ is the design shear resistance per side shear plane in the timber member according to 11.5.9.1;

$F_{t,d}$ is the design tensile resistance parallel to grain of the head tensile plane according to 11.5.8.

(2) For reinforced connections with laterally-loaded dowels and/or bolts according to 11.3.5, Formula (11.43) may be replaced by the following:

$$F_{bs,Rd} = 2F_{v,la,d} + F_{t,d} \quad (11.44)$$

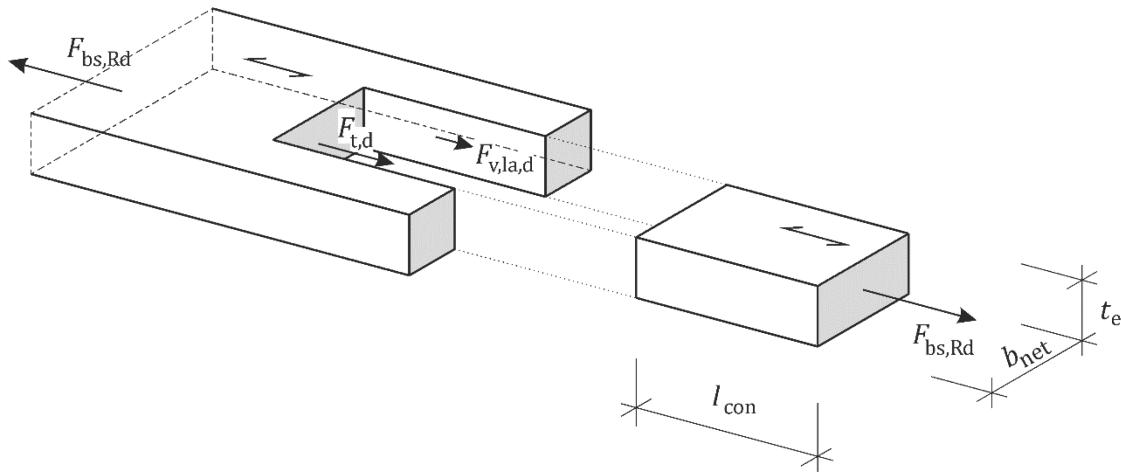


Figure 11.25 — Block shear failure surfaces

11.5.7 Plug shear capacity

(1) If the fasteners partially penetrate the timber member thickness, the design plug shear capacity of a timber member $F_{ps,Rd}$ should be taken as follows:

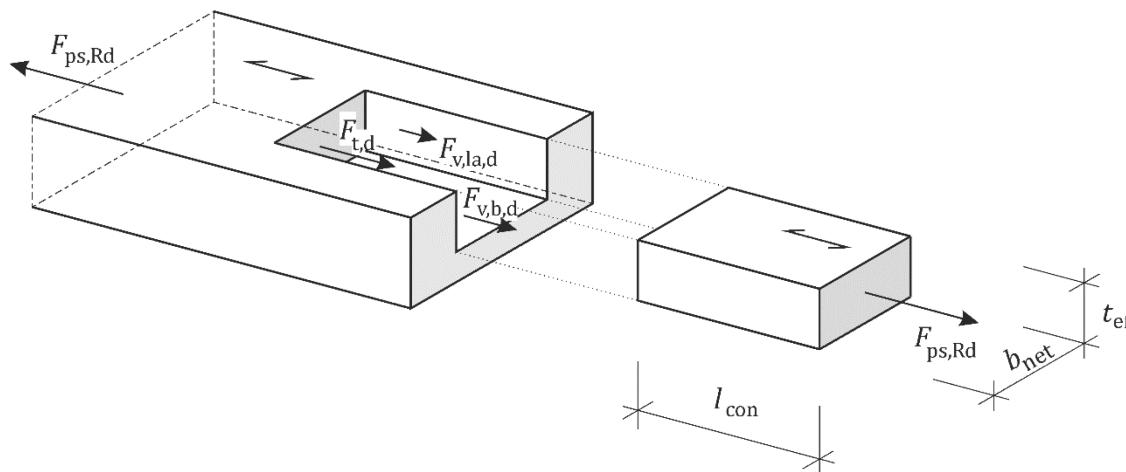
$$F_{ps,Rd} = \max\left\{\frac{2F_{v,la,d}}{F_{t,d} + F_{v,b,d}}\right\} \quad (11.45)$$

where

$F_{v,la,d}$ is the design shear resistance per side shear plane in the timber member according to 11.5.9.1;

$F_{t,d}$ is the design tensile resistance of the head plane in the timber member according to 11.5.9.3;

$F_{v,b,d}$ is the design shear plane resistance of the bottom shear plane in the timber member according to 11.5.9.2.

**Figure 11.26 — Plug shear failure surfaces****11.5.8 Net tensile failure**

(1) The design net tensile failure should be determined according to 8.1.2, taking into account the reduction of the cross-section due to the pre-drilled holes for the fasteners and possible slots for metal plates, see Figure 11.22. The net section should be determined at the section presenting the largest number of fasteners perpendicular to the load direction and considering 7.2.3.

(2) For connections with shear connectors the reduction of the cross-section given in Table 11.25 and Table 11.26 should be used.

11.5.9 Design resistances of the individual failure plane**11.5.9.1 Side shear planes**

(1) The design shear resistance per lateral shear plane $F_{v,la,d}$ should be taken as follows:

$$F_{v,la,d} = k_v t_{ef} l_{con} f_{v,d} \quad (11.46)$$

with

$$k_v = 0,4 + 1,4 \sqrt{\frac{G_{mean}}{E_{0,mean}}} \quad (11.47)$$

$$l_{con} = a_1(n_0 - 1) + a_{3,t} \quad (11.48)$$

where

- k_v is the reduction factor for shear;
- t_{ef} is the effective thickness of the plane, determined in 11.5.10;
- l_{con} is the length parallel to grain of the connection, see Figure 11.23
- $f_{v,d}$ is the design shear strength of timber;
- a_1 is the spacing of dowel-type fasteners parallel to grain;
- n_0 is the number of fasteners in a row parallel to grain;
- $a_{3,t}$ is the loaded end distance parallel to grain;
- G_{mean} is the mean shear modulus of the timber;
- $E_{0,mean}$ is the mean modulus of elasticity of the timber parallel to grain.

11.5.9.2 Bottom shear plane

(1) The design bottom shear plane failure resistance $F_{v,b,d}$ should be taken as follows:

$$F_{v,b,d} = k_v l_{con} b_{net} f_{v,d} \quad (11.49)$$

with

$$b_{net} = (a_2 - d_{hole,max})(n_{90} - 1) \quad (11.50)$$

where

- k_v is the reduction factor for shear, taken from Formula (11.47);
- l_{con} is the length parallel to grain of the connection, see Figure 11.23, taken from Formula (11.48);
- b_{net} is the net width between the fasteners over the whole cross-section, see Figure 11.23;
- $f_{v,d}$ is the design shear strength of timber;
- a_1 is the spacing of dowel-type fasteners parallel to grain;
- n_0 is the number of fasteners in a row parallel to grain, see Figure 11.23;
- n_{90} is the number of fasteners in a row perpendicular to grain, see Figure 11.23;
- $a_{3,t}$ is the loaded end distance parallel to grain;
- a_2 is the spacing of dowel-type fasteners perpendicular to grain;
- $d_{hole,max}$ is the largest of the diameter of the predrilled hole or fastener diameter.

11.5.9.3 Head tensile plane in block shear

(1) The design tensile failure resistance parallel to grain of the head tensile plane $F_{t,d}$ should be taken as follows:

$$F_{t,d} = k_t b_{net} t_{ef} f_{t,0,d} \quad (11.51)$$

With

$$k_t = 0,9 + 1,4 \sqrt{\frac{G_{mean}}{E_{0,mean}}} \quad (11.52)$$

$$b_{net} = (a_2 - d_{hole,max})(n_{90} - 1) \quad (11.53)$$

where

- k_t is the increase factor for tension;
- b_{net} is the net width of area that fails in block shear, consider 7.2.3;
- t_{ef} is the effective thickness of the plane for partially penetrating fasteners determined in 11.5.10 or the embedment depth of fully penetrating fasteners;
- $f_{t,0,d}$ is the design tensile strength of the timber parallel to grain;
- G_{mean} is the mean shear modulus of the timber;
- $E_{0,mean}$ is the mean modulus of elasticity of the timber parallel to grain;

- a_2 is the spacing of dowel-type fasteners perpendicular to grain;
 $d_{\text{hole,max}}$ is the largest of the diameter of the predrilled hole or fastener diameter;
 n_{90} is the number of fasteners in a row perpendicular to grain.

11.5.10 Effective thickness of the failure planes

11.5.10.1 General

- (1) For connections with fully penetrating fasteners,
- the effective thickness of the head tensile plane should be taken as the thickness of the timber member;
 - the effective thickness of side shear planes should be taken as the elastic effective thickness $t_{\text{ef,el}}$ determined in 11.5.10.2.
- (2) The effective thickness of the failure planes for partially penetrated timber members $t_{\text{ef,ps}}$ in plug shear should be taken as follows:

$$t_{\text{ef,ps}} = \min \begin{cases} t_{\text{ef,el}} \\ t_{\text{ef,pl}} \end{cases} \quad (11.54)$$

where

- $t_{\text{ef,el}}$ is the elastic effective thickness, determined in accordance with 11.5.10.2;
 $t_{\text{ef,pl}}$ is the plastic effective thickness, determined in accordance with 11.5.10.3.

11.5.10.2 Elastic effective thickness

- (1) The elastic effective thickness of the failure planes of inner timber members $t_{\text{ef,el}}$ should be taken as follows:

$$t_{\text{ef,el}} = \begin{cases} t_{h,2} & \text{if } \frac{t_{h,2}}{d} \leq 11\alpha_{\text{cl}} \\ \max \left\{ \left(2 - \frac{t_{h,2}}{11d} \right) \alpha_{\text{cl}} t_{h,2}, 0,65 \alpha_{\text{cl}} t_{h,2} \right\} & \text{if } \frac{t_{h,2}}{d} > 11\alpha_{\text{cl}} \end{cases} \quad (11.55)$$

with

- $\alpha_{\text{cl}} = 1$ for steel-to-timber connections where mode (f) governs;
 $\alpha_{\text{cl}} = 0,65$ for timber-to-timber connections and all failure modes excluding mode (f) in steel-to-timber connections.

where

- $t_{h,2}$ is the penetration length of the fastener in the inner timber member, which corresponds to the thickness of the inner timber member;
 d is the diameter of the fastener;
 α_{cl} is the factor related to the clamping condition of the fastener, defined by the yielding mode.

- (2) For multiple inner timber members the effective elastic thickness $t_{\text{ef,el}}$ calculated from Formula (11.55) should be reduced to $0,85t_{\text{ef,el}}$.

(3) The effective elastic thickness of outer timber members $t_{\text{ef},\text{el}}$ should be taken as follows:

$$t_{\text{ef},\text{el}} = \begin{cases} \alpha_{\text{cl}} t_{\text{h},1} & \text{if } \frac{t_{\text{h},1}}{d} \leq 3 \\ \max \left\{ \left(1,17 - \frac{t_{\text{h},1}}{18d} \right) \alpha_{\text{cl}} t_{\text{h},1}, 0,35 \alpha_{\text{cl}} t_{\text{h},1} \right\} & \text{if } \frac{t_{\text{h},1}}{d} > 3 \end{cases} \quad (11.56)$$

with

$\alpha_{\text{cl}} = 1$ for steel-to-timber connections where mode (f) governs;

$\alpha_{\text{cl}} = 0,65$ for timber-to-timber connections and all failure modes excluding mode (f) in steel-to-timber connections.

where

$t_{\text{h},1}$ for fully penetrated members it is the thickness of the outer timber member, for partially penetrated timber members it is the penetration length of the fastener;

d is the diameter of the fastener;

α_{cl} is the factor related to the clamping condition of the fastener, defined by the yielding mode.

11.5.10.3 Plastic effective thickness

(1) The plastic effective thickness $t_{\text{ef},\text{pl}}$ for non-predrilled fasteners should be taken as follows:

$$t_{\text{ef},\text{pl}} = \sqrt{\frac{M_{y,k}}{2df_{h,0,k}}} + \frac{t_h}{2} \quad (11.57)$$

where

$M_{y,k}$ is the characteristic yield moment given in Table 11.7;

$f_{h,0,k}$ is the characteristic embedment strength of the timber;

d is the diameter of the fastener;

t_h is the embedment depth of the fastener.

(2) The plastic effective thickness $t_{\text{ef},\text{pl}}$ for predrilled fasteners should be taken as follows:

$$t_{\text{ef},\text{pl}} = \sqrt{\frac{M_{y,k}}{df_{h,0,k}}} + t_{\text{ef},\text{el},2} \quad (11.58)$$

where

$M_{y,k}$ is the characteristic yield moment given in Table 11.8;

$f_{h,0,k}$ is the characteristic embedment strength of the timber;

d is the diameter of the fastener;

$t_{\text{ef},\text{el},2}$ is the remaining elastic effective thickness.

(3) The remaining elastic effective thickness of the failure planes of inner timber members $t_{\text{ef},\text{el},2}$ should be taken as follows:

$$t_{\text{ef,el},2} = \begin{cases} t_{\text{h,pl}} & \text{if } \frac{t_{\text{h,pl}}}{d} \leq 11 \\ \max \left\{ \left(2 - \frac{t_{\text{h,pl}}}{11d} \right) t_{\text{h,pl}} \quad \text{if } \frac{t_{\text{h,pl}}}{d} > 11 \right. \\ \left. 0,65 t_{\text{h,pl}} \right\} \end{cases} \quad (11.59)$$

with

$$t_{\text{h,pl}} = t_{\text{h}} - \sqrt{\frac{M_{y,k}}{df_{\text{h,0,k}}}} \quad (11.60)$$

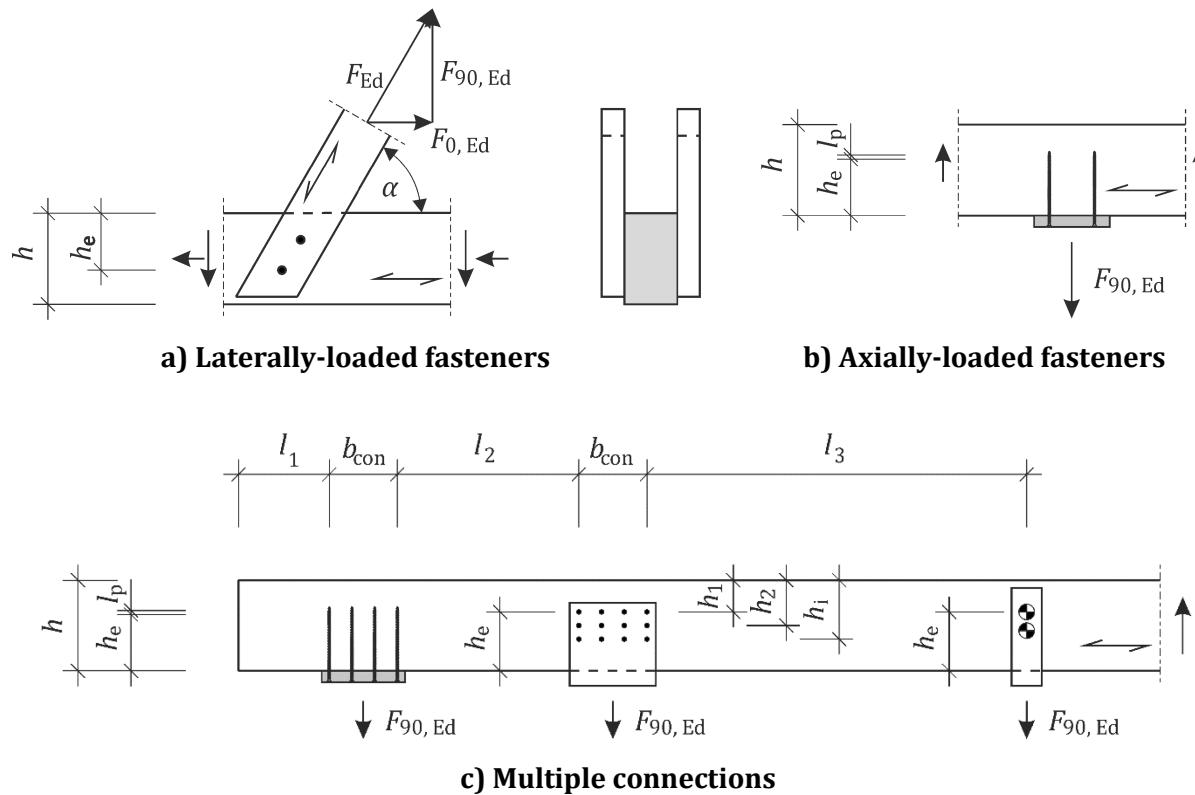
where

- $t_{\text{h,pl}}$ is the plastic penetration length;
- d is the diameter of the fastener;
- t_{h} is the embedment depth of the fastener;
- $M_{y,k}$ is the characteristic yield moment given in Table 11.8;
- $f_{\text{h,0,k}}$ is the characteristic embedment strength of the timber.

11.6 Brittle failure of connections loaded perpendicular to grain

11.6.1 General

- (1) When a force in a connection acts at an angle to the grain, splitting caused by the tensile force or force component, perpendicular to grain, shall be taken into account.

**Key**

l_1	end distance of a group of dowel-type fasteners parallel to grain
l_2	spacing between a group of dowel-type fasteners parallel to grain
l_3	spacing between a group of dowel-type fasteners and shear connectors
b_{con}	width of a connection
h	beam depth
h_e	distance from the loaded edge to the location where the full connection force is transmitted, for axially-loaded fasteners the penetration length without the point
l_p	point length of axially-loaded fasteners
$F_{90,Ed}$	design load perpendicular to grain

Figure 11.27 — Loaded edge distance, end distance and distances between connections

(2) For a connection of any type and with one or multiple fasteners or shear connectors in timber members or products without cross-veneers loaded by the design tensile force component perpendicular to grain $F_{t,90,Ed}$, see Figure 11.27, the following shall be satisfied:

$$F_{t,90,Ed} \leq F_{sp,Rd} \quad (11.61)$$

with

$$F_{t,90,Ed} = F_{t,Ed} \sin \alpha \quad (11.62)$$

where

- $F_{sp,Rd}$ is the design splitting capacity;
- $F_{t,Ed}$ is the design tensile force transmitted by the connection.

Splitting may be disregarded for wide face connections with plywood.

(3) The characteristic splitting capacity of one connection $F_{sp,Rk}$ should be taken as follows:

$$F_{sp,Rk} = \frac{k_{mod}}{\gamma_R} k_{mat} k_G b_{ef} k_{con,0} k_{con,90} \sqrt{\frac{h_e}{(1 - \frac{h_e}{h})}} \quad (11.63)$$

with

$$k_{mat} = \begin{cases} 0,6 & \text{for ST} \\ 0,8 & \text{for PL} \\ 1,0 & \text{for LVL-P and GLVL-P} \end{cases} \quad (11.64)$$

$$k_G = (0,05\rho_k + 2) \quad (11.65)$$

$$b_{ef} = \begin{cases} \min\{6d; b\} & \text{for bonded-in rods} \\ b & \text{for other dowel-type fasteners} \end{cases} \quad (11.66)$$

$$k_{con,0} = \max \left\{ 0,7 + \frac{1}{0,7 + \frac{1,4b_{con}}{h}} \right\} \quad (11.67)$$

$$k_{con,90} = \frac{n_{90}}{\sum_{i=1}^{n_{90}} \left(\frac{h_i}{h} \right)^2} \quad (11.68)$$

where

- k_{mod} as given in Table 5.3;
- γ_R as given in Table 4.4;
- k_{mat} is the reduction factor for different materials;
- k_G is the fracture parameter, in N/mm^{1,5};
- h_e is the distance from the loaded edge to the location where the full connection force is transmitted, for screws the withdrawl length without the point, in mm;
- h is the member depth, in mm;
- b_{con} is the distance between the outermost columns of fasteners within one connection, see Figure 11.27 c), in mm;
- n_{90} is the number of fasteners in a row perpendicular to grain;
- h_i is the distance of the i^{th} row to the unloaded edge of the member, with $h_{i+1} - h_i \leq 0,5h$, see Figure 11.27 c), in mm.
- ρ_k is the density of the timber, in kg/m³;
- b is the member width, in mm;
- d is the diameter of the dowel-type fastener, in mm.

(4) In the case $h_e/h \geq 0,7$ splitting may be neglected.

(5) For multiple connections that govern the design and having the same h_e/h ratio, the splitting capacity per connection determined in 11.6.1(3) should be multiplied with the modification factor $k_{n,1}$ as follows:

$$k_{n,1} = \begin{cases} \sqrt{\frac{1}{n}} & \text{for } 2h \leq a_1 \leq 6h \\ 1 & \text{for } l_2 < h \text{ or } l_2 \geq 8h \end{cases} \quad (11.69)$$

where

- n is the number of connections;
- h is the beam depth;
- l_2 is the distance between the fasteners of the connections, see Figure 11.27 c).

(6) For distances between connections $h \leq l_2 < 2h$ or $6h < l_2 < 8h$ linear interpolation may be used.

(7) For a connection distance to the end face $l_1 < h_e$, see Figure 11.27 the splitting capacity determined with 11.5.1(3) should be reduced by 50 %. For connections with a distance to the end $h_e < l_1 < h$, 11.5.1(3) and 11.5.1(5) should be satisfied as appropriate.

11.6.2 Reinforced connections

(1) The reinforcement of connections in SL, PL, LVL-P and GLVL-P with a tensile force component perpendicular to grain, see Figure 11.28 a), may be designed for a tensile force $F_{t,90,Ed}$ as follows:

$$F_{t,90,Ed} = [1 - 3 \alpha^2 + 2 \alpha^3] F_{90,Ed} \quad (11.70)$$

where

- α is the ratio h_e/h , see Figure 11.27;
- $F_{90,Ed}$ is the design force perpendicular to grain to be transferred by the connection.

(2) Where the effective depth of the reinforcement $h_{e,r} = (l_{r,u} + l_{r,l})\sin\alpha$ is smaller than $0,7h$, measured from the loaded edge of the beam, Formula (11.61) should be satisfied at the tip respectively edge of the reinforcement facing the unloaded edge of the beam, see Figure 11.27.

(3) Where the tensile force $F_{t,90,Ed}$ taken from Formula (11.70) is carried by internal dowel-type reinforcement, only one row of internal dowel-type reinforcement at a distance parallel to grain $a_{3,c}$ from the edge of the connection should be considered, see Figure 11.28.

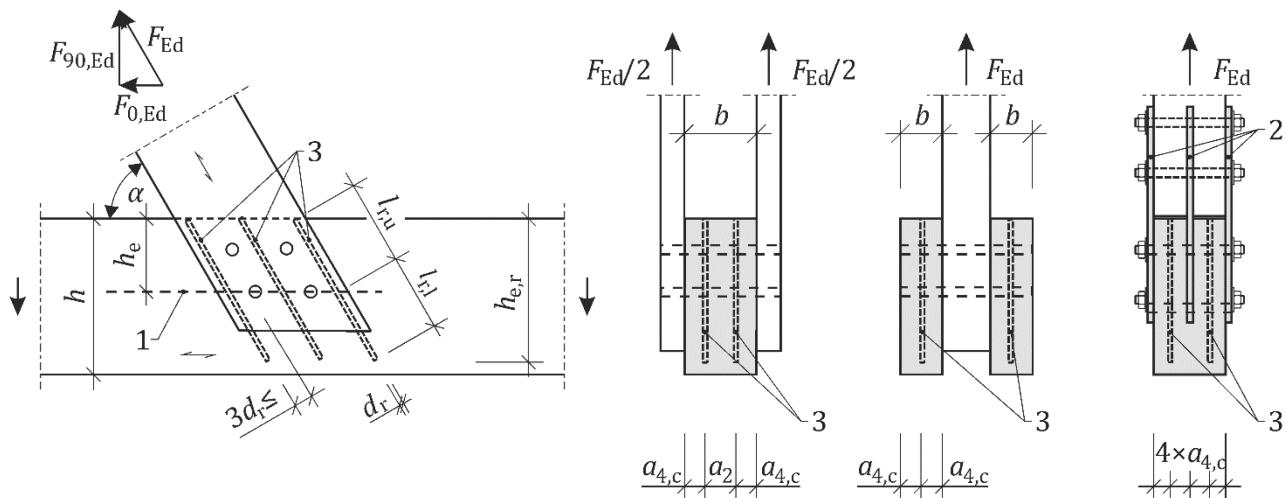
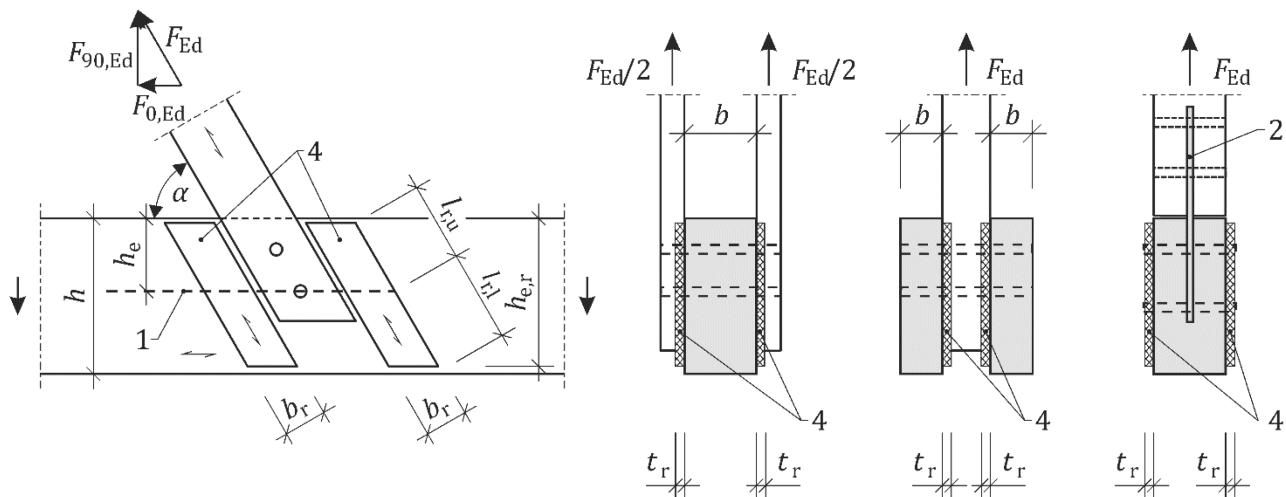
(4) The plane reinforcement, e.g. panels or laminations should be glued to the member according to Figure 10.28 b), with the following limits:

$$0,25 \leq \frac{b_r}{l_r} \leq 0,5 \quad (11.71)$$

where

- b_r is the width of one plane reinforcing element;
- l_r is the reinforcement length, see Figure 11.28 b).

(5) The width b_r applied in Formula (8.51) for the calculation of the design resistance of dowel-type reinforcement, should not exceed the upper limit taken from Formula (11.71). Depending on the type of product and type of application (e.g. screw press bonding), the actual width b_r may exceed the upper limit taken from Formula (11.71) (see prEN 1995-3).

**a) Connection with internal dowel-type reinforcement****b) Connection with external plane reinforcement****Key**

- 1 possible crack line
- 2 steel plate
- 3 internal reinforcement
- 4 external reinforcement

Figure 11.28 — Reinforcement of connections with a tensile force component perpendicular to grain**11.7 Shear connectors****11.7.1 General**

(1) The design of a connection with shear connectors should comprise:

- the determination of the resistance of a fastener given in 11.2;
- the design and layout of the fasteners' position with spacing, edge distances and end distances given in 11.4;
- the connection design given in 11.3.

- (2) The rules given in 11.7 should only be used for SL, PL, CL, LVL and GLVL.
- (3) Secure fixation perpendicular to the connection plane should be ensured.
- (4) The design load-carrying capacities of connections $F_{v,Rd}$ for shear connectors should be taken as follows:

$$F_{v,Rd} = n_{\text{con}} \frac{k_{\text{mod}} F_{v,k}}{\gamma_R} \quad (11.72)$$

where

- $F_{v,k}$ is the characteristic load-carrying resistance per connector;
- n_{con} is the number of shear connector units in a connection, with $n_{\text{con}} \leq 5$ for split-ring and shear plate connectors in end grain;
- γ_R is the partial factor for resistance, see Table 4.4.

11.7.2 Split-ring and shear plate connectors

- (1) For shear connections in timber made with ring connectors of type A or shear plate connectors of type B according to EN 912 and EN 14545, and with a diameter not bigger than 200 mm, the characteristic resistance parallel to grain $F_{v,0,k}$ per shear connector and per shear plane should be taken as follows:

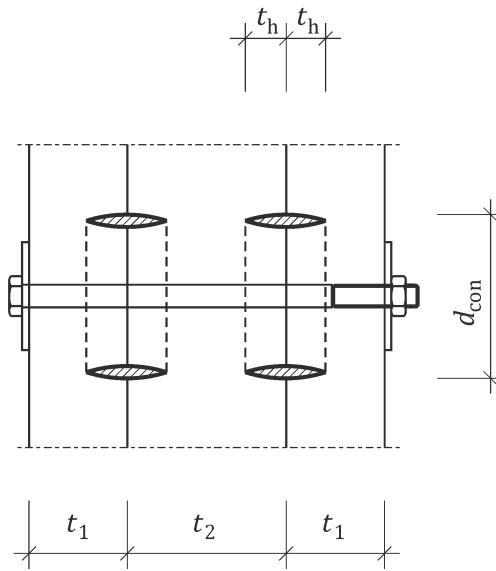
$$F_{v,0,k} = \min \begin{cases} k_1 k_2 k_3 k_4 k_5 (35d_{\text{con}}^{1,5}) & (\text{a}) \\ k_1 k_3 t_h (31,5d_{\text{con}}) & (\text{b}) \end{cases} \quad (11.73)$$

where

- d_{con} is the shear connector diameter, in mm;
- t_h is the embedment depth, see Figure 11.29, in mm;
- k_i are modification factors, with $i = 1$ to 5 defined below.

- (2) For connections with one shear connector per shear plane loaded in an unloaded end situation, the condition (a) in Formula (11.73) should be disregarded.

- (3) The minimum thickness should be $2,25t_h$ for the outer and $3,75t_h$ for the inner timber member, where t_h is the embedment depth, see Figure 11.29.

**Key**

t_h	embedment depth	t_1	thickness of outer member
d_{con}	shear connector diameter	t_2	thickness of inner member

Figure 11.29 — Dimensions for connections with split ring and shear plate connectors(4) The factor k_1 should be taken as follows:

$$k_1 = \min \begin{cases} \frac{1}{t_1} \\ \frac{3t_h}{5t_h} \\ \frac{t_2}{2d_{con}} \end{cases} \quad (11.74)$$

(5) The factor k_2 applies to a loaded end ($-30^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$) and should be taken as follows:

$$k_2 = \min \begin{cases} k_a \\ \frac{a_{3,t}}{2d_{con}} \end{cases} \quad (11.75)$$

with

$$k_a = \begin{cases} 1,25 & \text{for connections with one connector per shear plane} \\ 1,0 & \text{for connections with more than one connector per shear plane} \end{cases} \quad (11.76)$$

where $a_{3,t}$ is the loaded end distance, see Table 11.17.For other values of α , $k_2 = 1,0$.(6) The factor k_3 should be taken as follows:

$$k_3 = \min \begin{cases} 1,75 \\ \frac{\rho_k}{350} \end{cases} \quad (11.77)$$

where ρ_k is the characteristic density of the timber, in kg/m^3 .(7) The factors k_4 and k_5 , which depend on the materials connected, should be taken as follows:

Printed copies are uncontrolled

$$k_4 = \min \begin{cases} 1,0 & \text{for timber-to-timber connections} \\ 1,1 & \text{for steel-to-timber connections} \end{cases} \quad (11.78)$$

$$k_5 = \min \begin{cases} 0,85 & \text{for split-rings or shear plates in the narrow face of LVL-P and GLVL-P} \\ 0,75 & \text{for split-rings or shear plates in the narrow face of LVL-C and GLVL-C (11.79)} \\ 1,0 & \text{for all other cases} \end{cases}$$

(8) For a force at an angle α to the grain, the characteristic load-carrying resistance $F_{v,\alpha,k}$ per shear connector per shear plane should be taken as follows:

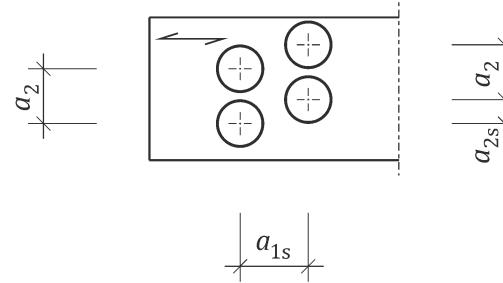
$$F_{v,\alpha,k} = \frac{F_{v,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (11.80)$$

with

$$k_{90} = 1,3 + 0,001d_{\text{con}} \quad (11.81)$$

where d_{con} is the shear connector diameter, in mm.

(9) Minimum spacing and edge and end distances are given in Table 11.17. When the connectors are staggered, see Figure 11.30, the minimum spacings parallel and perpendicular to grain should comply with the expression given in Formula (11.36).



Key

- a_{1s}, a_{2s} staggered spacings of dowel-type fasteners parallel and perpendicular to grain, respectively
 a_2 spacing of dowel-type fasteners perpendicular to grain

Figure 11.30 — Spacing for staggered shear connectors

(10) Shear connectors should be considered as positioned parallel to grain if $a_2 < 0,5a_1$.

(11) The spacing parallel to grain a_1 in accordance with 11.4.2 may be reduced by multiplication with the factor $k_{s,\text{red}}$, with $0,5 \leq k_{s,\text{red}} \leq 1,0$, provided that the load-carrying resistance taken from Formula (11.73) is multiplied by the following factor:

$$k_{r,\text{red}} = 0,2 + 0,8k_{s,\text{red}} \quad (11.82)$$

(12) The cross-section reduction of members with ring connectors of type A or shear plate connectors of type B according to EN 912 and EN 14545, and with a diameter not bigger than 200 mm, given in Table 11.25 should be used.

Table 11.25 — Cross-section reduction for ring and shear connectors

Shear connector type	Diameter [mm]	Cross-section reduction [mm²]	Shear connector type	Diameter [mm]	Cross-section reduction [mm²]
A1 and B1	65	980	A1 and B1	128	2 880
	80	1 200		160	3 600
	95	1 430		190	4 280
A1	126	1 890			

11.7.3 Toothed plate connectors

(1) The characteristic load-carrying capacity of connections in ST and PL using toothed-plate connectors should be taken as the sum of the characteristic load-carrying resistance of the shear connectors themselves and the connecting bolts.

(2) The characteristic load-carrying resistance $F_{v,0,k}$ per toothed-plate connector for connectors of type C according to EN 912 (single-sided: type C2, C4, C7, C9, C11; double sided: type C1, C3, C5, C6, C8, C10) and EN 14545 should be taken as follows:

$$F_{v,0,k} = \begin{cases} 18k_1k_2k_3 d_{\text{con}}^{1,5} & \text{for types C1 to C9} \\ 25k_1k_2k_3 d_{\text{con}}^{1,5} & \text{for types C10 and C11} \end{cases} \quad (11.83)$$

where

k_i are modification factors, with $i = 1$ to 3, defined below.

d_{con} is:

- the toothed-plate connector diameter for types C1, C2, C6, C7, C10 and C11, in mm;
- the toothed-plate connector side length for types C5, C8 and C9, in mm;
- the square root of the product of both side lengths for types C3 and C4, in mm.

(3) The rules in 11.7.2(2) should be applied.

(4) The factor k_1 should be taken from Formula (11.74).

(5) The factor k_2 should be taken as follows:

- For types C1 to C9

$$k_2 = \min \left\{ \frac{1}{a_{3,t}}, \frac{1}{1,5 d_{\text{con}}} \right\} \quad (11.84)$$

with

$$a_{3,t} = \max \left\{ \frac{1,1 d_{\text{con}}}{7d}, \frac{80}{d} \right\} \quad (11.85)$$

- For types C10 to C11

$$k_2 = \min \left\{ \frac{1}{a_{3,t}} \right\}_{2,0 \ d_{\text{con}}} \quad (11.86)$$

with

$$a_{3,t} = \max \begin{cases} 1,5d_{\text{con}} \\ 7d \\ 80 \end{cases} \quad (11.87)$$

where

- d is the bolt diameter, in mm;
 d_{con} is explained in the key for Formula (11.83).

(6) The factor k_3 should be taken as follows:

$$k_3 = \min \left\{ \frac{1,5}{\rho_k} \right\}_{350} \quad (11.88)$$

where ρ_k is the characteristic density of the timber, in kg/m³.

(7) For toothed-plate connector types C1 to C11, minimum spacings and edge and end distances should be taken from Table 11.17.

(8) Where shear connectors of types C1, C2, C6 and C7 with circular shape are staggered, 11.4.2(5) shall be applied.

(9) For bolts used with toothed-plate connectors, 11.2.3 shall be applied.

(10) The cross-section reduction of members with toothed-plate connectors of type C according to EN 912 and EN 14545 given in Table 11.26 should be used.

Table 11.26 — Cross-section reduction due to toothed-plate connectors

Shear connector type	Connector diameter d_{con} [mm]	Cross-section reduction [mm ²]	Shear connector type	Connector diameter d_{con} [mm]	Cross-section reduction [mm ²]
C1 and C2	50	170	C1	140	1240
	62	300		165	1490
	75	420	C3 and C4	73 by 130	1110
	95	670		100 side length	430
	117	1000	C5	130 side length	690
C10	50	460		50	540
	65	590		65	710
	80	750	C11	80	870
	95	900		95	1070
	115	1040		115	1240

11.7.4 Split-ring and shear plate connectors in end grain

(1) Shear connectors according to EN 912 may be applied in end grain of members made of GL and GST provided the moisture content is less than 20 % using:

- split ring dowels of type A1 with diameters $d_{con} \leq 126$ mm;
- toothed shear plate dowels of type C1 with diameters $d_{con} \leq 140$ mm;
- spiked shear plate dowels of type C10.

NOTE The angle between the members, see Figure 11.31 is $90^\circ \leq \varphi \leq 45^\circ$.

(2) The members should be tightened in order to transmit supporting forces with a bolt taken from Table 11.27.

Table 11.27 — Requirements for bolt diameters d in end-grain connections

Shear connector	Type	Connector diameter d_{con} [mm]	Bolt diameter d [mm]
Split-ring	A1	≤ 130	$12 \leq d \leq 24$
Toothed or spiked shear plate	C1	≤ 75	$10 \leq d \leq d_{con,1}$ ^a
		≥ 95	$10 \leq d \leq 30$
	C10		$10 \leq d \leq 30$

^a is the diameter of the centre hole of the shear connector, in mm.

(3) Secure fixation should be ensured by means of bolts using washers as specified in 11.2.2.2 positioned under the head of the bolt and a clamping device positioned at the bolt tip. The clamping device should consist of either a round bar with a cross-hole and internal thread, a corresponding fitting, or a washer and nut.

(4) The width of the beams to be connected should not be less than the minimum values given in Table 11.28. The shear connectors should be inserted centrally into the end-grain face. The minimum edge distances and shear connector spacings given in Table 11.28 should be used.

(5) When the characteristic density of the connected members is at least 350 kg/m^3 using split-ring connectors of type A1, the characteristic load-carrying resistance $F_{v,H,k}$ per connector should be taken as follows:

$$F_{v,H,k} = \frac{k_H}{(1,3+0,001 d_{con})} F_{v,0,k} \quad (11.89)$$

where

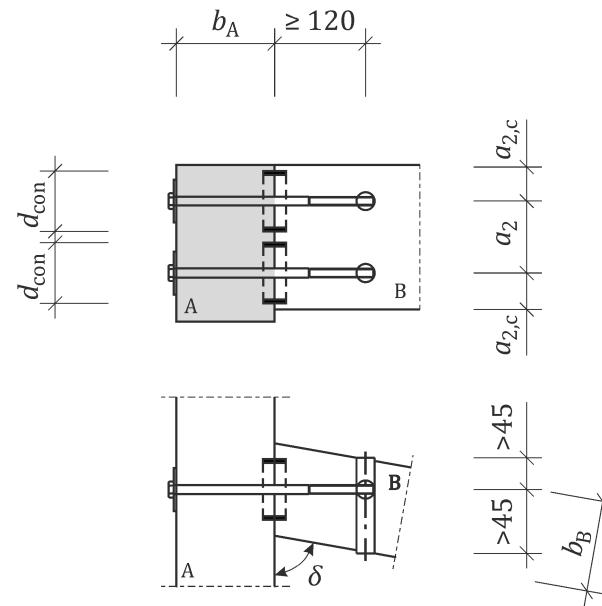
k_H is the factor taking into account the influence of the end-grain wood of the beam to be connected derived as follows:

$k_H = 0,65$ for one or two successively arranged dowels;

$k_H = 0,80$ for three, four or five successively arranged dowels;

$F_{v,0,k}$ is the characteristic load-carrying resistance of the shear connector, according to 11.7;

d_{con} is the shear connector diameter, in mm.

**Figure 11.31 — Design of an end-grain connection with shear connectors**

(6) When the characteristic density of the connected members is at least 350 kg/m^3 and not more than 500 kg/m^3 , using toothed shear plate connectors of Type C1 and spiked shear plate connectors of Type C10, the characteristic load-carrying resistance $F_{v,H,k}$ per connector should be taken as follows:

$$F_{v,H,k} = 14 d_{\text{con}}^{1,5} + 0,8 F_{v,90,k} \quad (11.90)$$

where

$F_{v,90,k}$ is the characteristic load-carrying resistance of the respective bolt or threaded rod calculated using Formula (11.15) with the characteristic embedment strength $f_{h,1,k}$ calculated using Table 11.6 for $\alpha = 90^\circ$, in N;

d_{con} is the shear connector diameter, in mm.

(7) End-grain connections in wood with a characteristic density of less than 350 kg/m^3 shall not be used. For end-grain connections the factor k_3 shall be taken as 1,0.

Table 11.28 — Requirements for end-grain connections with shear connectors

Type	Shear connector diameter d_{con} mm	Min. width of the beam b_{min} mm	Edge distance $a_{3,c}$ mm	Min. spacing a_2 mm
A1	65	110	55	80
	80	130	65	95
	95	150	75	110
	126	200	100	145
C1	50	100	50	55
	62	115	55	70
	75	125	60	90
	95	140	70	110
	117	170	85	130
	140	200	100	155
C10	50	100	50	65
	65	115	60	85
	80	130	65	100
	95	150	75	115
	115	170	85	130

11.8 Punched metal plate fasteners

(1) The design of connections with punched metal plate fasteners shall be done in accordance with Annex H.

11.9 Expanded tube fasteners

NOTE Annex J provides information on the design of expanded tube fasteners.

11.10 Bonded-in rods

11.10.1 General

(1) The properties of the adhesive and its bond to rod and timber shall remain reliable within the designed temperature and moisture content ranges throughout the service life of the structure.

(2) 11.10 specifies the design of bonded-in rods in timber. In the case the rods are used to connect different members or materials (e.g. steel or concrete), the compatibility of the deformation behaviour and models used for the structural analysis should be ensured.

(3) For each application of bonded-in rods, the inspection level (IL) according to EN 1990:2023, Annex B should be as specified by the relevant authority or, where not specified, agreed for a specific project by the relevant parties.

- Entwurf -

(4) The portion of the bonded-in rod embedded in a concrete element should be designed as a post-installed bonded fastener according to EN 1992-4:2018, 7.2.

NOTE 1 More information about timber-concrete-composite design can be found in CEN/TS 19103.

NOTE 2 When a shear force is transmitted by the rod between the timber-concrete interface, local crushing of concrete in front of the fastener can occur in the case of high contact pressures.

(5) The load-carrying capacity of a connection in SC 1 and 2 made with axially-loaded bonded-in rods should be verified for the following failure modes:

- a) tension failure of the rod 11.10.5.1;
- b) compression (buckling) failure of the rod 11.10.5.1(5);
- c) failure of the adhesive in the bondline and its bond to rod and timber 11.10.5.1;
- d) shear failure of the timber adjacent to the bondline 11.10.5.1;
- e) splitting of the timber departing from the bonded-in rods 11.10.7;
- f) timber failure of the member in the surrounding of the bonded-in rod (e.g. net-cross-section, or block-shear failure in a connection with several bonded-in rods) 11.10.5.2 and

for the design and layout of the fasteners' position with spacing, edge and end distances given in 11.10.7.

(6) In the case of combined lateral and axial loading, bonded-in rods shall be verified according to subclause 11.3.6. When applying reduced distances according to clause 11.10.7(2), lateral loading of the rods should be avoided by appropriate detailing.

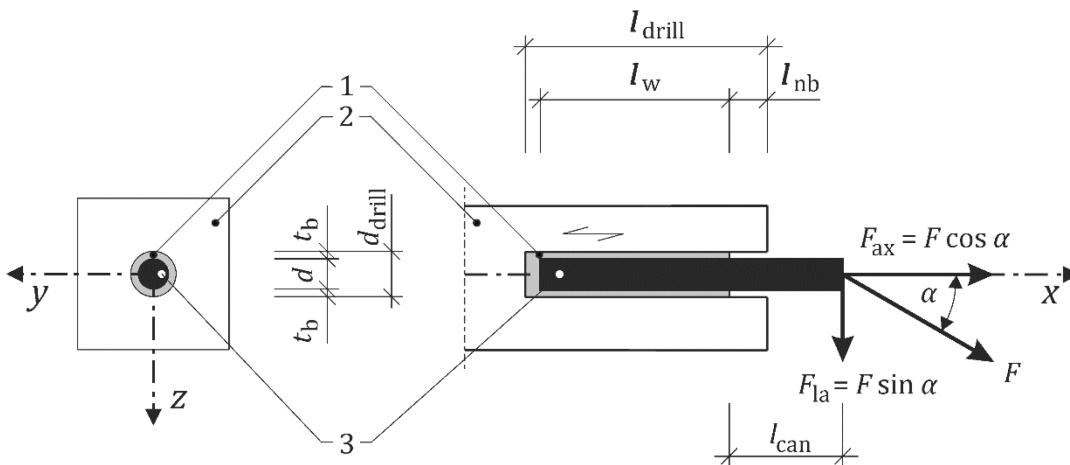
NOTE Ductile behaviour of axially-loaded connections with bonded-in rods is generally achieved if the tensile failure of the rod (failure mode a)), which requires large deformations, occurs before the other possible failure modes in 11.10.1(6).

(7) If a uniform load-distribution between a group of simultaneously acting bonded-in rods is assumed, the individual rods shall be designed to fail in a ductile failure mode, in accordance with 11.10.1(6). Otherwise a non-uniform force distribution between rods should be assumed and a detailed elastic structural analysis should be performed and the connection resistance should be reduced by 10 % for three to four rods and by 20 % for five or more rods. Connections with more than six rods without a uniform load distribution should be avoided.

(8) The slip modulus of bonded-in rods in 11.3.7 shall be applied.

NOTE The possibility of overstrength can be accounted for, see 11.10.5.1(2).

(9) The force transmission between adhesive and the rod should be achieved mechanically; a possible adhesion should not be taken into account.

**Key**

1	adhesive	d_{drill}	drill hole diameter
2	timber	d	diameter of the rod
3	rod	l_{can}	distance between the bond-line and the lateral load
l_{drill}	drill hole length	α	angle between load and rod axis
l_w	withdrawal length	F	force
l_{nb}	not bonded length	F_{la}	lateral force
t_b	bond line thickness	F_{ax}	axial force

Figure 11.32 — An example of a bonded-in rod**11.10.2 Effects of moisture content changes**

(1) The timber should be conditioned close to the final equilibrium moisture content.

NOTE Limits for differences between the moisture content of the individual wood members are given in prEN 1995-3:2024, B.8.1.

(2) For rods inserted perpendicular to grain, the risk of splitting in the timber due to changes of moisture content should be taken into account, see 8.3.2(13) to (16) and Table 5.5.

11.10.3 Material requirements**11.10.3.1 Timber**

(1) The rules given in 11.10 should be used for rods bonded into the following timber materials:

- Glued laminated timber (GL) or glued solid timber (GST);
- Laminated veneer lumber (LVL) and glued laminated veneer lumber (GLVL);
- Cross laminated timber (CLT).

NOTE The application of bonded-in rods can be considered in structural timber if fissures are already developed and the environmental conditions do not change considerably.

11.10.3.2 Adhesive

(1) An adhesive according to EN 17334 should be used.

(2) 11.10.5 should be applied for bonded-in rods with a characteristic withdrawal strength $f_{w,k}$ not smaller than the values according to Table 11.29.

Table 11.29 — Minimum characteristic withdrawal strength of bonded-in rods for softwood and hardwood $f_{w,k}$

	Effective withdrawal length $l_{w,ef}$ of the rod taken from Formula (11.96) in mm		
	$l_{w,ef} \leq 250$	$250 < l_{w,ef} \leq 500$	$500 < l_{w,ef} \leq 1\,000$
$F_{w,k}$ in N/mm ² a	4,0	$5,25 - 0,005 l_{w,ef}$	$3,5 - 0,0015 l_{w,ef}$
^a For applications in which $l_{w,ef}$ is larger than min{40d; 1 000}, the load-carrying capacity determined for $l_{w,ef} = \min\{40d; 1\,000\}$ should be taken.			

11.10.3.3 Rod

(1) Rods should be:

- ribbed rods of reinforcing steel complying with EN 10080;
- metric rods with coarse thread complying with EN ISO 898-1;
- with a diameter of 6 mm up to 30 mm.

(2) Strength classes 4.6 and 5.6 should be used. In softwoods strength class 8.8 should only be used in the case of low ductility requirements. For threaded rods made of stainless steel according to EN ISO 3506-1 property classes 45, 50, 60 should be used. In softwoods strength class 70, 80 and 100 should only be used in the case of low ductility requirements.

11.10.4 Geometric requirements for bonded-in rods

(1) The withdrawal length l_w , see Figure 11.32, should satisfy the following:

$$l_w \geq \max \begin{cases} 0,4d^2 \\ 8d \end{cases} \quad (11.91)$$

where

d is the diameter of the bonded-in rod.

11.10.5 Axial resistance

11.10.5.1 Resistance of the rod

(1) The axial design resistance of the bonded-in rod $F_{ax,d}$ should be taken as follows:

$$F_{ax,d} = \min \begin{cases} F_{t,d} \\ F_{w,d} \end{cases} \quad (11.92)$$

with

$$F_{t,d} = \begin{cases} \min \left[\frac{A_s f_{y,k}}{\gamma_{M0}} ; \frac{0,9 A_s f_{u,k}}{\gamma_{M2}} \right] & \text{for threaded rods} \\ \frac{A_s f_{y,k}}{\gamma_{M1}} & \text{for ribbed rods} \end{cases} \quad (11.93)$$

$$F_{w,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} F_{w,k} \quad (11.94)$$

$$F_{w,k} = \min \left\{ \frac{\pi d l_{w,ef} f_{w,k}}{E_s A_s \varepsilon_{u,tim}} \right\} \quad (11.95)$$

$$l_{w,ef} = \min \left\{ \frac{l_w}{40d} \right\} \quad (11.96)$$

where

- $F_{t,d}$ is the design tensile resistance of the rod;
- $F_{w,d}$ is design withdrawal resistance of the bonded-in rod;
- A_s is the nominal stress area according to EN ISO 898-1 for threaded rods and the nominal cross-sectional area according to EN 10080 for ribbed rods;
- $f_{y,k}$ is the characteristic yield strength of the bonded-in rod, see Table 11.3;
- $f_{u,k}$ is the characteristic ultimate strength of the bonded-in rod, see Table 11.3;
- $F_{w,k}$ is the characteristic withdrawal resistance;
- d is the diameter of the bonded-in rod, in mm;
- l_w is the withdrawal length, in mm;
- $l_{w,ef}$ is the effective withdrawal length;
- $f_{w,k}$ is the characteristic withdrawal strength, defined as $f_{vr,k}$ according to EN 17334;
- γ_{M1}, γ_{M2} and γ_M are partial factors for material properties, see Table 4.4;
- $\varepsilon_{u,tim}$ is the failure strain of the timber parallel to grain.

For softwood timber $\varepsilon_{u,tim} = 2,4 \text{ \%}$.

NOTE A not bonded length $l_{nb} \geq 5d$ reduces the risk of splitting, see Figure 11.32.

(2) To achieve ductility, the ductile failure of the bonded-in rod should occur prior to the brittle failure of the bond-line and any other brittle failure modes in the timber. If ductility is required for design, the following should be satisfied:

$$F_{t,0.95} < F_{w,k} \quad (11.97)$$

with

$$F_{t,0.95} = A_s f_{y,0.95} \quad (11.98)$$

where

- $F_{t,0.95}$ is the 95th-percentile of the tensile resistance of the rod;
- $F_{w,k}$ is the characteristic withdrawal resistance;
- A_s is the nominal stress area according to EN ISO 898-1 for threaded rods and the nominal cross-sectional area according to EN 10080 for ribbed rods;
- $f_{y,0.95}$ defined in Annex M, Table M.12.

(3) For applications where inspection level 1 (IL1) and inspection level 2 (IL2) according to EN 1990:2023, Annex B, is applied, strength properties of the rods may be adopted from European technical product specification without testing. To satisfy the condition in Formula (11.97), Formula (11.99) may be used:

$$\frac{F_{w,d}}{F_{t,d}} \geq 1,5 \quad (11.99)$$

where $F_{w,d}$ is the design withdrawal resistance.

NOTE A proper ductility of the connection can be achieved by guaranteeing a given elongation of the rod and, potentially, a given rotation of the connection. Such requirement can be satisfied by providing a value of stretch length consistent with the deformation demand.

(5) For bonded-in rods in compression, the buckling resistance should be determined according to 11.2.2.5.

11.10.5.2 Capacity of the timber member

(1) When calculating the tensile load-carrying capacity of timber members containing bonded-in rods the net cross-sectional area shall be considered by accounting for the diameters of the pre-drilled holes.

(2) Bonded-in rods should be evenly distributed over the timber cross-section or within a group, maintaining a balanced stiffness between the rods and timber parallel to grain.

NOTE 1 This can be satisfied if the stiffness of the timber member, $E_{0,mean} A_{tim}$ is equal to the stiffness of the bonded-in rods $E_s A_s$.

NOTE 2 Choosing small diameter rods can facilitate the even distribution of rods over the timber cross-section.

(3) The design tensile capacity of the timber member parallel to grain for a single bonded-in rod inserted parallel to grain $F_{t,0,Rd}$ should be calculated from Formula (11.100), where the effective timber area A_{ef} of a given rod is limited to a square of maximum $36d^2$. In the case the spacing between adjacent rods is less than $6d$, the overlapping area of the $36d^2$ squares should be neglected, see Figure 11.34.

$$F_{t,0,Rd} = f_{t,0,d} A_{ef} \quad (11.100)$$

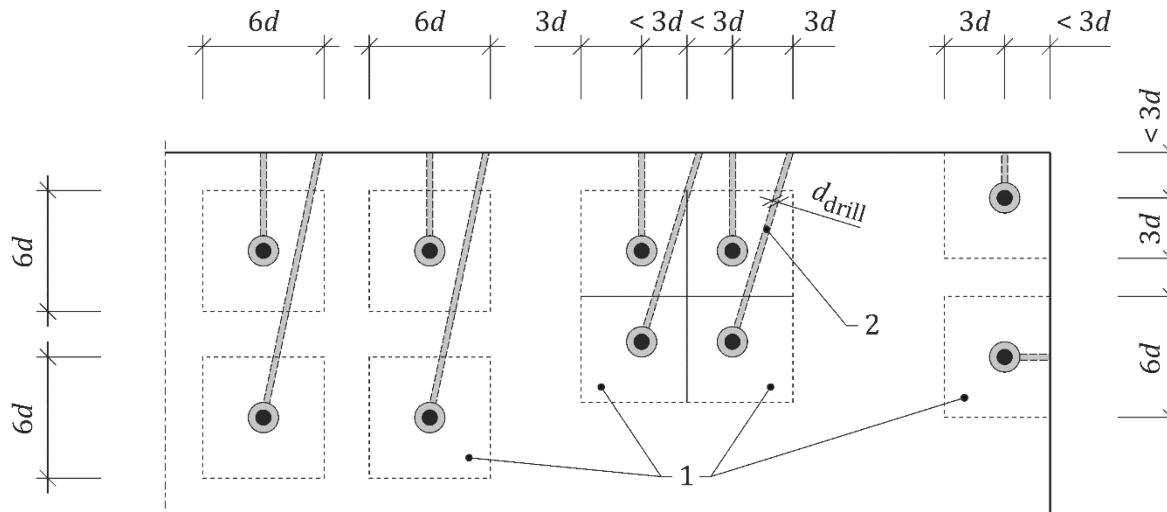
where

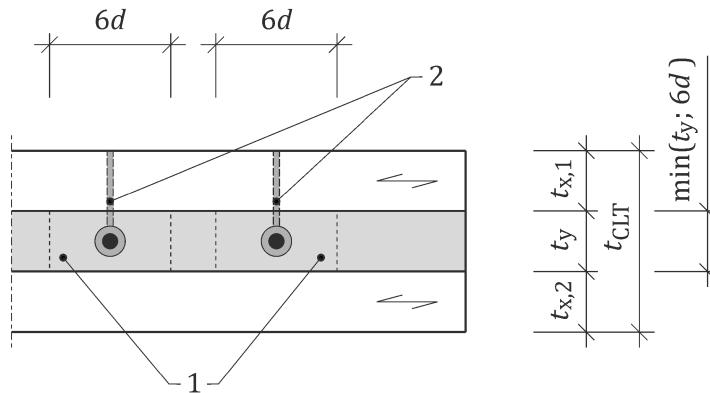
$f_{t,0,d}$ is the design tensile strength of the timber;

A_{ef} is the effective timber area, see Figure 11.33;

d is the diameter of the bonded-in rod.

NOTE For the minimum spacing and distances of bonded-in rods refer to 11.10.7.



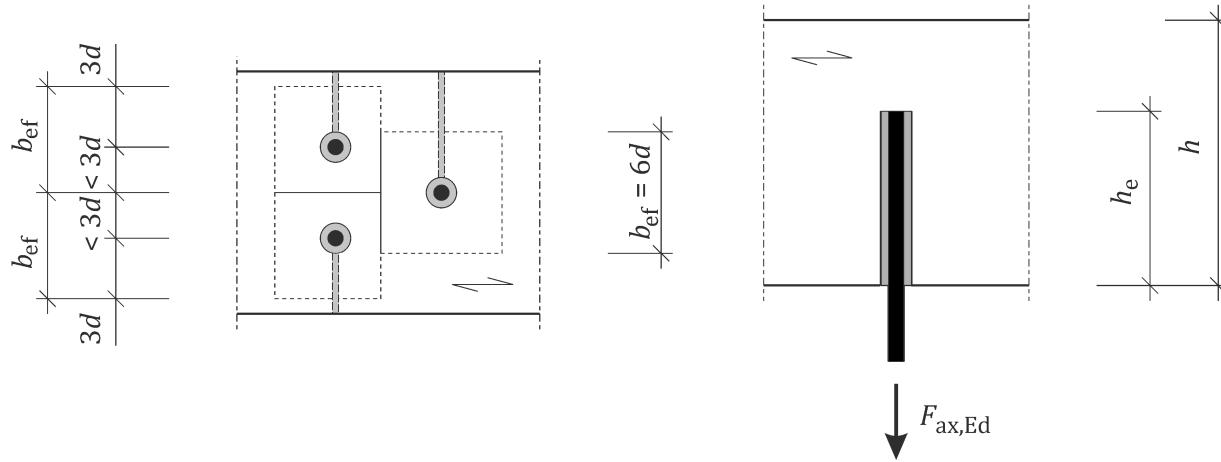
**Key**

- 1 effective timber area A_{ef}
 2 injection channel

Figure 11.33 — Effective timber areas for bonded-in rods parallel to grain

(4) In cross-laminated timber the effective area may not be extended over more than one single lamination, see Figure 11.33.

(5) The design splitting capacity of the timber member for a single bonded-in rod inserted at an angle to the grain should be determined according to 11.6, where h_e is the loaded edge distance to the end of the rod, and b_{ef} is the effective width, with a maximum of $6d$ per rod, see Figure 11.34.

**Figure 11.34 — Effective timber areas for bonded-in rods at an angle to the grain****11.10.6 Lateral resistance**

- (1) For the design of the lateral resistance of bonded-in-rods, the provisions of 11.3.3 shall be applied.
- (2) For laterally-loaded bonded-in rods inserted perpendicular to grain ($\varepsilon = 90^\circ$), the embedment strength according to Table 11.7 should be applied based on the drill diameter.
- (3) For laterally-loaded bonded-in rods inserted parallel to grain ($\varepsilon = 0^\circ$), the embedment strength should be taken as 10 % of the strength given by 11.10.6(2).

(4) For laterally-loaded bonded-in rods inserted at an angle between the rod and the grain, the embedment strength should be determined by linear interpolation between 11.10.6(2) and 11.10.6(3).

(5) For loads acting at a distance $l_{\text{can}} > 0$, see Figure 11.32, the failure modes in Figure 11.35 should be considered and the characteristic value of the dowel-effect contribution $F_{D,k}$ for a bonded-in rod should be taken as follows:

$$F_{D,k} = \min \begin{cases} df_{h,k} \left(\sqrt{(l_h + 2l_{\text{can}})^2 + l_h^2} - l_h - 2l_{\text{can}} \right) & (\text{a}) \\ df_{h,k} \left(\sqrt{l_{\text{can}}^2 + \frac{2M_{y,k}}{df_{h,k}}} - l_{\text{can}} \right) & (\text{b}) \end{cases} \quad (11.101)$$

where

- d is the nominal diameter of the bonded-in rod;
- $f_{h,k}$ is the characteristic embedment strength according to 11.10.6(1) to (3);
- l_{can} is the distance between load and bondline, see Figure 11.35;
- l_h is the embedment depth;
- $M_{y,k}$ is the characteristic yield moment of the rod, see Table 11.8.

NOTE For laterally-loaded rods in timber to timber connections the distance l_{can} can be measured between the bond-line and the assumed point of zero bending moment of the deformed rod. For laterally-loaded rods in steel to timber connections the eccentricity can be measured between the bondline and the middle of the steel member in the case of hinged support or the assumed point of zero bending moment of the deformed rod in the case of a clamped support.

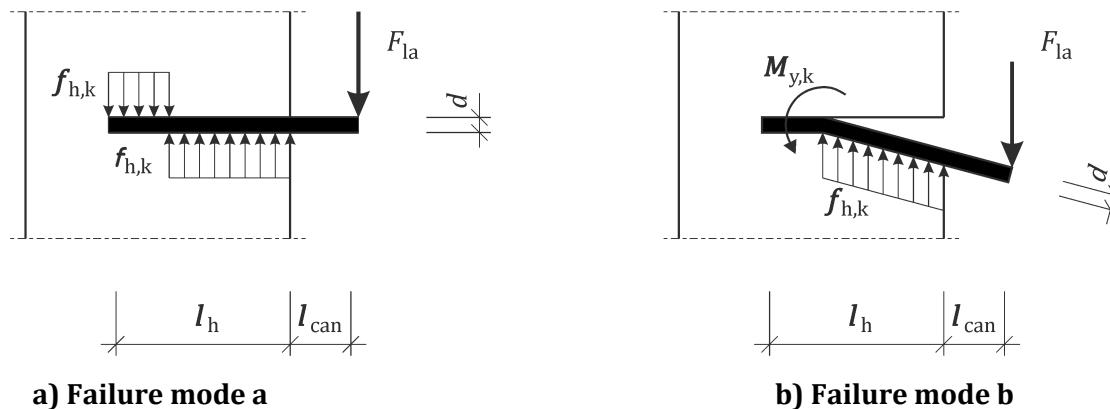


Figure 11.35 — Failure modes (a) and (b) for a bonded-in rod loaded at a distance l_{can} from the bondline

11.10.7 Spacing, edge distances and end distances

(1) For adhesives not exceeding 150 % of the required characteristic withdrawal strength $f_{w,k}$ according to Table 11.29, minimum spacings and edge and end distances should be taken according to Figure 11.36 and Figure 11.37 and Table 11.30.

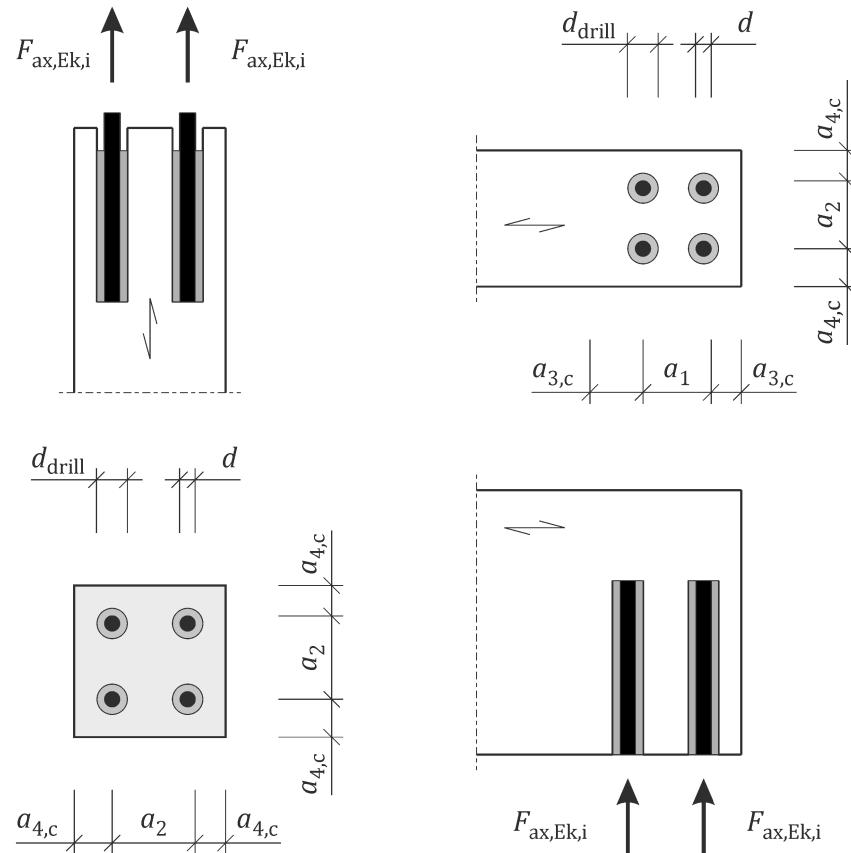
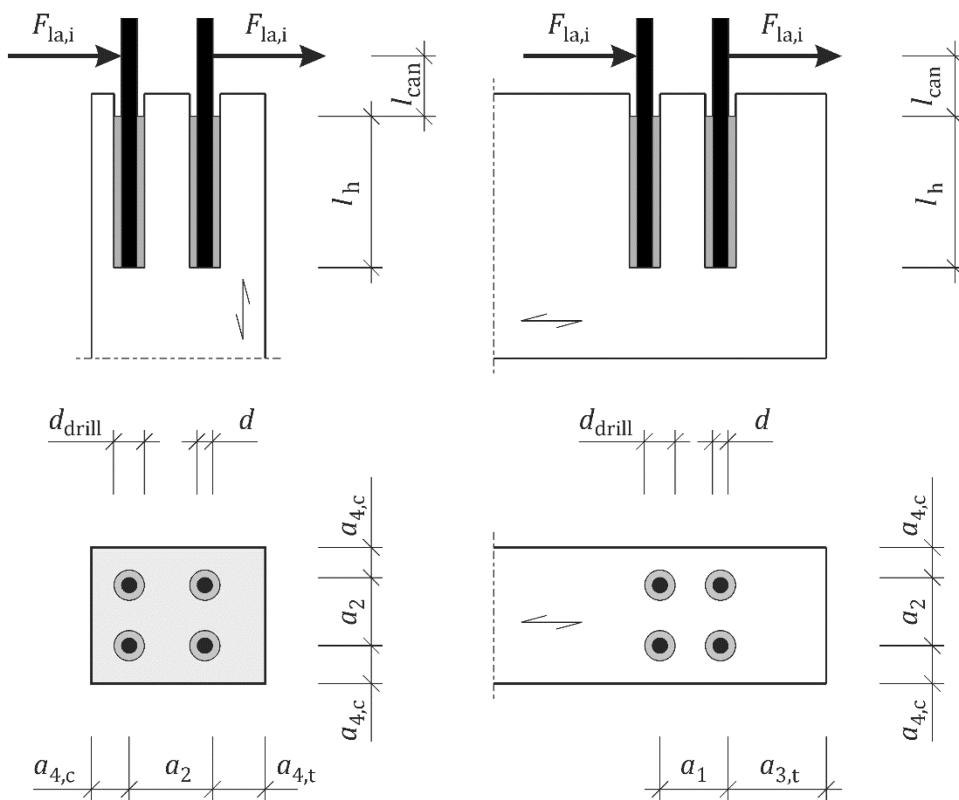
**Figure 11.36 — Denotation of spacings and distances of axially-loaded bonded-in rods****Figure 11.37 — Denotation of spacings and distances of laterally-loaded bonded-in rods**

Table 11.30 — Minimum spacings and distances for bonded-in rods for GL, GST, LVL and GLVL

Bonded-in rods	Axially-loaded rods	Laterally-loaded rods
Parallel to grain	$a_2 = 5d$ $a_{4,c} = 2,5d$	$a_2 = 5d$ $a_{4,c} = 2,5d$ $a_{4,t} = 4d$
Perpendicular to grain	$a_1 = 4d$ $a_2 = 4d$ $a_{3,c} = 2,5d$ $a_{4,c} = 2,5d$	See Table 11.17 to Table 11.19

(2) For axially-loaded rods bonded-in parallel to grain, the spacing and edge distance according to Table 11.30 may be reduced by 30 % if the withdrawal strength of the system with the used adhesive does not exceed the characteristic values of withdrawal strength $f_{w,k}$ according to Table 11.29.

(3) The values of reduced spacing and edge distance from 11.10.7(2) may also be applied for adhesives not exceeding 125 % of the characteristic values of withdrawal strength $f_{w,k}$ according to Table 11.29 when using an unbonded length of $l_{nb} \geq 5d$. For $3d \leq l_{nb} < 5d$ linear interpolation may be applied.

11.11 Carpentry connections

11.11.1 Single and double step connections

11.11.1.1 General

(1) The design provisions in 11.11.1 shall be applied only for SC 1 and SC 2.

(2) Single and double-step connections shall be designed to withstand load combinations that result in compression in the contact surfaces between the members, as well as shear stresses.

(3) Complimentary measures should be taken to prevent in-plane or out-of-plane separation of the timber members caused by accidental actions or load reversal.

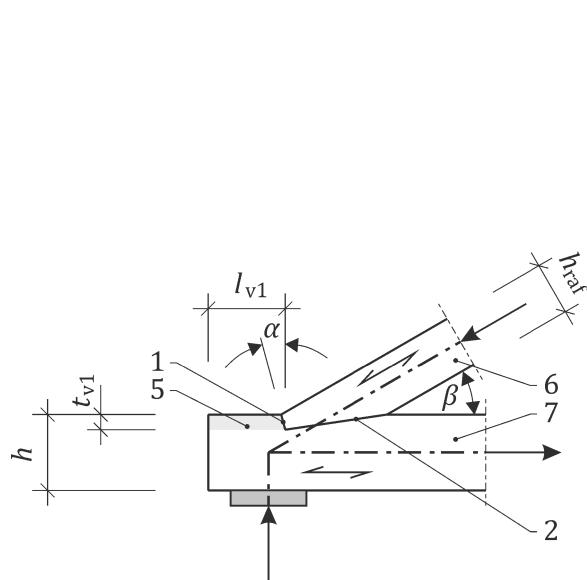
NOTE Examples of complementary measures are the use of fasteners like screws, bolts, gussets and/or steel straps.

(4) The connection should fit accurately with a maximum clearance of 1,5 mm between members.

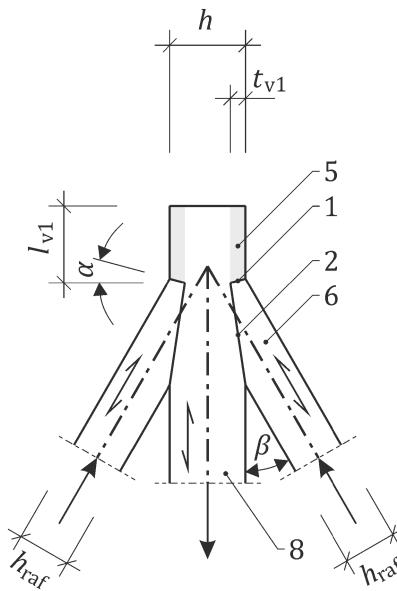
(5) If a suitable contact medium (e.g. wedges, gap filling adhesives) is used a maximum clearance of 8,0 mm is permitted.

11.11.1.2 Geometrical requirements

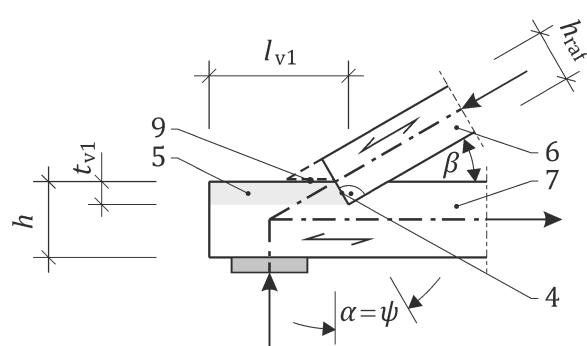
(1) The carpentry connections, see Figure 11.38 should meet the geometrical requirements given in 11.11.1.2.



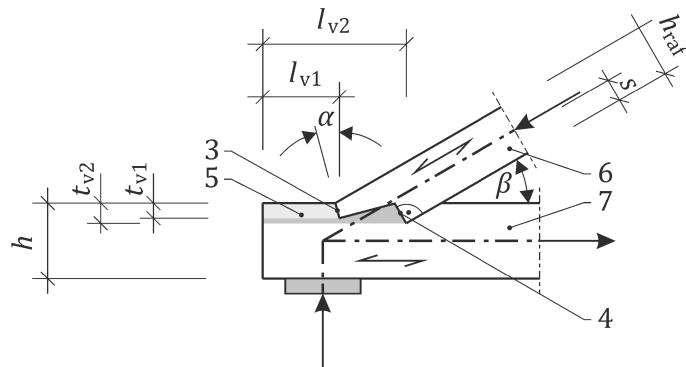
a) One sided single-step connection



b) Two sided single-step connections



c) One sided single-step connection



d) One sided double-step connection

Key

1 front surface

6 rafter

2 back surface

7 tie-beam

3 front surface, front notch

8 king post

4 front surface, rear notch

9 free gap

5 toe of king post

Figure 11.38 — Examples of carpentry connections

(2) In general the front surface angle should be $\alpha = \beta/2$. The following limits of α should be satisfied:

$$\frac{\beta}{2} \leq \alpha \leq \beta \quad (11.102)$$

where

β is the angle between the rafter and tie-beam or king post, see Figure 11.38.

(3) The following limits for the end grain distance l_{v1} and notch depth t_{v1} should be applied:

$$l_{v1} \geq 150 \text{ mm} \quad (11.103)$$

For one-sided connections:

$$t_{v1} \leq \begin{cases} \frac{h}{4} & \text{if } \beta \leq 50^\circ \\ \frac{h}{6} & \text{if } \beta > 60^\circ \end{cases} \quad (11.104)$$

where

t_{v1} is the depth of the front notch of the single and double-step connections, respectively;

h is the depth of the tie-beam or the king-post;

β is the angle between the rafter and tie-beam or king post.

(4) Limiting values for the depth of the notches, t_v for intermediate values of β may be obtained by linear interpolation.

(5) For two-sided step connections, see Figure 11.38 b) each notch depth should satisfy $t_{v1} \leq h/6$ regardless of the angle α .

(6) For double-step connections, the difference between the front and rear notch depths should satisfy the following:

$$t_{v2} - t_{v1} \geq 10 \text{ mm} \quad (11.105)$$

where

t_{v1}, t_{v2} is the depth of the front and the rear notch of the double-step connections, respectively.

11.11.1.3 Design load-carrying resistance in compression

(1) The contact surfaces should be dimensioned for the following forces:

$$F_{\text{car,Ed}} \leq \begin{cases} F_{\text{car1,d}} & \text{for single-step connections} \\ F_{\text{car1,d}} + F_{\text{car2,d}} & \text{for double-step connections} \end{cases} \quad (11.106)$$

$$F_{\text{car1,d}} = \frac{b t_{v1} f_{c,\alpha,d}}{\cos \alpha \cos(\beta-\alpha)} \quad \text{front notch of single- or double-step connection} \quad (11.107)$$

$$F_{\text{car2,d}} = \frac{b t_{v2} f_{c,\alpha,d}}{\cos \beta} \quad \text{rear notch of double-step connection} \quad (11.108)$$

where

$F_{\text{car,Ed}}$ is the design compressive force of the rafter;

$F_{\text{car1,d}}$ is the design compressive resistance of the front notch in a single- or double-step connection;

$F_{\text{car2,d}}$ is the design compressive resistance of the rear notch in a double-step connection;

b is the width of the notch;

t_{v1} is the depth of the front notch;

t_{v2} is the depth of the rear notch;

$f_{c,\alpha,d}$ is the compressive strength at the appropriate angle α to the grain, see 8.1.7;

α, β are the angles as given in Figure 11.38.

(2) At the back surface of a single-step connection and for $\beta > 50^\circ$, the compressive stress shall satisfy the following:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} \quad (11.109)$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{car,Ed} \sin \beta}{b \left(\frac{h_{raf}}{\sin \beta} - t_{v1} \tan \alpha \right)} \quad (11.110)$$

where

$\sigma_{c,90,d}$ is the design compressive stress perpendicular to grain;

$k_{c,90}$ according to 8.1.6.1(3);

$f_{c,90,d}$ is the design compressive strength perpendicular to grain;

$F_{car,Ed}$ is the design compressive force of the rafter;

α, β are angles as given in Figure 11.38;

b is the width of the notch;

h_{raf} is the depth of the rafter;

t_{v1} is the depth of the front notch;

(3) The back surfaces of single-step or double-step connections with values of $\beta \leq 50^\circ$ shall not be considered to be contributing to the load carrying resistance.

11.11.1.4 Design load-carrying resistance in shear

(1) To determine the shear resistance parallel to grain along the activated shear length of the connection, the following should be satisfied:

$$\tau_{v,d} \leq k_{red} f_{v,d} \quad (11.111)$$

where

$$\tau_{v,d} = \frac{F_{Ed} \cos \beta}{b l_{v,ef}} \quad (11.112)$$

with

$$F_{Ed} = \begin{cases} F_{car,Ed} & \text{for single-step and bottom shear surface in double-step connections} \\ \frac{F_{car1,d}}{F_{car1,d} + F_{car2,d}} F_{car,Ed} & \text{for upper shear surface in double-step connections} \end{cases} \quad (11.113)$$

$$k_{red} = \begin{cases} 0,6 \text{ for SL} \\ 0,8 \text{ for GL, LVL and GLVL} \end{cases} \quad (11.114)$$

$$l_{v,ef} = \begin{cases} l_{v,1} \leq 8t_{v1} & \text{for the front notch} \\ 0,7l_{v2} & \text{for the rear notch} \end{cases} \quad (11.115)$$

where

$\tau_{v,d}$ is the design shear stress;

k_{red} is the reduction coefficient for different materials;

$f_{v,d}$ is the design shear strength of the tie-beam or the king-post;

- β is the angle as given in Figure 11.38;
- b is the width of the shear area;
- $l_{v,ef}$ is the effective shear length parallel to grain;
- $F_{car1,d}$ is the resistance of the front notch in a single- or double-step connection as defined in 11.11.1.3(1);
- $F_{car2,d}$ is the resistance of the rear notch in a double-step connection as defined in 11.11.1.3(1);
- l_{v1}, l_{v2} are the end grain distances, see Figure 11.38;
- t_{v1}, t_{v2} are the notch depths, see Figure 11.38.

11.11.1.5 Reduced cross-section for bending

(1) The distance between the intersection of the centrelines of connecting members and the support e should not be larger than the depth h of the notched member.

(2) When (1) is not satisfied, the cross-section with the reduced depth h_{red} should satisfy 8.1.9 for the combination of tension and bending due to the load eccentricity and 8.1.11 for shear, see Figure 11.39.

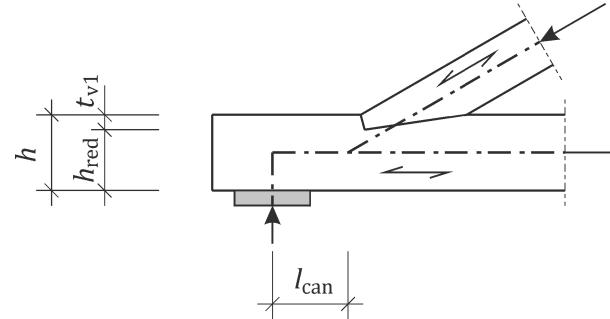


Figure 11.39 — Single-step connection near the tie-beam support

11.11.2 Mortise and tenon

(1) For supports with a height of up to 300 mm with mortise and tenon connections in accordance with Figure 11.40, the characteristic capacity F_{Rk} should be taken as follows:

$$F_{Rk} = \min \left\{ \frac{2}{3} b_{ten} h_{e,B} k_{v,n} k_z k_v f_{v,k} \right. \\ \left. 1,7 b_{ten} l_{ten,ef} f_{c,90,k} \right\} \quad (11.116)$$

with

$$k_z = \beta \{1 + 2(1 - \beta)^2\}(2 - \alpha) \quad (11.117)$$

$$\alpha = \frac{h_{e,B}}{h_B} \quad (11.118)$$

$$\beta = \frac{h_{ten}}{h_{e,B}} \quad (11.119)$$

$$l_{ten,ef} = \min \left\{ \frac{l_{ten} + 30 \text{ mm}}{2} l_{ten} \right\} \quad (11.120)$$

where

b_{ten}	is the width of the tenon;
$h_{e,B}$	is the height from the loaded side of the tenon to the top of member B, see Figure 11.40;
$k_{v,n}$	is the factor for the effect of the notch as defined in 8.3.4.1(5);
k_z	is the coefficient determined by the tenon geometry;
k_v	is the factor for the adjustment of shear strength defined in Formulae (8.28);
$f_{v,k}$	is the characteristic shear strength;
b_{ten}	is the width of the tenon;
h_{ten}	is the height of the tenon;
$l_{\text{ten,ef}}$	is the effective length of the tenon;
$f_{c,90,k}$	is the characteristic compressive strength perpendicular to grain.

In addition, the following minimum and maximum dimensions should be applied:

- $15 \text{ mm} \leq l_{\text{ten}} \leq 60 \text{ mm};$
- $1,5 \leq h_B/b_B \leq 2,5;$
- $h_{B,1} \leq h_{B,2};$
- $h_{B,1}/h_B \leq 1/3;$
- $h_t \geq h_B/6;$
- $l_{\text{ten}} \leq b_{\text{mrt}};$

where b_{mrt} is the depth of the mortise.

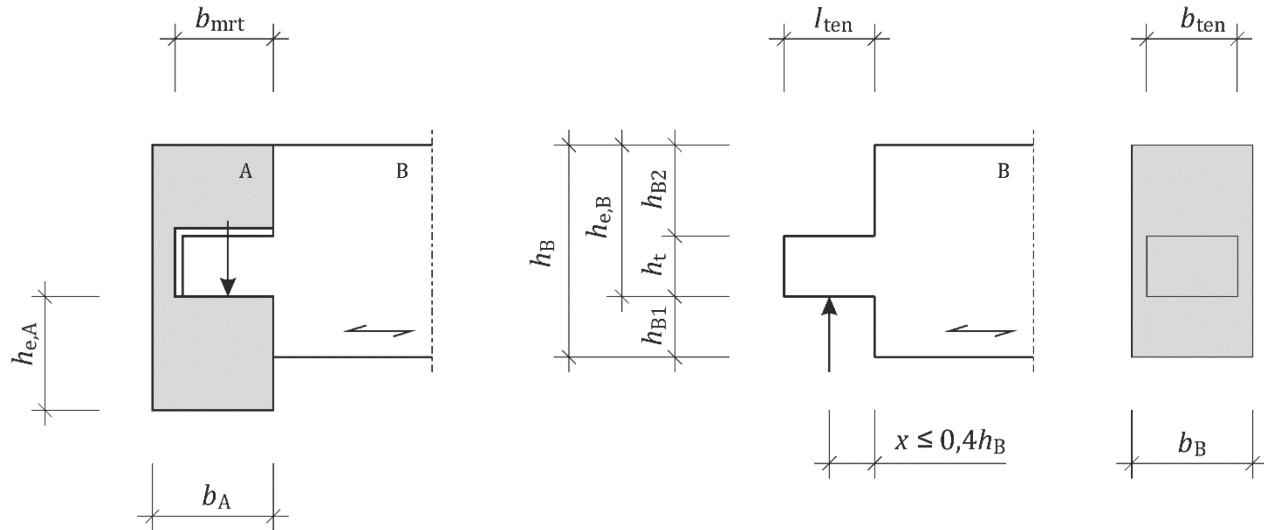


Figure 11.40 — Geometrical definitions of mortise and tenon connection

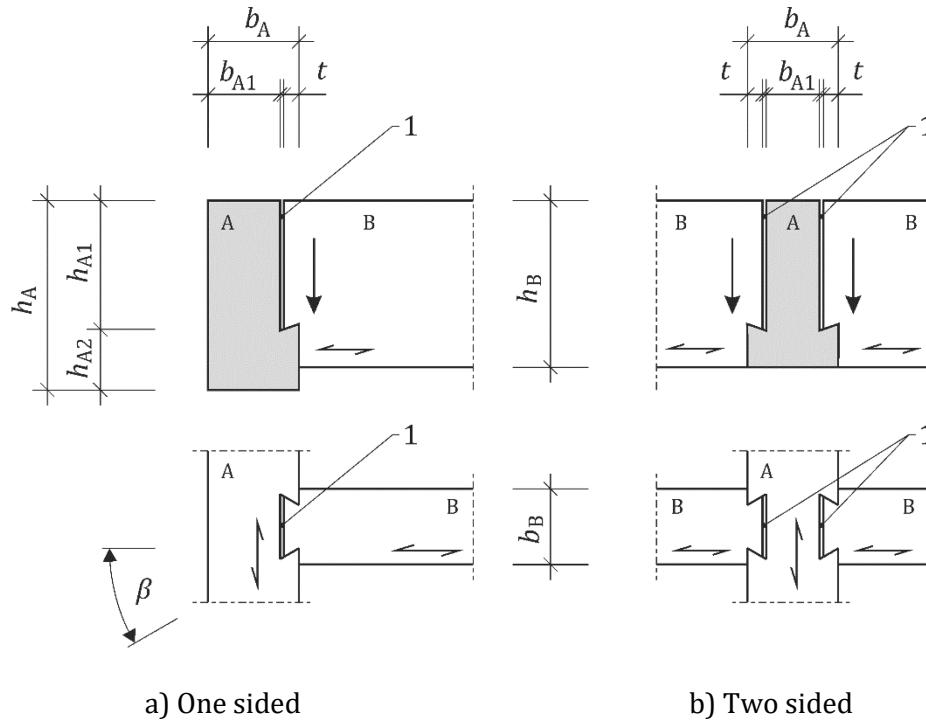
(2) The provisions for connections with a force component perpendicular to grain 11.6 shall be applied in analogy. The effective width b_{ef} in Formula (11.66) shall be assumed to be equal to the length of the tenon l_{ten} .

11.11.3 Dovetail connection

11.11.3.1 General

(1) The design provisions in 11.11.3 shall only be applied for SC 1 and SC 2.

(2) The design provisions given in 11.11.3 should be applied to single and double dovetail connections, see Figure 11.41, for situations where member forces are transferred primarily by shear.

**Key**

A primary member

B secondary member

1 clearance (see 11.11.3.1(4))

Figure 11.41 — Dovetail connection

(3) Complementary measures should be taken to prevent out-of-plane separation of the timber members caused by accidental actions or load reversal.

NOTE Examples of complimentary measures are the use of fasteners like screws and/or steel straps.

(4) The connection should fit accurately with a maximum clearance of 12 mm between the notch in the primary member and the end face of the secondary member, see Figure 11.41.

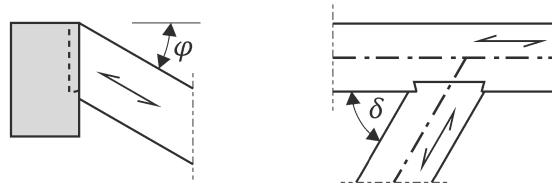
(5) The moisture content of the members during the production of the dovetail should not exceed 15 %.

11.11.3.2 Geometrical requirements

(1) The angle between the secondary and the primary members, see Figure 11.42, shall satisfy the following requirements:

$$\text{For } \varphi = 0^\circ \text{ then } 45^\circ \leq \delta \leq +135^\circ \quad (11.121)$$

$$\text{and for } \delta = 90^\circ \text{ then } -45^\circ \leq \varphi \leq +45^\circ \quad (11.122)$$

**Figure 11.42 — Definition of angle between the planes of secondary and primary members**

(2) The distance from the end grain of the primary member to the centreline of the first secondary member shall be at least 400 mm. The centreline distance between multiple secondary members shall be at least 400 mm.

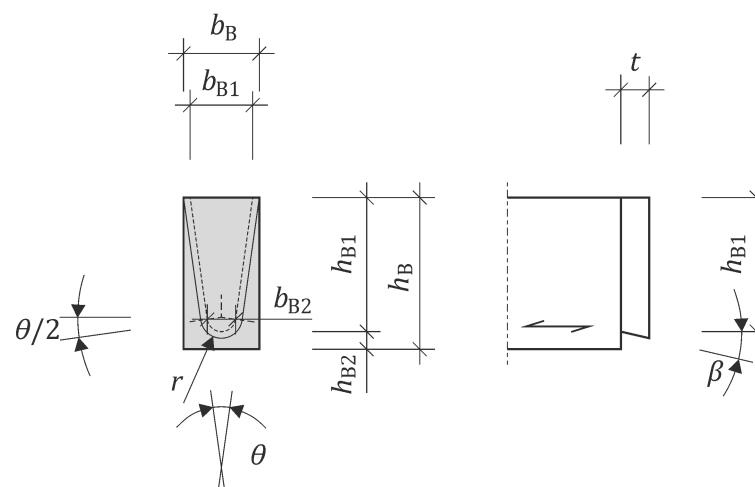
(3) The clauses of 11.11.3.2 should only be applied when the dovetail is produced (milled) symmetrical about the centreline of the secondary member, see Figure 11.41.

(4) The dimensions of secondary and primary members, see Figure 11.41 and Figure 11.43, should satisfy the values given in Table 11.31.

Table 11.31 — Dimensional requirements for a dovetail connection

	Primary member^a	Secondary member^a
Width, b in mm	≥ 60	≥ 60
Depth, h in mm	≥ 120	$120 \leq h_B \leq 300$
Notch radius, r in mm		$15 \leq r \leq 60$
Notch length, t in mm		$25 \leq t \leq 30$
Notch taper, θ		$10^\circ \leq \theta \leq 20^\circ$
Milling angle, β		$10^\circ \leq \beta \leq 18^\circ$
Notch width, b_{B1}		$b_{B1} \geq 0,5b$

^a Geometrical deviation: $b_{B1} \pm 1,0$ mm, $t \pm 1,5$ mm, $h_B \pm 2,0$ mm.

**Figure 11.43 — Secondary member dimensions**

(5) The notch depth ratio μ_B should be taken as follows:

$$\mu_B = \cos \varphi \frac{(h_{B1} - r)}{h_B} \geq 0,4 \quad (11.123)$$

where

- φ is the angle between the secondary and the primary members projected on a vertical plane, see Figure 11.42, in degrees;
- h_{B1} is the notch depth of the secondary member, see Figure 11.43;
- r is the radius of the bottom part of the notch, see Figure 11.43;
- h_B is the depth of the secondary member.

11.11.3.3 Design load-carrying capacity

(1) The reduction of the load-carrying capacity of the primary member caused by the notch of the dovetail connection shall be considered when loaded in bending, shear and by longitudinal forces.

(2) The characteristic shear capacity of the secondary member $F_{v,Rk}$ should be taken as follows:

$$F_{v,Rk} = \frac{2}{3} A_B k_v f_{v,k} \quad (11.124)$$

with

$$A_B = \left(\frac{b_{B1} + b_{B2}}{2} \right) (h_{B1} - r) + \frac{(180^\circ - \theta)}{360^\circ} \pi r^2 \quad (11.125)$$

$$k_v = \left(\frac{3600}{A_B} \right)^{0,2} \quad (11.126)$$

where

- A_B is the area of the dovetail given by:
- k_v is the parameter accounting for the size effect given by:
- $f_{v,d}$ is the design shear strength of the secondary member;
- b_{B1} is the largest width of the dovetail in the secondary member, see Figure 11.43;
- b_{B2} is the smallest width of the dovetail in the secondary member, see Figure 11.43;
- h_{B1} is the depth of the dovetail in the secondary member;
- θ is the notch taper, see Figure 11.43;
- r is the radius of the bottom part of the notch, see Figure 11.43.

(3) The characteristic splitting capacity of the secondary member at the lower point of the taper shall be taken from 8.3.5.

(4) The characteristic splitting capacity of the primary member should be taken from 11.6.

(5) The primary member may be reinforced according to 11.6.2.

12 Mechanically jointed and glued webbed or flanged beams

12.1 Glued thin-webbed beams

(1) If a linear variation of strain over the depth of the beam is assumed, the axial stresses in the wood-based flanges should satisfy the following:

$$\sigma_{f,c,max,d} \leq f_{m,d} \quad (12.1)$$

$$\sigma_{f,t,max,d} \leq f_{m,d} \quad (12.2)$$

$$\sigma_{f,c,d} \leq k_c f_{c,0,d} \quad (12.3)$$

$$\sigma_{f,t,d} \leq f_{t,0,d} \quad (12.4)$$

where

$\sigma_{f,c/t,max,d}$ is the maximum axial flange design compressive/tensile stress;

$f_{m,d}$ is the design bending strength;

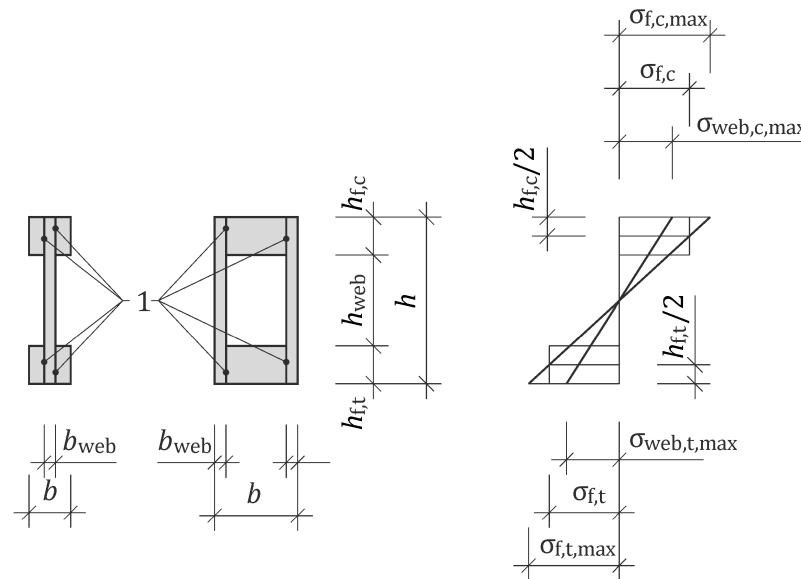
$\sigma_{f,c,d}$ is the mean flange design compressive stress;

k_c is the factor which takes into account lateral instability;

$f_{c,0,d}$ is the design compressive strength parallel to grain;

$\sigma_{f,t,d}$ is the mean flange design tensile stress;

$f_{t,0,d}$ is the design tensile strength parallel to grain.



Key

1 bondline

Figure 12.1 — Glued thin-webbed beams

(2) The factor k_c may be determined (conservatively, especially for box beams) according to 8.2.2 with relative slenderness ratio $\lambda_{z,rel}$ as follows:

$$\lambda_{z,\text{rel}} = \sqrt{12} \left(\frac{a_c}{b} \right) \quad (12.5)$$

where

a_c is the distance between the sections where lateral deflection of the compressive flange is prevented;

b is the width given in Figure 12.1.

If a special investigation is made with respect to the lateral instability of the beam as a whole, it may be assumed that $k_c = 1,0$.

(3) The axial design compressive and tensile stress in the webs $\sigma_{\text{web,c/d}}$ should satisfy the following:

$$\sigma_{\text{web,c,d}} \leq f_{\text{web,c,d}} \quad (12.6)$$

$$\sigma_{\text{web,t,d}} \leq f_{\text{web,t,d}} \quad (12.7)$$

where $f_{w,c/t,d}$ are the design compressive/tensile bending strength of the web.

(4) Unless other values are given, the design in-plane bending strength of the webs should be taken as the design tensile or compressive strength.

(5) It shall be verified that all bonds have sufficient strength.

(6) Unless a detailed buckling analysis is made the following should be verified:

$$h_{\text{web}} \leq 70 b_{\text{web}} \quad (12.8)$$

and

$$F_{\text{web,v,d}} \leq \begin{cases} b_{\text{web}} h_{\text{web}} \left(1 + \frac{0,5(h_{f,t}+h_{f,c})}{h_{\text{web}}} \right) f_{v,0,d} & \text{for } h_{\text{web}} \leq 35 b_{\text{web}} \\ 35 b_{\text{web}}^2 \left(1 + \frac{0,5(h_{f,t}+h_{f,c})}{h_{\text{web}}} \right) f_{v,0,d} & \text{for } 35 b_{\text{web}} \leq h_{\text{web}} \leq 70 b_{\text{web}} \end{cases} \quad (12.9)$$

where

h_{web} is the clear distance between flanges;

b_{web} is the width of each web;

$F_{\text{web,v,Ed}}$ is the design shear force acting on each web;

$h_{f,t}$ is the tensile flange depth;

$h_{f,c}$ is the compressive flange depth;

$f_{v,0,d}$ is the design panel shear strength.

(7) For webs made of wood-based panels or LVL, shear stress in glue-line (sections 1 in Figure 12.1) should be verified as follows:

$$\tau_{\text{mean,d}} \leq \begin{cases} f_{v,90,d} & \text{for } h_f \leq 4 b_{\text{ef}} \\ f_{v,90,d} \left(\frac{4 b_{\text{ef}}}{h_f} \right)^{0,8} & \text{for } h_f > 4 b_{\text{ef}} \end{cases} \quad (12.10)$$

with

$$b_{f,ef} = \begin{cases} b_{\text{web}} & \text{for boxed beams} \\ \frac{b_{\text{web}}}{2} & \text{for I-beams} \end{cases} \quad (12.11)$$

where

- $\tau_{\text{mean},d}$ is the design shear stress at the sections 1, assuming a uniform stress distribution;
- $f_{v,90,d}$ is the design planar (rolling) shear strength of the web;
- $b_{f,\text{ef}}$ is the effective flange width taken from Formula (12.11);
- b_{web} is the width of each web;
- h_f is either $h_{f,c}$ or $h_{f,t}$.

12.2 Glued thin-flanged beams

NOTE Clause 12 assumes a linear variation of strain over the depth of the cross-section.

- (1) The non-uniform distribution of stresses in the flanges due to shear deformation and buckling shall be taken into account in the strength verification of glued thin-flanged members.
- (2) Unless a more detailed calculation is made, the assembly should be considered as a number of I-beams or U-beams, see Figure 12.2, with effective flange widths b_{ef} as follows:

— For I-beams:

$$b_{f,\text{ef}} = b_{f,c,\text{ef}} + b_{\text{web}} \quad (\text{or } b_{t,\text{ef}} + b_{\text{web}}) \quad (12.12)$$

— For U-beams:

$$b_{f,\text{ef}} = 0,5 b_{f,c,\text{ef}} + b_{\text{web}} \quad (\text{or } 0,5 b_{t,\text{ef}} + b_{\text{web}}) \quad (12.13)$$

where

- $b_{f,c,\text{ef}}, b_{f,t,\text{ef}}$ are the effective flange width of the compressive/tensile zone according to 12.2(3);
- b_{web} is the width of each web.

- (3) The values of $b_{c,\text{ef}}$ and $b_{t,\text{ef}}$ should not be greater than the maximum value calculated for shear lag from Formulae (12.14) and (12.15). In addition the value of $b_{c,\text{ef}}$ should not be greater than the following maximum value calculated for plate buckling:

$$b_{f,c,\text{ef}} = \begin{cases} \min\{0,1l; 20h_{f,c}\} & \text{for plywood and LVL-C with grain direction parallel to the webs} \\ \min\{0,1l; 25h_{f,c}\} & \text{for plywood and LVL-C with grain direction perpendicular to the webs} \\ \min\{0,15l; 25h_{f,c}\} & \text{for oriented strand boards} \\ \min\{0,2l; 30h_{f,c}\} & \text{for particle or fibreboards with random fibre orientation} \end{cases} \quad (12.14)$$

$$b_{f,t,\text{ef}} = \begin{cases} 0,1l & \text{for plywood and LVL-C with grain direction parallel to the webs} \\ 0,1l & \text{for plywood and LVL-C with grain direction perpendicular to the webs} \\ 0,15l & \text{for oriented strand boards} \\ 0,2l & \text{for particle or fibreboards with random fibre orientation} \end{cases} \quad (12.15)$$

where

- l is the span of the beam;
- $h_{f,c,\text{ef}}$ is the effective flange depth of the compressive zone.

- (4) Unless a detailed buckling investigation is made, the unrestrained flange width should not be greater than twice the effective flange width due to plate buckling, from Formula (12.14).

- (5) For webs made of wood-based panels or LVL, for sections 1 of an I-shaped cross-section in Figure 12.2, the following should be verified:

$$\tau_{\text{mean,d}} \leq \begin{cases} f_{v,90,d} & \text{for } b_{\text{web}} \leq 8 h_f \\ f_{v,90,d} \left(\frac{8 h_f}{b_w} \right)^{0,8} & \text{for } b_{\text{web}} > 8 h_f \end{cases} \quad (12.16)$$

where

- $\tau_{\text{mean,d}}$ is the design shear stress at the sections 1, assuming a uniform stress distribution;
- $f_{v,90,d}$ is the design planar (rolling) shear strength of the flange;
- h_f is the flange depth;
- b_{web} is the width of each web.

For section 1 of a U-shaped cross-section, Formula (12.16) should be verified, but with $8h_f$ substituted by $4h_f$.

(6) The design axial tensile and compressive stresses in the flanges $\sigma_{f,c/t,d}$, based on the relevant effective flange width, should satisfy the following:

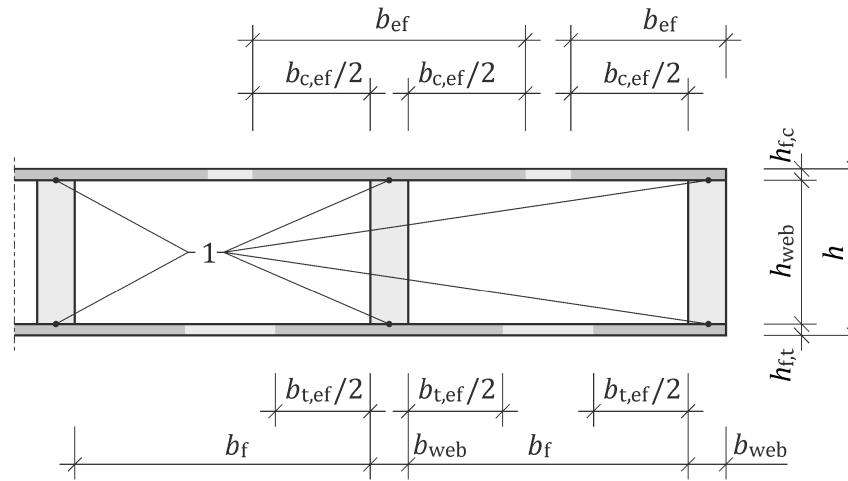
$$\sigma_{f,c,d} \leq f_{f,c,d} \quad (12.17)$$

$$\sigma_{f,t,d} \leq f_{f,t,d} \quad (12.18)$$

where $f_{f,c/t,d}$ is the flange design compressive/tensile strength.

(7) It shall be verified that every bond has sufficient strength.

(8) The axial stresses in the webs should satisfy Formulae (12.6) and Formula (12.7).



Key

- 1 bondline

Figure 12.2 — Glued thin-flanged beam

12.3 Mechanically jointed beams

(1) If the cross-section of a member is composed of several parts connected by mechanical fasteners, consideration shall be given to the influence of the slip occurring in the connections.

(2) Calculations should be carried out assuming a linear relationship between force and slip.

(3) If the spacing of the fasteners varies in the longitudinal direction according to the shear force between s_{\min} and $s_{\max} \leq 4s_{\min}$, the following effective spacing s_{ef} may be used:

$$s_{\text{ef}} = 0,75 s_{\text{min}} + 0,25 s_{\text{max}} \quad (12.19)$$

NOTE A method for the calculation of the load-carrying capacity of mechanically jointed beams is given in Annex E.

12.4 Mechanically jointed and glued columns

(1) Deformations due to slip in connections, due to shear and bending in packs, gussets, shafts and flanges, and due to axial forces in the lattice shall be taken into account in the strength verification.

NOTE A method for the calculation of the load-carrying capacity of I- and box-columns, spaced columns and lattice columns is given in Annex F.

13 Diaphragms

13.1 General

(1) Structural planar elements shall be designed to resist in-plane diaphragm action and out-of-plane actions imposed upon them.

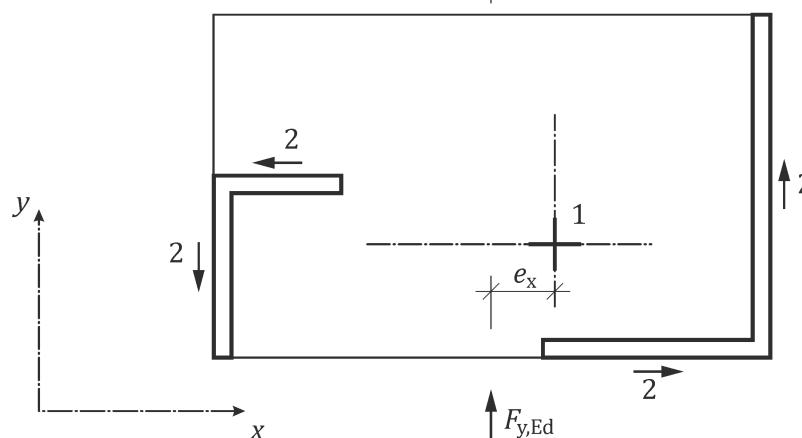
(2) Walls shall be adequately restrained to avoid overturning and sliding.

(3) The distribution of horizontal actions within a structure should be calculated considering the relative stiffness of the floors, roofs and walls, and other bracing systems.

NOTE Stiffness of walls and floors can be calculated from 13.3 and 13.4.

(4) Unless more detailed information about the relative stiffness of the walls and floors is available, the horizontal force distribution between walls may be based on the most conservative of the assumptions of rigid continuous floors and discontinuous floors.

(5) If there is eccentricity between the line of the horizontal action and the centre of rotation of the bracing system, the forces resulting from the torsional moment should be accounted for in the design.



Key

- 1 centre of rotation of the bracing system
- 2 resulting actions due to the torsional moment

Figure 13.1 — Example of eccentricity of horizontal action

(6) It shall be verified that the required shear capacity is achieved at each interface providing support to the planar element, i.e. in the connections between roof or floor and wall below, wall and floor below, connected planar elements, and into the underlying structure.

(7) When analysing a wall, allowances should be made for any uplift actions and the effects of overturning caused by horizontal actions on the structure above, i.e. the design of any vertical anchorage.

(8) It shall be verified that the vertical anchorage and compression capacity required by a wall can be achieved across all horizontal interfaces of the underlying structure, including at the foundation level.

(9) In verification of the vertical load-carrying capacity of a wall anchorage system, all possible failure modes should be considered.

NOTE Failure modes include but are not limited to:

- tension at the leading edge;
- anchor failure;
- anchorage fixing failure at the leading edge;
- anchorage fixing failure of the bottom rail into the underlying structure;
- load-carrying capacity of the underlying structure.

13.2 Diaphragms built out of timber framed elements

13.2.1 General

(1) 13.2 to 13.5 should be used to design only planar assemblies comprising wood-based framing connected to sheathing panels with mechanical fasteners.

NOTE 1 Examples of a framed wall assemblies are given in Figure 13.5 and Figure 13.6. Examples of framed floor assemblies are given in Figure 13.13 and Figure 13.14.

NOTE 2 Framed planar assemblies with glued joints between the sheathing and the framing are not covered in this document.

(2) Planar assemblies should be subdivided into separate effective assemblies at the edges of any discontinuity, i.e. around doors, windows, stair openings, etc. See Figure 13.5 and Figure 13.12.

(3) Each effective planar assembly should have timber framing members at all perimeter edges.

(4) When the simplified models 13.2 – 13.5 are used, all the perimeter sheathing-to-framing connections should have the same mechanical properties, e.g. strength, stiffness and ductility.

NOTE This can be achieved by using the same fasteners with the same spacing for all sheathing-to-framing connections.

13.2.2 Construction rules

(1) There should be no gaps between the framing components.

NOTE Provisions for execution are given in prEN 1995-3.

(2) Sheathing panels should be connected to all ribs that are in direct contact with the sheathing.

(3) Sheathing panels may be staggered.

(4) If accounted for in the structural model, framed planar assemblies may have free sheathing panel edges perpendicular to primary ribs.

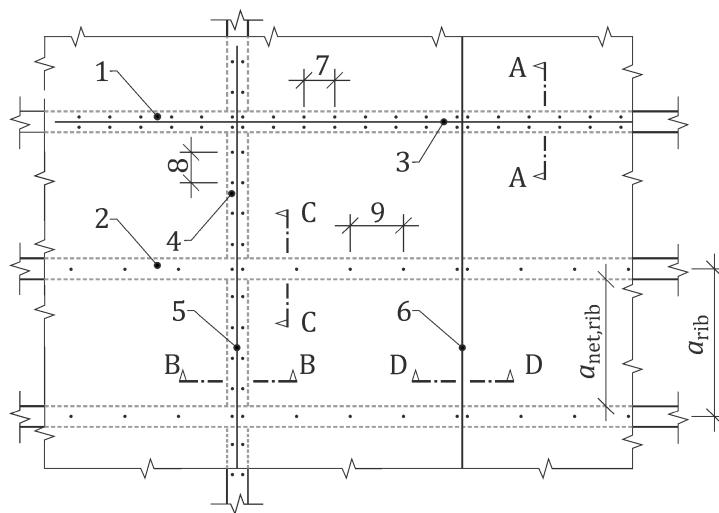
(5) Framed planar assemblies with free sheathing panel edges parallel to primary ribs shall not be constructed.

(6) The sheathing-to-framing fastener spacing a_1 , as given in Clause 11, on the ribs at the perimeter of each sheathing panel should be uniform and not exceed 150 mm for staples, 150 mm for nails, and 200 mm for screws, see Figure 13.2.

(7) The maximum sheathing-to-framing fastener spacing a_1 , as defined in Clause 11, on the ribs not at the perimeter of the sheathing panels, see Figure 13.2, should be uniform and the same as along the perimeter edges, if free sheathing panel edges exist.

NOTE Sheathing-to-framing fastener spacing on distributors, see Figure 13.11 and Figure 13.13, can be different.

(8) If there are no free sheathing panel edges in the planar assembly, the sheathing-to-framing fastener spacing a_1 on the ribs not at the perimeter of the sheathing panels may be increased, but be no more than twice the fastener spacing at the sheathing panel edge or 300 mm, whichever is the lesser, see Figure 13.2.

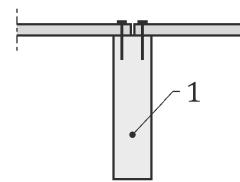
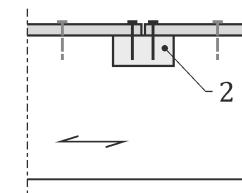
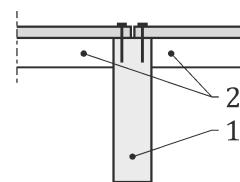
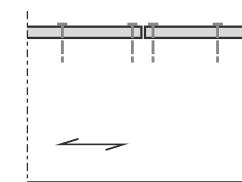


Key

- 1 primary framing, primary rib (joist, rafter, stud) at the perimeter of a sheathing panel
- 2 primary framing, primary rib (joist, rafter, stud) not at the perimeter of a sheathing panel
- 3 sheathing panel edges supported on primary framing and transferring in-plane shear between sheathing panels
- 4 secondary framing, secondary rib (distributor, batten, nogging) at the perimeter of a sheathing panel
- 5 sheathing panel edges supported on secondary framing and transferring in-plane shear between panels
- 6 free sheathing panel edges not transferring in-plane shear between panels
- a_1 fastener spacing a_1 along the perimeter of the sheathing panel on primary framing
- a_1 fastener spacing a_1 along the perimeter of the sheathing panel on secondary framing
- a_1 fastener spacing a_1 framing not at the perimeter of a sheathing panel

Figure 13.2 — Fragment of a generic framed planar assembly

(9) In-plane shear forces between adjacent sheathing panels not connected to primary ribs should be transferred from one sheathing panel to another along the joining panel edges, e.g. by means of ribs as shown in Figure 13.3 a), b) and c), unless free sheathing panel edges, see Figure 13.3 d), are allowed by the design method.

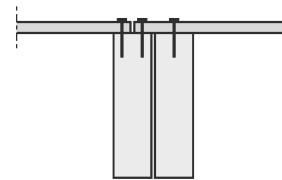
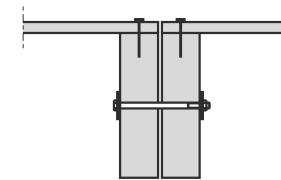
**a) Section A-A****b) Section B-B****c) Section C-C****d) Section D-D (free edge)****Key**

- 1 primary rib (joist, rafter, stud)
2 secondary rib (blocking, batten, nogging)

NOTE See Figure 13.2 for the location of the cross-sections.

Figure 13.3 — Examples of sheathing panel edge connections

(10) Where a framed floor, roof or wall consists of several individual sub-assemblies, see Figure 13.5, a connection should be provided to transfer shear forces between the separate sub-assemblies, see Figure 13.4. This connection should be at least as strong as the sheathing-to-framing fixings on the panels on either each side.

**a) With panel over-sail****b) Bolted****Figure 13.4 — Examples of connections between individual wall, floor or roof sub-assemblies****13.2.3 Ultimate limit states**

(1) Unless more detailed verification is carried out, in-plane forces should be transferred into and out of the planar assembly via ribs.

(2) Compressive forces between ribs should be transferred by direct bearing.

NOTE The models in 13.3.2 and Annex S neglect the transfer of in-plane forces via contact of the sheathing panel edges.

(3) Compressive perpendicular to grain stresses between the framing components should be checked in accordance with 8.1.6.

(4) Lateral-flexural and lateral-torsional buckling of the ribs should be checked in accordance with 8.2.

(5) Primary ribs subjected to compression or bending may be considered adequately laterally and torsionally restrained in the plane of the assembly if all of the below apply:

- The axial forces are transferred in and out of the ribs by compression perpendicular to perimeter ribs;
- The axial forces are limited by bearing capacity perpendicular to the ribs;
- The material of the ribs subjected to compressive stresses perpendicular to their axes is SWB;
- The density of the sheathing panels is greater than 500 kg/m³;
- The capacity of the sheathing panels satisfies 13.2.4;
- The fasteners comply with Clause 11.
- The construction of the assembly complies with 13.2.2.

(6) Where in-plane forces are acting perpendicular to the perimeter-ribs, the bending and shear capacity of the ribs should be checked in accordance with 8.1.8 and 8.1.11, respectively, without support from the sheathing.

(7) Where floor or roof planar elements receive or provide horizontal support, e.g. at shear wall position, the transfer of the in-plane shear should be verified.

NOTE The load transfer is typically aided by adopting:

- A full-depth secondary framing system, i.e. blocking, directly above or below the shear wall where the primary framing is at an angle to the shear wall, see 13.4.3 Type 1 and Figure 13.13;
- Primary framing member directly above or below the shear wall where the primary framing is orientated in the same direction as the shear wall, see 13.4.4 Type 2 and Figure 13.14;
- Using another load transfer system.

(8) Ribs at the perimeter of the effective planar assembly should be continuous. If a perimeter rib is jointed, the compressive and tensile capacity of the joints should be greater than 1,5 times the design force.

NOTE Perimeter ribs can be jointed via adjacent framing, e.g. continuous rails and other beams adjacent to the planar assembly.

(9) If external actions are introduced perpendicular to the edge framing, the capacity of the edge fasteners, framing, and sheathing panels should be verified.

(10) Additional secondary ribs, i.e. distributors, may be used to reduce the stresses in the sheathing-to-framing fasteners, see Figure 13.13.

NOTE The connection between the distributors and adjacent ribs can be subjected to compressive and tensile forces to distribute wind pressure and suction.

(11) Resistance of the sheathing should be checked in accordance with 13.2.4.

(12) For the shear resistance of the sheathing-to-framing fasteners, the following should be satisfied:

$$s_{\text{res},d} \leq k_{\text{pl}} f_{s,d} \quad (13.1)$$

with

$k_{\text{pl}} = 1,3$ for floors and roofs comprising sheathing panels with free edges, see Figure 13.13 Type 1b and Figure 13.14 Type 2b;

$k_{\text{pl}} = 1$ otherwise.

where

$s_{\text{res},d}$ is the resulting design shear stress on the sheathing-to-framing fasteners per unit length;

k_{pl} is the sheathing interaction factor accounting for the plastic behaviour of sheathing-to-framing fasteners

$f_{s,d}$ is the design shear strength of the sheathing-to-framing fasteners per unit length.

(13) The resulting design shear stress of the sheathing-to-framing fasteners per unit length $s_{res,d}$ should be taken as follows:

$$s_{res,d} = \sqrt{s_{0,d}^2 + s_{90,d}^2} \quad (13.2)$$

where

$s_{0,d}$ is the design shear stress on the sheathing-to-framing fasteners per unit length acting parallel to the ribs;

$s_{90,d}$ is the design shear stress on the sheathing-to-framing fasteners per unit length acting perpendicular to the ribs.

NOTE The simplified methods given in 13.3, 13.4, and Annex S assume that the fasteners transfer only forces from the diaphragm action, and that the sheathing-to-framing joints exhibits plastic behaviour.

(14) The design shear strength of the sheathing-to-framing fasteners per unit length $f_{s,d}$ may be taken as follows:

$$f_{s,d} = \frac{F_{v,d}}{a_1} \quad (13.3)$$

where

$F_{v,d}$ is the design shear resistance of the sheathing-to-framing fastener in accordance with Clause 11;

a_1 is the spacing of the sheathing-to-framing fasteners.

(15) For framed planar assemblies with sheathing layers on both sides of the framing, the combined design shear strength of the sheathing-to-framing fasteners per unit length $f_{s,d}$ should be taken as follows:

$$f_{s,d} = f_{s,d,1} + k_{comb} f_{s,d,2} \quad (13.4)$$

with

$$f_{s,d,2} \leq f_{s,d,1} \quad (13.5)$$

where

$f_{s,d,1}$ is the design shear strength of sheathing-to-framing fasteners of the primary or the only sheathing layer per unit length;

k_{comb} is the sheathing combination factor, see 13.2.3(16);

$f_{s,d,2}$ is the design shear strength of sheathing-to-framing fasteners of the secondary sheathing layer per unit length.

(16) The sheathing combination factor k_{comb} should be determined by the stiffness ratio of the sheathing-to-framing connections and the stiffness properties of the sheathing panels.

(17) As an alternative to 13.2.3(16), the values in Table 13.1 may be used.

NOTE Sheathing panels in different service classes can have different fastener slip moduli.

Table 13.1 — Sheathing combination factor k_{comb} for sheathing on both sides of the framing

Properties of sheathing and fasteners	k_{comb}
Same sheathing panels (material, type, and thickness) and same fasteners (type, dimension, and spacing) and same service class	1
Different sheathing panels (material, type, or thickness) similar fasteners slip moduli and same service class	0,75
Different sheathing panels (material, type, or thickness) and different fasteners slip moduli or service class	0,5

13.2.4 Verification of a sheathing panel resistance

(1) For the design shear stresses τ_d in the sheathing panel, the following should be satisfied:

$$\frac{\tau_d}{k_{p,\text{model}} k_{p,v} f_{p,v,d}} \leq 1 \quad (13.6)$$

$$\frac{\tau_d}{k_{p,\text{model}} k_{p,v} f_{p,t,\alpha,d}} \leq 1 \quad (13.7)$$

with

$$k_{p,v} = \min\left(\frac{35 t_p}{a_{\text{net,rib}}}; 1\right) \quad (13.8)$$

where

$k_{p,\text{model}}$ is the model factor, see 13.2.4(4);

$k_{p,v}$ is the factor accounting for buckling of the panel in shear;

$f_{p,v,d}$ is the design shear strength of the sheathing panel;

$f_{p,t,\alpha,d}$ is the design tensile strength of the sheathing panel, taken at $\alpha = 45$ degrees

t_p is the thickness of the sheathing panel;

$a_{\text{net,rib}}$ is the clear distance between ribs, i.e. studs or joists.

(2) For the tensile stresses in the sheathing panel $\sigma_{t,\alpha,d}$, the following should be satisfied:

$$\frac{\sigma_{t,\alpha,d}}{k_{p,\text{model}} f_{p,t,\alpha,d}} \leq 1 \quad (13.9)$$

where

$k_{p,\text{model}}$ is the model factor, see 13.2.4(4);

$f_{p,t,\alpha,d}$ is the design tensile strength of the sheathing panel.

(3) For the design compressive stresses in the sheathing panel $\sigma_{c,\alpha,d}$, the following should be satisfied:

$$\frac{\sigma_{c,\alpha,d}}{k_{p,model} k_{p,c} f_{p,c,\alpha,d}} \leq 1 \quad (13.10)$$

with

$$k_{p,c} = \min\left(\frac{20 t_p}{a_{net,rib}}; 1\right) \quad (13.11)$$

where

$k_{p,model}$ is the model factor, see 13.2.4(4);

$k_{p,c}$ is the factor accounting for buckling of the panel in compression;

$f_{p,c,\alpha,d}$ is the design compressive strength of the sheathing panel;

t_p is the thickness of the sheathing panel;

$a_{net,rib}$ is the clear distance between ribs, i.e. studs or joists.

(4) Unless a more detailed analysis is carried out, the model factor $k_{p,model}$ may be taken as follows:

$$k_{p,model} = \begin{cases} 0,50 & \text{for sheathing on one side} \\ 0,67 & \text{for sheathing on both sides} \end{cases} \quad (13.12)$$

NOTE The model factor $k_{p,model}$ accounts for additional stresses in the sheathing panel caused by:

- Uneven shear stress distribution around sheathing panels;
- Model assumption of pinned connections between ribs while the actual connections are often weaker;
- The eccentricity between the rib axes and the axis of the sheathing in assemblies with sheathing fixed to one side of the framing only;
- The eccentricity of the axes of framing arranged in multiple layers.

13.2.5 Small openings

(1) For small openings, a reduction in the in-plane shear capacity of the effective planar assembly may be neglected, provided the following conditions are met:

- Maximum dimensions:
 - For rectangular framed openings, the maximum length and height of the opening is 300 mm;
 - For rectangular unframed openings, the maximum length and height of the opening is 150 mm;
 - For circular unframed openings, the maximum diameter is 200 mm;
- The distance from the edges of the opening to any edge of a sheathing panel is at least the maximum dimension of the opening;
- The on centre spacing between small openings is at least 1,2 m;
- There is only one small opening in a single sheathing panel.

(2) Alternatively, a reduction of the in-plane shear capacity of the effective planar assembly may be neglected in the case of one small circular unframed opening between each pair of ribs, i.e. between studs or joists, in each sheathing panel, providing all the following conditions are satisfied:

- The maximum diameter of the opening does not exceed 10 % of the clear spacing of the ribs $a_{net,rib}$;

- The distance between the edge of the opening and the edge of the sheathing panel is at least one times the diameter of the opening;
- The spacing between the edges of openings is at least twice the diameter of the larger opening.

13.2.6 Large openings

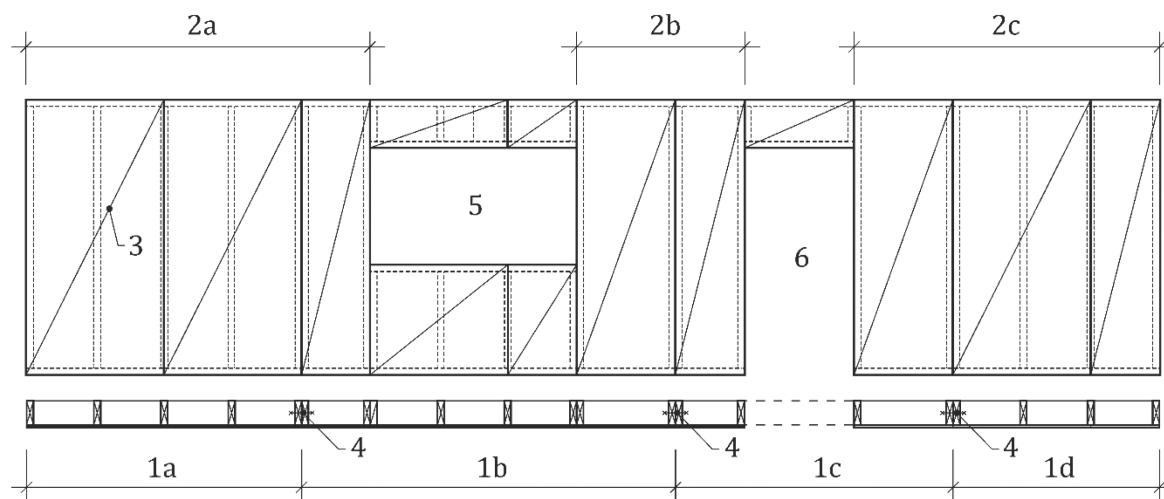
(1) Stress concentrations at the edges of openings not covered by 13.2.5 should be verified by appropriate mechanical models.

13.3 Framed walls

13.3.1 General

(1) The design model given in 13.3.2 should be used for walls anchored at their leading edges.

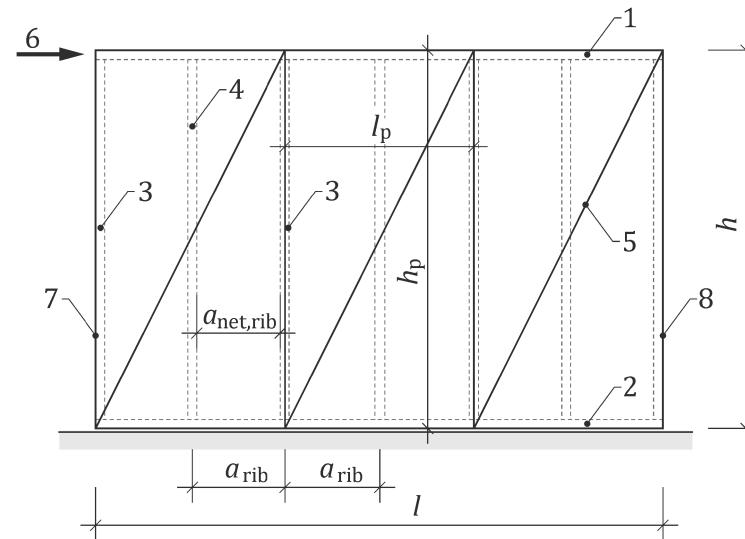
NOTE Design model for framed walls with combined anchorage is given in Annex S.



Key

1a, 1b, 1c, 1d	framed wall sub-assemblies
2a, 2b, 2c	effective planar assemblies, e.g. wall lengths resisting diaphragm action
3	sheathing panel
4	connection between sub-assemblies
5	window opening
6	door opening

Figure 13.5 — Example of a framed wall

**Key**

- 1,2,3,4 framing, ribs
- 1 top rail
- 2 bottom rail
- 3 rib/ stud at the perimeter of a sheathing panel
- 4 rib/ stud not at the perimeter of a sheathing panel
- 5 sheathing panel
- 6 direction of horizontal diaphragm action
- 7 leading edge
- 8 trailing edge

Figure 13.6 — Example of effective planar assembly (wall)

(2) If the height of the sheathing panel h_p is less than the height of the wall h , the sheathing should have no more than one horizontal joint and the sheathing panel edges are not free, i.e. in-plane shear is transferred between sheathing panels.

(3) If the simplified models given in 13.3.2 and Annex S are used, a maximum of two sheathing panels with length $l_p \leq 0,25h$ should be used consecutively along the length of one wall.

(4) A wall assembly may be assessed as several separate effective assemblies, i.e. series of wall lengths resisting diaphragm action, see Figure 13.5, unless a more detailed analysis is carried out.

(5) Unless a more detailed analysis is carried out, only parts of wall assemblies without openings, except for small openings described in 13.2.5, should be considered to contribute to the horizontal load-carrying capacity.

(6) The top and bottom rail of the framed walls should be restrained in the out-of-plane direction.

NOTE The torsional stiffness of the wall in respect to rotation of the top rail relative to the bottom rail is negligible.

13.3.2 Ultimate Limit State

(1) The model given in this clause and in Figure 13.7 shall only be applied to framed walls comprising sheathing panels with no free edges and which are stabilised against overturning, by at least one of:

- Tie-down anchor fixed to the rib at the leading edge of the wall;

- Vertical action applied directly onto or immediately above the rib at the leading edge of the wall.

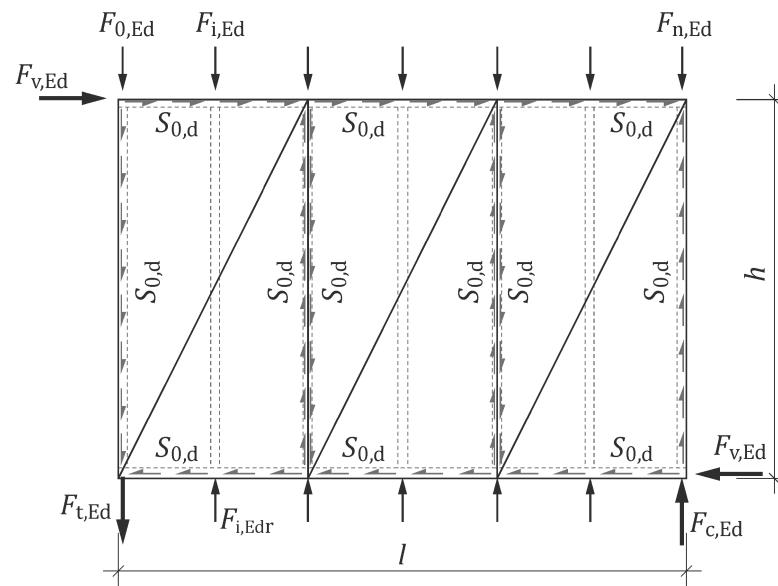
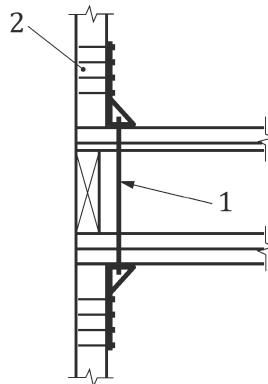
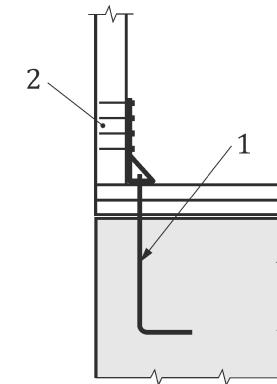


Figure 13.7 — Structural scheme for walls with leading edge anchorage

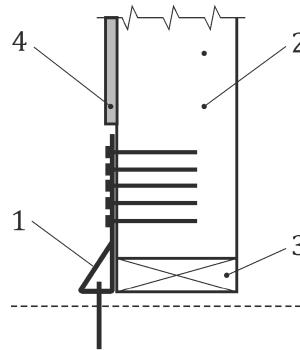
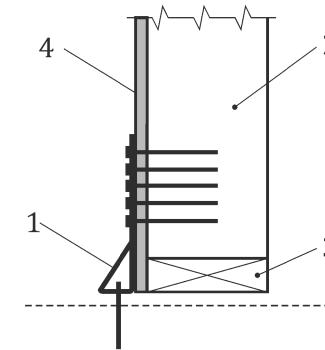
(2) In an arrangement with a leading edge tie-down, the anchor shall connect the vertical rib to the structure below, see Figure 13.8.

NOTE If the tie-down is connected to the vertical rib indirectly through an interlayer, see Figure 13.9, the load-carrying capacity can be calculated in accordance with Annex K.

(3) If the tie-down is fixed into the rib directly, the sheathing-to-framing fastener spacing on the rib should be adjusted according to the net contact length between the sheathing and the rib, so that the total shear capacity of the sheathing-to-framing connection along the rib is unaffected.

**a) Tie-down anchor across floor zone****b) Tie-down anchor into a substructure****Key**

- 1 vertical tie-down anchor
- 2 anchor connected to the vertical rib(s)

Figure 13.8 — Examples of vertical tie-down anchorage**a) Direct anchorage into framing****b) Anchorage applied indirectly through an interlayer****Key**

- 1 vertical tie-down anchor
- 2 vertical rib
- 3 bottom rail
- 4 sheathing panel

Figure 13.9 — Examples of tie-down anchorage application

(4) If tensile forces are transmitted to the construction situated below, the leading edge should be anchored by a stiff connection system.

NOTE A stiff leading edge tie-down ensures that bottom rail fasteners are not loaded in withdrawal and that perimeter sheathing-to-framing fasteners are not subjected to $s_{90,d}$ stresses, i.e. loading is in the direction of the ribs.

(5) For a wall assembly consisting of one or more consecutive sheathing panels and conforming to the structural scheme in Figure 13.7, the design shear stress on the sheathing-to-framing fasteners per unit length acting parallel to the rib $s_{0,d}$ should be taken as follows:

$$s_{0,d} = \frac{F_{v,Ed}}{l} \quad (13.13)$$

where l is the wall length resisting diaphragm action.

NOTE For a wall consisting of one or more consecutive sheathing panels and conforming to the structural scheme in Figure 13.7, the design shear stress on the sheathing-to-framing fasteners per unit length acting perpendicular to the rib is $s_{90,d} = 0$.

(6) In determining the fastener edge distance in accordance with the requirements of Clause 11.4, the edges may be assumed to be unloaded, i.e. $a_{4,c}$ according to Figure 11.17.

(7) The reaction forces $F_{t,Ed}$ and $F_{c,Ed}$ according to Figure 13.7 should be taken as follows:

$$F_{t,Ed} = \frac{h}{k_{couple} l} F_{v,Ed} - F_{0,Ed} \quad (13.14)$$

and

$$F_{c,Ed} = \frac{h}{k_{couple} l} F_{v,Ed} + F_{n,Ed} \quad (13.15)$$

where

- | | |
|--------------|--|
| $F_{t,Ed}$ | is the design tensile reaction force at the leading edge of the wall; |
| h | is the height of the wall; |
| k_{couple} | is the factor accounting for the reduced lever arm between stabilizing forces; |
| l | is the wall length resisting diaphragm action; |
| $F_{v,Ed}$ | is the design horizontal force applied to the wall; |
| $F_{0,Ed}$ | is the design vertical force at the leading edge of the wall; |
| $F_{c,Ed}$ | is the design compressive reaction force at the trailing edge of the wall; |
| $F_{n,Ed}$ | is the design vertical force at the trailing edge of the wall. |

NOTE 1 Vertical stabilizing actions are favourable in Formula (13.14) and unfavourable in Formula (13.15).

NOTE 2 In the absence of more specific information, the factor k_{couple} in Formula (13.14) and Formula (13.15) can be taken as 1.

NOTE 3 The force $F_{0,Ed}$ has a positive algebraic sign for compressive and a negative algebraic sign for tensile force in the vertical rib.

(8) When calculating $F_{0,Ed}$ and $F_{n,Ed}$, the loads applied to the structure above should be combined such that $F_{t,Ed}$ and $F_{c,Ed}$ are maximised.

NOTE The design forces $F_{0,Ed}$ and $F_{n,Ed}$ are often results of separate load combinations.

13.3.3 Serviceability Limit State

(1) The overall horizontal displacement at the top edge of a single-storey framed wall comprising full-height sheathing panels may be taken as a sum of the relevant displacement contributions, which may include but are not limited to:

- $u_{inst,KSLS,0}$ displacement from the deformation of the sheathing-to-framing connection;
- $u_{inst,N}$ displacement from the axial deformation of the framing;

- $u_{\text{inst},M}$ displacement from the elongation in a wall anchorage system (rigid body rotation);
- $u_{\text{inst},V}$ displacement from the rigid body translation, i.e. horizontal movement at the base;
- $u_{\text{inst},C}$ displacement from the deformation of the bottom rail perpendicular to grain;
- $u_{\text{inst},G}$ displacement from the sheathing panel shear deformation.

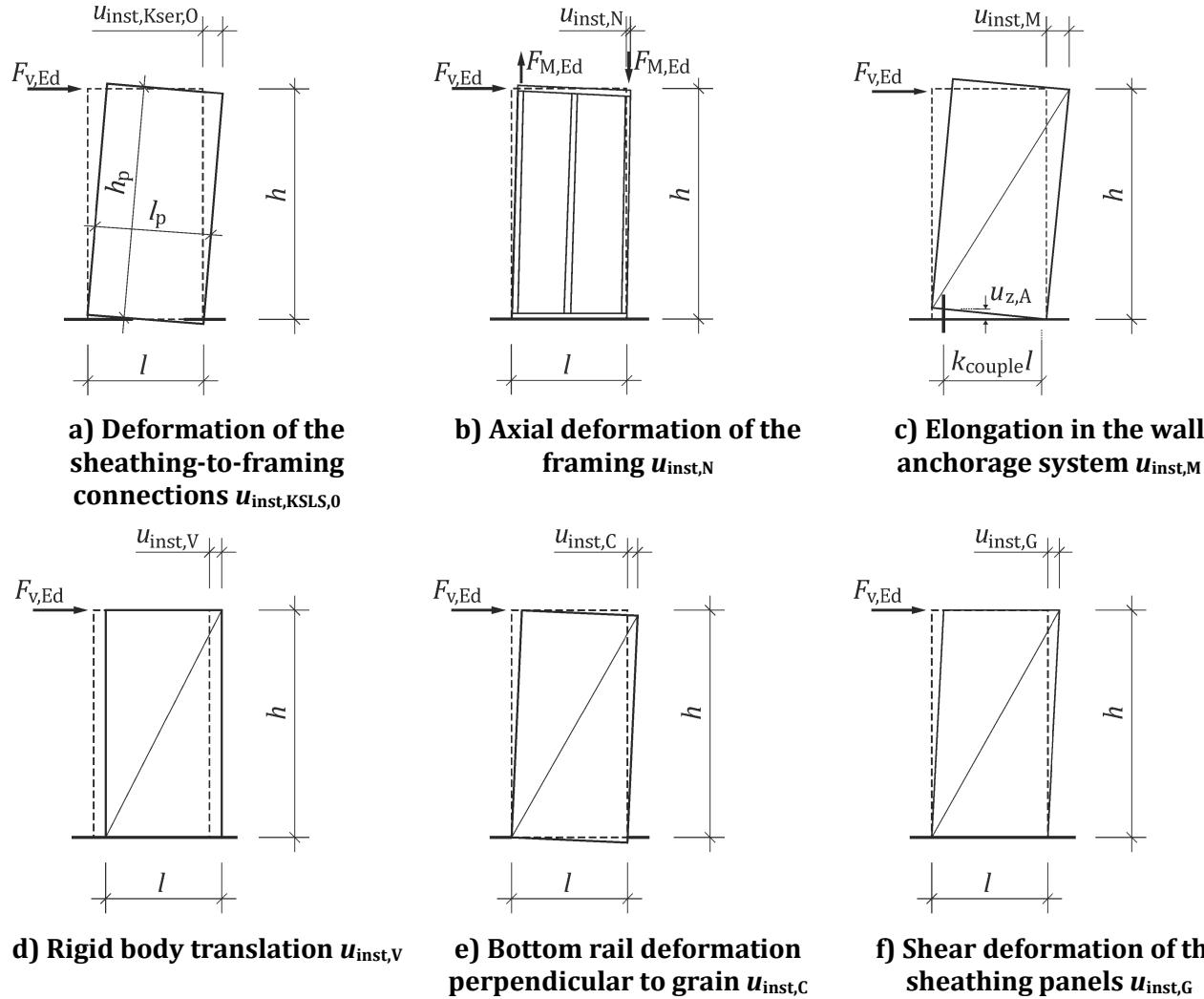


Figure 13.10 — Displacement components at the top of a single-storey framed wall

(2) For multi-storey buildings, the effects of successive amplification of the inter-storey deformation from underlying storeys should be taken into consideration.

NOTE Guidance is given in Annex R.

(3) The displacement $u_{\text{inst},\text{KSLS},0}$ from the deformation of the sheathing-to-framing connections of a wall consisting of consecutive sheathing panels of varying width $l_{\text{p},j}$, fixed to one or both sides of the framing, see Figure 13.8 a), may be take as follows:

$$u_{\text{inst},\text{KSLS},0} = \frac{F_{v,\text{Ed}} / l^2}{\frac{K_{\text{SLS},1}}{a_{1,1} l_{\text{per},1}} + \frac{K_{\text{SLS},2}}{a_{1,2} l_{\text{per},2}}} \quad (13.16)$$

with

$$l_{\text{per}} = 2l + 2n_{p,l}h \quad (13.17)$$

where

- $F_{v,\text{Ed}}$ is the design horizontal force applied to the wall;
- l is the wall length resisting diaphragm action;
- $K_{\text{SLS},1}, K_{\text{SLS},2}$ are the slip moduli of the sheathing-to-framing fasteners on each side of the framing;
- $a_{1,1}, a_{1,2}$ are the spacing of the sheathing-to-framing fasteners on each side of the framing;
- $l_{\text{per},1}, l_{\text{per},2}$ are the perimeter lengths of sheathing panels fixed to each side of the framing;
- $n_{p,l}$ is the number of consecutive sheathing panels along the length;
- h is the height of the wall.

NOTE Formula (13.16) is valid for static and quasi-static loading. Alternative Formulae can exist for seismic design.

(4) For a wall stabilized against overturning by a tie-down, the displacement $u_{\text{inst},N}$ from the axial deformation of the framing, see Figure 13.10 b), may be taken as follows:

$$u_{\text{inst},N} = \frac{2}{3} \frac{F_{v,\text{Ed}}}{E_{m,0,\text{mean}}} \left(\frac{l}{A_{\text{rail}}} + \frac{h^3}{A_{\text{stud}} l^2} \right) + \frac{F_{M,\text{Ed}}}{E_{m,0,\text{mean}}} \frac{h^2}{A_{\text{stud}} l} \quad (13.18)$$

where

- $F_{v,\text{Ed}}$ is the design horizontal force applied to the wall;
- $E_{m,0,\text{mean}}$ is the mean modulus of elasticity parallel to grain of the edge framing;
- l is the wall length resisting diaphragm action;
- A_{rail} is the average cross-section area of the top and bottom rails;
- h is the height of the wall;
- A_{stud} is the average cross-section area of the leading and trailing studs;
- $F_{M,\text{Ed}}$ is the design vertical force couple resulting from bending moment associated with the horizontal force applied to the wall.

(5) The horizontal displacement $u_{\text{inst},M}$ from the elongation of the wall anchorage system, assuming rigid support on the compression side, see Figure 13.10 c), may be taken as follows:

$$u_{\text{inst},M} = \frac{h}{k_{\text{couple}} l} u_{z,A} \quad (13.19)$$

where

- h is the height of the wall;
- k_{couple} is the factor accounting for the reduced lever arm between stabilizing forces;
- l is the wall length resisting diaphragm action;

$u_{z,A}$ is the vertical elongation of the wall anchorage system.

NOTE Typically, the factor k_{couple} ranges between 0,85 and 1.

(6) The vertical elongation of the wall anchorage system $u_{z,A}$ located at the leading edge of a wall and loaded in tension may be taken as follows:

$$u_{z,A} = \frac{F_{t,Ed}}{K_{SLS,A}} \quad (13.20)$$

where

$F_{t,Ed}$ is the design tensile reaction force at the leading edge of the wall, see Formula (13.14);

$K_{SLS,A}$ is the stiffness of the anchorage system against overturning;

k_{couple} is the factor accounting for the reduced lever arm between stabilizing forces;

l is the wall length resisting diaphragm action.

(7) The displacement $u_{inst,V}$ from the rigid body translation, see Figure 13.10 d), may be taken as follows:

$$u_{inst,V} = \frac{F_{v,Ed}}{K_{SLS,V} n_v} \quad (13.22)$$

where

$F_{v,Ed}$ is the design horizontal force applied to the wall;

$K_{SLS,V}$ is the stiffness of the wall base connection with respect to horizontal translation;

n_v is the number of wall base connections with respect to horizontal translation.

(8) The displacement $u_{inst,C}$ from the deformation of the bottom rail perpendicular to grain under the trailing stud, see Figure 13.10 e), may be taken as follows:

$$u_{inst,C} = w_{SLS,z} \frac{h}{l} \quad (13.23)$$

where

$w_{SLS,z}$ is the compressive deformation of the bottom rail perpendicular to grain according to 9.4;

h is the height of the wall;

l is the wall length resisting diaphragm action.

(9) The displacement $u_{inst,G}$ from the shear deformation of the sheathing panels, see Figure 13.11 f), may be taken as follows:

$$u_{inst,G} = \frac{F_{v,Ed} h}{l (G_{p,1} t_{p,1} + G_{p,2} t_{p,2})} \quad (13.24)$$

where

$F_{v,Ed}$ is the design horizontal force applied to the wall;

h is the height of the wall;

l is the wall length resisting diaphragm action;

$G_{p,1}, G_{p,2}$ are the shear moduli of the sheathing panels fixed to each side of the framing;

$t_{p,1}, t_{p,2}$ are the thicknesses of the sheathing panels fixed to each side of the framing.

13.4 Framed floors

13.4.1 General

(1) This subclause specifies provisions for simply supported or cantilevered planar assemblies.

(2) Framed floors may be designed as simply supported between each line of walls.

NOTE 1 13.1(4) applies when calculating the horizontal loads on walls, to allow for additional stiffness in floors not accounted for in the model, e.g. due to interlocking between boards.

NOTE 2 The influence of geometrical eccentricity according to 13.1(5) can be neglected in the floor design.

(3) All provisions of this subclause may be used for cantilevering planar assemblies, providing the span length l is taken as twice the cantilever length.

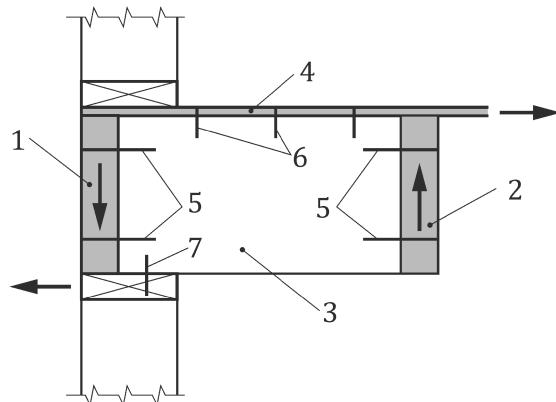
(4) The chords, i.e. edge ribs, of cantilevering planar assemblies should be anchored to the supporting structure to resist the tensile and compressive forces caused by the bending moment at the base of the cantilever.

(5) Transfer of the horizontal forces, into and out of the planar assemblies should be verified.

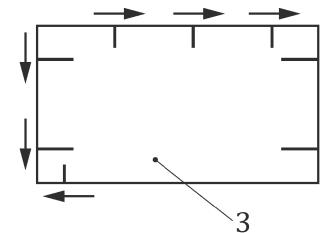
(6) For assemblies with one-sided sheathing or other eccentricities, the torsion of the edge ribs should be verified.

NOTE Risk of torsion can be reduced by using distributors transferring eccentric load through shear connection, see Figures 13.11 and 13.13.

(7) Favourable effects of stabilizing vertical loads from the structure above may be utilized.



a) Structural model



b) Equilibrium of blocking in shear

Key

- 1 edge rib
- 2 rib
- 3 distributor, blocking
- 4 sheathing panel
- 5 fasteners effective in shear and tension
- 6 connection between sheathing and blocking
- 7 connection between blocking and top rail

Figure 13.11 — Example of horizontal force transfer at floor level

(8) Floor planar assembly may contain free sheathing panel edges perpendicular to primary ribs.

(9) If the simplified models 13.4.2 – 13.4.5 are used, the minimum sheathing panel length l_p and height h_p , as defined in 13.13 and 13.14, should be:

- l_p and $h_p \geq a_{rib}$ for sheathing with free edges;
- l_p and $h_p \geq a_{rib}/3$ for sheathing with supported edges.

(10) The use of fitting panels with free edges should be minimised. The fitting pieces should be placed at locations of low shear.

(11) In determining the fastener edge distance in accordance with the requirements of Clause 11, the edges may be assumed as:

- Unloaded, i.e. $a_{4,c}$ according to Figure 11.17, if there are no free panel edges in the planar assembly;
- Loaded, i.e. $a_{4,t}$ according to Figure 11.17, in any other arrangement.

13.4.2 Ultimate Limit State

(1) The planar assembly may be assumed to act as a deep beam, where:

- The edge ribs are the flanges, i.e. top and bottom chords, acting exclusively in tension and compression;
- The sheathing panels are the web of the deep beam acting exclusively in shear.

(2) The edge ribs should be designed to resist the out of plane actions together with the axial tension and compressive forces resulting from the bending moments caused by the in-plane-actions.

(3) The design reaction axial tensile and compressive forces in the edge ribs $F_{c/t,Ed}$ caused by in-plane bending moment on the simply supported planar assembly may be taken as follows:

$$F_{c/t,Ed} = \pm \frac{M_{Ed}}{h} = \pm \frac{q_{Ed} l^2}{8 h} \quad (13.25)$$

where

M_{Ed} is the in-plane design bending moment;

h is the height of the planar assembly;

q_{Ed} is the uniformly distributed in-plane design action applied to the planar assembly;

l is the length of the planar assembly between supports.

NOTE Requirements for the design of any connections in the edge ribs are specified in 13.2.3.

(4) The shear forces in the planar assembly may be assumed as uniformly distributed over the height h of the assembly and transferred by the sheathing panels.

(5) Internal stresses in the sheathing panels should be verified according to 13.2.4.

(6) The shear stress τ_d in the sheathing panels may be assumed as uniformly distributed and may be taken as:

$$\tau_d = k_\tau \frac{l}{2 h t_p} q_{Ed} \quad (13.27)$$

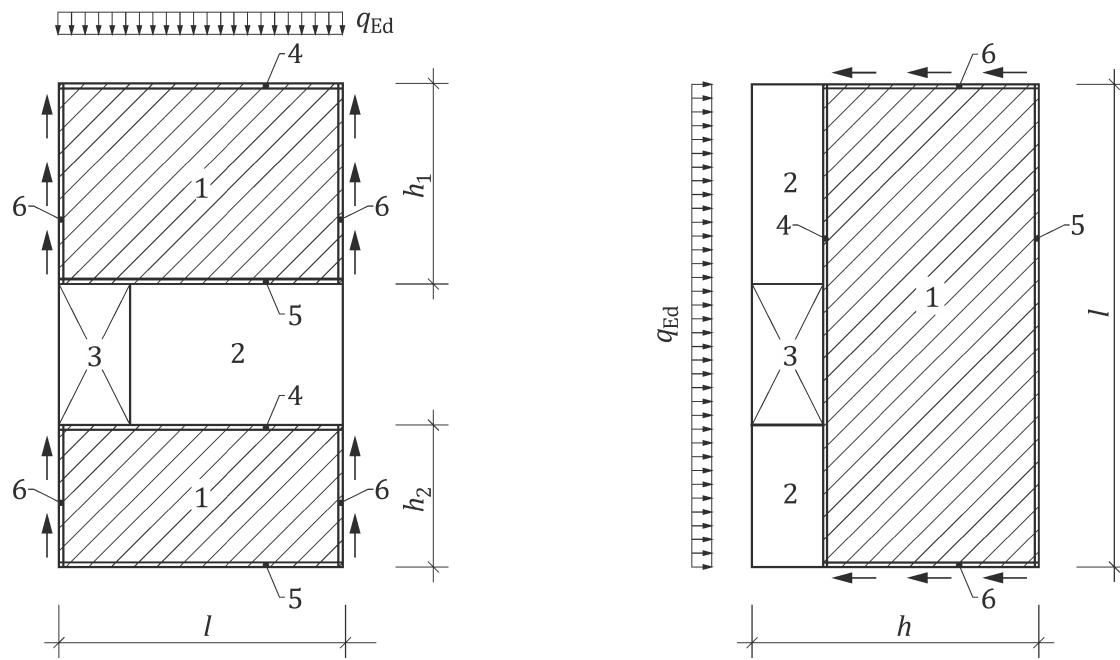
with

$$k_\tau = \begin{cases} 1,40 & \text{for sheathing panels with free edges} \\ 1,00 & \text{for sheathing panels without free edges} \end{cases} \quad (13.28)$$

where

- k_t is the shear distribution factor for sheathing interaction;
- l is the length of the planar assembly between supports;
- h is the height of the planar assembly;
- t_p is the thickness of the sheathing panels;
- q_{Ed} is the uniformly distributed in-plane design action applied to the planar assembly.

- (7) Planar assemblies that comprise large openings or have an irregular outline should be subdivided into simple areas representing effective planar assemblies used for verification, see Figure 13.12.
- (8) Load transfer of the in-plane forces into the effective assemblies shall be verified.
- (9) The contribution from the ineffective areas may be disregarded.



a) Load direction 1

b) Load direction 2

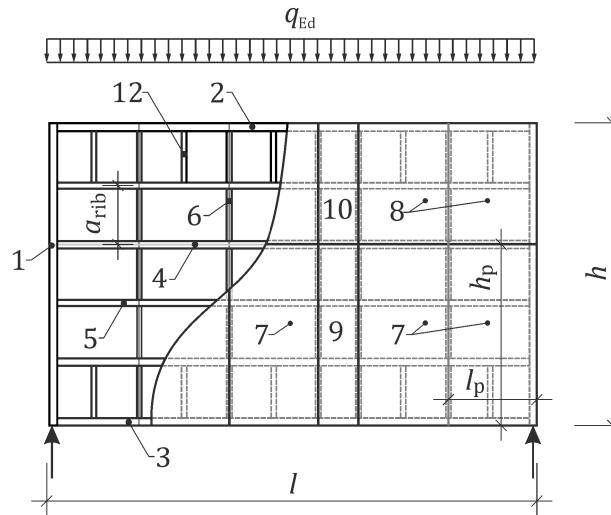
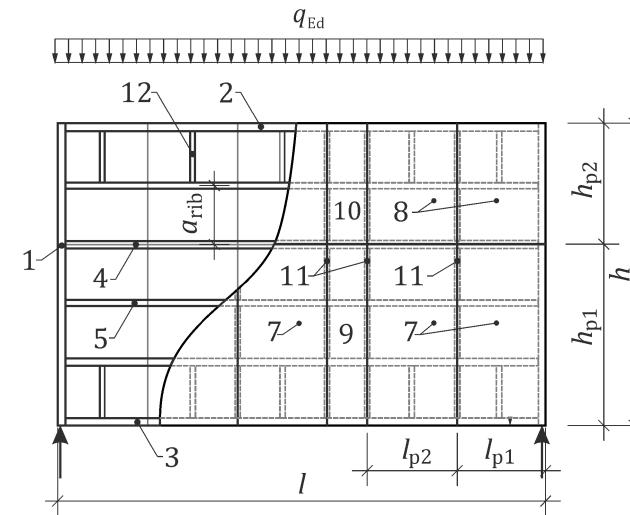
Key

- | | |
|---|---|
| 1 | effective planar assembly |
| 2 | ineffective part of planar assembly |
| 3 | opening |
| 4 | edge rib acting as a compression chord |
| 5 | edge rib acting as a tension chord |
| 6 | edge rib facilitating shear transfer into the support |

Figure 13.12 — Examples of effective planar assemblies

13.4.3 Planar assemblies of Type 1

(1) This subclause specifies provisions for planar assemblies where the in-plane actions are orientated perpendicular to the primary ribs, see Figure 13.13.

**a) Type 1a – No free edges in sheathing****b) Type 1b – Sheathing panels with free edges****Key**

- 1 end rib
- 2 edge rib acting as a compression chord
- 3 edge rib acting as a tension chord
- 4 primary rib at the perimeter of a sheathing panel
- 5 primary rib not at the perimeter of a sheathing panel
- 6 secondary rib (blocking, nogging, batten) at the perimeter of a sheathing panel
- 7 full-size sheathing panel
- 8 sheathing panel cut to height h_p , i.e. fitting panel
- 9 sheathing panel cut to length l_p , i.e. fitting panel
- 10 sheathing panel cut to length l_p and height h_p , i.e. fitting panel
- 11 (possible) free sheathing panel edge
- 12 full height secondary rib aiding the transfer of external in-plane load into the planar assembly, i.e. distributors

Figure 13.13 — Planar assemblies of Type 1

(2) When distributors are not used in planar assemblies of Type 1b, the capacity of the sheathing panels to transfer the in-plane actions, i.e. tension and compression, should be verified in accordance with 13.2.4(2) and 13.2.4(3).

(3) The resulting design shear stress of the sheathing-to-framing fasteners per unit length $s_{res,d}$ may be taken as follows:

$$s_{res,d} = q_{Ed} \frac{l}{2h}; \text{ for sheathing panel with no free edges} \quad (13.29)$$

$$s_{\text{res,d}} = \max \begin{cases} q_{\text{Ed}} \sqrt{\left(\frac{l-l_{p1}}{2h}\right)^2 + \left(k_q + \frac{2}{n_{f,h}} \frac{l-2l_{p1}}{l_{p1}}\right)^2} & \text{for sheathing panel with one free edge} \\ q_{\text{Ed}} \sqrt{\left(\frac{l-2l_{p1}-l_{p2}}{2h}\right)^2 + \left(k_q + \frac{1}{n_{f,h}} \frac{3l-6l_{p1}-4l_{p2}}{l_{p2}}\right)^2} & \text{for sheathing panel with two free edges} \end{cases} \quad (13.30)$$

with

$$n_{f,h} = \frac{h}{a_{\text{rib}}} + n_{p,h} \quad (13.31)$$

where

- q_{Ed} is the uniformly distributed in-plane design action applied to the planar element;
- l is the length of the planar assembly between supports;
- h is the height of the planar assembly;
- l_{p1} is the length of the sheathing or fitting panel with one free edge, typically adjacent to horizontal support;
- k_q is the load position factor;
- $n_{f,h}$ is the number of rows of fasteners along the height;
- l_{p2} is the length of the sheathing or fitting panel with two free edges, typically a second panel from horizontal support;
- a_{rib} is the spacing of primary ribs in the effective assembly;
- $n_{p,h}$ is the number of consecutive sheathing panels along the height.

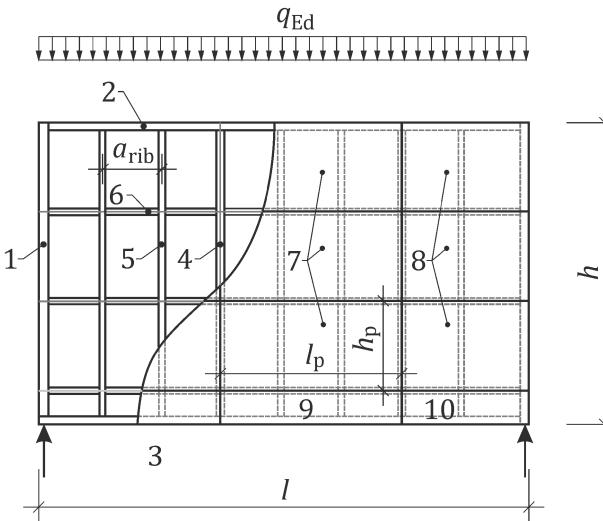
(4) The load position factor k_q may be taken from Table 13.2.

Table 13.2 — Load position factor k_q for distribution of in-plane loads

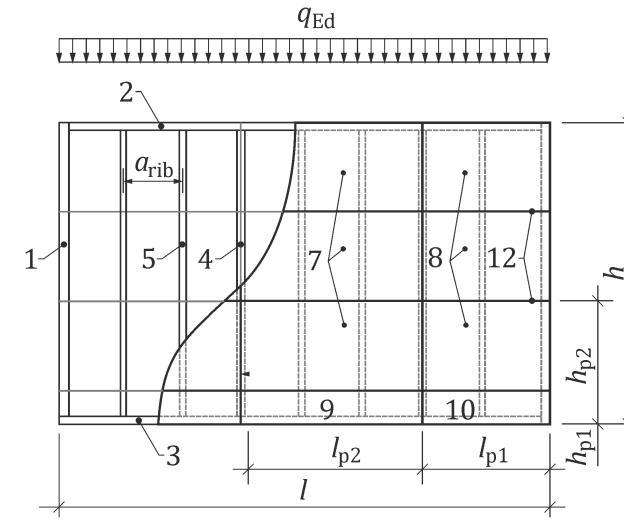
External in-plane action introduced into the planar assembly	k_q
from one edge only, e.g. pressure or suction only	1
from both edges, e.g. pressure and suction	0,5
from one or both edges when using distributors	0
NOTE When distributors are used at suction edge, tensile forces arise between the distributors and connected ribs.	

13.4.4 Planar assemblies of Type 2

(1) This subclause specifies provisions for planar assemblies where the in-plane actions are orientated parallel to the primary ribs, i.e. acting in the same direction as the ribs, see Figure 13.14.



a) Type 2a – No free edges in sheathing



b) Type 2b – Sheathing panels with free edges

Key

- 1 end rib
- 2 edge rib acting as a compression chord
- 3 edge rib acting as a tension chord
- 4 primary rib at the perimeter of a sheathing panel
- 5 primary rib not at the perimeter of a sheathing panel
- 6 secondary rib (blocking, noggin, batten) at the perimeter of a sheathing panel
- 7 full-size sheathing panel.
- 8 sheathing panel cut to length l_p , i.e. fitting panel
- 9 sheathing panel cut to height h_p , i.e. fitting panel
- 10 sheathing panel cut to length l_p and height h_p , i.e. fitting panel
- 11 (possible) free sheathing panel edge

Figure 13.14 — Planar assemblies of Type 2

(2) The resulting design shear stress of the sheathing-to-framing fasteners per unit length $s_{\text{res},d}$ may be taken as follows:

$$s_{\text{res},d} = q_{\text{Ed}} \left(\frac{l-a_{\text{rib}}}{2h} \right) \text{ for sheathing panels with no free edges} \quad (13.32)$$

$$s_{\text{res},d} = \max \begin{cases} q_{\text{Ed}} \sqrt{\left(\frac{l-a_{\text{rib}}}{2h} \right)^2 + \left(\frac{2}{n_{f,l,p}} \frac{l_p}{h_{p1}} \frac{l-l_p}{h} \right)^2} & \text{for sheathing panel with one free edge} \\ q_{\text{Ed}} \sqrt{\left(\frac{l-a_{\text{rib}}}{2h} \right)^2 + \left(\frac{3}{n_{f,l,p}} \frac{l_p}{h_{p2}} \frac{l-l_p}{h} \right)^2} & \text{for sheathing panel with two free edges} \end{cases} \quad (13.33)$$

with

$$n_{f,l,p} = \frac{l_p}{a_{\text{rib}}} + 1 \quad (13.34)$$

where

- q_{Ed} is the uniformly distributed in-plane design action applied to the planar assembly;
- l is the length of the planar assembly between supports;
- a_{rib} is the spacing of primary ribs in the effective assembly;
- h is the height of the planar assembly;
- $n_{f,l,p}$ is the number of rows of fasteners along the sheathing panel length;
- l_p is the length of the sheathing panel;
- h_{p1} is the height of the sheathing panel with one free edge, typically adjacent to planar assembly end;
- h_{p2} is the height of the sheathing or fitting panel with two free edges;
- $n_{p,l}$ is the number of consecutive sheathing panels along the length.

13.4.5 Serviceability Limit State

(1) In-plane deformation of framed floors may be assumed to be within acceptable limits without detailed verification, providing all the following conditions are satisfied:

- The horizontal design load $q_{Ed} \leq 5,0 \text{ kN/m}$;
- The height of the floor $h \geq l/4$;
- There is a continuous rib at each edge of the floor;
- The minimum length of the sheathing panels $l_p \geq 1,0 \text{ m}$;
- The sheathing-to-framing fastener spacing a_1 is the same on all ribs;
- There are no free sheathing panel edges;
- The span of the floor between horizontal supports $l \leq 12,0 \text{ m}$.

(2) The overall in-plane displacement u_{inst} at the midspan of the planar assembly relative to the end supports should be taken as follows:

$$u_{inst} = u_{inst,KSLS,0} + u_{inst,KSLS,90} + u_{inst,N} + u_{inst,G} \quad (13.35)$$

where

- $u_{inst,KSLS,0}$ is the displacement from the deformation of the sheathing-to-framing connection parallel to the primary ribs;
- $u_{inst,KSLS,90}$ is the displacement from the deformation of the sheathing-to-framing connection perpendicular to the primary ribs;
- $u_{inst,N}$ is the displacement from the axial deformation of the ribs;
- $u_{inst,G}$ is the displacement from the sheathing panel shear deformation.

NOTE In-plane displacement of framed planar assemblies with free edges significantly increases compared to assemblies without free edges.

(3) The midspan displacement $u_{\text{inst},\text{KSLS},0}$ from the deformation of the sheathing-to-framing connection parallel to the primary ribs may be taken as follows:

$$u_{\text{inst},\text{KSLS},0} = \begin{cases} \frac{q_{\text{Ed}} a_1}{K_{\text{SLS}}} \frac{l^2}{4h} \left[\frac{n_{\text{p,h}}}{h} + \frac{n_{\text{p,l}}}{l} \right] & \text{for Type 1a and Type 2a without free edges} \\ \frac{q_{\text{Ed}} a_1}{K_{\text{SLS}}} \left[n_{\text{p,h}} \frac{l^2}{4h^2} + \frac{l}{2h} \right] & \text{for Type 1b with free edges} \\ \frac{q_{\text{Ed}} a_1}{K_{\text{SLS}}} \frac{l}{4h} \left[\frac{l}{h} + n_{\text{p,l}} \right] & \text{for Type 2b with free edges} \end{cases} \quad (13.36)$$

where

- q_{Ed} is the uniformly distributed in-plane design action applied to the planar assembly;
- a_1 is the spacing of the sheathing-to-framing fasteners;
- K_{SLS} is the stiffnesses of the sheathing-to-framing fasteners;
- l is the length of the planar assembly between supports;
- h is the height of the planar assembly;
- $n_{\text{p,h}}$ is the number of consecutive sheathing panels along the height;
- $n_{\text{p,l}}$ is the number of consecutive sheathing panels along the length.

(4) The midspan displacement $u_{\text{inst},\text{KSLS},90}$ from the deformation of the sheathing-to-framing connection perpendicular to the primary ribs may be taken as follows:

$$u_{\text{inst},\text{KSLS},90} = \begin{cases} 0 & \text{for Type 1a and Type 2a without free edges} \\ \frac{q_{\text{Ed}} a_1}{n_{\text{f,h}} K_{\text{SLS}}} \left[\frac{3}{2} n_{\text{p,l}}^2 - 4n_{\text{p,l}} + n_{\text{p,h}} n_{\text{f,h}} + 2 \right] & \text{for Type 1b with free edges} \\ 0 & \text{for Type 2b with free edges where } n_{\text{p,h}} = 1 \\ \frac{q_{\text{Ed}} a_1}{n_{\text{f,l,mean}} K_{\text{SLS}}} \frac{l^3}{h^3} \frac{n_{\text{p,h}}}{n_{\text{p,l}}} \left[\frac{3}{2} n_{\text{p,h}} - 2 \right] & \text{for Type 2b with free edges where } n_{\text{p,h}} > 1 \end{cases} \quad (13.37)$$

with

$$n_{\text{f,l,mean}} = \frac{l}{n_{\text{p,l}} a_{\text{rib}}} + 1 \quad (13.38)$$

where

- q_{Ed} is the uniformly distributed in-plane design action applied to the planar assembly;
- a_1 is the spacing of the sheathing-to-framing fasteners;
- $n_{\text{f,h}}$ is the number of rows of fasteners along the height taken from Formula (13.31);
- K_{SLS} is the stiffnesses of the sheathing-to-framing fasteners;

- $n_{p,l}$ is the number of consecutive sheathing panels along the length;
- $n_{p,h}$ is the number of consecutive sheathing panels along the height;
- $n_{f,l,mean}$ is the average number of rows of fasteners along the sheathing panel length;
- l is the length of the planar assembly between supports;
- h is the height of the planar assembly;
- a_{rib} is the spacing of ribs.

(5) The midspan displacement $u_{inst,N}$ from the axial deformation of the framing member may be taken as follows:

$$u_{inst,N} = \frac{5}{192} \frac{q_{Ed} l^4}{E_{0,mean} A_{chord} h^2} \quad (13.39)$$

where

- q_{Ed} is the uniformly distributed in-plane design action applied to the planar assembly;
- l is the length of the planar assembly between supports;
- $E_{0,mean}$ is the mean modulus of elasticity parallel to grain of the edge ribs;
- A_{chord} is the average cross-section area of the edge ribs;
- h is the height of the planar assembly.

(6) The midspan displacement $u_{inst,G}$ from the shear deformation of the sheathing panels may be taken as follows:

$$u_{inst,G} = 1,4 \frac{q_{Ed} l^2}{8 G_p t_p h} \quad (13.41)$$

where

- q_{Ed} is the uniformly distributed in-plane design action applied to the planar assembly;
- l is the length of the planar assembly between supports;
- G_p is the shear moduli of the sheathing panels;
- t_p is the thickness of the sheathing panels;
- h is the height of the planar assembly.

13.5 Framed roofs

(1) Provisions of 13.4 may be applied on framed roofs.

(2) Any offset between the sheathing and primary framing or sheathing and distributors should be accounted for in the verification.

NOTE This situation arises when the sheathing is fixed into a secondary framing layer supported by the primary roof framing, i.e. sheathing fixed on top of battens, counter-battens or furring pieces.

(3) Battens may be assumed as load distributors, providing they are uniformly spaced.

(4) When the battens are jointed, the deformation of the joints along the roof panel height should be small in both compression and tension.

13.6 Diaphragms built out of CLT, LVL and GLVL

13.6.1 Wall diaphragms

(1) For the design of CLT, LVL and GLVL wall diaphragms the geometric boundary conditions (e.g. length, height, openings) and the lay-up of the CLT, LVL and GLVL shall be considered. There are two possible configurations, see Figure 13.15:

- monolithic wall diaphragm, composed of a single CLT, LVL or GLVL panel;
- segmented wall diaphragm, composed of several mechanically jointed CLT, LVL and GLVL panels.

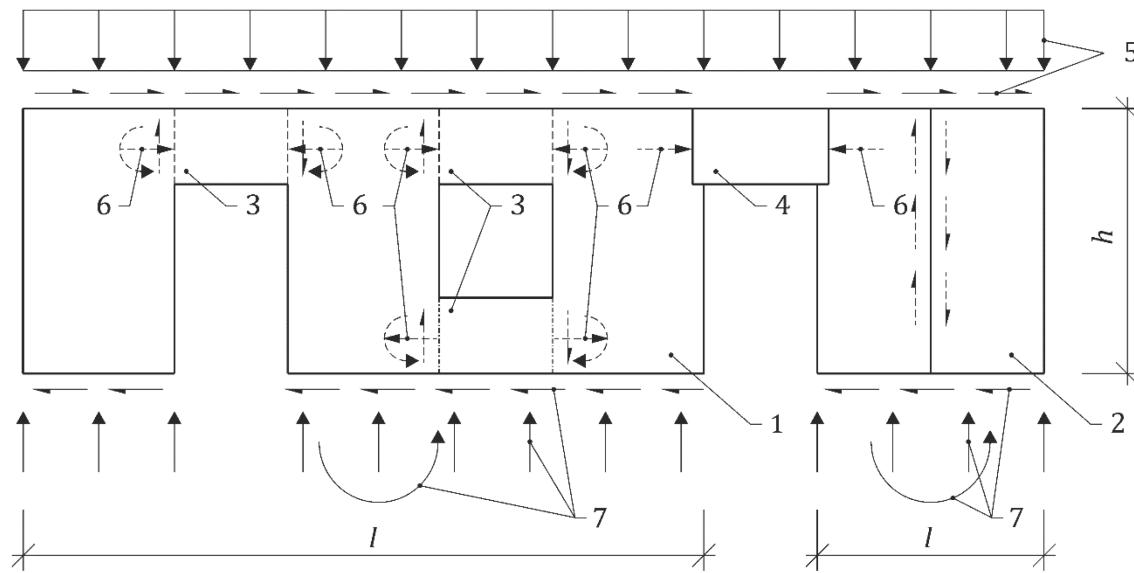
(2) A structural wall diaphragm should have a ratio of height h over length l of $h/l \leq 4$.

(3) For the design of CLT, LVL and GLVL wall diaphragms, the resistance and deformation contribution of the different wall components (CLT, LVL and GLVL panels and fasteners) and of the connections that restrain the wall against uplift and sliding, shall be taken into account.

(4) For the design of lintels or parapets (see Figure 13.15) the effects of additional bending and shear forces due to horizontal loads shall be considered if the uplift of adjacent wall diaphragms is not prevented.

(5) If the load transmission cannot be verified, the wall sections at both sides of the lintel and/or parapet shall be taken as separate wall diaphragms.

(6) The connections between the parts of a segmented wall diaphragm may be designed for a constant shear force distribution.

**Key**

- 1 monolithic wall
- 2 segmented wall made of two elements
- 3 lintel/parapet able to transmit bending moments, axial and shear forces
- 4 lintel that can be considered as a hinged beam axially rigid (compression)
- 5 actions
- 6 internal forces and moments to be transmitted
- 7 reaction forces and moments

Figure 13.15 — Example of wall assembly consisting of monolithic and segmented CLT, LVL and GLVL timber panels

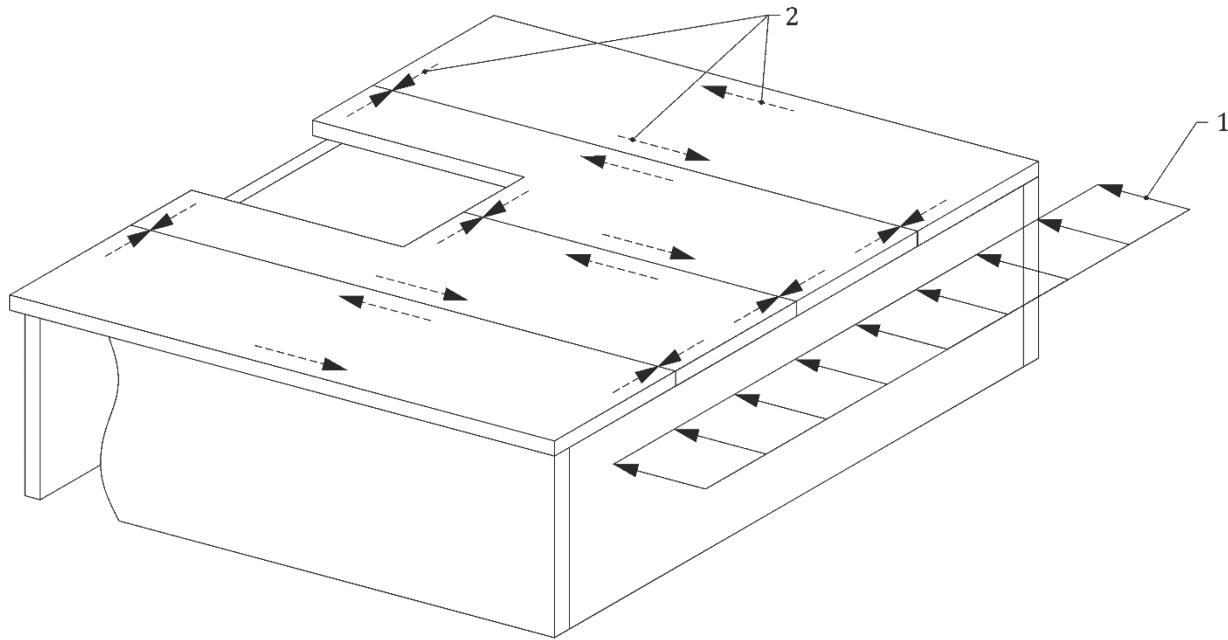
13.6.2 Floor and roof members

(1) 13.6.2 specifies provisions for simply supported diaphragms, such as floors or roofs, assembled from mechanically jointed CLT, LVL and GLVL panels.

(2) For diaphragms with a uniformly distributed load, see Figure 13.16, the method of analysis described in 13.6.2 shall be applied, if:

- CLT, LVL and GLVL roof and floor diaphragms designed according to 13.6.2 are taken as rigid,
- the presence of openings with significant influence has been considered;
- and the maximum spacing for dowel-type fasteners in CLT panels are 150 mm for nails and 500 mm for screws.

(3) The shear forces in the diaphragm should be assumed to be uniformly distributed over the width of the diaphragm.



Key

- 1 horizontal actions
- 2 internal forces to be transmitted

Figure 13.16 — Force distribution in a floor diaphragm

14 Timber foundation piles

NOTE Information on the design of foundation piles made of solid timber logs is given in Annex P.

Annex A (informative)

Additional guidance for increasing the robustness of timber structures

A.1 Use of this annex

(1) This Informative Annex provides supplementary guidance to 4.1.2 for increasing the robustness of timber structures.

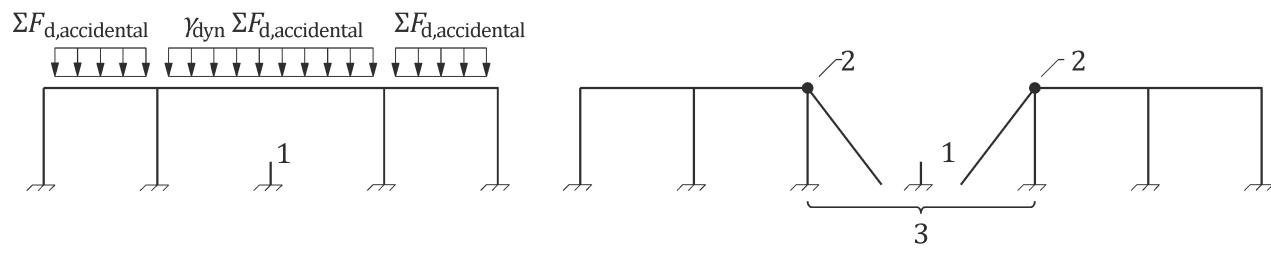
NOTE National choice on the application of this Informative Annex can be given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

A.2 Scope and field of application

(1) The Informative Annex covers design strategies to increase robustness based on limiting the total damage following assumed scenarios of initial local failure, namely:

- creation of alternative load paths (by increasing ductility, deformation capacity, and redundancy to the structure) (Figure A.1 a); and/or
- segmentation of the structure into distinct parts that are able to collapse without inducing structural failures in other parts (by means of fuse elements) (Figure A.1 b).

NOTE Both strategies are based on the identification of assumed scenarios of initial local failure. Examples of scenarios of initial local failure include the failure of a structural element (member or connection) that are systematically or randomly weakened, or collapse of a structural element due to unforeseen actions.



a) Removal of structural elements

b) Segmentation using fuse elements

Key

- | | |
|---|---------------------------|
| 1 | initial local failure |
| 2 | fuse element (connection) |
| 3 | collapsed area |

Figure A.1 — Design strategies to increase robustness based on limiting the total damage following assumed scenarios of initial local failure

- (2) The design scenarios in this Informative Annex should be considered as accidental design situations.
- (3) A.3 provides the basis for the verification of alternative load paths within the structure by designing for removal of structural elements.
- (4) A.4 provides the basis for the verification of segmentation of the structure by designing fuse elements.

A.3 Design for removal of structural elements

A.3.1 General

(1) Design for removal of structural elements should consider two consecutive design scenarios, see Table A.1:

- failure of a structural element including dynamic effects and impact of falling debris; and
- remaining structure, without the failed structural element.

NOTE 1 Some element-removal scenarios might not impose dynamic effects on the structure (e.g. gradual loss of an element during a fire, excessive settlement of a foundation). In such cases, only the second design scenario is relevant.

NOTE 2 Whenever an alternative load path is mobilised, the failure might go unnoticed if the structure does not exhibit visible deflections or extensive cracking and eventually lead to a progressive collapse.

A.3.2 Structural analysis

(1) The performance of a structure under a sudden element-removal scenario should be verified either by a:

- dynamic analysis; or a
- quasi-static analysis in which the dynamic effects are represented by quasi-static loading using appropriate dynamic amplification factors.

(2) The combinations of actions in Table A.1 should be used.

(3) Actions should be assigned to the load-duration classes given in Table A.1.

(4) If a quasi-static structural analysis is used, the dynamic effects should be represented by quasi-static loading increased by a dynamic amplification factor. In the absence of more accurate information, the dynamic amplification factors given in Table A.1 may be used.

Table A.1 — Load-duration classes, combinations of actions, and dynamic amplification factors when designing for removal of structural elements

Design scenario	Load-duration class	Combination of actions	Dynamic amplification factor k_{dyn}^a
Failure of structural element	Instantaneous	Combination of actions for accidental design situations	$k_{dyn} = 2,0$
Structure without the removed element	Short-term ^b		Not applicable (i.e. $k_{dyn} = 1,0$)

^a Does not take into account the impact of debris.

^b Defined by the time interval between initial failure and propping of the remaining structure.

A.4 Design for segmentation using fuse elements

A.4.1 General

(1) Robustness should be increased by designing for segmentation, e.g. by isolating collapsing parts of the structure.

NOTE 1 Segmentation by interrupting the structural continuity is particularly important to limit the extent of collapse in the case of systematic flaws that reduce the resistance of the structure at many locations (e.g. in repetitive structures).

NOTE 2 It is important to ensure that the remaining structure is able to carry relevant horizontal loads and that its members are adequately braced.

(2) Segmentation may be achieved by limiting the upper value of the resistance (load-carrying capacity) of fuse elements, which are structural elements that are presupposed to fail under certain damage scenarios in order to halt a progressive collapse.

(3) The fuse elements should be connections and their position should be selected for specific scenarios of initial local failure, such that effective segmentation is achieved for the actual structural system.

NOTE Design for segmentation and design for removal of structural elements can be used in combination. For example, the structure can be segmented and alternative load paths based on A.3 can be provided within the segments.

A.4.2 Verification

(1) The upper design value of the resistance (load-carrying capacity) $R_{\text{sup},d}$ of the fuse element should verify the inequality given by Formula (A.1).

$$R_{\text{sup},d} \leq E_{\text{fuse},d} \quad (\text{A.1})$$

where

$R_{\text{sup},d}$ is the upper design resistance (load-carrying capacity) of the fuse element;

$E_{\text{fuse},d}$ is the design effect of the action that the fuse element will carry in the case of collapse.

NOTE The design effect of the action $E_{\text{fuse},d}$ is typically based on analyses of specific scenarios of initial local failure (including any relevant dynamic effects). In many cases, $E_{\text{fuse},d}$ is mainly dependent on the self-weight of the part of the structure that is assumed to collapse.

(2) The resistance $R_{\text{sup},d}$ should be calculated using the:

- 95th-percentile values $R_{0.95}$ of the resistance;
- partial factors γ_M or γ_R for accidental design situations, see Table 4.5;
- modification factors k_{mod} for actions assigned to the "instantaneous" load-duration class, see Table 5.3.

(3) The values of $R_{0.95}$ are very dependent on the specific type of connection. In the absence of more accurate information, $R_{0.95} = 4R_k$ may be used.

NOTE Connections with laterally-loaded dowel-type fasteners are prone to have considerable over-strength due to a possible pronounced rope-effect.

Annex B
(informative)**Stability and bracing of members and structural systems****B.1 Use of this annex**

(1) This Informative Annex provides supplementary guidance to Clauses 7 and 8.2, about the elastic stability of members (critical loads and effective lengths) as well as their bracing system, when required (see 7.2.2).

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

(2) Stiffness properties to be used in this Annex should be taken according to Clause 4.

B.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex applies to straight members subjected to compression, or subjected to bending eventually accompanied by axial force, to determine their respective critical loads, critical bending moments or effective lengths.

(2) This Informative Annex provides provisions for the design of bracing systems: stiffnesses, bracing forces and deformations.

NOTE This guidance reflects common mechanical knowledge from classical theory of stability, applicable to Timber and Engineered Wood Products in common design situations. It is not exhaustive and does not exclude more advanced methods and modelling, e.g. Software, FE-models, solving differential equations, energy methods (non-exhaustive list), for modelling of structural systems, including their bracing elements.

(3) This Informative Annex assumes that shear deformation can be neglected.

B.3 Unbraced members: effective lengths and critical loads**B.3.1 General**

(1) The second order effects, depending on the critical load of the system, should be deemed significant where Formula (B.1) is met, with the critical factor α from Formula (B.2):

$$\frac{\alpha}{1-\alpha} > 0,10 \quad (\text{B.1})$$

with

$$\alpha = \begin{cases} \frac{\sigma_{c,0}}{\sigma_{y,crit}} & \text{for flexural buckling about the } y - \text{axis} \\ \frac{\sigma_{c,0}}{\sigma_{z,crit}} & \text{for flexural buckling about the } z - \text{axis} \\ \frac{\sigma_{m,y}^2}{\sigma_{m,crit}^2} + \frac{\sigma_{c,0}}{\sigma_{z,crit}} & \text{for lateral torsional buckling with compressive stress} \\ \frac{\sigma_{m,y}^2}{\sigma_{m,crit}^2} - \frac{\sigma_{t,0}}{\sigma_{z,crit}} & \text{for lateral torsional buckling with tensile stress} \end{cases} \quad (\text{B.2})$$

where

- α is the critical factor (by which the stress should be divided to cause elastic instability), depending on the verification under consideration;
- $\sigma_{c,0}$ is the compressive stress parallel to grain;
- $\sigma_{t,0}$ is the tensile stress parallel to grain;
- $\sigma_{y/z,crit}$ is the critical stress for flexural buckling about the y - or z - axis, respectively;
- $\sigma_{m,y}$ is the bending stress about the y -axis;
- $\sigma_{m,crit}$ is the critical stress for bending.

NOTE Formula (B.1) equivalently writes $\alpha > 0,09$; and the value $\alpha = 1,0$ corresponds to elastic instability.

(2) If the condition from Formula (B.1) is met, geometrical non-linear effects should be taken into account:

- for members, geometrical non-linear effects of actions (second order moments) are given in 7.4; and k_c/k_m methods are given in 8.2 for the verification of member buckling;
- for structures, geometrical non-linear effects of actions are usually calculated with computational means, based on global buckling analysis of structures.

(3) In order to prevent excessive non-linear deformations, the Formula (B.3) should be satisfied; and typical upper values of α are given in Table B.1.

$$\alpha \leq \frac{1}{1 + \frac{e_0 + \Delta_{1st,lim}}{\Delta_{nl,lim}}} \quad (B.3)$$

where

- e_0 is the initial imperfection;
- $\Delta_{1st,lim}$ is the maximum admissible deflection from linear (first order) analysis, superimposing to the initial imperfection e_0 ;
- $\Delta_{nl,lim}$ is the upper limit set on the share of the deflection induced by geometrical non-linear amplification.

Table B.1 — Typical upper values for critical factor α

e_0	$\Delta_{1st,lim}$	$\Delta_{nl,lim}$	$\alpha \leq$
$e_{0,y/z} = l/400$	$u_{y/z,1st,lim} = 0$ (no lateral moment)	$u_{y/z,nl,lim} = l/500$	0,44
$e_{0,y/z} = l/400$	$u_{y/z,1st,lim} = l/200$	$u_{y/z,nl,lim} = l/500$	0,21
$e_{0,y/z} = l/1000$	$u_{y/z,1st,lim} = 0$ (no lateral moment)	$u_{y/z,nl,lim} = l/500$	0,66
$e_{0,y/z} = l/1000$	$u_{y/z,1st,lim} = l/200$	$u_{y/z,nl,lim} = l/500$	0,25

(5) Where the condition from Formula (B.3) is otherwise not met, the members and/or structures should be stiffened, either by stiffening the existing elements (e.g. stiffer materials, connections, cross-section) or by additional bracing, see (7.2.2).

B.3.2 Compression members

(1) Critical loads $N_{crit,y/z}$ of unbraced members subjected to constant compressive force may be taken as follows:

$$N_{y/z,\text{crit}} = \pi^2 \frac{E_0 I_{y/z}}{l_{\text{ef},y/z}^2} \quad (\text{B.4})$$

with

$$l_{y/z,\text{ef}} = k_{\text{fb}} l \quad (\text{B.5})$$

where

- E_0 is the modulus of elasticity parallel to grain;
- $I_{y/z}$ are the second moment of inertia about the y -axis or z -axis, respectively;
- $l_{y/z,\text{ef}}$ is the effective length, for the y -axis or the z -axis buckling mode, respectively;
- k_{fb} is the factor accounting for the influence of boundary conditions, respectively for flexural buckling about the y -axis or the z -axis. Typical values are given in Table B.2;
- l is the length of the unbraced member.

NOTE Formula (B.4) neglects the effect of shear.

Table B.2 — Typical equivalent length factors k_{fb} for unbraced compression members

Boundary conditions	k_{fb}
Pinned – pinned	1,00
Fixed – pinned	0,70
Fixed – fixed	0,50
Cantilever	2,00

NOTE The values from Table B.2 assume fully rigid supports.

B.3.3 Bending members

(1) The critical bending moment $M_{y,\text{crit}}$ of unbraced members subjected to bending, with fork-type supports on both ends, may be calculated as follows:

$$M_{y,\text{crit}} = \frac{\pi}{l_{m,\text{ef}}} \sqrt{E_0 I_z G_0 I_x} \quad (\text{B.6})$$

with

$$l_{m,\text{ef}} = \frac{l}{k_1 k_{\text{ecc}}} \quad (\text{B.7})$$

where

- $l_{m,\text{ef}}$ is the effective length of the bending member, depending on the boundary conditions and the shape of the bending moment throughout the member;
- E_0 is the modulus of elasticity parallel to grain;
- I_z is the second moment of inertia about the z -axis;
- G_0 is the shear modulus;
- I_x is the torsional moment of inertia, given in Formula (B.10);
- l is the length of the unbraced member;

- k_1 is the factor to account for the shape of the bending moment, from Tables B.3 to B.7;
 k_{ecc} is the factor to account for the eccentric position of the load, given in Formula (B.8).

NOTE Formula (B.6) neglects the effect of shear and warping. The cross section of the member is such that $I_y > I_z$.

(2) The factor k_{ecc} for eccentric position of the load may be approximated as follows:

$$k_{ecc} = \eta + \sqrt{\eta^2 + 1} \quad (\text{B.8})$$

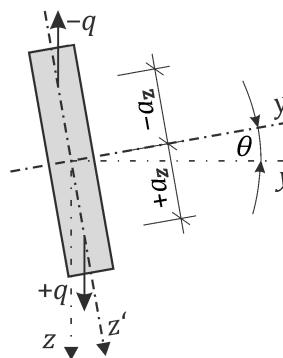
with

$$\eta = k_2 \frac{a_z}{l} \sqrt{\frac{E_0 I_z}{G_0 I_x}} \quad (\text{B.9})$$

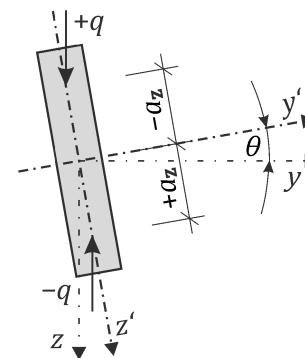
where

- η is the parameter for the calculation of k_{ecc} ;
 k_2 is the factor to account for the position of the load, see Tables B.3 to B.7;
 a_z is the distance from the centroid of the cross-section to the point of application of load, considered with its sign alongside the z -axis, see Figure B.1;
 l is the length of the unbraced member;
 E_0 is the modulus of elasticity parallel to grain;
 I_z is the second moment of inertia about the z -axis;
 G_0 is the shear modulus;
 I_x is the torsional moment of inertia.

NOTE Depending on the sign of the load and its position with respect to the neutral axis, the eccentricity a_z has a favourable or unfavourable effect on critical stress, see Figure B.1.



a) Stabilizing configurations



b) Destabilizing configurations

Key

- p load applied on the member, with its sign as per z -axis
 a_z distance from the centroid of the cross-section to the point of application of load, considered with its sign as per z -axis
 θ twist angle of the cross-section

Figure B.1 — Lateral torsional buckling: effects of load eccentricity

(3) The torsional moment of inertia I_x of members with rectangular cross-section may be taken as follows:

$$I_x = \begin{cases} \frac{b^3 h}{3} \left(1 - 0,63 \frac{b}{h}\right) & \text{for rectangular cross-sections} \\ \frac{t_{\text{CLT}}^3 h_{\text{CLT}}}{3} \left(1 - 0,63 \frac{t_{\text{CLT}}}{h_{\text{CLT}}}\right) & \text{for rectangular CLT cross-section, when used as beam} \end{cases} \quad (\text{B.10})$$

where

- b is the width of the bending member;
- h is the depth of the bending member;
- t_{CLT} is the overall thickness of the CLT member;
- h_{CLT} is the depth of the CLT member.

(4) Alternatively to Tables B.3 – B.7, k_1 may be estimated as follows for fork-supported members with distributed loads.

$$k_1 = \frac{12}{2+3 \left| \frac{M_A}{M_{\max}} \right| + 4 \left| \frac{M_B}{M_{\max}} \right| + 3 \left| \frac{M_C}{M_{\max}} \right|} \quad \text{with } k_1 \leq 2,5 \quad (\text{B.11})$$

where

- $M_{A/B/C}$ are the bending moments at 1/4; 1/2 and 3/4 span of the unbraced length l , respectively;
- M_{\max} is the maximum bending moment throughout the member.

NOTE This Formula is based on the work by Kirby & Nethercot, initially developed for steel members. Its precision is sufficient for practical cases, for members where distributed loads apply. As indicated, absolute values of bending moments are considered.

(5) The provisions here above may be used for fork-supported tapered members, see Figure B.2, where h is replaced by the equivalent depth h_{eq} taken as follows:

$$h_{\text{eq}} = h_s + 0,50 \Delta h \quad (\text{B.12})$$

where

- h_s is the depth of the member at the supports;
- Δh is the depth variation of the member.

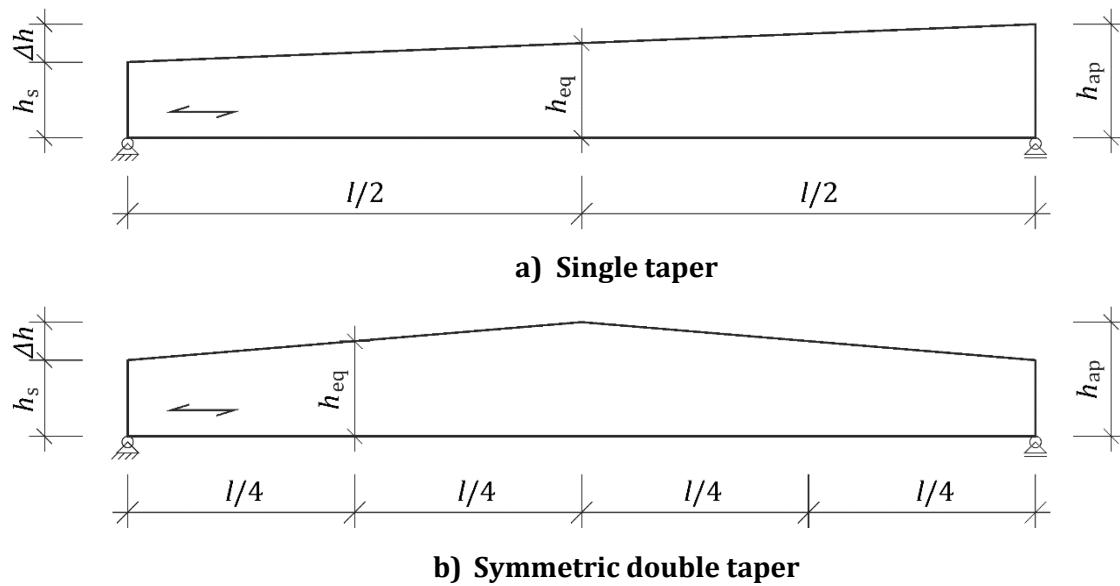
**Key** Δh depth variation h_{eq} equivalent depth**Figure B.2 — Equivalent depth for tapered members in bending**

Table B.3 — Single-span fork-supported beams: typical values of k_1 and k_2

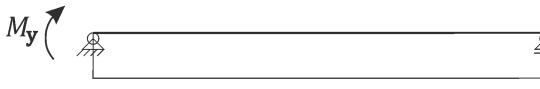
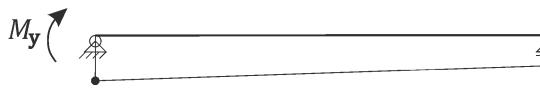
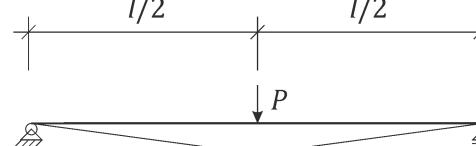
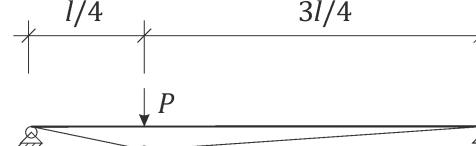
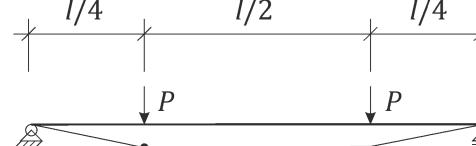
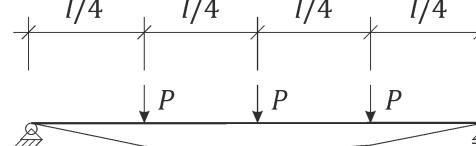
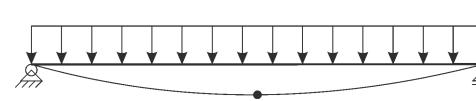
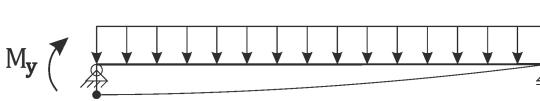
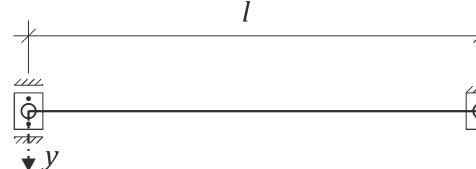
Case	Bending moment shape	Reference moment	k_1	k_2
a)		M	1,00	0
b)		M	$1,77-\psi$	0
c)		$P l / 4$	1,35	1,74
d)		$3 P l / 16$	1,45	1,23
e)		$P l / 4$	1,04	1,33
f)		$P l / 2$	1,18	1,50
g)		$p l^2 / 8$	1,13	1,44
h)		M	1,31	0,41
i)		Boundary conditions		

Table B.4 — Single-span fixed-fixed beams: typical values of k_1 and k_2

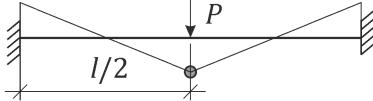
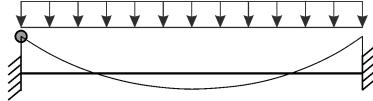
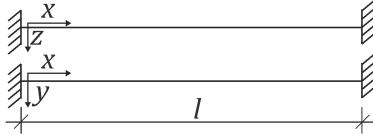
Case	Bending moment shape	Reference moment	k_1	k_2
a)		$P l / 8$	1,90	4,85
b)		$-p l^2 / 12$	3,03	5,80
c)		Boundary conditions		

Table B.5 — Cantilever with free end: typical values of k_1 and k_2

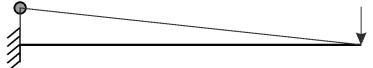
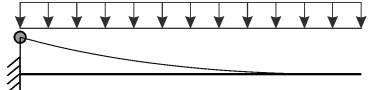
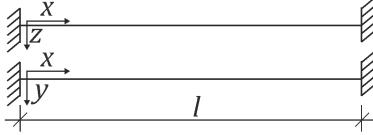
Case	Bending moment shape	Reference moment	k_1	k_2
a)		$P l$	1,28	1,50
b)		$p l^2 / 2$	2,05	2,61
c)		Boundary conditions		

Table B.6 — Cantilever with braced end: typical values of k_1 and k_2

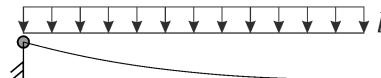
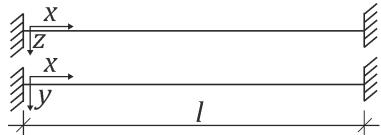
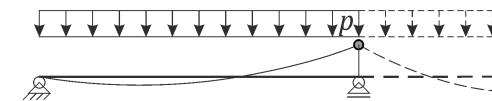
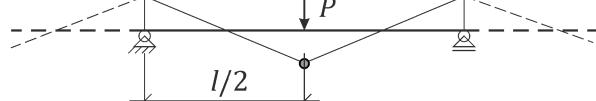
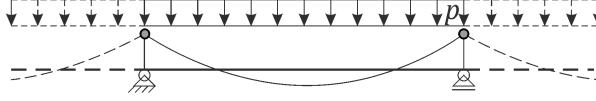
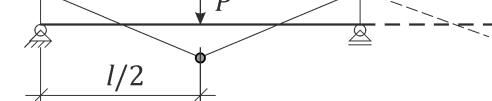
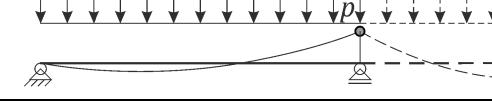
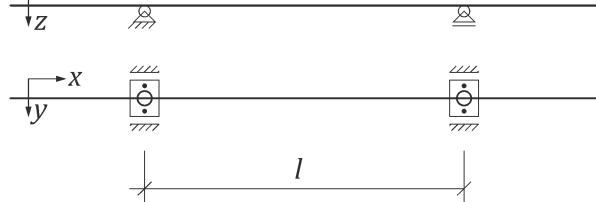
Case	Bending moment shape	Reference moment	k_1	k_2
a)		$P l$	1,77	0
b)		$p l^2 / 2$	2,54	0,81
c)		Boundary conditions		

Table B.7 — Multi-span fork-supported beams: typical values of k_1 and k_2

Case	Bending moment shape	Reference moment	k_1	k_2
a)		$- p l^2 / 8$	2,22	2,83
b)		$P l / 8$	1,70	4,29
c)		$- p l^2 / 12$	2,58	4,92
d)		$P l / 5,85$	1,49	2,77
e)		$- p l^2 / 9,5$	1,67	2,59
f)		Boundary conditions		

B.4 Braced members and bracing systems

B.4.1 General

(1) 7.2.2(1) applies.

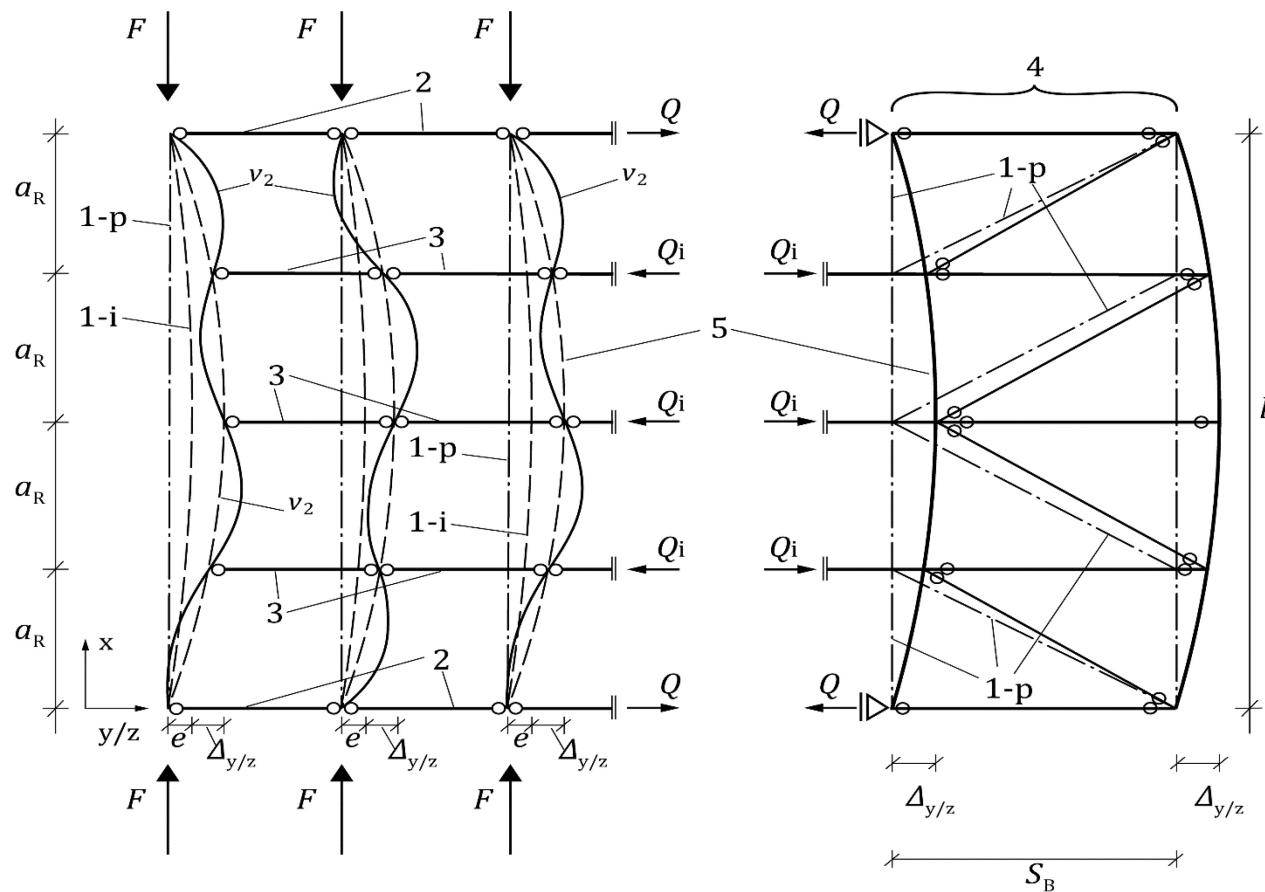
(2) Bracing systems should be designed (stiffnesses, bracing forces and deformations) to prevent failure and excessive deflection of plane structures as parts of subdivided spatial structures (primary structures) and individual members, which are not otherwise adequately stiff (referred to as stiffened parts or members, see Figure B.3 and Figure B.4).

(3) All forces in members referred to in this Informative Annex should be taken from first order structural analysis.

(4) Where a member is stiffened in two directions, stiffening in each direction may be designed separately.

NOTE 1 While the initial bow imperfection of a simply supported straight compression strut causes stiffening forces that form an internal equilibrium group (see Figure B.3), the sway imperfection of a compression strut causes stiffening forces that need to be brought into equilibrium with an external force couple due to the danger of overturning (see Figure B.4).

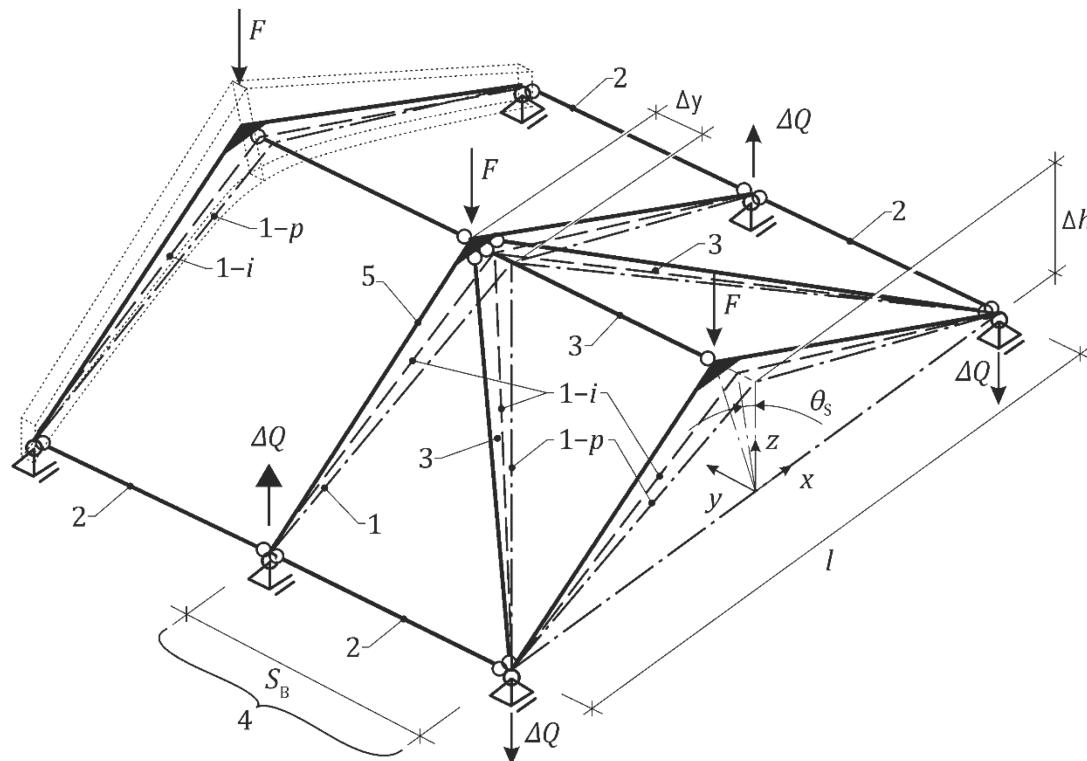
NOTE 2 For a straight beam supported on fork supports, there is a danger of overturning both due to the initial bow imperfection and the sway imperfection. The equilibrating external force couple of a beam is called fork moment and causes torsion in the beam.

**Key**

1-p	perfect geometry	s_B	width of the plane bracing truss
1-i	imperfect geometry	a_R	distance between restraints
2	end restraints (pinned-pinned)	e	bow imperfection of columns
3	elastic restraints (pinned-pinned)	$\Delta_{y/z}$	deflection of bracing system
4	elastic bracing plane truss, , consisting of 2 straight members, 4 diagonals and 5 restraints	v_2	deflection of compressive members
5	deformed bracing system	Q, Q_i	bracing forces ^c
F	axial compressive force in members to be stiffened		

^a This plane structural system consists of 3 primary straight beam-columns, stiffened by 5 restraints connected to an in-plane secondary structure; and equilibrium does not require support.

Figure B.3 — Plane structural systems with bracing

**Key**

1-p	perfect geometry	s_B	width of the spatial bracing truss
1-i	imperfect geometry	ϕ_s	sway of beams at ridge kink point, including imperfection and deformation
2	end restraints (pinned-pinned)	Δh	height variation of the beam
3	diagonals (pinned-pinned)	Δy	deflection of bracing system
4	elastic bracing spatial truss, , consisting of 2 pitched cambered beams, two diagonals and 3 restraints	ΔQ	bracing reaction forces at supports ^c
5	deformed bracing system		
F	forces on the pitched-cambered beams		

^b This spatial structural system consists of 3 primary pitched cambered beams, stiffened by 3 restraints on spatial secondary structure; and equilibrium requires support.

^c The bracing reaction force ΔQ at supports in b) can be estimated with $\Delta Q = n F \frac{\phi_s \Delta h}{2 s_B}$

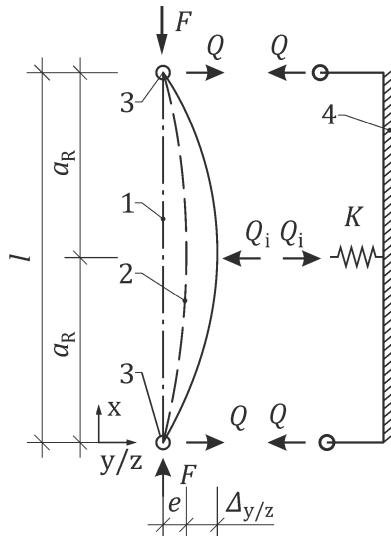
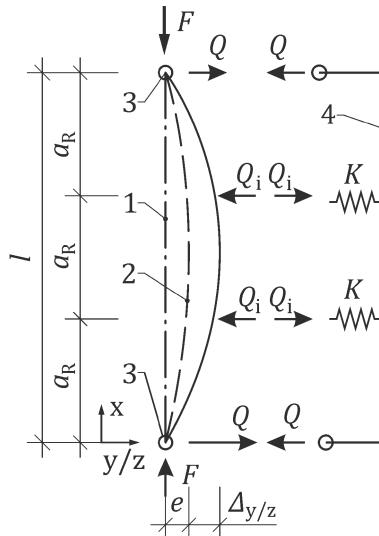
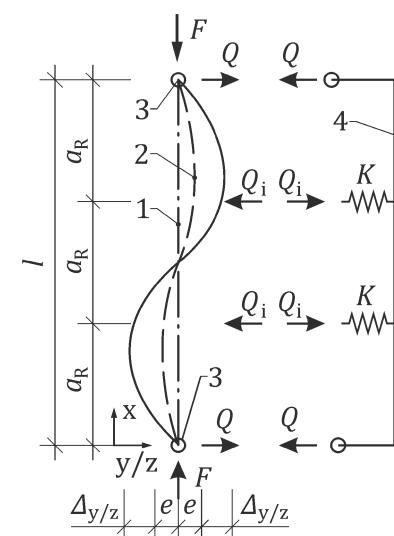
Figure B.4 — Spatial structural systems with bracing

(5) The evaluation of the stiffness of the bracing systems, plane or spatial, should take into account the type and the response (buckling mode) of the elastic bracing substructure (for example individual restraints on rigid substructure, elastic bracing beam, elastic bracing truss).

B.4.2 Braced compression members on rigid substructures

(1) B.4.2 may be applied to compression members with up to 6 discrete and independent restraints of constant spacing a_R and $n_{R,sp}$ intermediate spring restraints ($n_{R,sp} \leq 4$) with the same stiffness K , in N/mm, see Figure B.5.

(2) Members with 7 restraints or more ($n_{R,sp} \geq 5$) should be analyzed as members on elastic foundation, see B.4.5.

a) Member with 3 restraints;
 $m = 1$ b) Member with 4 restraints;
 $m = 1$ c) Member with 4 restraints;
 $m = 2$ **Key**

- 1 perfect geometry
- 2 imperfect member
- 3 rigid restraints (pinned)
- 4 rigid substructure
- F compressive force in the member
- m number of half-sine waves in the lowest buckling mode
- l member length
- a_R distance between restraints
- K spring stiffness including the stiffness of all restraints and their connections
- e bow imperfection of the member
- $\Delta_{y/z}$ deflection of the bracing system
- $Q ; Q_i$ forces for design of end restraints and intermediate restraints, respectively

Figure B.5 — Compression members on rigid substructure

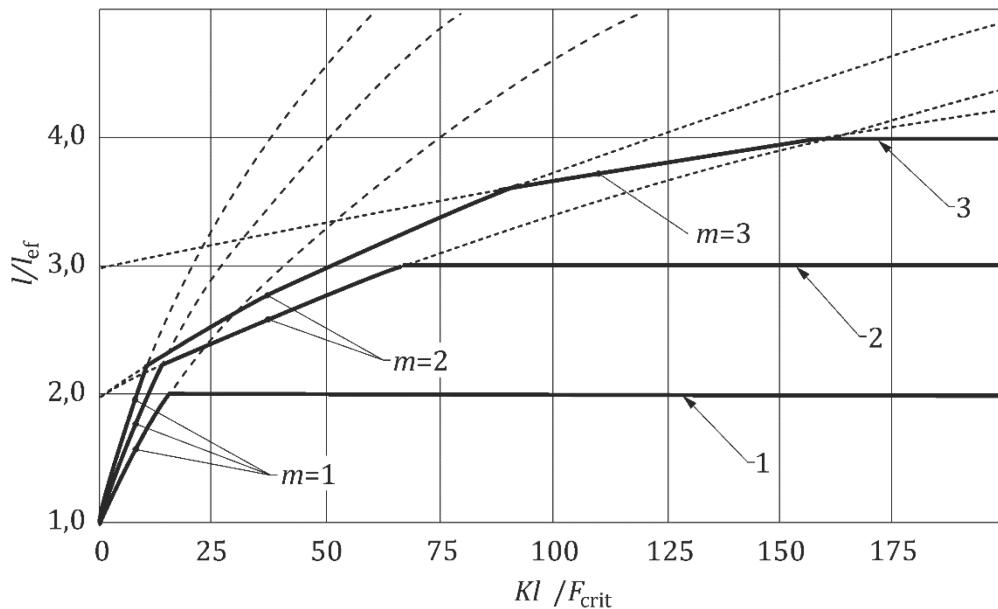
(3) The effective length $l_{y/z,\text{ef}}$ of braced compression members, as well as the number m of half-sine waves in the lowest buckling mode, may be taken as follows:

$$\frac{l}{l_{y/z,\text{ef}}} = \min_{1 \leq m \leq n_{R,\text{sp}}} \left[\sqrt{m^2 + \frac{(n_{R,\text{sp}}+1)}{m^2 \pi^2} \frac{K l}{F_{\text{crit}}}} ; n_{R,\text{sp}} + 1 \right] \quad \text{with } n_{R,\text{sp}} \leq 4 \quad (\text{B.13})$$

where

- l is the total length of the member;
- $l_{y/z,\text{ef}}$ is the effective length in the considered buckling mode;
- m is the number of half-sine waves in the lowest buckling mode, determined to minimize the ratio $l/l_{y/z,\text{ef}}$ and shape the imperfection, with $m \leq n_{R,\text{sp}}+1$;
- $n_{R,\text{sp}}$ is the number of restraining springs (excluding end restraints);
- K is the stiffness of the restraining springs;
- F_{crit} is the critical load of the unbraced member.

NOTE From Formula (B.13), both the effective length and the parameter m are calculated. This parameter m is further used in the calculation of the bracing forces.



Key

- m number of half-sine wave in the 1st buckling mode, with $m \leq n_{R,sp} + 1$
- 1 member with 3 restraints ($n_{R,sp} = 1$)
- 2 member with 4 restraints ($n_{R,sp} = 2$)
- 3 member with 5 restraints ($n_{R,sp} = 3$)

Figure B.6 — Ratio I/l_{ef} for compression members on rigid substructure

(4) The transition values of Kl/F_E between buckling modes, see Figure B.6 (e.g. between $m = 1$ and $m = 2$), may be taken as follows, and values are given in Table B.8 for members with 3 to 6 restraints:

$$\frac{Kl}{F_{\text{crit}}} = \begin{cases} \frac{\pi^2 m^2}{n_{R,sp}+1} (1 + 2m + m^2), & \text{for } m < n_{R,sp} + 1 \\ \pi^2 n_{R,sp}^2 \frac{1+2n_{R,sp}}{1+n_{R,sp}}, & \text{for } m = n_{R,sp} + 1 \end{cases} \quad (\text{B.14})$$

where

- K is the stiffness of the restraining springs;
- l is the total length of the member;
- F_{crit} is the critical load of the unbraced member;
- m is the number of half-sine waves in the 1st buckling mode, determined to minimize the ratio $I/l_{c,ef}$ and shape the imperfection;
- $n_{R,sp}$ is the number of restraining springs (excluding end restraints).

Table B.8 — Thresholds between buckling modes

Number of restraints	$n_{R,sp}$	$m=1$		$m=2$		$m=3$	
3 restraints	1	$0 \leq \frac{Kl}{F_{crit}} \leq$	14,8	$< \frac{Kl}{F_{crit}} \leq$	-	$< \frac{Kl}{F_{crit}} \leq$	-
4 restraints	2		13,2		66		-
5 restraints	3		9,9		89		155

(5) The bracing forces Q_i in the intermediate restraining springs may be taken as follows, and typical values are given in Table B.9:

$$Q_i = [F(e + v) - F_{crit} m^2 v] \frac{m^2 \pi^2}{l(n_{R,sp}+1)} n k_{sim} \quad \text{with } Q_i > 0 \quad (\text{B.15})$$

with

$$e = \varepsilon_0 l_{y/z,ef} \quad (\text{B.16})$$

$$v = e \frac{\alpha}{1-\alpha} \quad (\text{B.17})$$

where

- Q_i is the force in intermediate restraining spring;
- F is the design compressive force in the member;
- e is the bow imperfection of the member;
- v is the elastic deformation of the bracing system, related to the effective length;
- F_{crit} is the critical load of the unbraced member;
- m is the parameter calculated from Formula (B.13), for the lowest buckling mode;
- l is the length of the member;
- $n_{R,sp}$ is the number of restraining springs, excluding end restraints;
- n is the number of members stiffened by the bracing;
- k_{sim} is the factor taking into account the likelihood of identical random imperfections occurring simultaneously in a collective consisting of n members (primary systems);
- ε_0 is the non-dimensional bow imperfection, see 7.3;
- $l_{y/z,ef}$ is the effective length in the considered buckling mode, calculated from Formula (B.13);
- α is the critical factor of the braced compressed member, with effective length calculated from Formula (B.13).

NOTE In Formula (B.15), it is conservative to omit the term with minus sign in the brackets, involving F_E and taking into account the own stiffness of the member, which is usually small for slender members. The values in Table B.9 are calculated with this conservative assumption.

Table B.9 — Typical restraint forces for compression members

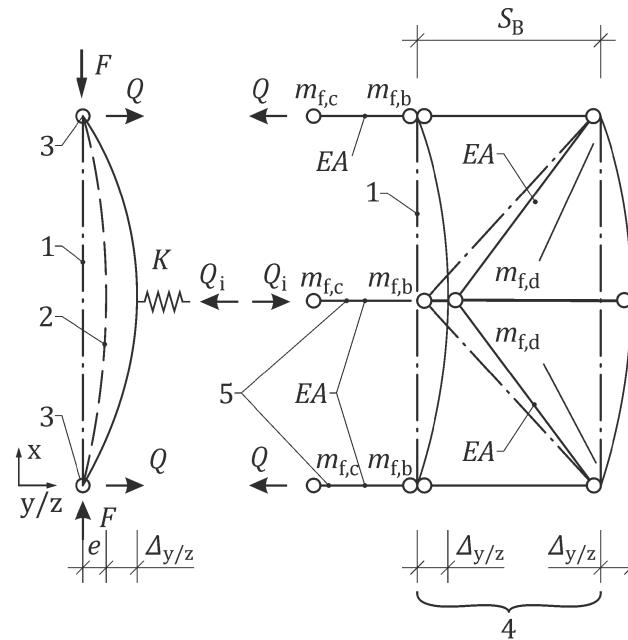
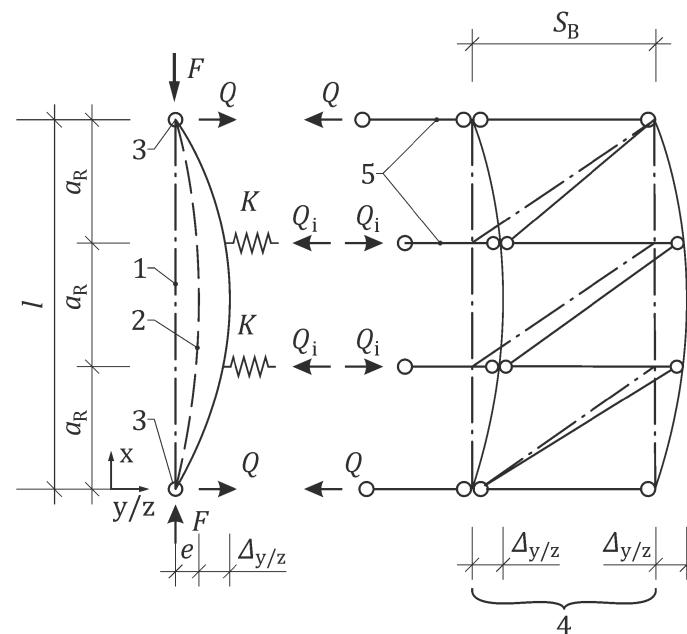
Number of restraints	$n_{R,sp}$	$\alpha \leq 0,44$ ^a			$\alpha \leq 0,66$ ⁿ		
		$m=1$	$m=2$	$m=3$	$m=1$	$m=2$	$m=3$
3 restraints	1	<i>F/45</i>	-	-	<i>F/67</i>	-	-
4 restraints	2	<i>F/67</i>	<i>F/16</i>	-	<i>F/101</i>	<i>F/25</i>	-
5 restraints	3	<i>F/90</i>	<i>F/22</i>	<i>F/10</i>	<i>F/135</i>	<i>F/33</i>	<i>F/15</i>

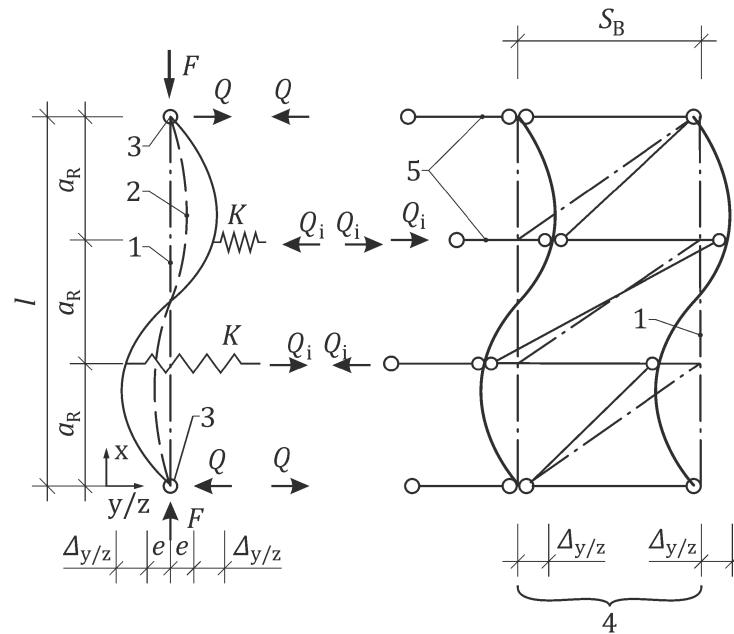
^a A value of $\alpha \leq 0,44$ corresponds to an imperfection $e = l_{ef}/400$ and a deflection $v \leq l_{ef}/500$.

^b A value of $\alpha \leq 0,66$ corresponds to an imperfection $e = l_{ef}/1000$ and a deflection $v \leq l_{ef}/500$.

B.4.3 Braced compression members on elastic bracing truss

(1) The effective lengths of compression members braced by an elastic bracing truss, see Figure B.7, may be calculated from Formula (B.13); and the bracing forces may be calculated from Formula (B.15).

- Entwurf -**a) Member with 3 restraints on elastic substructure ($m = 1$)****b) Member with 4 restraints on elastic substructure ($m = 1$)**

**c) Member with 4 restraints on elastic substructure ($m = 2$)****Key**

1	perfect geometry	a_R	sub-lengths of the member
2	imperfect member	l	length of the member
3	rigid restraints (pinned)	K	spring stiffness see B.4.3(2) and B.4.3(3)
4	elastic bracing truss	e	bow imperfection of the member
5	restraints	$\Delta_{y/z}$	deflection of bracing system
F	compressive force in the member	S_B	width of the bracing truss
$Q ; Q_i$	forces for the design of end restraints and intermediate restraints, respectively, taken from Formula (B.15)		

Figure B.7 — Compression members on elastic substructures

(2) For a compression member with 3 restraints ($n_{R,sp} = 1$) on an elastic bracing truss such as given in Figure B.7 a), the stiffness K may be approximated as follows, for the member farthest from the bracing truss:

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_f} \left(\frac{1,5}{n_{f,C}} + \frac{1,5}{n_{f,B}} n k_{sim} \right) + \frac{1}{K_{f,D} n_{f,D} b^2} n k_{sim} + \frac{k_{sim}}{E_0 A} 1,5 l_{MB,ef} + \frac{k_{sim}}{E_{0,D} A_D 2b^2} l_D^3 \quad (B.18)$$

with

$$l_{MB,ef} = \frac{n}{2} (n + 1) b \quad (B.19)$$

where

- K_f is the stiffness of the individual fasteners;
- $n_{f,C}$ is the number of fasteners in the connections of the stiffened member to the restraints;
- $n_{f,B}$ is the number of fasteners in the connections of the restraint members to the bracing;
- n is the number of members stiffened by the bracing;

- k_{sim} is the factor accounting for the likelihood of identical random imperfections occurring simultaneously in a collective consisting of n members (primary systems) and is calculated from Formula (7.12);
- $K_{f,D}$ is the stiffness of the individual fasteners in the diagonals;
- $n_{f,D}$ is the number of fasteners in the connections at each end of the diagonals of the bracing;
- l_D is the length of the bracing diagonal;
- b is the width of the bracing system;
- E_0 is the modulus of elasticity of the restraints of the bracing;
- A is the cross-section of the restraints of the bracing;
- $E_{0,D}$ is the modulus of elasticity of the diagonals of the bracing;
- A_D is the cross-section of the diagonals of the bracing;
- $l_{MB,ef}$ is the effective length of the restraint accounting for the normal force increasing along the length.

NOTE 1 The first summand in Formula (B.18) represents the stiffness of all fasteners; and the second summand represents the axial member stiffness of restraints and diagonals.

NOTE 2 The factor 1,5 inside the round brackets in Formula (B.18) takes into account that even though the force in the end restraints is only $Q = Q_i/2$, the number of fasteners is the same as in the interior restraint as assumed. The stiffness of the member farthest from the bracing differs from that of the other members by length $l_{MB,ef}$.

(3) For a compression member with 4 restraints braced by an elastic bracing truss, see Figure B.7 b) and c), the stiffness of the restraining springs K may be approximated as follows, for $m = 1$ or $m = 2$, respectively:

$$\frac{1}{K} = \frac{3}{2 K_f} \left(\frac{2}{n_{f,C}} + \frac{2}{n_{f,B}} n k_{\text{sim}} \right) + \frac{3}{2 K_{f,D}} \left(\frac{2}{n_{f,D}} \frac{l_D^2}{b^2} n k_{\text{sim}} \right) \quad (\text{B.20})$$

$$\frac{1}{K} = \frac{3}{2 K_f} \left(\frac{4}{3 n_{f,C}} + \frac{4}{3 n_{f,B}} n k_{\text{sim}} \right) + \frac{3}{2 K_{f,D}} \left(\frac{1}{3 n_{f,D}} \frac{l_D^2}{b^2} n k_{\text{sim}} \right) \quad (\text{B.21})$$

where

- K_f is the individual stiffness of the fasteners in the restraints of structure;
- $n_{f,C}$ is the number of fasteners in the connections of the stiffened member to the restraints;
- $n_{f,B}$ is the number of fasteners in the connections of the restraint members to the bracing;
- n is the number of members to be stiffened by the bracing;
- k_{sim} is the factor taking into account the likelihood of identical random imperfections occurring simultaneously in a collective consisting of n members (primary systems) and is calculated from Formula (7.12);
- $K_{f,D}$ is the stiffness of the individual fasteners in the diagonals of the bracing structure;
- $n_{f,D}$ is the number of fasteners in the connections at each end of the diagonals of the bracing;
- l_D is the length of the bracing diagonal;
- b is the width of the bracing.

NOTE 1 The factor 2 inside the round brackets in Formula (B.21) takes into account that both the end restraints and the intermediate restraint are subjected to a force $Q = Q_i$ and that the number of fasteners is the same for all restraints, as per the requirements.

NOTE 2 The factor 4/3 inside the round brackets takes into account that the end restraints but not the intermediate restraint are subjected to $Q = Q_i/3$ and that the number of fasteners is the same for all restraints as per the requirements.

NOTE 3 In contrast to Formula (B.18), the axial stiffness of restraints and diagonals was neglected in Formulae (B.20) and (B.21) for simplification.

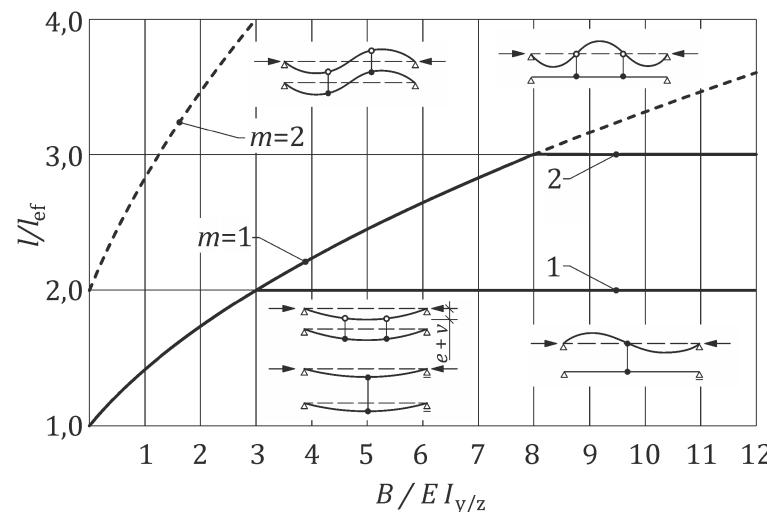
B.4.4 Braced compression members on elastic bracing beam

(1) The effective length $l_{y/z,\text{ef}}$ of braced compression members on an elastic bracing beam, see Figure B.8, may be taken as follows, assuming axially fully rigid restraints.

$$\frac{l}{l_{y/z,\text{ef}}} = \min \left(\sqrt{1 + \frac{B}{E_0 I_{y/z}}}; n_R + 1 \right) \quad (\text{B.22})$$

where

- l is the length of the member;
- $l_{y/z,\text{ef}}$ is the effective length in the considered buckling mode;
- B is the stiffness ($E_0 I_{y/z}$) of the bracing beam;
- E_0 is the modulus of elasticity of parallel to grain of the compression member;
- $I_{y/z}$ is the second moment of inertia about the y - or z -axis, respectively;
- n_R is the number of intermediate restraints.



Key

- m number of half-sine wave in the lowest buckling mode, with $m \leq n_{R,\text{sp}} + 1$
- 1 member with 3 restraints ($n_R = 1$)
- 2 member with 4 restraints ($n_R = 2$)

NOTE The buckling shape for $m = 2$ does not occur in practice, and restraints are rigidly connected to an elastic bracing beam.

Figure B.8 — Ratio l/l_{ef} for compression member with elastic bracing beam

(2) The forces in the restraints, see Figure B.9, may be calculated as follows:

$$Q_i = \frac{162 B}{5 l^3} e \frac{\alpha}{1-\alpha} \quad (\text{B.23})$$

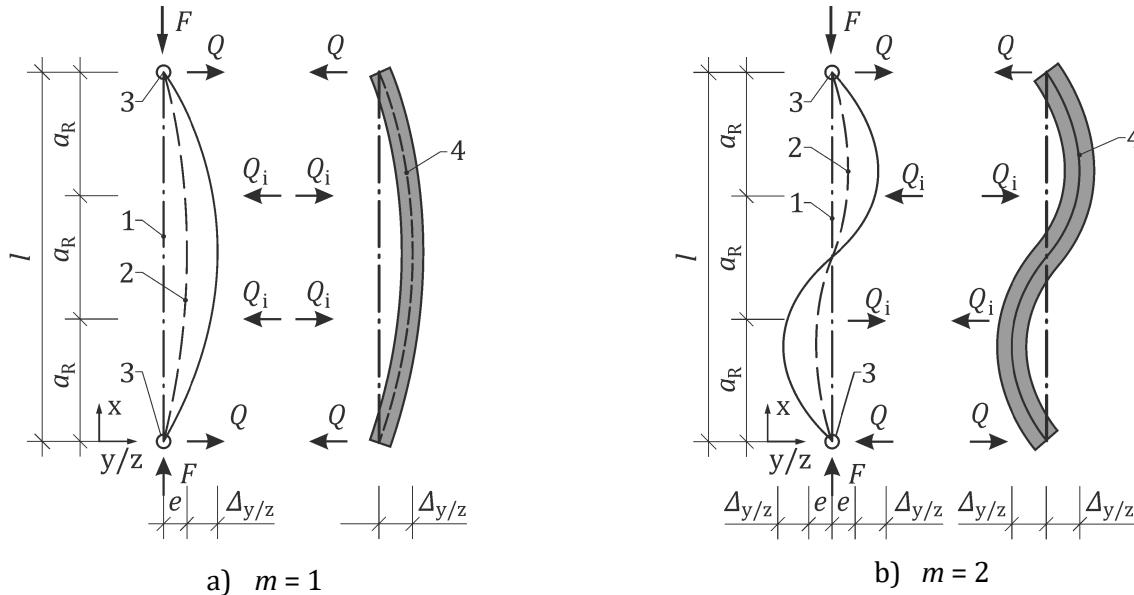
Printed copies are uncontrolled
with

$$\alpha = \frac{F}{N_{y/z,\text{crit}}} \quad (\text{B.24})$$

where

- B is the stiffness ($E_0 I_{y/z}$) of the bracing beam;
- l is the length of the member;
- e is the bow imperfection of the member;
- α is the critical factor of the braced member;
- F is the axial compressive force in the member;
- $N_{y/z,\text{crit}}$ is the critical load of the braced member, calculated for $m = 2$.

NOTE The Formula (B.23) is conservatively derived for $m = 2$.



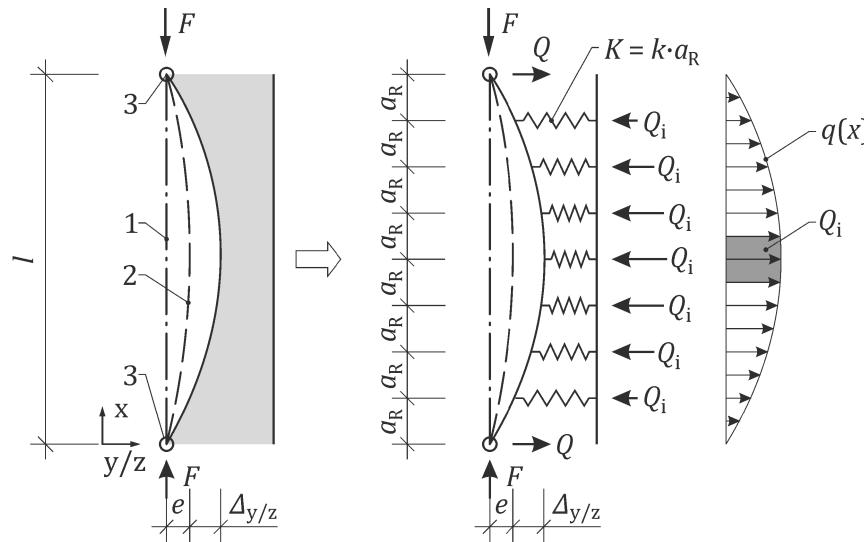
Key

- 1 perfect geometry
- 2 imperfect member
- 3 rigid restraints (pinned)
- 4 elastic bracing beam
- m number of half-sine waves in the considered buckling mode
- F compressive force in the member
- a_R distance between two consecutive restraints
- e initial imperfection
- $\Delta_{y/z}$ deflection of the bracing system
- B stiffness of the bracing beam
- $Q; Q_i$ forces for design of end restraints and intermediate restraints

Figure B.9 — Bracing forces for compression member with 4 restraints on elastic bracing beam

B.4.5 Braced compression members on elastic foundation

(1) This subclause may be used for the design of compression members on elastic foundation with constant stiffness k , in N/mm/mm, see Figure B.10.



Key

- 1 perfect geometry
- 2 imperfect member
- 3 rigid restraints (pinned)
- 4 elastic foundation, modelled with constant stiffness k
- F compressive force in the stiffened member
- $Q ; Q_i$ forces for design of end restraints and intermediate restraints, respectively
- $q(x)$ force acting on the bracing system (for $m = 1$)
- l member length
- a_R distance between restraints
- e initial imperfection (for $m = 1$)
- $\Delta_{y/z}$ deflection of the bracing system

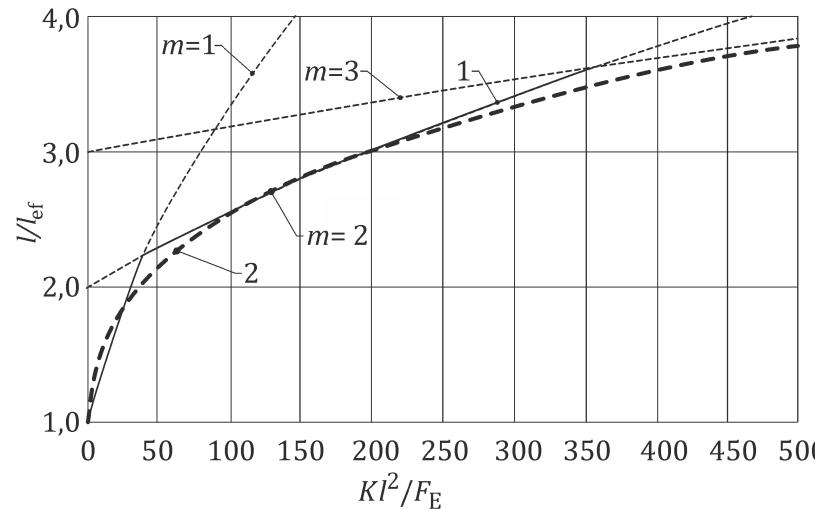
Figure B.10 — Compression member on elastic foundation

(2) The effective length l_{ef} may be taken as follows, see Figure B.11.

$$\frac{l}{l_{y/z,\text{ef}}} = \min_{m \geq 1} \sqrt{m^2 + \frac{1}{m^2 \pi^2} \frac{k l^2}{F_{\text{crit}}}} \cong \sqrt[4]{1 + \frac{4}{\pi^2} \frac{k l^2}{F_{\text{crit}}}} \quad (\text{B.25})$$

where

- l is the length of the unbraced member;
- $l_{y/z,\text{ef}}$ is the effective length in the considered buckling mode;
- m is the positive integer number, calculated to minimize the ratio l/l_{ef} (lowest buckling mode) and the shape imperfection.
- k is the spring stiffness of the bracing;
- F_{crit} is the critical load of the unbraced member.

**Key**

- 1 ratio l/l_{ef} from Formula (B.25)
 2 ratio l/l_{ef} from Formula (B.25), approximation

Figure B.11 — Ratio l/l_{ef} for compression member on elastic foundation

NOTE When the approximation in Formula (B.26) is used, the parameter m is determined by Figure B.11.

(3) The transition values of $k l^2/F_E$ between buckling modes, see Figure B.11 (e.g. between $m = 1$ and $m = 2$), may be taken as follows, and values are given in Table B.10:

$$\frac{k l^2}{F_{\text{crit}}} = \pi^2 m^2 (1 + 2m + m^2) \quad (\text{B.26})$$

where

- k is the stiffness of the elastic foundation;
 l is the total length of the member;
 F_{crit} is the critical load of the unbraced member;
 m is the number of half-sine waves in the 1st buckling mode, determined to minimize the ratio $l/l_{c,ef}$ and shape the imperfection.

Table B.10 — Compression members on elastic foundation, thresholds between buckling modes

$m=1$	$m=2$	$m=3$
$0 < \frac{kl^2}{F_{\text{crit}}} \leq$	39,4	$< \frac{kl^2}{F_{\text{crit}}} \leq$

(4) The force acting on the bracing, see Figure B.10, may be taken as a m half-sine waves shaped loading $q(x)$, of which the peak value may be taken as follows, and typical values are given in Table B.11:

$$q = [F(e + v) - F_{\text{crit}} m^2 v] \frac{m^2 \pi^2}{l^2} n k_{\text{sim}} \quad \text{with } q > 0 \quad (\text{B.27})$$

where

- q is the peak value of the force acting on the bracing;

F	is the mean compressive load of the stiffened member;
e	is the bow imperfection, see Formula (B.15), with effective length from Formula (B.25);
v	is the limit of the elastic deformation of the bracing system;
F_{crit}	is the critical load of the unbraced member;
m	is the number of half-sine waves in the buckling mode, calculated from Formula (B.25);
l	is the length of the stiffened member;
n	is the number of members stiffened by the bracing;
k_{sim}	is the factor accounting for the likelihood of identical random imperfections occurring simultaneously in a collective consisting of n members (primary systems) and is calculated from Formula (7.12).

NOTE In Formula (B.27), it is conservative to omit the term with minus sign in the brackets, involving F_{crit} and taking into account the own stiffness of the member, which is usually small for slender members. The values in Table B.11 are calculated with this conservative assumption.

Table B.11 — Typical restraint forces for compression members on elastic foundation

$\alpha \leq 0,44^{\text{a}}$		$\alpha \leq 0,66^{\text{b}}$	
$m=1$	$m=2$	$m=1$	$m=2$
$\frac{F}{22l}$	$\frac{F}{5,6l}$	$\frac{F}{33l}$	$\frac{F}{8,4l}$

^a A value of $\alpha = 0,44$ corresponds to an imperfection $e = l_{\text{ef}}/400$ and a deflection $v = l_{\text{ef}}/500$.

^b A value of $\alpha = 0,66$ corresponds to an imperfection $e = l_{\text{ef}}/1000$ and a deflection $v = l_{\text{ef}}/500$.

(5) The forces Q_{S-R} in the connections of each stiffened member with the restraint may conservatively be taken as follows:

$$Q_{S-R} = q a_R \quad (\text{B.28})$$

where

Q_{S-R}	is the force in the connection between the stiffened member and the restraint;
q	is the force acting on the bracing, from Formula (B.27);
a_R	is the spacing of the restraints;

(6) The restraint forces Q in the connections at both ends of each stiffened member may be estimated as follows:

$$Q = \begin{cases} q \frac{l}{2}, & \text{for member adjacent to bracing system} \\ \frac{1}{n} q \frac{l}{2}, & \text{for member farthest from bracing system} \end{cases} \quad (\text{B.29})$$

where

q	is the force acting on the bracing, see Formula (B.27);
l	is the length of the stiffened member;
n	is the number of members stiffened by the bracing.

NOTE The above Formulae can be used also with reasonable accuracy in the case of not less than 3 isolated elastic supports with stiffness K and spacing a corresponding to one half-sine wave of length l/m of the buckled column.

(7) For members with discrete flexible restraints on elastic foundation, the spring stiffness k , in N/mm/mm, may be approximated as follows:

$$k = \frac{1}{l} \sum_{i \geq 3} K_i \quad (\text{B.30})$$

where

l is the length of the stiffened member;

K_i are the individual spring stiffnesses of the i intermediate restraints alongside the stiffened member.

B.4.6 Braced straight bending members

(1) The critical bending moment $M_{y,\text{crit}}$ of braced members subjected to bending, fork-supported on both ends, see Figure B.12, may be taken as follows:

$$M_{y,\text{crit}} = \left[\frac{\pi}{l_{m,\text{ef}}} \sqrt{\left(\frac{\pi^2}{l_{m,\text{ef}}^2} a_{z,B}^2 B + G_0 I_x \right) (B + E_0 I_z)} - \frac{\pi^2}{l_{m,\text{ef}}^2} a_{z,B} B \right] \quad (\text{B.31})$$

with

$$l_{m,\text{ef}} = \frac{l}{k_1 k_{\text{ecc},b} \beta} \quad (\text{B.32})$$

where

$l_{m,\text{ef}}$ is the effective length of the bending member, depending on boundary conditions and moment distribution throughout the member;

l is the length of the unbraced member;

$a_{z,B}$ is the lever arm of the bracing of the stiffened member. In Figure B.12, $a_{z,B}$ is measured vertically, along z -axis;

B is the bracing stiffness, in Nmm² (units equivalent to $E_0 I_{y/z}$), given in Formula (B.35). In Figure B.13, the bracing is in the xy -plan (horizontal);

G_0 is the shear modulus of the bending member;

I_x is the torsional moment of inertia of the bending member;

E_0 is the modulus of elasticity parallel to grain of the bending member;

I_z is the second moment of inertia about the z -axis;

k_1 is the factor for the moment shape distribution, see Tables B.3 – B.7;

$k_{\text{ecc},b}$ is the factor for the eccentric position of the load for the braced member, see Formula (B.33);

β is the factor for the influence of the bracing on the effective length $l_{m,\text{ef}}$ that can be calculated with from Formula (B.34).

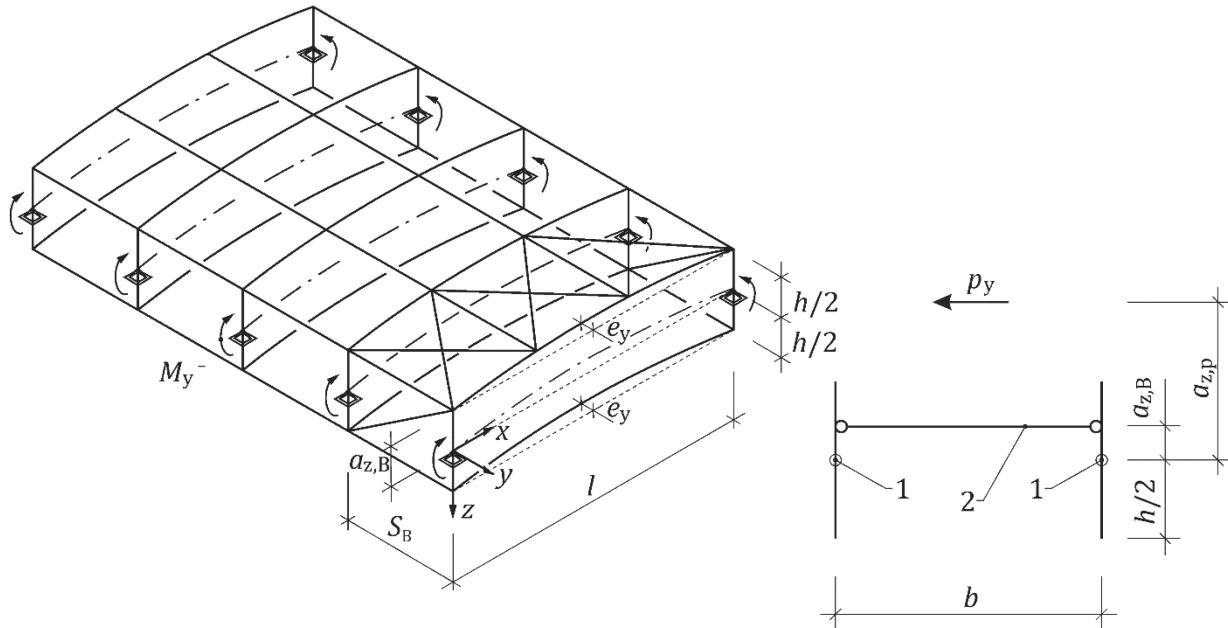
(2) The factor for eccentric position $k_{\text{ecc},b}$, for the braced member may be approximated as following:

$$k_{\text{ecc},b} = \frac{k_{\text{ecc}} - 1}{m} + 1 \quad (\text{B.33})$$

where

- k_{ecc} is the factor to account for the eccentric position of the load of the unbraced member, see Formula (B.8);
- m is the number of half-sine waves in the buckling mode about the weak axis.

NOTE It is conservative to consider $m=1$ in Formula (B.33).



Key

- s_B spacing between stiffened members
- e bow imperfection of the member
- h depth of the bending member
- $a_{z,B}$ distance from the centroid of the stiffened member to the bracing plan
- 1 axis of the stiffened bending member
- 2 lever arm $a_{z,B}$ of diagonals with respect to the axis of the stiffened bending member
- 3 lever arm $a_{z,p}$ of horizontal distributed load w with respect to the axis of the stiffened bending member

Figure B.12 — Mechanical reference model of structural system with bending members

(3) The factor β for the influence of bracing may be approximated as follows:

$$\beta = \sqrt{\left(1 + \pi^2 \frac{a_{z,B}^2}{l^2} \frac{B}{G_0 I_x}\right) \left(1 + \frac{B}{E_0 I_z}\right)} - \pi \frac{a_{z,B}}{l} \frac{B}{\sqrt{G_0 I_x E_0 I_z}} \quad (\text{B.34})$$

where

- $a_{z,p}$ is the lever arm of the bracing of the stiffened member (in Figure B.12, $a_{z,p}$ is measured vertically, along the z-axis);
- l is the length of the unbraced bending member (span);
- B is the bending stiffness of the spatial bracing system, in Nmm^2 (units equivalent to $E_0 I_{y/z}$), given in Formula (B.35). In Figure B.12, the bracing is in a horizontal plan;
- G_0 is the shear modulus of the bending member;

- I_x is the torsional moment of inertia of the bending member;
 E_0 is the modulus of elasticity parallel to grain of the bending member;
 I_z is the moment of inertia about the z-axis.

(4) For the bracing in Figure B.12, with all bracing diagonals having the same cross-section A_D and connection stiffness K at both ends, the bending stiffness of the bracing B may be taken as follows:

$$\frac{1}{B} = \frac{2}{b^2} \frac{1}{E_0 A} + \frac{2}{b^2} \frac{1}{E_0 I_y} (2a_{z,y} - a_{z,w}) a_{z,y} + \frac{48}{5 E_D A_D l^2} \frac{1}{\sin^2 \alpha \cos \alpha} \quad (\text{B.35})$$

with

$$\alpha = \arctan \frac{b}{l/n_D} \quad (\text{B.36})$$

where

- b is the distance between the bending members to be stiffened;
 E_0 is the modulus of elasticity parallel to grain of the bending member;
 A is the cross-section area of the bending member;
 I_y is the second moment of inertia about the y-axis;
 $a_{z,B}$ is the lever arm of diagonals with respect to B.4.6(1), see Figure B.12;
 $a_{z,p}$ is the lever arm of the horizontal distributed load w with respect to B.4.6(1), see Figure B.12.
 $E_D A_D$ is the axial stiffness of the diagonal, including the connection stiffnesses at both ends;
 α is the angle of the bracing diagonals;
 l is the length of the member.

NOTE Formula (B.35) sums the bending stiffness of the braced bending member itself about the weak z-axis and the contribution of the diagonals to the stiffness of the horizontal bracing truss. The stiffness of the purlins is neglected.

B.4.7 Braced pitch cambered beams

(1) For a pitch cambered beams such as described in Figure B.12, with all bracing diagonals having the same cross-section A_D and type of fasteners of stiffness K at both ends, the equivalent bracing stiffness B may be taken as follows:

$$\frac{1}{B} = \frac{1}{48 s_B^2} \frac{\Delta h^2}{E_0 I_{y,\text{ef}}} + \frac{48}{5 E_D A_D L^2} \frac{1}{\sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha} \quad (\text{B.37})$$

with

$$\alpha = \arctan \frac{b}{l/n} \quad (\text{B.38})$$

where

- Δh is the height variation of the beam, see Figure B.12;
 s_B is the width of the spatial bracing truss;
 E_0 is the modulus of elasticity parallel to grain;

- $I_{y,\text{ef}}$ is the effective second moment of inertia about the y -axis;
 $E_D A_D$ is the axial stiffness of the diagonals, including the connection stiffness at both ends;
 l is the length of the member;
 n is the number of members stiffened by the bracing.

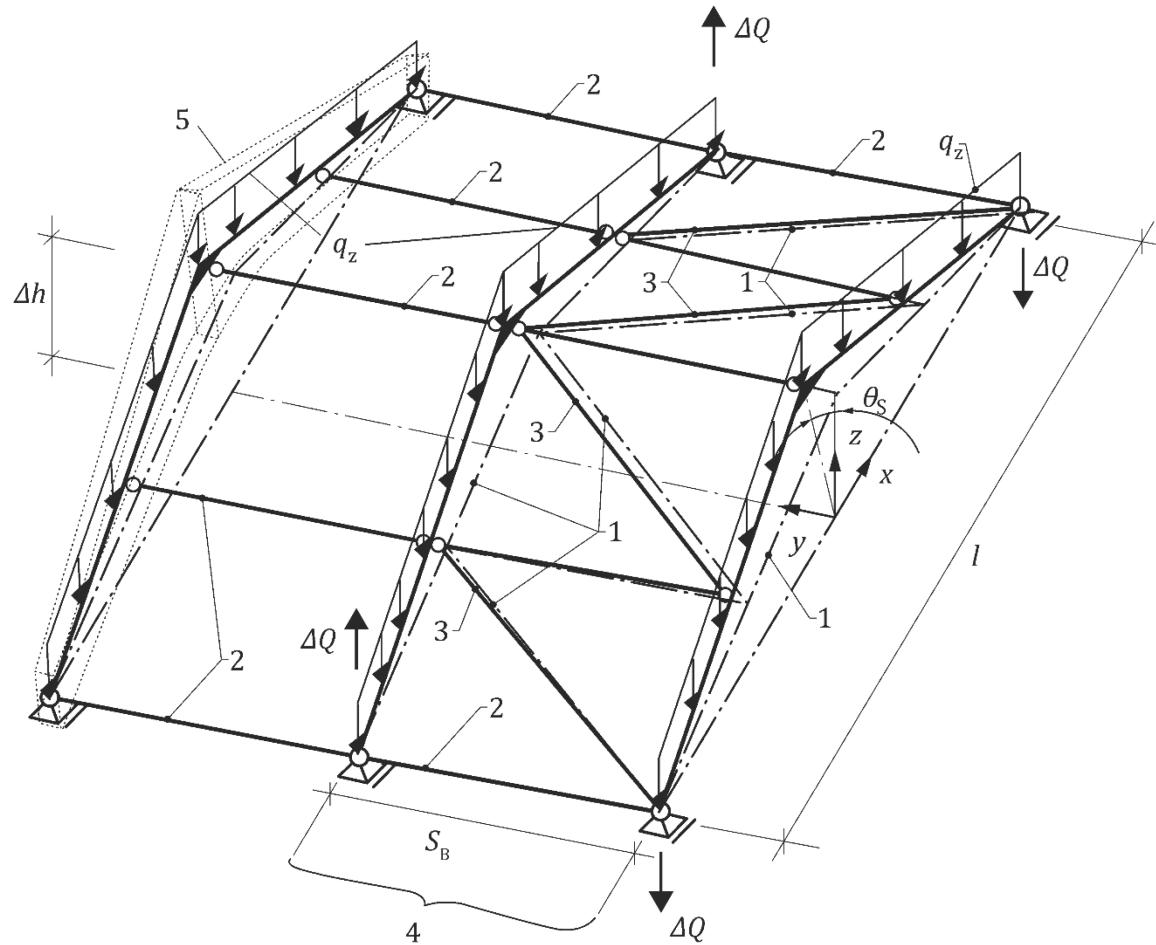
NOTE The first summand in Formula (B.37) is the contribution of the opposite vertical deflections of the two pitch cambered beams belonging to the bracing system to the stiffness of the bracing system; and $I_{y,\text{ef}}$ is the moment of inertia about the y -axis so that a beam of constant cross-section deflects as the pitch cambered beam itself.

(2) Neglecting the bending stiffness of bending members about the z -axis of the cross-section and assuming posts of bracing and their connections to be rigid, the horizontal deflection v may be taken as follows:

$$v = \frac{5}{384} \frac{\phi_0 q_z l^4}{B} \quad (\text{B.39})$$

where

- ϕ_0 is the initial sway imperfection of beams at the ridge kink point;
 q_z is the equally distributed vertical load with respect to l ;
 B is the bending stiffness of the bracing (units equivalent to $E_0 I_{y/z}$), given in Formula (B.37).

**Key**

- 1 perfect geometry
- 2 restraints (deemed to be rigid)
- 3 elastic diagonals
- 4 elastic spatial bracing truss ^a
- 5 swayed pitched cambered beam (rigid body rotation about the global x-axis)
- q_z vertical loading acting on the imperfect pitch cambered beam
- ϕ_s sway imperfection of beams at ridge kink point, including initial sway and deformation
- S_B width of the spatial bracing truss
- Δh height variation of the beam
- ΔQ bracing reaction forces at supports ^b

^a This spatial structural system consists of 3 primary pitched cambered beams, stiffened by 3 restraints on a spatial elastic bracing truss; and equilibrium requires supports.

^b The bracing reaction force ΔQ at supports can be estimated with $\Delta Q = n q_z l \frac{\phi_s \Delta h}{4 S_B}$

Figure B.13 — Braced pitch cambered beam

**Annex C
(informative)****Buckling of beam columns – non-linear method****C.1 Use of this annex**

(1) This Informative Annex provides additional provisions to 7.4 and 8.2 for buckling of beam columns.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex can be given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

C.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex applies to the buckling of beam columns.

C.3 General

(1) The verification of member buckling, either in-plane buckling or lateral torsional buckling, shall take into account bending stresses due to initial imperfections (geometrical non-linear effects), eccentricities, induced deflections and the effect of creep, in addition to those due to moments caused by any actions.

NOTE Since this section uses non-linear methods for situations where an element is very slender it is advisable to carry out a sensitivity study of utilization ratio to applied loading.

(2) Imperfections and material stiffness properties of members should be taken as per 7.3 and 4.4.

(3) The following rules may be applied in the design of members with bow and twist imperfections with a constant cross-section along the x -axis, simply supported and constrained against torsion (on fork supports) at both ends. For situations with either applied axial load or applied strong axis bending only and flexural end conditions other than pin supports, the effect of these end conditions may be accounted for in the calculation with the use of suitable effective length.

NOTE Effective lengths for different boundary conditions can be found in Annex B.

(4) The following rules may be used for all shapes of solid cross-section where the effect of warping may be neglected.

(5) C.3 may be used to check buckling of CLT walls by considering a suitable length of wall as a column prone to buckling about its weak axis and using an effective flexural stiffness in calculations.

(6) The effect of creep on buckling should be included in calculations according to C.7 or other suitable methods.

(7) The beneficial effect of tension on lateral torsional buckling may be accounted for by multiplying the axial load by -1.

(8) Where axial force and moments are applied opposite to the directions shown in Figure C.1 they should be multiplied by -1.

NOTE Positive values for directions of loads are as shown in Figure C.1 below.

(9) Non-linear deflections calculated in this section may be checked against suitable limits for SLS verification.

(10) Non-linear shear forces may be calculated by multiplying the non-linear bending moments by π and dividing by the effective length.

(11) Shear stresses arising due to non-linear shear forces and torsion should be verified according to 8.1.11.

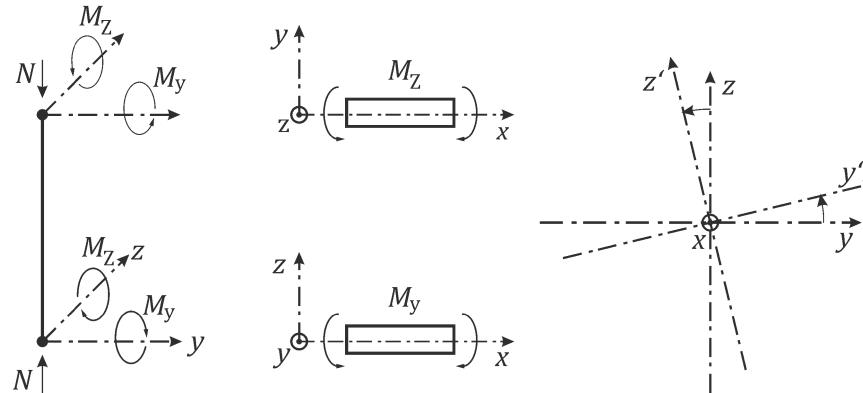


Figure C.1 — Forces and moments are (+) when applied in the direction shown

C.4 In-plane buckling

(1) The following should be satisfied:

$$\left(\frac{N_{c,0,d}}{A f_{c,0,d}}\right)^p + \frac{M_{y/z,d}^{nl}}{W_{y/z} f_{m,y/z,d}} \leq 1 \quad (\text{C.1})$$

where

- $N_{c,0,d}$ is the design compressive force;
- A is the area of the cross-section;
- $f_{c,0,d}$ are the design compressive strength parallel to grain;
- p is the exponent accounting for suppression of failure on the tension side in bending due to an applied compressive load at the characteristic level. The value of $p = 2$ should be taken for rectangular cross-sections, and a value of 1 should be taken for all other shapes (eg. circular cross-sections);
- $M_{y/z,d}^{nl}$ is the design non-linear moment about the y - or z -axis, respectively;
- $W_{y/z}$ is the section modulus about the y - or z -axis, respectively;
- $f_{m,y/z,d}$ is the design bending strength.

(2) The non-linear moment should be taken as follows:

$$M_{y/z,d}^{nl} = N_{cr,y/z} \left[\frac{1}{(N_{cr,y/z,d} - N_{c,0,d})} \left[N_{c,0,d} e_{0+c,y/z} + \left(1 + \frac{N_{c,0,d}}{N_{cr,y/z,d}} \delta_{y/z} \right) M_{y/z,d} \right] \right] \quad (\text{C.2})$$

where

$$N_{cr,y/z,d} = \frac{E_{0,k} I_{y/z} \pi^2}{l_{c,y/z,ef}} \quad (\text{C.3})$$

- $M_{y/z,d}^{nl}$ is the design non-linear moment about the y - or z -axis, respectively;
- $N_{cr,y/z,d}$ is the characteristic critical moment about the y - or z -axis, respectively;

- $N_{c,0,d}$ is the design compressive force;
- $e_{0+c,y/z}$ is the creep amplified imperfection in the direction orthogonal to the axis of buckling (i.e if buckling is about the weaker z-axis the imperfection should be in the y-direction);
- $\delta_{y/z}$ is the Dischinger-coefficient taking into account the respective distribution of either M_y or M_z along the x-axis;
- $M_{y/z,d}$ is the design applied linear moment about the y- or z-axis, respectively;
- $E_{0,k}$ is the characteristic modulus of elasticity parallel to grain;
- $I_{y/z}$ is the moment of inertia about the weaker axis;
- $l_{c,y/z,ef}$ is the effective length about the y- or z-axis, respectively.

(3) The non-linear elastic deflection $e_{y/z}^{nl}$ should be taken as follows:

$$e_{y/z}^{nl} = \left[\frac{1}{(N_{cr,y/z} - N_{c,0})} \left[N_{Ed} e_{0+c,y/z} + \left(1 + \frac{N_{c,0}}{N_{cr,y/z}} \delta_{y/z} \right) M_{y/z,d} \right] \right] \quad (C.4)$$

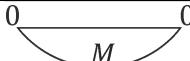
$$N_{cr,y/z} = \frac{E_{0,mean} I_{y/z} \pi^2}{l_{c,y/z,ef}^2} \quad (C.5)$$

where

- $e_{y/z}^{nl}$ is the non-linear deflection;
- $N_{cr,y/z}$ is the mean critical load about the y- or z-axis, respectively;
- $N_{c,0}$ is the unfactored compressive force;
- $e_{0+c,y/z}$ is the creep amplified bow imperfection in the direction orthogonal to the axis of buckling (i.e if buckling is about the weaker z-axis the imperfection should be in the y direction) ;
- $\delta_{y/z}$ is the Dischinger-coefficient taking into account the respective distribution of either M_y or M_z along the x-axis;
- $M_{y/z}$ is the design linear moment about the y- or z-axis, respectively;
- $E_{0,mean}$ is the mean modulus of elasticity parallel to grain;
- $I_{y/z}$ is the moment of inertia about the y- or z-axis, respectively
- $l_{c,y/z,ef}$ is the effective length about the y- or z-axis, respectively.

(4) The coefficient of the first term of the fourier series approximation of the moment shape $1 + \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \delta$ may be calculated estimating δ the Dischinger factor from Table C.1.

Table C.1 — Dischinger coefficient δ

		
0,273	0,032	-0,189

C.5 Buckling of members under major axis bending and axial force (compression or tension), subject to lateral torsional buckling

(1) Where the axial load is compressive cross-section should be verified as per Formula (C.6). When the axial load is tensile the cross-section should be verified as follows:

$$\left(\frac{N_{c,0,d}}{A f_{c,0,d}}\right)^p + \max\left\{\frac{M_{y,d}^{NL}}{W_y f_{m,y,d}} + k_{red} \frac{M_{z,d}^{NL}}{W_z f_{m,z,d}}; k_{red} \frac{M_{y,d}^{NL}}{W_y f_{m,y,d}} + \frac{M_{z,d}^{NL}}{W_z f_{m,z,d}}\right\} \leq 1 \quad (C.6)$$

$$\frac{N_{t,0,d}}{A f_{t,0,d}} + \max\left\{\frac{|M_{y,d}^{NL}|}{W_y f_{m,y,d}} + k_{red} \frac{|M_{z,d}^{NL}|}{W_z f_{m,z,d}}; k_{red} \frac{|M_{y,d}^{NL}|}{W_y f_{m,y,d}} + \frac{|M_{z,d}^{NL}|}{W_z f_{m,z,d}}\right\} \leq 1 \quad (C.7)$$

where

- $N_{c,0,d}$ is the design compressive force;
- A is the area of the cross-section;
- $f_{c,0,d}$ is the design compressive strength parallel to grain;
- p is the exponent accounting for suppression of failure on the tension side in bending due to an applied compressive load at the characteristic level. The value of $p = 2$ should be taken for rectangular cross-sections, and a value of 1 should be taken for all other shapes (eg. circular cross-sections);
- $N_{t,0,d}$ is the design tensile force parallel to grain;
- $f_{t,0,d}$ is the design tensile strength parallel to grain;
- $M_{y/z,d}^{nl}$ is the design non-linear bending moments about the y - or z -axis, respectively;
- k_{red} is the factor for combined bending stresses, as given in 8.1.8.1(2);
- $W_{y/z}$ is the section modulus about the y - or z -axis, respectively;
- $f_{m,y/z,d}$ are the design bending strengths respective to y -axis bending and z -axis bending, respectively.

NOTE Clause C.4 is applicable for situations where the element is not slender about its strong axis (i.e $M_{y,d}^{nl}$ approximately equal to $M_{y,d}$)

(2) The non-linear moment about the z -axis and the non-linear torsional moment should be verified as follows:

$$M_{z,d}^{nl} = N_{cr,z,d} \left[\frac{[i^2 N_{c/t,0,d} (N_{cr,T,d} - N_{c/t,0,d}) + M_{y,d}^2] e_{0+c,y} + i^2 N_{cr,T,d} M_{y,d} \theta_{0+c}}{i^2 (N_{cr,T,d} - N_{c/t,0,d}) (N_{cr,z,d} - N_{c/t,0,d}) - M_{y,d}^2} \right] \quad (C.8)$$

$$M_{x,d}^{nl} = \frac{G_{0,k} J \pi}{l} \left[\frac{M_{y,d} (N_{c/t,0,d} e_{0+c,y} + M_{Ed,y} \theta_{0+c}) + (N_{c/t,0,d} - N_{Ed}) (M_{y,d} e_{0+c,y} + i^2 N_{c/t,0,d} \theta_{0+c})}{i^2 (N_{cr,T} - N_{c/t,0,d}) (N_{cr,z,d} - N_{c/t,0,d}) - M_{y,d}^2} \right] \quad (C.9)$$

$$N_{cr,z,d} = \frac{E_{0,k} I_z \pi^2}{l_{c,z,ef}^2} \quad (C.10)$$

$$N_{cr,T,d} = \frac{G_{0,k} J}{i^2} \quad (C.11)$$

$$i = \sqrt{\frac{I_y + I_z}{A}} \quad (C.12)$$

where

- $M_{z,d}^{nl}$ is the design non-linear moment about the z -axis;
- $M_{x,d}^{nl}$ is the design non-linear torsional moment;
- $N_{cr,z,d}$ is the characteristic critical load for buckling about the z -axis;

i	is the polar radius of gyration;
$N_{cr,T,d}$	is the characteristic torsional critical moment;
$N_{c/t,0,d}$	is the design axial force;
$M_{y,d}$	is the design linear moment about the y -axis;
$e_{0+c,y}$	is the creep amplified imperfection in the y -direction;
θ_{0+c}	is the creep amplified twist imperfection;
$G_{0,k}$	is the characteristic shear modulus;
J	is the torsion constant;
l	is the length of element;
$E_{0,k}$	is the characteristic modulus of elasticity parallel to grain;
$I_{y/z}$	is the second moment of inertia about the y - or z -axis, respectively;
$l_{c,z,ef}$	is the effective length;
$G_{0,k}$	is the characteristic shear modulus parallel to grain;
A	is the area.

(3) The non-linear deflection and non-linear twist deformation θ^{nl} may be taken as follows:

$$e_y^{nl} = \frac{[i^2 N_{c/t,0} (N_{cr,T} - N_{c/t,0}) + M_y^2] e_{0+c,y} + i^2 N_{cr,T} M_y \theta_{0+c}}{i^2 (N_{cr,T} - N_{c/t,0}) (N_{cr,z} - N_{c/t,0}) - M_y^2} \quad (C.13)$$

$$\theta^{nl} = \frac{M_y (N_{c/t,0} e_{0+c,y} + M_y \theta_0) + (N_{c/t,0,d} - N_{Ed}) (M_y e_{0+c,y} + i^2 N_{c/t,0} \theta_0)}{i^2 (N_{cr,T} - N_{c/t,0}) (N_{cr,z} - N_{c/t,0}) - M_y^2} \quad (C.14)$$

$$N_{cr,z} = \frac{E_{0,mean} I_z \pi^2}{l_{c,z,ef}} \quad (C.15)$$

$$N_{cr,T} = \frac{G_{0,mean} J}{i^2} \quad (C.16)$$

where

e_y^{nl}	is the non-linear deflection in the y -direction;
θ^{nl}	is the non-linear twist deformation;
$N_{cr,z}$	is the mean critical load for buckling about the z -axis;
i	is the polar radius of gyration calculated from Formula (C.12);
$N_{cr,T}$	is the mean torsional critical moment;
$N_{c/t,0}$	is the unfactored design axial force;
M_y	is the linear moment about y -axis;
$e_{0+c,y}$	is the creep amplified imperfection in the y -direction;
θ_{0+c}	is the creep amplified twist imperfection;
J	is the torsion constant;
l	is the length of element;
$E_{0,mean}$	is the mean modulus of elasticity parallel to grain;

- I_z is the moment of inertia about the z-axis;
 $l_{c,z,ef}$ is the effective length;
 $G_{0,mean}$ is the mean shear modulus parallel to grain.

C.6 Buckling of members under biaxial bending and axial force (compression or tension), subject to lateral torsional buckling

(1) Where the axial load is compressive cross-section should be verified as per Formula (C.17). When the axial load is tensile the cross-section should be verified as following:

$$\left(\frac{N_{c,0,d}}{A f_{c,0,d}}\right)^p + \max\left\{\frac{M_{y,d}^{nl}}{W_y f_{m,y,d}} + k_{red} \frac{M_{z,d}^{nl}}{W_z f_{m,z,d}}; k_{red} \frac{M_{y,d}^{nl}}{W_y f_{m,y,d}} + \frac{M_{z,d}^{nl}}{W_z f_{m,z,d}}\right\} \leq 1 \quad (C.17)$$

$$\frac{N_{t,0,d}}{A f_{t,0,d}} + \max\left\{\frac{|M_{y,d}^{nl}|}{W_y f_{m,y,d}} + k_{red} \frac{|M_{z,d}^{nl}|}{W_z f_{m,z,d}}; k_{red} \frac{|M_{y,d}^{nl}|}{W_y f_{m,y,d}} + \frac{|M_{z,d}^{nl}|}{W_z f_{m,z,d}}\right\} \leq 1 \quad (C.18)$$

where

- $N_{c,0,d}$ is the design compressive force parallel to grain;
 A is the area of the cross-section;
 $f_{c,0,d}$ is the design compressive strength parallel to grain;
 p is the exponent accounting for suppression of failure on the tension side in bending due to an applied compressive load at the characteristic level. The value of $p = 2$ should be taken for rectangular cross-sections, and a value of 1 should be taken for all other shapes (eg. circular cross-sections);
 $N_{t,0,d}$ is the design tensile force parallel to grain;
 $f_{t,0,d}$ is design tensile strength parallel to grain;
 $M_{y/z,d}^{nl}$ are the design non-linear bending moments about the z-axis and y-axis, respectively;
 k_{red} is the factor for combined bending stresses, as given in 8.1.8.1(2);
 $W_{y/z}$ is the section modulus about the y- or z-axis, respectively;
 $f_{m,y/z,d}$ is the design bending strength about the y- or z-axis, respectively.

(2) The non-linear moments about the z- and y-axis as well as the non-linear torsional moment should be taken as follows:

$$M_{z,d}^{nl} = N_{cr,z,d} \left[\frac{[i^2 \overline{N}_{y,d} \overline{N}_{T,d} - M_{z,d}^2] F_1 - M_{z,d} M_{y,d} F_2 + M_{y,d} \overline{N}_{y,d} F_3}{i^2 \overline{N}_{T,d} \overline{N}_{y,d} \overline{N}_{z,d} - M_{z,d}^2 \overline{N}_{z,d} - M_{y,d}^2 \overline{N}_{y,d}} \right] \quad (C.19)$$

$$M_{y,d}^{nl} = N_{cr,y,d} \left[\frac{[i^2 \overline{N}_{z,d} \overline{N}_{T,d} - M_{y,d}^2] F_2 - M_{z,d} M_{y,d} F_1 - M_{z,d} \overline{N}_{z,d} F_3}{i^2 \overline{N}_{T,d} \overline{N}_{y,d} \overline{N}_{z,d} - M_{z,d}^2 \overline{N}_{z,d} - M_{y,d}^2 \overline{N}_{y,d}} \right] \quad (C.20)$$

$$M_{x,d}^{nl} = \frac{G_{0,k} J \pi}{l} \left[\frac{M_{y,d} \overline{N}_{y,d} F_1 - M_{z,d} \overline{N}_{z,d} F_2 + \overline{N}_{y,d} \overline{N}_{z,d} F_3}{i^2 \overline{N}_{T,d} \overline{N}_{y,d} \overline{N}_{z,d} - M_{z,d}^2 \overline{N}_{z,d} - M_{y,d}^2 \overline{N}_{y,d}} \right] \quad (C.21)$$

with

$$\overline{N}_{y,d} = N_{cr,y,d} - N_{c/t,0,d} \quad (C.22)$$

$$\overline{N}_{z,d} = N_{cr,z,d} - N_{c/t,0,d} \quad (C.23)$$

$$\overline{N_{T,d}} = N_{cr,T,d} - N_{c/t,0,d} \quad (C.24)$$

$$F_1 = N_{c/t,0,d}e_{0+c,y} + M_{y,d}\theta_{0+c} + 1,27M_{z,d} \quad (C.25)$$

$$F_2 = N_{c/t,0,d}e_{0+c,z} - M_{z,d}\theta_{0+c} + 1,27M_{y,d} \quad (C.26)$$

$$F_3 = M_{y,d}e_{0+c,y} - M_{z,d}e_{0+c,z} + i^2N_{c/t,0,d}\theta_{0+c} \quad (C.27)$$

$$N_{cr,y,d} = \frac{E_{0,k}I_y\pi^2}{l_{c,y,ef}^2} \quad (C.28)$$

where

- $M_{y/z,d}^{nl}$ are the design non-linear moment about the z- and y-axis respectively;
- $M_{x,d}^{nl}$ is the design non-linear torsional moment;
- $N_{cr,z,d}$ is the characteristic critical load for buckling about the z-axis calculated from Formula (C.10);
- i is the polar radius of gyration calculated from Formula (C.12);
- $N_{cr,y,d}$ is the characteristic critical load for buckling about the y-axis;
- $N_{c/t,0,d}$ is the design axial force;
- $N_{cr,T,d}$ is the characteristic torsional critical moment;
- $M_{y/z,d}$ is the design bending moment about the y- or z-axis, respectively
- $e_{0+c,y}$ is the creep amplified imperfection in the y-direction;
- θ_{0+c} is the creep amplified twist imperfection;
- $e_{0+c,z}$ is the creep amplified imperfection in the z-direction;
- $G_{0,k}$ is the characteristic shear modulus parallel to grain;
- J is the torsion constant;
- l is the length of element;
- $E_{0,k}$ is the characteristic modulus of elasticity parallel to grain;
- $I_{y/z}$ is the second moment of inertia about the y- or z-axis, respectively;
- $l_{c,z,ef}$ is the effective length.

(3) The non-linear y-direction, z-direction and twist deformations should be calculated as following. The beneficial effect of tension maybe accounted for by multiplying $N_{c/t,0}$ by -1:

$$e_y^{nl} = \frac{[i^2\overline{N_y} \overline{N_T} - M_z^2]F_1 - M_z M_y F_2 + M_y \overline{N_y} F_3}{i^2 \overline{N_T} \overline{N_y} \overline{N_z} - M_z^2 \overline{N_z} - M_y^2 \overline{N_y}} \quad (C.29)$$

$$e_z^{nl} = \frac{[i^2 \overline{N_z} \overline{N_T} - M_y^2]F_2 - M_z M_y F_1 - M_z \overline{N_z} F_3}{i^2 \overline{N_T} \overline{N_y} \overline{N_z} - M_z^2 \overline{N_z} - M_y^2 \overline{N_y}} \quad (C.30)$$

$$\theta^{nl} = \frac{M_y \overline{N_y} F_1 - M_z \overline{N_z} F_2 + \overline{N_y} \overline{N_z} F_3}{i^2 \overline{N_T} \overline{N_y} \overline{N_z} - M_z^2 \overline{N_z} - M_y^2 \overline{N_y}} \quad (C.31)$$

with

$$\overline{N_y} = N_{cr,y} - N_{c/t,0} \quad (C.32)$$

$$\overline{N_z} = N_{cr,z} - N_{c/t,0} \quad (C.33)$$

$$\overline{N_T} = N_{cr,z} - N_{c/t,0} \quad (C.34)$$

$$F_1 = N_{c/t,0}e_{0+c,y} + M_y\theta_{0+c} + 1,27M_z \quad (C.35)$$

$$F_2 = N_{c/t,0}e_{0+c,z} - M_z\theta_{0+c} + 1,27M_y \quad (C.36)$$

$$F_3 = M_ye_{0+c,y} - M_ze_{0+c,z} + i^2N_{c/t,0}\theta_{0+c} \quad (C.37)$$

$$N_{cr,y} = \frac{E_{0,mean}I_y\pi^2}{l_{c,y,ef}} \quad (C.38)$$

where

- $e_{y/z}^{nl}$ are the non-linear deflections in the y - and z -directions respectively;
- θ^{nl} is the non-linear torsional deformation;
- $N_{cr,z}$ is the mean critical load for buckling about the z -axis calculated from Formula (C.15);
- i is the polar radius of gyration calculated from Formula (C.12);
- $N_{cr,y}$ is the mean critical load for buckling about the y -axis;
- $N_{c/t,0}$ is the unfactored axial force;
- $N_{cr,T}$ is the torsional critical moment;
- $M_{y/z}$ is the linear moment about the y - or z -axis, respectively;
- $e_{0+c,y}$ is the creep amplified imperfection in the y -direction;
- θ_{0+c} is the creep amplified twist imperfection;
- $e_{0+c,z}$ is the creep amplified imperfection in the z -direction;
- J is the torsion constant;
- l is the length of element;
- $E_{0,mean}$ is the mean modulus of elasticity parallel to grain;
- $I_{y/z}$ is the second moment of inertia about the y - or z -axis, respectively;
- $l_{c,z,ef}$ is the effective length about the z -axis.

C.7 Creep-buckling

- (1) The effect of creep on buckling may be taken into account according to the rules in this clause.
- (2) When in-plane buckling is being considered, the following should be used to estimate the creep amplified bow imperfection:

$$e_{0+c,y/z} = \Omega_c e_{0,y/z} + \frac{M_{y/z,Quasi,SLS}}{N_{c,0,Quasi,SLS}} (\Omega_c - 1) \quad (C.39)$$

with

$$\Omega_c = \frac{1 - N_{c,0,Quasi,SLS}/N_{cr,y/z}}{1 - N_{c,0,Quasi,SLS}(1+k_{def})/N_{cr,y/z}} \quad (C.40)$$

where

- $e_{0+c,y/z}$ is the creep amplified bow imperfection in the respective direction;
- $M_{y/z,Quasi,SLS}$ is the moment due to the quasi-permanent combination of loads for serviceability limit state verification about the y- or z-axis, respectively;
- $N_{c,0,Quasi,SLS}$ is the SLS axial load due to the quasi-permanent combination of loads.

(3) When out of plane buckling is being considered, the following should be used to calculate the creep amplified y-/z- and twist imperfection values.

$$e_{0+c,y} = \max\{(e_{0,y} + e_{y,fin,Quasi,SLS}^{nl} - e_{y,inst,Quasi,SLS}^{nl}); e_{0,y}\} \quad (C.41)$$

$$e_{0+c,z} = \max\{(e_{0,z} + e_{z,fin,Quasi,SLS}^{nl} - e_{z,inst,Quasi,SLS}^{nl}); e_{0,z}\} \quad (C.42)$$

$$\theta_{0+c} = \max\{\left(\theta_0 + \theta_{fin,Quasi,SLS}^{nl} - \theta_{inst,Quasi,SLS}^{nl}\right); \theta_0\} \quad (C.43)$$

where

- $e_{0+c,y/z}$ is the creep amplified bow imperfection in the respective direction;
- θ_{0+c} is the creep amplified twist imperfection;
- $e_{0,y/z}$ is the initial bow imperfection in the respective direction;
- θ_0 is the initial twist imperfection;
- $e_{y/z,fin,Quasi,SLS}^{nl}$ is non-linear deflection in the respective direction due to forces and moments arising from the SLS quasi permanent load combination calculated using final modulus of elasticity and shear;
- $\theta_{fin,Quasi,SLS}^{nl}$ is non-linear twist deformation due to forces and moments arising from the SLS quasi permanent load combination calculated using final modulus of elasticity and shear;
- $e_{y/z,inst,Quasi,SLS}^{nl}$ is non-linear deflection in the respective direction due to forces and moments arising from the SLS quasi permanent load combination calculated using final modulus of elasticity and shear;
- $\theta_{inst,Quasi,SLS}^{nl}$ is non-linear twist deformation due to forces and moments arising from the SLS quasi permanent load combination calculated using instantaneous modulus of elasticity and shear.

NOTE 1 $e_{y,fin,Quasi,SLS}^{nl}$, $e_{y,inst,Quasi,SLS}^{nl}$, $e_{z,fin,Quasi,SLS}^{nl}$, $e_{z,inst,Quasi,SLS}^{nl}$, $\theta_{fin,Quasi,SLS}^{nl}$ and $\theta_{inst,Quasi,SLS}^{nl}$ can be calculated from Formulae for non-linear deflections and twist in C.3, C.4 and C.5 by replacing $e_{0+c,y}$, $e_{0+c,z}$ and θ_{0+c} with $e_{0,y}$, $e_{0,z}$ and θ_0 .

NOTE 2 Formulae (C.41) to (C.43) give conservative estimates of creep amplified imperfections.

Annex D
(normative)**Additional design provisions for cross laminated timber (CLT)****D.1 Use of this annex**

(1) This Normative Annex provides additional provisions to Clause 8 for the design of CLT members.

D.2 Scope and field of application

(1) This Normative Annex applies to concentrated loads perpendicular to and in-plane and to ribbed plates built up from CLT plates and ribs.

D.3 Concentrated loads perpendicular to plane without reinforcement

(1) For CLT members made exclusively of timber layers without reinforcement subjected to concentrated loads should be verified according to Formula (D.8). The rolling shear stresses $\tau_{r,d}$ applied in Formula (D.8), may be determined at the perimeter of the loaded area as defined by the effective widths $b_{ef,x}$ and $b_{ef,y}$, see Figure D.1.

$$\tau_{r,d} \leq k_{r,pu} f_{r,d} \quad (D.1)$$

where

τ_{rd} is the design rolling shear stress;

NOTE The determination of τ_{rd} depends on the applied design model.

$k_{r,pu}$ is the factor to account for the non-linear behaviour and the strength combination;

$k_{r,pu}$ is 1,60 for CLT exclusively made of timber layers;

$f_{r,d}$ is the design rolling shear strength.

D.4 Concentrated loads perpendicular to the plane with reinforcement

(1) For CLT members exclusively made of timber layers with reinforcement by means of fully threaded screws to carry shear stresses, provided the boundary conditions according to Figure D.2 are fulfilled, should be verified according to Formulae (D.2) to (D.4). For concentrated loads, the rolling shear stresses $\tau_{r,d}$ applied in Formula (D.2), may be determined at the inner perimeter of the loaded area, see Figure D.2.

$$\tau_{r,d} \leq k_{r,pu} \frac{f_{r,k} k_{mod}}{\gamma_{M,tim}} + \frac{1}{2a_1 a_{ef,2}} \frac{F_{ax,45,Rk} k_{mod}}{\gamma_{M,con}} \quad (D.2)$$

where

$\tau_{r,d}$ is the design rolling shear stress;

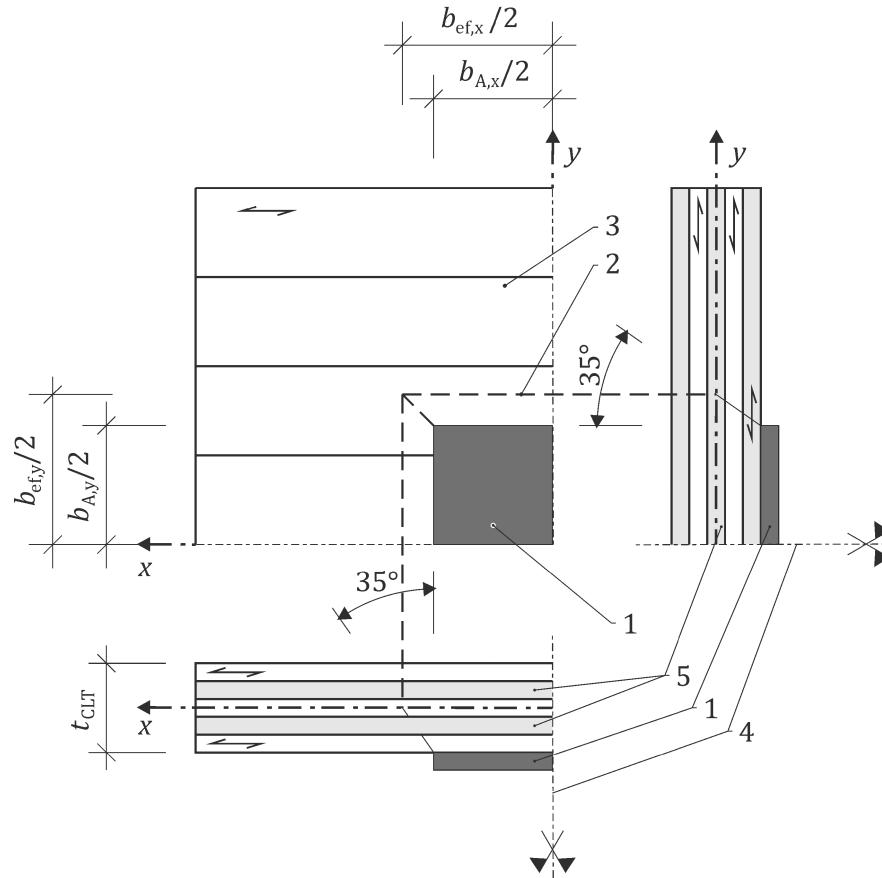
$k_{r,pu}$ is the factor to account for the non-linear behaviour and the strength combination;

$f_{r,k}$ is the characteristic rolling shear strength;

k_{mod} is the strength modification factor for service classes and load-duration classes;

- $\gamma_{M,tim}$ is the partial safety factor for timber;
 a_1 is the spacing of the screws according to Figure D.2 and Figure D.3;
 $a_{ef,2}$ is the effective spacing of the screws taken from Formula (D.4);
 $F_{ax,45,Rk}$ is the characteristic axial capacity of the screw at an angle of 45° to grain;
 $\gamma_{M,con}$ is the partial safety factor for connections.

For concentrated loads, $k_{r,pu}$ may be taken as $k_{r,pu} = 1,6$.



Key

- 1 area of load introduction
- 2 perimeter for stress verification
- 3 CLT member
- 4 member edge or axis of symmetry
- 5 decisive layer

Figure D.1 — CLT member under concentrated loading perpendicular to the plane

For linear supports, see Figure D.2, and linear load application the following should be applied:

$$k_{r,pu} = \min \left\{ 1 + 0,35 \frac{F_{ax,45,Rk}}{2a_1 a_{ef,2}}, 20 \right\} \quad (D.3)$$

where

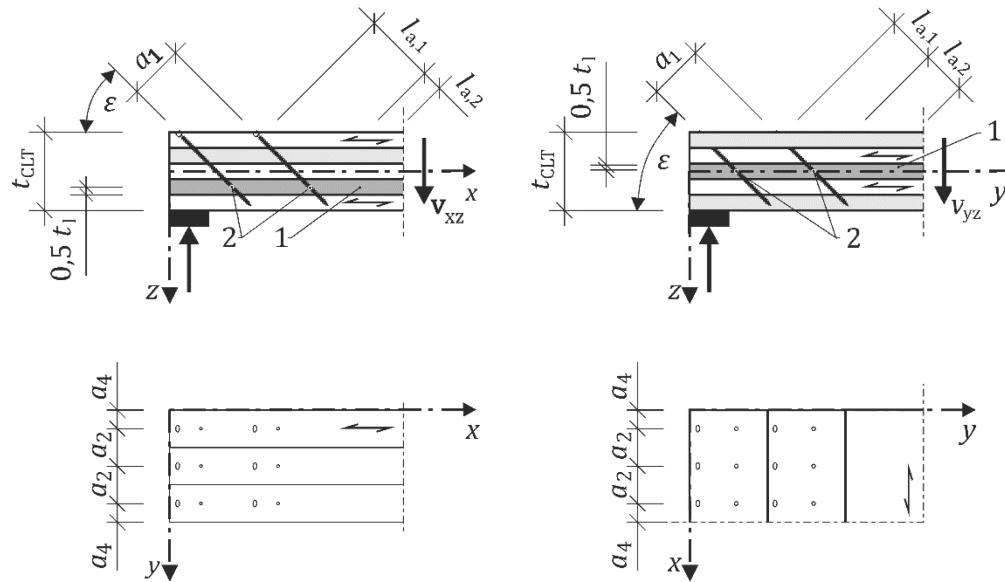
- $k_{r,pu}$ is the factor to account for the non-linear behaviour and the strength combination;
- a_1 is the spacing of the screws according to Figure D.2 and Figure D.3;
- $a_{ef,2}$ is the effective spacing of the screws taken from Formula (D.4).

$$a_{ef,2} = \begin{cases} \frac{a_2}{n_{perp}} & \text{for linear supports and load transfer} \\ \frac{b_{ef,x/y}}{n_{perp}} & \text{for concentrated loads, supports and transfer} \end{cases} \quad (\text{D.4})$$

where

- $a_{ef,2}$ is the effective spacing of the screws taken from Formula (D.4);
- a_2 is the spacing of the screws according to Figure D.2 and Figure D.3;
- b is the member width;
- n_{perp} is the number of screw lines perpendicular to the direction of the considered load transfer, see Figure D.2 or Figure D.3;
- $b_{x/y,ef}$ is the effective width according to Figure D.2.

Limits of application: $t_{CLT}/4 \leq a_1 \leq 0,7 t_{CLT}$ and $t_{CLT}/3 \leq a_2 \leq 1,5 t_{CLT}$ and $\alpha = 45^\circ$



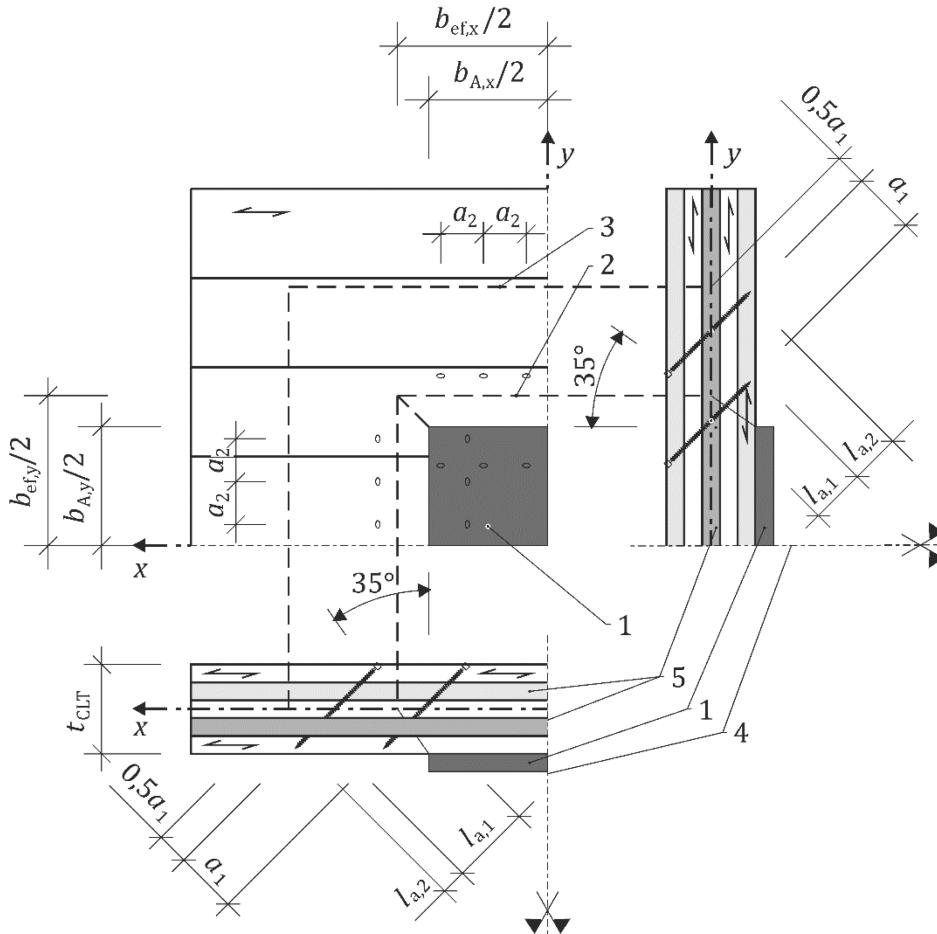
Key

- 1 decisive layer
- 2 centre of gravity of screw within the decisive layer

Figure D.2 — CLT member with reinforcement by means of fully threaded screws

(2) The relevant effective penetration length of the threaded part of the screw $l_{ef} = \min(l_1; l_2)$ used for determination of the axial capacity of the screw $F_{ax,45,Rk}$ should be determined based on the centreline of the decisive layer, see Figure D.2.

(3) For the outer perimeter, the verification of rolling shear stresses according to D.3(1) shall be met.

**Key**

- 1 area of load introduction
- 2 perimeter for stress verification taken from Formula (D.2)
- 3 perimeter for stress verification taken from Formula (D.1)
- 4 member edge or axis of symmetry
- 5 axis for decisive layer

Figure D.3 — CLT member under concentrated loading with reinforcement by means of fully threaded screws in two directions

D.5 Concentrated loads in-plane

- (1) D.5 applies to concentrated loads in-plane being parallel to one of the main axes of a CLT member.
- (2) For stability verifications according to 8.2.2, a simplified load dispersion having an effective width b_{ef} according to Figure D.4 may be assumed. The effective width b_{ef} may be considered to be constant over the total member height h . The stress distribution according to D.5 may also be applied in compression perpendicular to grain verifications.
- (3) For CLT members:
 - having a ratio of the sum of thicknesses of layers with grain parallel to the load direction t_x by the member thickness t_{CLT} of $t_x / t_{CLT} \leq 0,75$, see Figure D.4; and
 - having a ratio of the width of load introduction b by member height h of $b/h \leq 0,15$;

- Entwurf -

the effective width b_{ef} of the simplified load dispersion area according to Figure D.4 may be determined at $h/2$, assuming a load dispersion angle of 15° to the x -direction at the edges at which concentrated loads are applied.

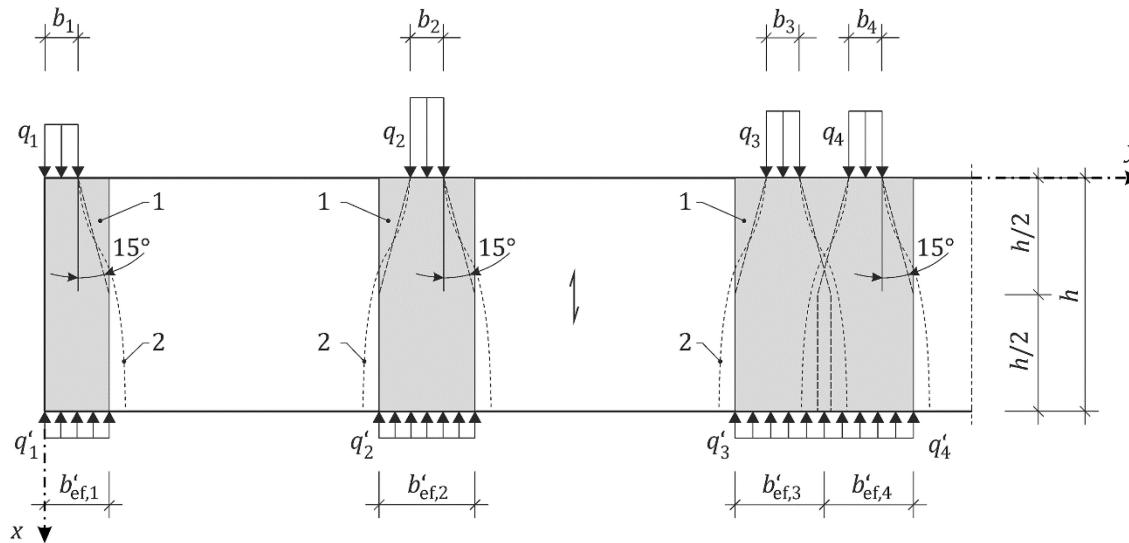
A load dispersion at an angle of 15° shall only be considered over half of the member height h . In the case of different lengths of load introduction, b_{ef} shall be calculated based on the smaller length.

EXAMPLE For Figure D.4 b) $b_{\text{ef},2}$ is $b_{\text{ef},2} = b_2 + 2 \tan 15^\circ h/2 = b_2 + 0,25 h$.

(4) For members with openings the effective width of the load dispersion should be determined in the sense shown in Figure D.5.

Openings may be neglected, if:

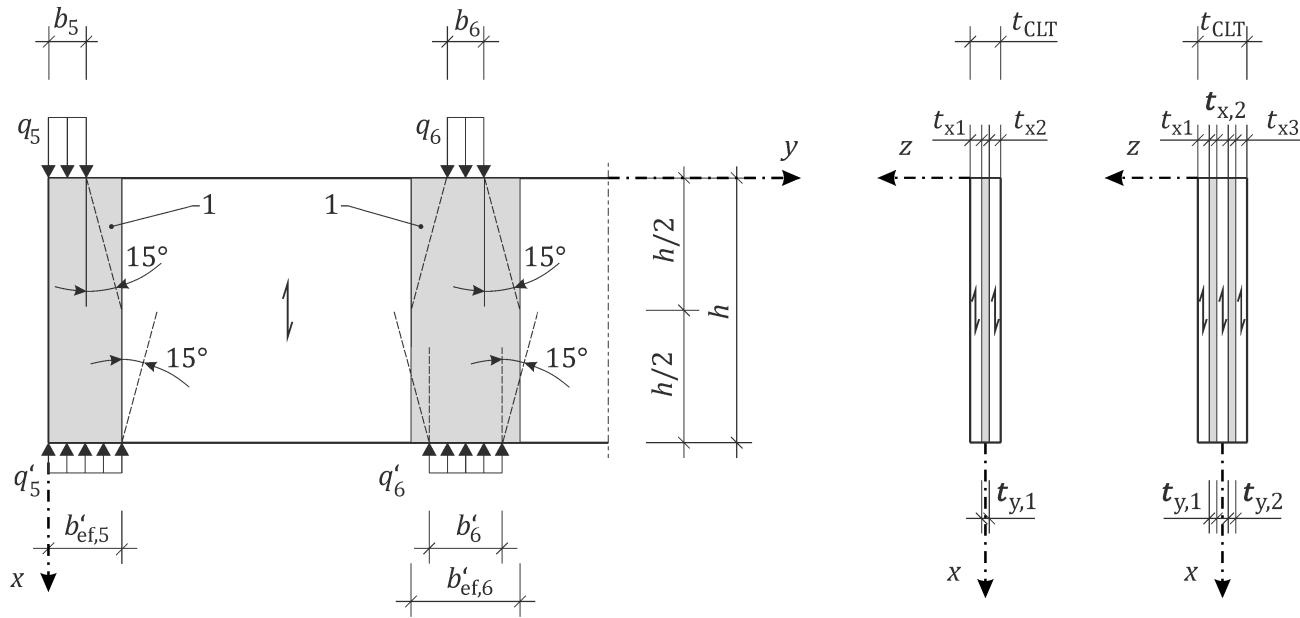
- the maximum length l_o of the opening according to Figure D.5 is $l_o \leq 1/10 l$, where l is the length of the member,
- the maximum height h_o of the opening according to Figure D.5 is $h_o \leq 1/10 h$, where h is the height of the member, and
- the maximum area of the opening $l_o h_o$ is $l_o \leq 1/100 l h$.



a) One-sided concentrated load at the end of a wall

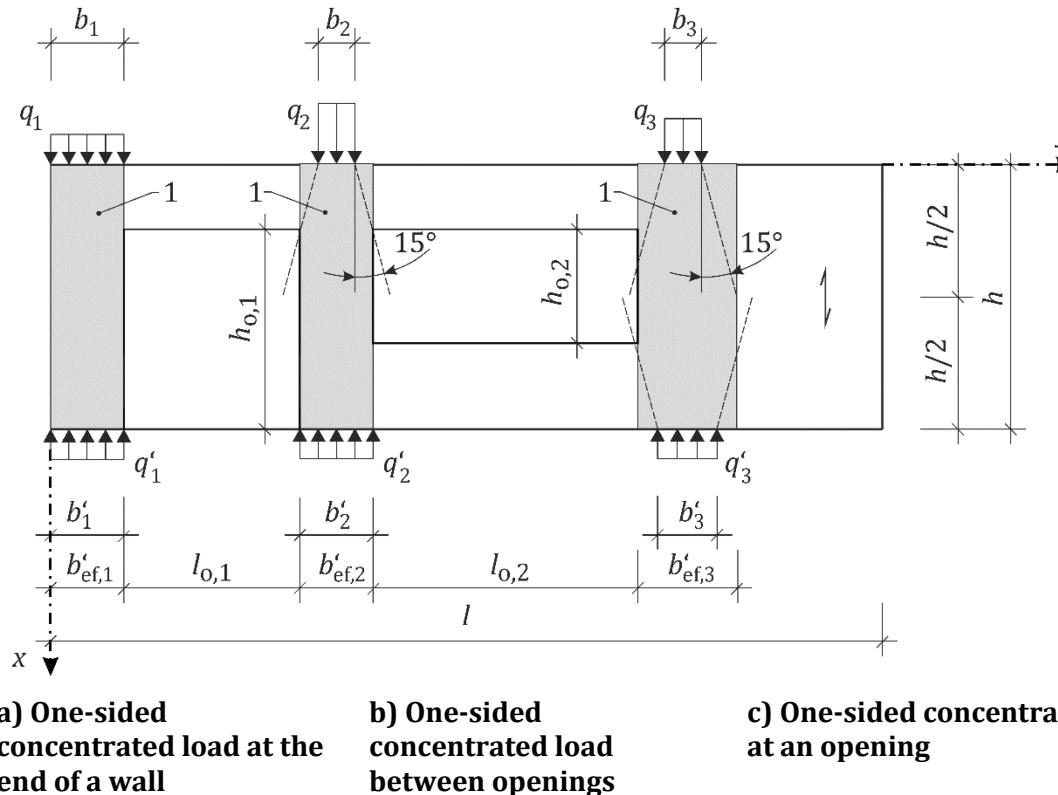
b) One-sided concentrated load with symmetrical load dispersion

c) One-sided concentrated load with overlapping load distribution

**Key**

- 1 simplified load dispersion area
- 2 dispersion according to analytical solution

Figure D.4 — Examples for load dispersion for CLT members without openings subjected to concentrated loads in-plane

**a) One-sided concentrated load at the end of a wall****b) One-sided concentrated load between openings****c) One-sided concentrated loads at an opening****Key**

1 simplified load dispersion area

Figure D.5 — Examples for load dispersion for CLT members with openings subjected to concentrated loads in-plane**D.6 Ribbed plates build up from ribs and CLT plates**

(1) D.6 applies to ribbed plates built up from CLT plates with the grain of the outermost layers oriented parallel to the ribs being glued-on or mechanically jointed.

(2) Bond lines between CLT plates and ribs shall have the same design service life as the entire structure.

(3) For the application of the following paragraphs the span l of a ribbed plate built up from CLT plates and glulam ribs shall be taken as the distance between positions with zero bending moment.

(4) For a ratio of the clear distance between two ribs b_i , see Figure D.6, by the span l of $b_i/l < 0,02$ the effective width of the CLT plate may be taken as $b_{ef} = b$.

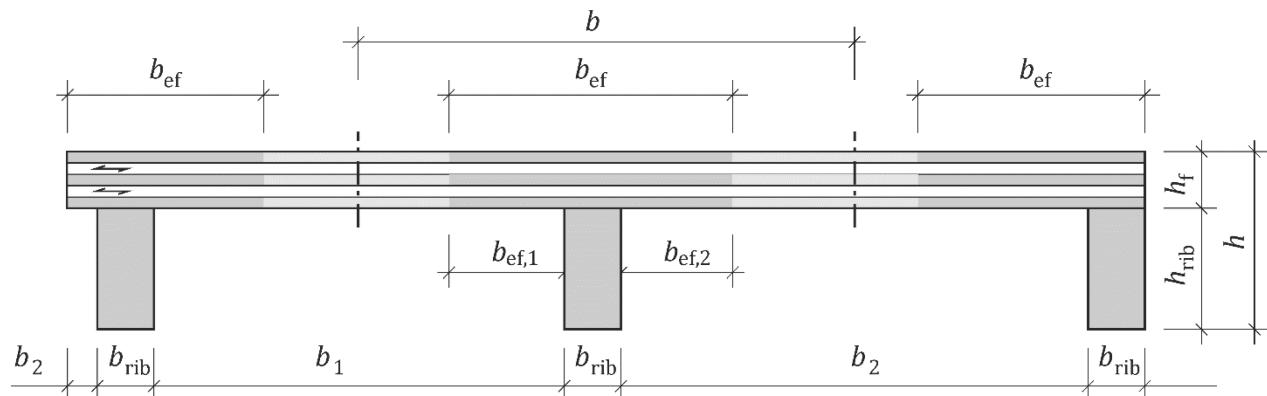


Figure D.6 — Geometry of a ribbed plate build up from CLT plates and glued-on or mechanically jointed ribs

(5) The effective width of the CLT plate may be taken from Formula (D.5), if:

- the ratio of the clear distance between two ribs b_i , see Figure D.6, and the span l satisfies the following condition $0,02 \leq b_i/l \leq 0,25$, and
- the ratio of the in-plane stiffness $(EA)_x$ of the layers with grain parallel to x -direction per metre width and the shear stiffness $(GA)_{xy}$ of the gross cross-section per metre width satisfies the following condition $5 \leq (EA)_x/(GA)_{xy} \leq 22$, and
- the ratio of the span l and the overall height h , see Figure D.5, satisfies the following condition $14 \leq l/h \leq 22$.

$$b_{\text{ef}} = b_{\text{rib}} + \sum b_{\text{ef},i} \quad (\text{D.5})$$

where

b_{ef} is the effective width;

b_{rib} is the width of the rib;

$b_{\text{ef},i}$ is the effective width at either side of the rib according to D.6 (5) to (7).

(6) For the verifications of stresses resulting from uniformly distributed loads and the verification of serviceability states for uniformly distributed and concentrated loads the effective width $b_{\text{ef},i}$ at either side of the rib may be taken as follows:

$$b_{\text{ef},i} = b_i \left(0,5 - 0,35 \left(\frac{b_i}{l} \right)^{0,9} \left(\frac{(EA)_x}{(GA)_{xy}} \right)^{0,45} \right) \quad (\text{D.6})$$

where

$b_{\text{ef},i}$ is the effective width at either side of the rib according to D.6 (5) to (7);

b_i is the clear distance between two ribs;

l is the span;

$(EA)_x$ is the in-plane stiffness of the layers with grain parallel to x -direction per metre width;

$(GA)_{xy}$ is the shear stiffness of the gross cross-section per metre width.

(7) For the verification of stresses resulting from concentrated loads, the effective width $b_{\text{ef},i}$ at either side of the rib may be taken as follows:

$$\text{for } \frac{h_{\text{rib}}}{t_{\text{CLT}}} \leq 2 \quad b_{\text{ef},i} = b_i \left(0,5 - 0,40 \left(\frac{b_i}{l} \right)^{0,25} \left(\frac{(EA)_x}{(GA)_{xy}} \right)^{0,1} \right) \quad (\text{D.7})$$

$$\text{for } \frac{h_{\text{rib}}}{t_{\text{CLT}}} > 2 \quad b_{\text{ef},i} = b_i \left(0,5 - 0,28 \left(\frac{b_i}{l} \right)^{0,3} \left(\frac{(EA)_x}{(GA)_{xy}} \right)^{0,3} \right) \quad (\text{D.8})$$

where

- h_{rib} is the height of rib;
- t_{CLT} is the thickness of CLT plate;
- $b_{\text{ef},i}$ is the effective width at either side of the rib according to D.6 (5) to (7);
- b_i is the clear distance between two ribs;
- l is the span;
- $(EA)_x$ is the in-plane stiffness of the layers with grain parallel to x -direction per metre width;
- $(GA)_{xy}$ is the shear stiffness of the gross cross-section per metre width.

(8) For concentrated loads with a distance less than or equal to b to the position where the bending moment is zero or for single loads having a length of load introduction less than or equal to $0,05l$, the effective width $b_{\text{ef},i}$ either side of the rib shall be taken as 0.

(9) For serviceability verifications of plates with glued-on ribs based on a Timoshenko beam, the following shear correction factor κ may be used.

$$\kappa = \frac{5}{6} - \frac{1}{4} \frac{\left(\frac{b_{\text{ef}}}{b_{\text{rib}}} \right)^{0,7}}{\left(\frac{h_{\text{rib}}}{t_{\text{CLT}}} \right)^{0,5}} \quad (\text{D.9})$$

where

- κ is the shear correction factor;
- b_{ef} is the effective width;
- b_{rib} is the width of the rib;
- h_{rib} is the height of rib;
- t_{CLT} is the thickness of CLT plate.

Annex E
(informative)**Mechanically jointed members****E.1 Use of this annex**

(1) This Informative Annex provides complementary guidance to 12.3 for the design of mechanically jointed members, for the calculation of stiffness properties and stresses.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

E.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex covers members with composite cross-sections as shown in Figure E.1.

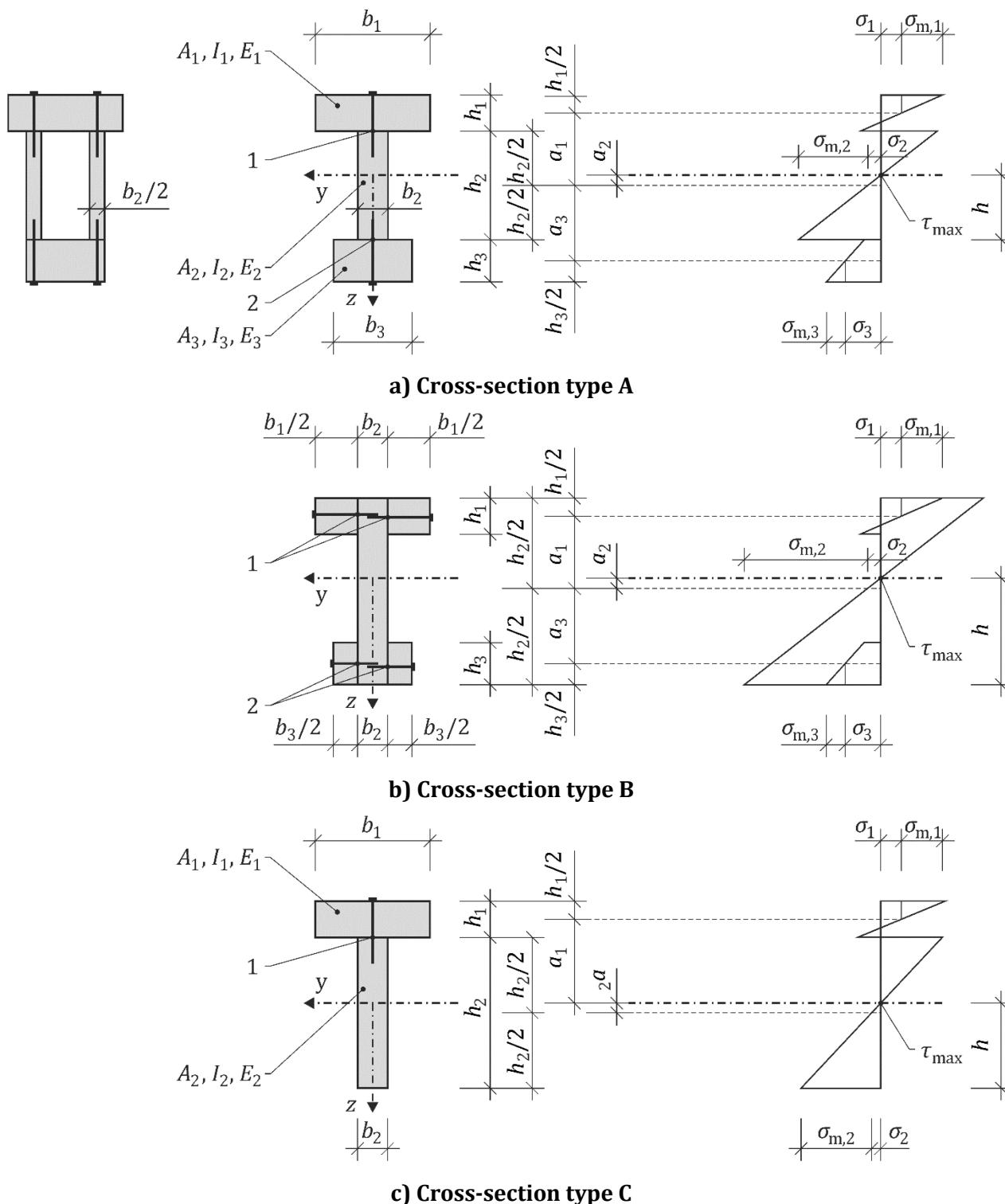
E.3 General

(1) The design method is based on the theory of linear elasticity and the following assumptions:

- the beams are simply supported with a span l . For continuous beams, Formula (E.2) may be used with l equal to 80% of the distance between supports; for cantilevered beams Formula (E.2) may be used with l equal to twice the cantilever length,
- the individual parts (of wood, wood-based panels) are either full length or made with glued end joints,
- the individual parts are connected to each other by mechanical fasteners with a slip modulus K ,
- the spacing s between the fasteners is constant or varies uniformly according to the shear force between s_{\min} and s_{\max} , with $s_{\max} \leq 4 s_{\min}$. An effective spacing s_{ef} may be used taken from Formula (12.17),
- the load is acting in the z-direction giving a moment $M_y = M_y(x)$ varying sinusoidally or parabolically; and a shear force $V_z = V_z(x)$.

(2) Where a flange consists of two parts jointed to a web or where a web consists of two parts (as in a box beam), the spacing s_i is determined by the total sum of the fasteners per unit length in the two jointing planes.

(3) Deflections may be calculated using an effective bending stiffness $(EI)_{\text{ef}}$ determined in accordance with E.4.

**Key**

1	spacing: s_1	slip modulus: K_1	load: F_1
2	spacing: s_3	slip modulus: K_3	load: F_3

NOTE All measurements are positive except for a_2 which is taken as positive as shown on Figure E.1.

Figure E.1 — Cross-section (left) and distribution of axial stresses (right)

E.4 Effective bending stiffness

(1) The effective bending stiffness $(EI)_{\text{ef}}$ should be taken as follows:

$$(EI)_{\text{ef}} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (\text{E.1})$$

with

$$\gamma_i = \begin{cases} 1 & \text{for } i = 2 \\ \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E_i A_i s_i}{K_i l^2}} & \text{for } i = 1 \text{ and } i = 3 \end{cases} \quad (\text{E.2})$$

$$a_1 = \frac{h_1 + h_2}{2} - a_2 \quad (\text{E.3})$$

$$a_2 = \frac{1}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i} [\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)] \quad (\text{E.4})$$

$$a_3 = \frac{h_2 + h_3}{2} - a_2 \quad (\text{E.5})$$

$$A_i = b_i h_i \quad (\text{E.6})$$

$$I_i = \frac{b_i h_i^3}{12} \quad (\text{E.7})$$

where

- $(EI)_{\text{ef}}$ is the effective bending stiffness;
- E_i are the moduli of elasticity of the i -numbered parts of the cross-section, see 4.4;
- I_i is the second moment of inertia of the i -numbered part of the cross-section;
- A_i are the areas of the i -numbered parts of the cross-section;
- γ_i are the factors for the efficiency of the mechanical connections of the respective i -numbered parts of the cross-section;
- a_i are the distances between the centroid of the composite cross-section and the centroids of i -numbered parts of the cross-section, see Figure E.1;
- s_i are the spacings between connectors, for $i = 1$ and $i = 3$;
- K_i are the stiffness of connectors, according to the limit state under consideration;
- l is the span of the member;
- b_i are the widths of the i -numbered parts of the cross-section;
- h_i are the depths of the i -numbered parts of the cross-section;

(2) For T-shaped cross-sections, see Figure E.1 c), (1) may be used considering $h_3 = b_3 = 0$.

E.5 Stresses in the cross-section

(1) The axial stress σ_i , bending stresses $\sigma_{m,i}$ and maximum shear stress $\tau_{2,\max}$ in the second part of the cross-section should be taken as follows:

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M_{y,d}}{(EI)_{\text{ef}}} \quad (\text{E.8})$$

Printed copies are uncontrolled

$$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 E_i h_i M_{y,d}}{(EI)_{ef}} \quad (E.9)$$

$$\tau_{2,max} = \left[\gamma_3 E_3 A_3 a_3 + 0,5 E_2 b_2 \left(\frac{a_2+h_2}{2} \right)^2 \right] \frac{V_d}{b_2 (EI)_{ef}} \quad (E.10)$$

where

- σ_i are the axial stresses in the i -numbered parts of the cross-section, see Figure E.1;
- γ_i are the factors for the efficiency of the mechanical connections of the respective i -numbered parts of the cross-section;
- E_i are the moduli of elasticity of the i -numbered parts of the cross-section, see 4.4;
- a_i are the distances between the centroid of the composite cross-section and the centroids of the i -numbered parts of the cross-section.;
- $M_{y,d}$ is the design bending moment about y -axis, according to Figure E.1;
- $(EI)_{ef}$ is the effective bending stiffness, from Formula (E.1);
- $\sigma_{m,i}$ are the bending stresses in the i -numbered parts of the cross-section, see Figure E.1;
- $b_i; h_i$ are the widths and depths of the i -numbered parts of the cross-section;
- $\tau_{2,max}$ is the maximum shear stress in the cross-section, in the member web (part 2 in Figure E.1);
- V_d is the maximum design shear force in the member, regardless of the sign.

NOTE The maximum shear stresses occurs where the axial stresses are zero.

E.6 Load on mechanical fasteners

(1) The load F_i on a fasteners between member 2 and member i should be taken as follows for $i = 1$ and $i = 3$:

$$F_i = \gamma_i E_i A_i s_i \frac{V_d}{(EI)_{ef}} \quad (E.11)$$

where

- F_i are the forces in the fasteners, for $i = 1$ and $i = 3$;
- γ_i are the factors for the efficiency of the mechanical connections of the respective i -numbered parts of the cross-section;
- E_i are the moduli of elasticity of the i -numbered parts of the cross-section, see 4.4;
- A_i are the areas of the i -numbered parts of the cross-section;
- a_i are the distances between the centroid of the composite cross-section and the centroids of the i -numbered parts of the cross-section.;
- s_i are the spacings between fasteners, for $i = 1$ and $i = 3$;
- V_d is the maximum design shear force in the member, regardless of the sign;
- $(EI)_{ef}$ is the effective bending stiffness, from Formula (E.1).

Annex F
(informative)**Built-up columns****F.1 Use of this annex**

(1) This Informative Annex provides supplementary guidance to 12.4 for built-up columns.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

F.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex applies to built-up columns which comply with following assumptions:

- the columns are simply supported with a length l ;
- the individual parts are full length;
- the load is an axial design compressive force $F_{c,Ed}$ acting at the geometric centre of gravity, see however F.4.3.

F.3 General**F.3.1 Load-carrying capacity**

(1) For column deflection in the y -direction, see Figure F.1 and Figure F.3, the load-carrying capacity should be taken as the sum of the load-carrying capacities of the individual members.

(2) For column deflection in the z -direction, see Figure F.1 and Figure F.3, the following should be verified:

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_c f_{c,0,d} \quad (\text{F.1})$$

with

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_{c,Ed}}{A_{tot}} \quad (\text{F.2})$$

where

$\sigma_{c,0,d}$ is the design compressive stress parallel to grain;

k_c is determined in accordance with 8.2.2 but with an effective slenderness ratio λ_{ef} determined in accordance with subclause F.2 to F.4;

$f_{c,0,d}$ is the design compressive strength parallel to grain;

$F_{c,Ed}$ is the design compressive force;

A_{tot} is the total cross-sectional area.

F.4 Mechanically jointed columns**F.4.1 Effective slenderness ratio**

(1) The effective slenderness ratio λ_{ef} should be taken as follows:

$$\lambda_{\text{ef}} = l \sqrt{\frac{A_{\text{tot}}}{I_{\text{ef}}}} \quad (\text{F.3})$$

with

$$I_{\text{ef}} = \frac{(EI)_{\text{ef}}}{E_{\text{mean}}} \quad (\text{F.4})$$

where

- l is the total length of the shafts, see Figure F.1;
- A_{tot} is the total cross-sectional area;
- I_{ef} is the effective moment of inertia;
- $(EI)_{\text{ef}}$ is the effective bending stiffness e.g. determined in accordance with Annex H (informative);
- E_{mean} is the mean modulus of elasticity.

F.4.2 Load on fasteners

(1) The design load on a fastener should be calculated from Annex E, Formula (E.10) with Formula (F.5) for the design shear force V_d :

$$V_d = \begin{cases} \frac{F_{c,Ed}}{120 k_c} & \text{for } \lambda_{\text{ef}} < 30 \\ \frac{F_{c,Ed} \lambda_{\text{ef}}}{3600 k_c} & \text{for } 30 \leq \lambda_{\text{ef}} < 60 \\ \frac{F_{c,Ed}}{60 k_c} & \text{for } 60 \leq \lambda_{\text{ef}} \end{cases} \quad (\text{F.5})$$

where

- $F_{c,Ed}$ is the design compressive force;
- k_c is determined in accordance with 8.2.2 but with an effective slenderness ratio λ_{ef} determined in accordance with Clause F.4.1;
- λ_{ef} is the effective slenderness ratio.

F.4.3 Combined loads

(1) In cases where small moments (e.g. from self weight) are acting in addition to axial load, 8.2.3 may be applied.

F.5 Spaced columns with packs or gussets**F.5.1 Assumptions**

(1) Columns as shown in Figure F.1 are considered, i.e. columns comprising shafts spaced by packs or gussets. The joints may be either nailed or glued or bolted with suitable connectors.

(2) The following assumptions apply:

- the cross-section is composed of two, three or four identical shafts;
- the cross-sections are symmetrical about both axes;
- the number of unrestrained bays is at least three, i.e. the shafts are at least connected at the ends and at the third points;
- the free distance a between the shafts is not greater than three times the shaft height h for columns with packs and not greater than 6 times the shaft height for columns with gussets;
- the joints, packs and gussets are designed in accordance with F.4.2;
- the pack length l_2 satisfies the condition: $l_2/a \geq 1,5$;
- there are at least four nails or two bolts with connectors in each shear plane. For nailed joints there are at least four nails in a row at each end in the longitudinal direction of the column;
- the gussets satisfies the condition: $l_2/a \geq 2$;
- the column is subjected to concentric axial load.

(3) For columns with two shafts A_{tot} and I_{tot} should be taken as follows:

$$A_{\text{tot}} = 2A \quad (\text{F.6})$$

$$I_{\text{tot}} = \frac{b [(2h+a)^3 - a^3]}{12} \quad (\text{F.7})$$

where

- A_{tot} is the total cross-sectional area;
 A is the cross-sectional area of a single shaft, see Figure F.1;
 I_{tot} is the total moment of inertia;
 b is the width of the shafts;
 h is the height of the shafts;
 a is the free distance between the shafts, see Figure F.1.

(4) For columns with three shafts A_{tot} and I_{tot} should be taken as follows:

$$A_{\text{tot}} = 3A \quad (\text{F.8})$$

$$I_{\text{tot}} = \frac{b [(3h+2a)^3 - (h+2a)^3 + h^3]}{12} \quad (\text{F.9})$$

where

- A_{tot} is the total cross-sectional area;
 A is the cross-sectional area of a single shaft, see Figure F.1;
 I_{tot} is the total moment of inertia;
 b is the width of the shafts;
 h is the height of the shafts;
 a is the free distance between the shafts, see Figure F.1.

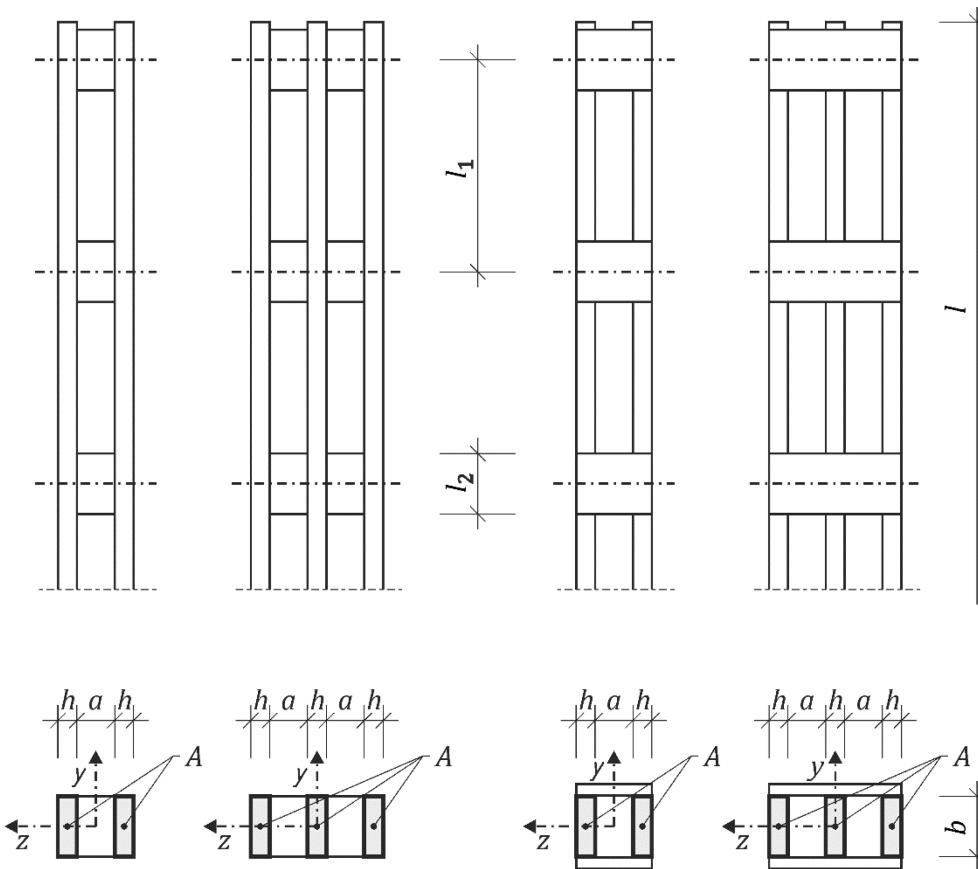


Figure F.1 — Spaced columns

F.5.2 Axial load-carrying capacity

(1) For column deflection in the y -direction, see Figure F.1, the load-carrying capacity should be taken as the sum of the load-carrying capacities of the individual members.

(2) For column deflection in the z -direction F.3.1 should be applied with the following:

$$\lambda_{\text{ef}} = \sqrt{\lambda^2 + \eta \frac{n}{2} \lambda_1^2} \quad (\text{F.10})$$

with

$$\lambda = l \sqrt{A_{\text{tot}}/I_{\text{tot}}} \quad (\text{F.11})$$

$$\lambda_1 = \sqrt{12} \frac{l_1}{h} \quad (\text{F.12})$$

where

λ_{ef} is the effective slenderness;

λ is the slenderness ratio for a solid column with the same length, the same area A_{tot} and the same moment of inertia I_{tot} , see Formula (F.11);

η is the factor given in Table F.1;

n is the number of shafts;

- λ_1 is the slenderness ratio for the shafts and has to be input into Formula (F.10) with a minimum value of at least 30, see Formula (F.12);
- l is the total length of the shafts, see Figure F.1;
- A_{tot} is the total cross-sectional area;
- I_{tot} is the total moment of inertia;
- l_1 is the spacing between the packs or gussets, see Figure F.1;
- h is the height of a single shaft, see Figure F.1.

Table F.1 — The factor η

	Packs		Gussets		
	Glued	Nailed	Bolted ^a	Glued	Nailed
Permanent/long-term loading	1	4	3,5	3	6
Medium/short-term loading	1	3	2,5	2	4,5

^a with connectors.

F.5.3 Load on fasteners, gussets or packs

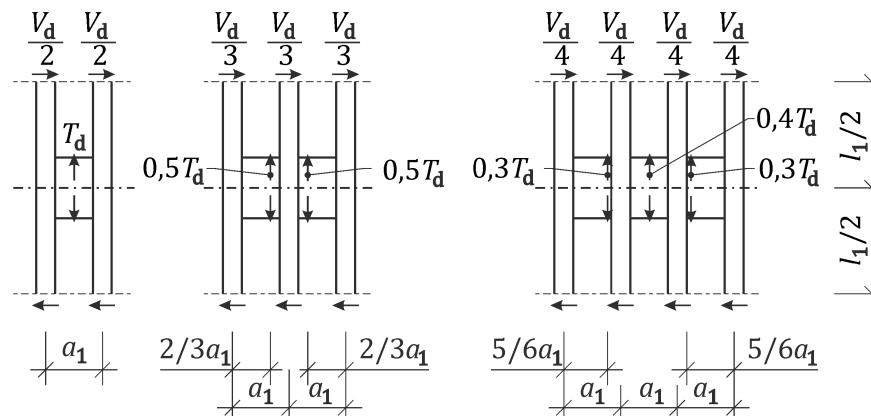
(1) The design load on the fasteners and on the gussets or packs are as shown in Figure F.2 with V_d taken from F.2.2.

(2) The design shear forces T_d on the gussets or packs, see Figure F.2, should be taken as follows:

$$T_d = \frac{V_d l_1}{a_1} \quad (\text{F.13})$$

where

- V_d is the load on the fastener according to F.2.2;
- l_1 is the spacing between the packs or gussets, see Figure F.1;
- a_1 is the spacing between the shafts, see Figure F.2.

**Figure F.2 — Shear force distribution and loads on gussets or packs**

F.6 Lattice columns with glued or nailed joints

F.6.1 Assumptions

(1) Lattice columns with N- or V-lattice configurations and with glued or nailed joints are considered in this Clause, see Figure F.3.

(2) The following assumptions apply:

- the structure is symmetrical about the y- and z-axes of the cross-section. The lattice on the two sides may be staggered by a length of $l_1/2$, where l_1 is the distance between the nodes;
- there are at least three bays;
- in nailed structures there are at least four nails per shear plane in each diagonal at each nodal point;
- each end is braced;
- the slenderness ratio of the individual flange corresponding to the node length l_1 is not greater than 60;
- no local buckling occurs in the flanges corresponding to the column length l_1 ;
- the number of nails in the verticals (of an N-truss) is greater than $n \cdot \sin\theta$, where n is the number of nails in the diagonals and θ is the inclination of the diagonals.

F.6.2 Load-carrying capacity

(1) For column deflection in the y-direction, see Figure F.1, the load-carrying capacity should be taken as the sum of the load-carrying capacities of the individual flanges.

(2) For column deflection in the z-direction, F.3.1 should be applied together with the following:

$$\lambda_{\text{ef}} = \max(\lambda_{\text{tot}} \sqrt{1 + \mu_\lambda}; 1,05 \lambda_{\text{tot}}) \quad (\text{F.14})$$

with

$$\lambda_{\text{tot}} \approx \frac{2l}{h} \quad (\text{F.15})$$

where

- λ_{ef} is the effective slenderness ratio;
 λ_{tot} is the total slenderness ratio for a solid column with the same length, the same area and the same second moment of area, see Formula (F.15);
 μ_λ is the value given in F.6.2 (3) to (6) below.
 l is the total length of the shafts, see Figure F.1;
 h is the height of a single shaft, see Figure F.1.

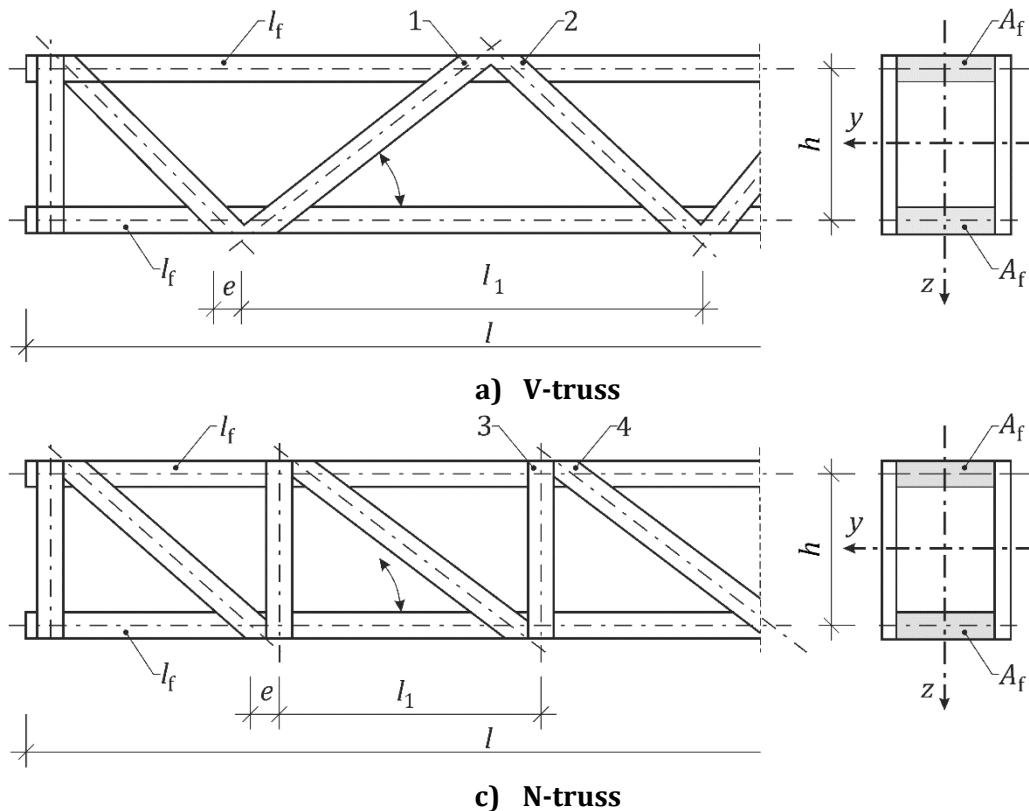
(3) For a glued V-truss the following applies:

$$\mu_\lambda = 4 \frac{e^2 A_f}{I_f} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \quad (\text{F.16})$$

where, see Figure F.3

- μ_λ is the value for Formula (F.14);
 e is the eccentricity of the joints;

- A_f is the area of one flange;
 I_f is the moment of inertia of the flange;
 h is the distance between the flanges;
 l is the span.

**Key**

- 1 number of nails: n
 2 number of nails: n
 3 number of nails: $\geq n \sin \theta$
 4 number of nails: n

Figure F.3 — Lattice columns

(4) For a glued N-truss the following should be applied:

$$\mu_\lambda = \frac{e^2 A_f}{I_f} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \quad (\text{F.17})$$

where (see Figure F.3)

- μ_λ is the value for Formula (F.14);
 e is the eccentricity of the joints;
 A_f is the area of on flange;
 I_f is the moment of inertia of the flange;
 h is the distance between the flanges;

l is the span.

(5) For a nailed V-truss the following should be used:

$$\mu_\lambda = 25 \frac{h E_{\text{mean}} A_f}{l^2 n K_{\text{ULS}} \sin 2\theta} \quad (\text{F.18})$$

where (see Figure F.3)

- μ_λ is the value for Formula (F.14);
- h* is the distance between the flanges;
- E_{mean} is the mean modulus of elasticity;
- A_f is the area of one flange;
- l* is the span;
- n* is the number of nails in a diagonal. If a diagonal consists of two or more pieces, *n* is the sum of the nails (not the number of nails per shear plane);
- K_{ULS} is the slip modulus of one nail at the ultimate limit state;
- θ is the angle of the diagonals.

(6) For a nailed N-truss the following should be used:

$$\mu_\lambda = 50 \frac{h E_{\text{mean}} A_f}{l^2 n K_{\text{ULS}} \sin 2\theta} \quad (\text{F.19})$$

where

- μ_λ is the value for Formula (F.14);
- h* is the distance between the flanges;
- E_{mean} is the mean modulus of elasticity;
- A_f is the area of one flange;
- l* is the span;
- n* is the number of nails in a diagonal. If a diagonal consists of two or more pieces, *n* is the sum of the nails (not the number of nails per shear plane);
- K_{ULS} is the slip modulus of one nail at the ultimate limit state;
- θ is the angle of the diagonal.

F.6.3 Shear forces

(1) F.2.2 shall apply.

Annex G (informative)

Alternative method for vibration analysis of floors

G.1 Use of this annex

(1) This Informative Annex provides supplementary guidance to the vibration design procedure presented in 9.3.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

G.2 Scope and field of application

(1) The detailed method in this Informative Annex applies to all floors including floors of irregular floor shapes.

NOTE 1 The method is normally applied using numerical dynamic analysis methods.

NOTE 2 The method performs well for cases where the mass of the walker is less than one tenth of the modal mass.

G.3 General

(1) Floors with modes lower than up to 4 times the walking frequency should be checked for resonant response as well as for transient response.

(2) When checking floors for resonance the calculation procedure should be carried out for all possible walking frequencies.

NOTE The reason for checking resonant response for all possible walking frequencies is the fact that peak resonant response does not necessarily occur at the fastest possible walking frequency but at a walking frequency which has a harmonic that causes resonance in the modes of the structure.

(3) Floors with modes higher than 4 times the walking frequency should be checked for transient response only.

NOTE The calculation methods given below can be applied assuming a single combination of walker and receiver locations. Alternatively, response can be carried out for all possible combinations of walker and receiver locations. Since the location of the walker and the receiver are not normally known at design stage it is reasonable to conservatively assume that the walker and the receiver are always in the same location and calculate the response (resonant or transient as appropriate) for all locations on the floor plate.

(4) When checking floors for transient response, the highest walking frequency should be used.

NOTE A human walking frequency is normally between 1,5 to 2,5 Hz. The human induced walking frequency f_w can typically be as follows:

- 1,5 Hz for floors where the walker cannot walk a distance of more than 5 m unobstructed in a single direction;
- 2,0 Hz for floors where the walker can walk a distance of between 5 m and 10 m unobstructed in a single direction;
- 2,5 Hz for all floors where the walker can walk a distance higher than 10 m unobstructed in a single direction.

(5) Timber to timber connections may normally be modelled as pinned connections.

NOTE Dynamic force due to a person walking is very low compared to the SLS loading on the floors. As such, it is highly likely that the dynamic displacement range of dowel type timber connections under dynamic loading due to footfall will be in the initial slip/embedment region of the force displacement curve. Hence it is reasonable to assume that connections behave as pins.

(6) The response factors calculated according to this Annex may be compared with the criteria given in 9.3.8.

G.4 Transient response

(1) All modes with frequencies up to twice the floor fundamental frequency or 25 Hz (whichever is lower) should be calculated, to obtain the modal mass, stiffness and frequency.

(2) The effective footfall impulse $I_{\text{mod,ef}}$ for each mode may be taken as follows:

$$I_{\text{mod,ef}} = \frac{54f_w^{1.43}}{f_{n,m}^{1.3}} \quad (\text{G.1})$$

where

f_w is the walking frequency;

$f_{n,m}$ is the natural frequency of mode m .

NOTE 1 Formula (G.1) gives design values of impulse which have a 25 % chance of probability. A mean value of impulse can be obtained by multiplying the impulse in Formula (G.1) by 7/9.

NOTE 2 With transient response, the response dies out between footsteps. As such for transient response the loading function can be idealised as an impulse.

(3) The peak velocity in each mode $v_{m,\text{peak}}$ may be taken as follows:

$$v_{m,\text{peak}} = \mu_{e,m}\mu_{r,m} \frac{I_{\text{mod,ef}}}{M_m} \quad (\text{G.2})$$

where

$\mu_{e,m}$ is the mode shape at the excitation point (i.e. location of the walker), conservatively taken as 1;

$\mu_{r,m}$ is the mode shape at the response point (i.e. location of the person feeling the vibration), conservatively taken as 1;

$I_{\text{mod,ef}}$ is the effective footfall impulse;

M_m is the modal mass of mode m .

(4) The velocity response in each mode over the period of one footfall T ($v_m(t)$ from $t = 0$ to $t = T$) may be taken as follows:

$$v_m(t) = v_{m,\text{peak}} e^{-2\pi\zeta f_{n,m} t} \sin(2\pi f_{n,m} t) \quad (\text{G.3})$$

where

$v_{m,\text{peak}}$ is the peak velocity in each mode;

$f_{n,m}$ is the natural frequency of mode m ;

T is the period of one footfall and is equal to $1/f_w$;

ζ is the damping ratio.

(5) The total response as a function of time to each footfall may be calculated by summing the velocity responses for each mode as follows:

$$v(t) = \sum_{m=1}^n v_m(t) \quad (\text{G.4})$$

where

- $v(t)$ is the total velocity at time t ;
- $v_m(t)$ is the velocity response in each mode;
- n is the number of modes.

(6) From the resulting velocity time history, a root mean square (rms) response v_{rms} may be evaluated over the period of one footfall as follows:

$$v_{\text{rms}} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T v(t)^2 dt} \quad (\text{G.5})$$

where

- T is the time;
- $v(t)$ is the total velocity at time t .

(7) The response factor may be calculated as following by dividing v_{rms} by the baseline rms velocity for $R = 1$ at the fundamental frequency f_1 :

$$R = \frac{v_{\text{rms}}}{v_{R=1}} \quad (\text{G.6})$$

where

- $v_{R=1}$ is the baseline velocity taken as $5 \times 10^{-3}/(2\pi f_1)$ m/s when $f_1 < 8$ Hz and as $1,0 \times 10^{-4}$ m/s when $f_1 \geq 8$ Hz.

G.5 Resonant response

(1) All modes with frequencies up to 15 Hz should be calculated to obtain modal mass, stiffness and frequency.

(2) The harmonic forcing frequency f_h may be taken as follows:

$$f_h = n_h f_w \quad (\text{G.7})$$

where

- n_h is the number of the harmonic;
- f_w is the walking frequency.

(3) The harmonic force F_h for each mode m may be taken as follows:

$$F_h = k_{\text{DLF}} m_w \quad (\text{G.8})$$

where

- k_{DLF} is the dynamic load factor taken from Table G.1;
- m_w is the weight of the walker which may be taken as 700 N.

Table G.1 — Dynamic load factor

Harmonic number, h	Harmonic forcing frequency Hz	Design value of k_{DLF}
1	1 – 2,8	$\min\{0,41(f_h - 0,95); 0,56\}$
2	2 – 5,6	$0,069 + 0,0056 f_h$
3	3 – 8,4	$0,033 + 0,0064 f_h$
4	4 – 11,2	$0,013 + 0,0065 f_h$

NOTE A human walk can be idealised as a periodic function. This periodic function is made up of 4 harmonics. The frequency of each harmonic is given by the walking frequency multiplied by the harmonic number h .

(4) The real and imaginary acceleration ($a_{real,h,m}$, $a_{imag,h,m}$) of all modes with frequencies up to 15 Hz may be taken as follows:

$$a_{real,h,m} = \left(\frac{f_h}{f_{n,m}}\right)^2 \frac{F_h \mu_{e,m} \mu_{r,m} \mu_{res}}{M_m} \frac{A_m}{A_m^2 + B_m^2} \quad (G.9)$$

$$a_{imag,h,m} = \left(\frac{f_h}{f_{n,m}}\right)^2 \frac{F_h \mu_{e,m} \mu_{r,m} \mu_{res}}{M_m} \frac{B_m}{A_m^2 + B_m^2} \quad (G.10)$$

with

$$\mu_{res} = 1 - e^{-2\pi\zeta 0,55 h \frac{l}{l_{st}}} \quad (G.11)$$

$$A_m = 1 - \left(\frac{f_h}{f_{n,m}}\right)^2 \quad (G.12)$$

$$B_m = 2\zeta \frac{f_h}{f_{n,m}} \quad (G.13)$$

where

f_h is the harmonic forcing frequency;

$f_{n,m}$ is the natural frequency of mode m ;

F_h is the harmonic force;

$\mu_{e,m}$ is the mode shape at the excitation point (i.e. location of the walker), conservatively taken as 1;

$\mu_{r,m}$ is the mode shape at the response point (i.e. location of the person feeling the vibration), conservatively taken as 1;

μ_{res} is the factor that accounts for the fact that full resonant build-up does not always occur. It can be calculated using Formula (G.11) or it can conservatively be taken as 1;

M_m is the modal mass of mode m ;

A_m is calculated from Formula (G.12);

B_m is calculated from Formula (G.13);

ζ is the modal damping ratio;

l is the span of the floor;

l_{st} is the stride length for which a value of 0,7 m may be used;

h is the harmonic number.

NOTE The stride length of a walk varies from person to person.

(5) The real and imaginary responses in all modes to give the total real and imaginary acceleration ($a_{\text{real},h}$ and $a_{\text{imag},h}$) to this harmonic force, may be taken as follows:

$$a_{\text{real},h} = \sum_m a_{\text{real},h,m} \quad (\text{G.14})$$

$$a_{\text{imag},h} = \sum_m a_{\text{imag},h,m} \quad (\text{G.15})$$

where

- $a_{\text{real},h}$ is the real acceleration response;
- $a_{\text{imag},h}$ is the imaginary acceleration response;
- $a_{\text{real},h,m}$ is the real responses in mode m ;
- $a_{\text{imag},h,m}$ is the imaginary responses in mode m .

(6) The magnitude of the acceleration $|a_h|$, which is the total response in all modes to this harmonic (i.e. at this frequency) may be taken as follows:

$$|a_h| = \sqrt{a_{\text{real},h}^2 + a_{\text{imag},h}^2} \quad (\text{G.16})$$

where

- $a_{\text{real},h}$ is the real responses;
- $a_{\text{imag},h}$ is the imaginary responses.

(7) The acceleration should be converted to a response factor R_h to this harmonic. Firstly, the baseline peak acceleration for a response factor of 1 at this harmonic frequency should be calculated, $a_{R=1,h}$ in m/s^2 . Then the total acceleration response should be divided by the baseline peak acceleration for this harmonic as follows:

$$R_h = \frac{|a_h|}{a_{R=1,h}} \quad (\text{G.17})$$

with

$$a_{R=1,h} = \begin{cases} \frac{0,0141}{\sqrt{f_h}} & \text{for } f_h < 4 \text{ Hz} \\ 0,0071 & \text{for } 4 \text{ Hz} < f_h < 8 \text{ Hz} \\ 2,82\pi f_h \times 10^{-4} & \text{for } f_h > 8 \text{ Hz} \end{cases} \quad (\text{G.18})$$

where

- a_h is the total acceleration response;
- f_h is the harmonic forcing frequency.

(8) The total response factor R which is the 'square root of sum of squares' of the response factor for each of the four harmonics may be taken as follows:

$$R = \sqrt{R_1^2 + R_2^2 + R_3^2 + R_4^2} \quad (\text{G.19})$$

(9) The process outline in this section should be repeated for all possible walking frequencies.

Annex H
(normative)**Connections with punched metal plate fasteners (PMPF)****H.1 Use of this annex**

(1) This Normative Annex contains additional provisions to 11.8 for connections with punched metal plate fasteners.

H.2 Scope and field of application

(1) This Normative Annex covers the design of connections with punched metal plate fasteners.

(2) A connection made with punched metal plate fasteners shall comprise punched metal plate fasteners of the same type, size and orientation on each side of the members.

(3) Punched metal plate fasteners may be used to connect members made of ST, FST, GL or LVL-P.

(4) The following rules apply only to punched metal plate fasteners with two orthogonal directions.

(5) At the time of fabrication of a structural member assembled with punched metal plate fasteners, the moisture contents of the structural timber members shall meet the requirements given in Table H.1.

Table H.1 — Requirements for moisture content at time of fabrication of members assembled with punched metal plate fasteners

Thickness (mm)	Maximum target moisture content, as defined in EN 14298	Maximum moisture content of any individual member
≤ 50	18 %	22 %
> 50	16 %	22 %

(6) The maximum difference of moisture content between members of a connection in a structural member assembled with punched metal plate fasteners shall be limited to:

- 8 % for members with a thickness $b \leq 50$ mm
- 6 % for members with a thickness $b > 50$ mm

NOTE Large differences in moisture content between members of a connection in a structural member assembled with punched metal plate fasteners can occur when the members are from differing wood-based materials (e.g. structural timber and LVL).

H.3 Design resistances

(1) The design value of a resistance R_d of a punched metal plate fastener shall be taken as follows:

$$R_d = k_{\text{sys}} k_{\text{mod}} \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (\text{H.1})$$

where

k_{sys} is the system strength factor, see H.3(4);

k_{mod} is the modification factor accounting for the effect of the duration of load and moisture content, see Table H.3;

- R_k is the characteristic value of the load carrying capacity of the punched metal plate fastener;
 γ_M is the partial factor for material properties of punched metal plate fasteners, see Table H.2.

Table H.2 (NDP) —Partial factors γ_M for resistances of connections with PMPF

Fundamental combinations:		1,3 ^a
Anchorage, withdrawal or splitting strength	Plate (steel) strength	
Accidental combinations		1,0
^a For rough sawn timber the partial factor shall be increased by 10 % for the calculation of the design anchorage or withdrawal strength.		

NOTE The partial factors for material properties γ_M are given in Table H.2 unless the National Annex gives different values.

(2) The values of the modification factor k_{mod} given in Table H.3 should be used for connections made with punched metal plate fasteners. Connections made with punched metal plate fasteners located in SC 3 environments have an estimated service life not exceeding 3 months.

Table H.3 — Values of k_{mod} for punched metal plate fastener connections

Service class	Mechanical property	Load-duration class				
		Permanent	Long-term	Medium-term	Short-term	Instantaneous
1 and 2	Anchorage or splitting strength in ST, FST, GL, LVL-P	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
	Withdrawal strength in ST, FST, GL, LVL-P	—	—	—	0,9	1,1
	Plate (steel) strength	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
3	Anchorage or splitting strength in ST	—	—	0,65	0,7	0,9
	Withdrawal strength in ST	—	—	—	0,7	0,9
	Plate (steel) strength	—	—	1,0	1,0	1,0

(4) Where the system strength factor k_{sys} , see 8.4, is used for member design of a truss made with punched metal plate fasteners, k_{sys} may also be used for the anchorage, withdrawal and splitting design, but not for the steel plate design of the punched metal plate fastener connections.

H.4 Connection forces at an angle to the grain

(1) For a punched metal plate fastener connection where the loaded edge distance h_e , see H.4(4), is less than 0,8 times the member height h , when a force acts at an angle to the grain, see Figure H.1, the possibility of splitting caused by the design tensile force component $F_{t,\text{Ed}}$ perpendicular to grain, shall be taken into account.

(2) To take account of the possibility of splitting caused by the design tensile force component $F_{t,\text{Ed}}$ perpendicular to grain, the following shall be satisfied:

$$F_{t,\text{Ed}} \sin \varphi \leq F_{90,\text{Rd}} \quad (\text{H.2})$$

where

$F_{90,Rd}$ is the design splitting capacity, calculated from the characteristic splitting capacity $F_{90,Rk}$ according to Formula (H.1).

(3) The characteristic splitting capacity $F_{90,Rk}$ for the arrangement shown in Figure H.1 should be taken as follows:

$$F_{90,Rk} = k_G k_{\text{mat}} b k_w \sqrt{\frac{h_{e,\text{net}}}{(1 - \frac{h_{e,\text{net}}}{h})}} \quad (\text{H.3})$$

where

k_G is the fracture parameter, in N/mm^{1,5} given as:

$$k_G = \begin{cases} 2 + 0,05\rho_k & \text{for ST, FST and GL} \\ 6 + 0,05\rho_k & \text{for LVL-P} \end{cases} \quad (\text{H.4})$$

k_{mat} is the reduction factor accounting for distance of punched metal plate fastener connection from either end of member, see H.4(6) or from an adjacent PMPF, see H.4(7);

b is the member width, in mm;

k_w is the modification factor for width of punched metal plate fastener;

$$k_w = \max \left\{ \left(\frac{b_{\text{PMPF},0}}{100} \right)^{0,35}, 1,0 \right\} \quad (\text{H.5})$$

$b_{\text{PMPF},0}$ is the width of the punched metal plate parallel to grain, calculated as in H.4(5), in mm.

ρ_k is the characteristic density, in kg/m³;

$h_{e,\text{net}}$ is the loaded edge distance reduced by the allowed geometrical deviation due to misalignment, in mm given as:

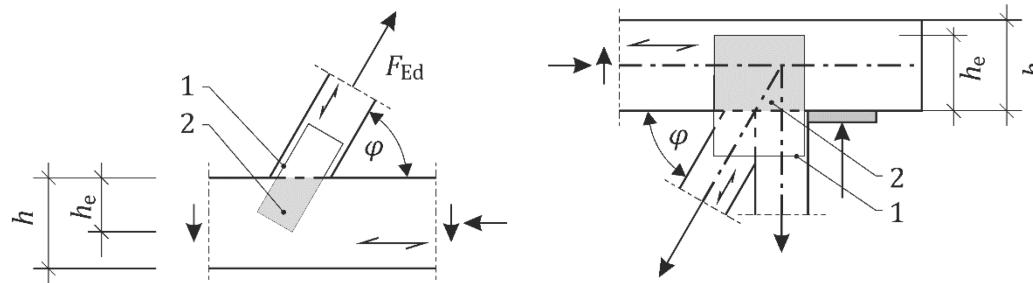
$$h_{e,\text{net}} = h_e - (c - 5) \quad (\text{H.6})$$

h_e is the loaded edge distance, calculated as in H.4(4), in mm;

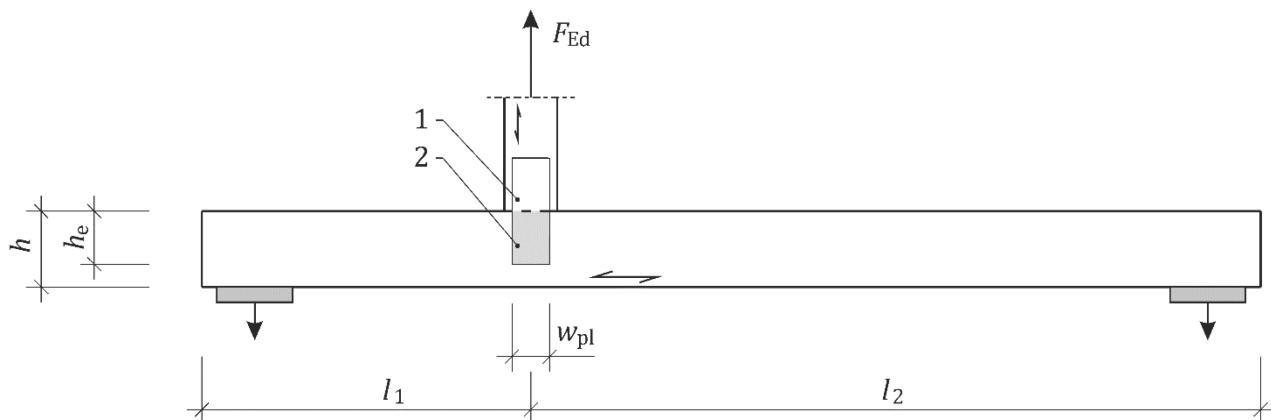
c is the allowed geometrical deviation due to misalignment of the PMPF, in mm, see H.8.2(1);

NOTE All the dimensional parameters of Clause H.4 are determined according to the nominal design dimensions without allowed geometrical deviation due to misalignment.

(4) For punched metal plate fasteners h_e shall be taken as the distance between the loaded timber edge and the most remote edge or corner of the PMPF, see Figure H.1 and Figure H.2.

**Key**

- 1 punched metal plate fastener
- 2 overlap area A_{olap} of PMPF with member being loaded perpendicular to grain

Figure H.1 — PMPF connection loading member in tension perpendicular to grain**Key**

- 1 punched metal plate fastener
- 2 overlap area A_{olap} of PMPF with member being loaded perpendicular to grain

Figure H.2 — Dimensions h_e , w_{pl} , l_1 and l_2 for PMPF with an edge parallel to the member loaded in tension perpendicular to grain

(5) For punched metal plate fasteners installed not parallel to the loaded edge of the member w_{pl} shall be taken as follows:

$$w_{\text{pl}} = \frac{A_{\text{olap}}}{h_{e,\text{net}}} \quad (\text{H.7})$$

where

A_{olap} is the overlap area of the PMPF with the member being loaded perpendicular to grain, see Figure H.1 and Figure H2;

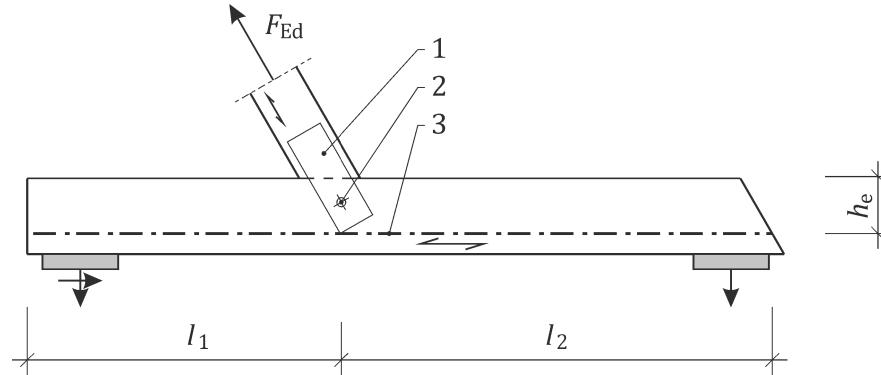
$h_{e,\text{net}}$ is the loaded edge distance reduced by the allowed geometrical deviation due to misalignment.

(6) To account for the proximity of a punched metal plate fastener connection to a member end k_{mat} shall be taken as follows:

$$k_{\text{mat}} = \min \left\{ \begin{array}{c} 0,5 \\ 0,5(l_1/l_{\text{ref}}) \end{array} \right\} + \min \left\{ \begin{array}{c} 0,5 \\ 0,5(l_2/l_{\text{ref}}) \end{array} \right\} \quad (\text{H.8})$$

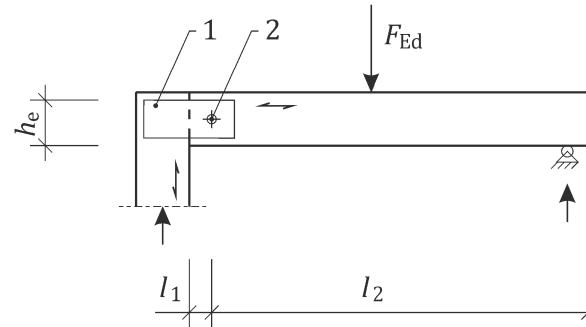
Printed copies are uncontrolled
where

- l_1, l_2 are measured along the line parallel to the cross-member's loaded edge which passes through the plate's extreme edge or corner and are the dimensions from the member end to the intersecting point of a perpendicular line passing through the plate's anchorage area centroid, see Figure H.2 – H.4, with l_1 being the distance to the left hand side of the anchorage area centroid and l_2 being the distance to the right hand side of the anchorage area centroid;
- l_{ref} is the reference length with $l_{\text{ref}} = 500 \text{ mm}$.

**Key**

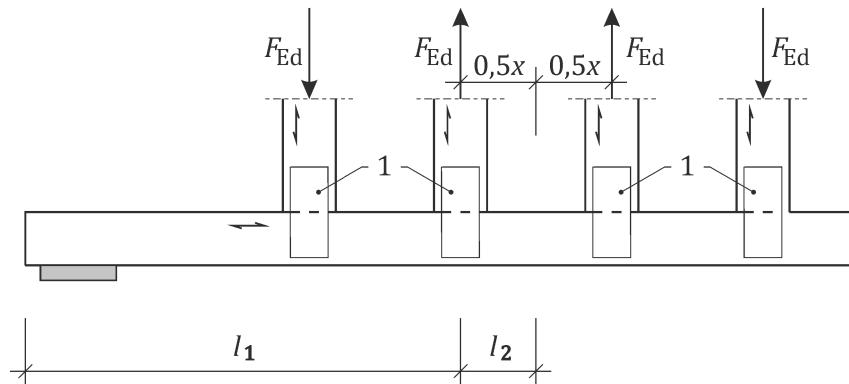
- 1 punched metal plate fastener
- 2 plate's anchorage area centroid
- 3 line parallel to cross-member's loaded edge which passes through the plate's extreme edge or corner

Figure H.3 — Dimensions l_1 and l_2 for punched metal plate fastener with no edge parallel to the member loaded in tension perpendicular to grain

**Key**

- 1 punched metal plate fastener
- 2 plate's anchorage area centroid

Figure H.4 — Dimensions l_1 and l_2 where punched metal plate fastener connection is resisting shear at end of member

**Key**

1 punched metal plate fastener

Figure H.5 — Dimensions l_1 and l_2 where consecutive punched metal plate fastener connections are applying tensile forces to the cross-member

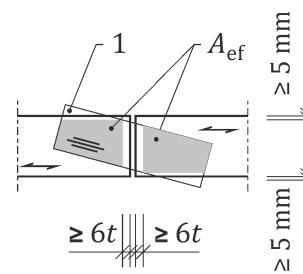
(7) To account for the proximity of a punched metal plate fastener connection to an adjacent punched metal plate fastener connection also resisting tension, see Figure H.5, k_{mat} shall be calculated using Formula (H.8) and the following values for l_1 and l_2 :

- l_1 is measured along the line parallel to the cross-member's loaded edge which passes through the plate's extreme edge or corner and is the dimension from the intersecting point of a perpendicular line passing through the plate's anchorage area centroid to the left hand member end.
- l_2 is measured along the line parallel to the cross-member's loaded edge which passes through the plate's extreme edge or corner and is half the dimension (i.e. $l_2 = 0,5x$) from the intersecting point of a perpendicular line passing through the plate's anchorage area centroid to the intersecting point of a perpendicular line passing through the adjacent connection also resisting tension on the right hand side plate's anchorage area centroid.

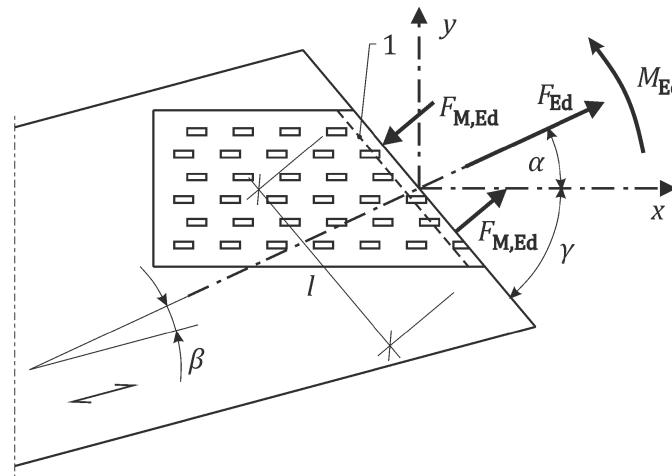
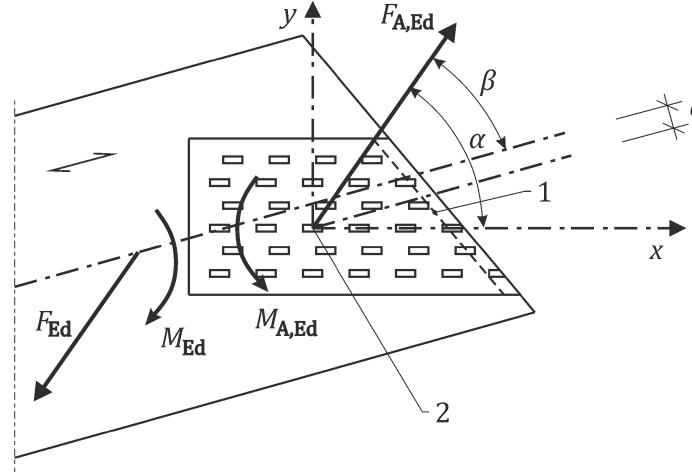
H.5 Plate geometry

(1) The symbols used to define the geometry of a punched metal plate fastener connection are given in Figure H.6 and Figure H.7. The following definitions shall apply:

- A_{ef} is the area of the total contact surface between the plate and the timber, reduced by 5 mm from the edges of the timber and by a distance in the grain direction from the end of timber equal to 6 times the fastener's nominal thickness but not less than a dimension of 5 mm perpendicular to the angled cut end of timber;
- l is the length of the plate measured along the connection line. For plates projecting beyond the connection line, l may be extended by the lesser of 12 times the fastener's nominal thickness or the projecting length of plate.

**Key**

1 border of effective area

Figure H.6 — Effective anchorage area**a) Geometry where each plate is loaded by F_{Ed} and M_{Ed}** **b) Anchorage area loaded by $F_{A,Ed}$ and $M_{A,Ed}$** **Key**

- 1 border of effective area
- 2 plate anchorage area centroid
- e eccentricity from timber centreline to plate centroid
- l length of the plate measured along the connection line
- $F_{M,Ed}$ design force from the moment on a single plate ($F_{M,Ed} = 2M_{Ed}/l$);
- F_{Ed} design force acting on a single plate

$F_{A,Ed}$	design force acting on a single plate at the centroid of the effective area (i.e. half of the total force in the timber member)
M_{Ed}	design moment acting on a single plate
$M_{A,Ed}$	design moment acting on a single plate on the centroid of the effective area
α	angle between the x-direction and the force ($0^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$)
β	angle between the grain-direction and the force ($0^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$)
γ	angle between the x-direction and the connection line ($0^\circ \leq \gamma \leq 90^\circ$)

Figure H.7 — Geometry and anchorage area

H.6 Plate strength and stiffness properties

H.6.1 Characteristic anchorage strengths

(1) The plate shall have characteristic values for the following anchorage strengths, determined in accordance with EN 14545. For ST or GL the characteristic values shall be determined at a reference characteristic timber density $\rho_{k,ref}$ in kg/m³. For LVL-P, the characteristic values shall be determined for reference LVL-P strength class.

NOTE Properties of LVL-P strength classes are given in Annex N.4, Table N.2.

- $f_{a,0,0,k,ref}$ is the anchorage strength per unit area for $\alpha = 0^\circ$ and $\beta = 0^\circ$, in N/mm²;
- $f_{a,30,0,k,ref}$ is the anchorage strength per unit area for $\alpha = 30^\circ$ and $\beta = 0^\circ$, in N/mm²;
- $f_{a,60,0,k,ref}$ is the anchorage strength per unit area for $\alpha = 60^\circ$ and $\beta = 0^\circ$, in N/mm²;
- $f_{a,90,0,k,ref}$ is the anchorage strength per unit area for $\alpha = 90^\circ$ and $\beta = 0^\circ$, in N/mm²;
- $f_{a,90,90,k,ref}$ is the anchorage strength per unit area for $\alpha = 90^\circ$ and $\beta = 90^\circ$, in N/mm².

H.6.2 Characteristic steel plate strengths

(1) The plate shall have characteristic values for the following steel plate strengths determined in accordance with EN 14545:

- $f_{t,p,0,k}$ is the characteristic tensile strength per unit width of the plate for $\alpha = 0^\circ$, in N/mm;
- $f_{c,p,0,k}$ is the characteristic compressive strength per unit width of the plate for $\alpha = 0^\circ$, in N/mm;
- $f_{v,p,0,k}$ is the characteristic shear strength per unit width of the plate in the x-direction, in N/mm;
- $f_{t,p,90,k}$ is the characteristic tensile strength per unit width of the plate for $\alpha = 90^\circ$, in N/mm;
- $f_{c,p,90,k}$ is the characteristic compressive strength per unit width of the plate for $\alpha = 90^\circ$, in N/mm;
- $f_{v,p,90,k}$ is the characteristic shear strength per unit width of the plate in the y-direction, in N/mm;
- k_v, γ_0 are the plate steel property constants.

H.6.3 Characteristic withdrawal strengths

(1) For structural timber or glued laminated timber the plate shall have a characteristic withdrawal strength per unit width of connection line $f_{w,k,ref}$ determined in accordance with EN 14545, at a characteristic reference density $\rho_{k,ref}$ in kg/m³.

(2) For LVL-P the plate shall have a characteristic withdrawal strength per unit width of connection line $f_{w,k,ref}$ determined in accordance with EN 14545, for the reference LVL-P strength class.

NOTE Properties of LVL-P strength classes are given in Annex N.4, Table N.2.

H.6.4 Mean plate slip modulus

(1) For structural timber and glued laminated timber the plate shall have a mean slip modulus $K_{SLS,ref}$, determined in accordance with EN 14545, at a reference mean density $\rho_{mean,ref}$ in kg/m³.

(2) For LVL-P the plate shall have a mean slip modulus $k_{SLS,ref}$ determined in accordance with EN 14545, for the reference LVL-P strength class.

NOTE Properties of LVL-P strength classes are given in Annex N.4, Table N.2.

(3) The mean rotational slip modulus $k_{ser,rot,ref}$ may be taken equal to the mean translational slip modulus $k_{SLS,ref}$.

H.7 Plate anchorage strengths

(1) The characteristic anchorage strength per plate $f_{a,\alpha,\beta,k}$ for plates installed into structural timber or homogenous glued laminated timber of characteristic density ρ_k should either be derived from tests in accordance with EN 14545 or taken as follows:

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = f_{a,\alpha,\beta,k,ref} \left(\frac{\rho_k}{\rho_{k,ref}} \right)^{0,5} \quad (\text{H.9})$$

where

$f_{a,\alpha,\beta,k,ref}$ is the characteristic anchorage strength per plate for the characteristic reference density $\rho_{k,ref}$.

(2) The characteristic anchorage strength per plate $f_{a,\alpha,\beta,k}$ for plates installed into combined glued laminated timber of characteristic density ρ_k should either be derived from tests in accordance with EN 14545 or taken as follows:

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = f_{a,\alpha,\beta,k,ref} \left(\frac{0,9\rho_k}{\rho_{k,ref}} \right)^{0,5} \quad (\text{H.10})$$

where

$f_{a,\alpha,\beta,k,ref}$ is the characteristic anchorage strength per plate for the characteristic reference density $\rho_{k,ref}$, in N/mm².

(3) The characteristic anchorage strength per plate $f_{a,\alpha,\beta,k}$ for plates installed into a selected LVL-P strength class should either be derived from tests in accordance with EN 14545 or calculated as follows:

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = f_{a,\alpha,\beta,k,ref} \quad (\text{H.11})$$

where

$f_{a,\alpha,\beta,k,ref}$ is the characteristic anchorage strength per plate for the reference LVL-P strength class, which shall be the same or a lower LVL-P strength class than the selected LVL-P strength class.

(4) The characteristic anchorage strength per plate for the characteristic reference density of structural or glued laminated timber or the reference strength class of LVL-P should be taken as follows:

$$f_{a,\alpha,\beta,k,ref} = \max \begin{cases} f_{a,\alpha,0,k,ref} - (f_{a,\alpha,0,k,ref} - f_{a,90,90,k,ref}) \frac{\beta}{45^\circ} & \text{for } \beta \leq 45^\circ \\ f_{a,0,0,k,ref} - (f_{a,0,0,k,ref} - f_{a,90,90,k,ref}) \sin(\max(\alpha, \beta)) & \end{cases} \quad (\text{H.12})$$

or

$$f_{a,\alpha,\beta,k,ref} = f_{a,0,0,k,ref} - (f_{a,0,0,k,ref} - f_{a,90,90,k,ref}) \sin(\max(\alpha; \beta)) \quad \text{for } 45^\circ < \beta \leq 90^\circ \quad (\text{H.13})$$

(5) The characteristic anchorage strength per plate parallel to grain should be taken as follows:

$$f_{a,\alpha,0,k,ref} = \begin{cases} f_{a,0,0,k,ref} + \frac{\alpha}{30^\circ} (f_{a,30,0,k,ref} - f_{a,0,0,k,ref}) & \text{when } \alpha \leq 30^\circ \\ f_{a,30,0,k,ref} + \frac{(\alpha-30^\circ)}{30^\circ} (f_{a,60,0,k,ref} - f_{a,30,0,k,ref}) & \text{when } 30^\circ < \alpha \leq 60^\circ \\ f_{a,60,0,k,ref} + \frac{(\alpha-60^\circ)}{30^\circ} (f_{a,90,0,k,ref} - f_{a,60,0,k,ref}) & \text{when } \alpha > 60^\circ \end{cases} \quad (\text{H.14})$$

H.8 Connection strength verification in plane of timber assembly

H.8.1 Distribution of internal forces

(1) Contact pressure between any timber members may be considered if:

- the gap between the members has an average value, which is not greater than 1,5 mm, and a maximum value of 3 mm,
- the component of F_{Ed} normal to the contact area is in compression,
- the contact area of each timber member in contact can resist all the compressive forces removed from both plates.

In such cases the connectors should be designed for a design force where F_{Ed} is the design force acting on a single plate, reduced by up to 50 % of the component normal to the contact area.

(2) When $F_{Ed} \leq 0$, contact pressure between the timber members in chord splices in compression may, be taken into account by designing the single plate for a design force $F_{A,Ed}$, and a design moment $M_{A,Ed}$, as follows:

$$F_{A,Ed} = \frac{F_x}{|F_x|} \sqrt{F_x^2 + (F_{Ed} \sin \beta)^2} \quad (\text{H.15})$$

$$M_{A,Ed} = \frac{M_{Ed}}{2} \quad (\text{H.16})$$

with

$$F_x = \frac{F_{Ed} \cos \beta}{2} + \frac{3|M_{Ed}|}{2h} \quad (\text{H.17})$$

where

- $F_{A,Ed}$ is the design force acting on a single plate at the centroid of the effective area (i.e. half of the total force in the timber member);
- β is the angle between the grain-direction and the force;
- $M_{A,Ed}$ is the design moment acting on a single plate on the centroid of the effective area;
- F_{Ed} is the design force of the chord acting on a single plate (compression or zero);
- M_{Ed} is the design moment of the chord acting on a single plate;
- h is the height of the chord.

(3) When $F_{Ed} > 0$, in chord splices in tension, the design force $F_{A,Ed}$ and the design moment $M_{A,Ed}$ may be taken as follows:

$$F_{A,Ed} = \sqrt{\left(F_{Ed} \cos \beta + \frac{3(1-\mu_t)|M_{Ed}|}{2h}\right)^2 + (F_{Ed} \sin \beta)^2} \quad (\text{H.18})$$

$$M_{A,Ed} = \frac{(1+\mu_t)M_{Ed}}{2} \quad (\text{H.19})$$

Printed copies are uncontrolled
with

$$\mu_t = \min \begin{cases} \frac{2F_{Ed} \cos \beta}{f_{a,0,0,d} A_{ef}} \\ 1 \end{cases} \quad (\text{H.20})$$

where

- μ_t is the modification factor for plate moment in tension splices;
- F_{Ed} is the design force of the chord acting on a single plate (i.e. half of the total force in the chord);
- β is the angle between the grain-direction and the force
- M_{Ed} is the design moment of the chord acting on a single plate;
- $f_{a,0,0,d}$ is the design anchorage strength per unit area of plate when the force is parallel to the x -direction and the grain direction;
- A_{ef} is the plate effective anchorage area.

(3) In chord splices the dimension of the punched metal plate fastener perpendicular to grain should be a minimum of 2/3 of the chord depth.

H.8.2 Plate anchorage capacity

(1) In calculation of a connection's anchorage capacities, the design should take into account allowed geometrical deviation c due to misalignment of the punched metal plate fastener. The allowed geometrical deviation should be 5 mm or the value declared in the truss manufacturer's Declaration of Performance (DoP) according to EN 14250 when this is greater. The allowed geometrical deviation should be applied simultaneously in two directions parallel to the edges of the plate.

(2) The design anchorage stress $\tau_{F,d}$ on a single punched metal plate fastener imposed by a force $F_{A,Ed}$ and the design anchorage stress $\tau_{M,d}$ imposed from a moment $M_{A,Ed}$, should be taken as follows:

$$\tau_{F,d} = \frac{F_{A,Ed}}{A_{ef}} \quad (\text{H.21})$$

$$\tau_{M,d} = \frac{M_{A,Ed}}{W_{pl}} \quad (\text{H.22})$$

with

$$W_{pl} = \int_{A_{ef}} r dA \quad (\text{H.23})$$

where

- $F_{A,Ed}$ is the design force, positive when tension, acting on a single plate at the centroid of the effective area (i.e. half of the total force in the timber member);
- $M_{A,Ed}$ is the design moment acting on a single plate on the centroid of the effective area;
- A_{ef} is the plate effective anchorage area;
- r is the distance from the centre of gravity of the effective plate area to the segmental plate area dA ;
- dA is the segmental area of the punched metal plate fastener;

W_{pl} is the plastic rotation of section modulus.

(3) The following should be satisfied:

$$\sqrt{\left(\frac{\tau_{F,d}}{f_{a,\alpha,\beta,d}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{M,d}}{f_{a,0,0,d}}\right)^2} \leq 1 \quad (\text{H.24})$$

where

$\tau_{F,d}$ is the design anchorage stress on a single punched metal plate fastener imposed by force $F_{A,Ed}$;

$\tau_{M,d}$ is the design anchorage stress on a single punched metal plate fastener imposed from moment $M_{A,Ed}$;

$f_{a,\alpha,\beta,d}$ is the design anchorage strength per unit area of plate for angle α , between the x -direction and the force and angle β , between the grain direction and the force;

$f_{a,0,0,d}$ is the design anchorage strength per unit area of plate when the force is parallel to the x -direction and the grain direction.

H.8.3 Plate capacity

(1) For each joint interface, the forces in the two main directions should be taken separately for both ends from Formulae (H.25) and (H.26):

$$\begin{aligned} F_{x,1} &= k_{sigx} F_{Ed} \cos(\alpha) + 2F_{M,Ed} \sin(\gamma) \\ F_{y,1} &= k_{sigy} F_{Ed} \sin(\alpha) + 2F_{M,Ed} \cos(\gamma) \end{aligned} \quad (\text{H.25})$$

$$\begin{aligned} F_{x,2} &= k_{sigx} F_{Ed} \cos(\alpha) - 2F_{M,Ed} \sin(\gamma) \\ F_{y,2} &= k_{sigy} F_{Ed} \sin(\alpha) - 2F_{M,Ed} \cos(\gamma) \end{aligned} \quad (\text{H.26})$$

where

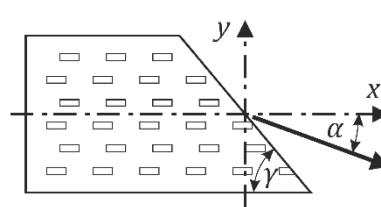
F_{Ed} is the design force in a single plate (i.e. half of the total force in the timber member);

$F_{M,Ed}$ is the design force from the moment on a single plate ($F_{M,Ed} = 2M_{Ed}/l$);

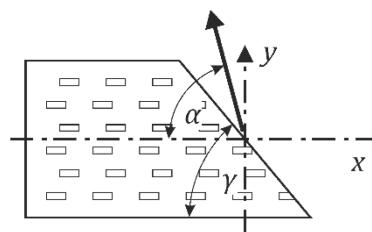
k_{sigx} sign as given in Figures H.8 and H.9;

k_{sigy} sign as given in Figures H.8 and H.9.

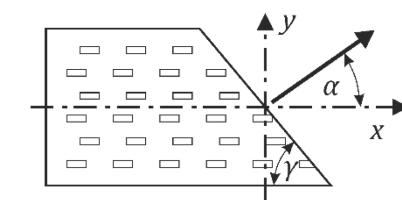
NOTE F_{Ed} can be reduced by the contact pressure determined in H.8.1.(1) or H.8.1.(2) as appropriate.

Case 1
Tension and tension shear

$$F > 0; k_{sigx} = 1; k_{sigy} = -1$$

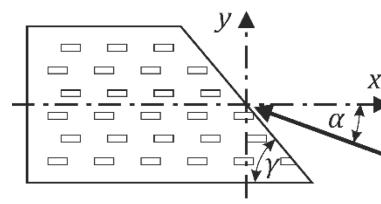
Case 2
Tension

$$F > 0; k_{sigx} = 1; k_{sigy} = 1$$

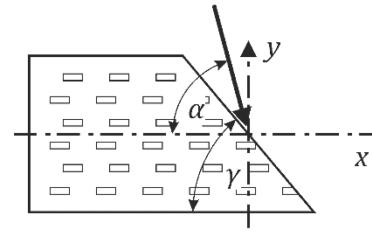
Case 3
Tension and compression shear

$$F > 0; k_{sigx} = -1; k_{sigy} = 1$$

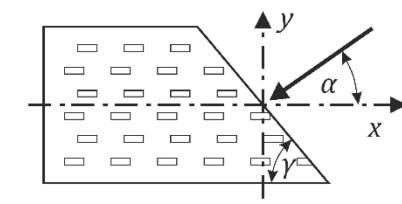
NOTE Force perpendicular to connection line is in tension $\rightarrow F > 0$.

Figure H.8 — Values of k_{sigx} and k_{sigy} for connections under tensionCase 4
Compression and compression shear

$$F < 0; k_{sigx} = 1; k_{sigy} = -1$$

Case 5
Compression

$$F < 0; k_{sigx} = 1; k_{sigy} = 1$$

Case 6
Compression and tension shear

$$F < 0; k_{sigx} = -1; k_{sigy} = 1$$

NOTE Force perpendicular to connection line is in compression $\rightarrow F < 0$.

Figure H.9 — Values of k_{sigx} and k_{sigy} for connections under compression

(2) The following should be satisfied:

$$\sqrt{\left(\frac{F_{x,1,Ed}}{F_{x,1,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{y,1,Ed}}{F_{y,1,Rd}}\right)^2} \leq 1 \quad \sqrt{\left(\frac{F_{x,2,Ed}}{F_{x,2,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{y,2,Ed}}{F_{y,2,Rd}}\right)^2} \leq 1 \quad (H.27)$$

where

- $F_{x,1,Ed}, F_{y,1,Ed}$ are the design forces acting in the x- and y-direction at end 1;
- $F_{x,2,Ed}, F_{y,2,Ed}$ are the design forces acting in the x- and y-direction at end 2;
- $F_{x,1,Rd}, F_{y,1,Rd}$ are the corresponding design plate capacities at end 1;
- $F_{x,2,Rd}, F_{y,2,Rd}$ are the corresponding design plate capacities at end 2.

(3) The plate capacities shall be determined by the maximum of the characteristic capacities at sections parallel or perpendicular to the main axis, based upon Formulae (H.28) and (H.29) for the characteristic plate capacities in these directions:

$$F_{x,Rk} = \max \begin{cases} f_{n,p,0,k} l \sin(\gamma - \gamma_0 \sin(2\gamma)) \\ f_{v,p,0,k} l \cos\gamma \end{cases} \quad (\text{H.28})$$

$$F_{y,Rk} = \max \begin{cases} f_{n,p,90,k} l \cos\gamma \\ k f_{v,p,90,k} l \sin\gamma \end{cases} \quad (\text{H.29})$$

with

$$f_{n,p,0,k} = \begin{cases} f_{t,p,0,k} & \text{for } F_{x,Ed} > 0 \\ f_{c,p,0,k} & \text{for } F_{x,Ed} \leq 0 \end{cases} \quad (\text{H.30})$$

$$f_{n,p,90,k} = \begin{cases} f_{t,p,90,k} & \text{for } F_{y,Ed} > 0 \\ f_{c,p,90,k} & \text{for } F_{y,Ed} \leq 0 \end{cases} \quad (\text{H.31})$$

$$k = \begin{cases} 1 + k_v \sin(2\gamma) & \text{for } F_{x,Ed} > 0 \\ 1 & \text{for } F_{x,Ed} \leq 0 \end{cases} \quad (\text{H.32})$$

(3) If the plate covers more than two members, the sum of the plate capacities of all straight lines around any member should be able to resist the force and moment acting on the anchorage area of these members.

H.9 Plate withdrawal strengths

(1) The characteristic withdrawal strength per unit width of connection line $f_{w,k}$ for plates installed into ST or homogenous GL of characteristic density ρ_k should either be derived from tests or taken as follows:

$$f_{w,k} = f_{w,k,\text{ref}} \left(\frac{\rho_k}{\rho_{k,\text{ref}}} \right)^{1,5} \quad (\text{H.33})$$

where

$f_{w,k,\text{ref}}$ is the characteristic withdrawal strength per width of connection line for the characteristic reference density $\rho_{k,\text{ref}}$.

(2) The characteristic withdrawal strength per unit width of connection line $f_{w,k}$ for plates installed into combined GL of characteristic density ρ_k should either be derived from tests or taken as follows:

$$f_{w,k} = f_{w,k,\text{ref}} \left(\frac{0,9 \rho_k}{\rho_{k,\text{ref}}} \right)^{1,5} \quad (\text{H.34})$$

where

$f_{w,k,\text{ref}}$ is the characteristic withdrawal strength per width of connection line for the characteristic reference density $\rho_{k,\text{ref}}$.

(3) The characteristic withdrawal strength per unit width of connection line $f_{w,k}$ for plates installed into a selected LVL-P strength class should either be derived from tests or taken as follows:

$$f_{w,k} = f_{w,k,\text{ref}} \quad (\text{H.35})$$

where

$f_{w,k,\text{ref}}$ is the characteristic withdrawal strength per width of connection line for the reference LVL-P strength class, which shall be the same or a lower LVL-P strength class than the selected LVL-P strength class.

H.10 Connection strength verification out of plane of timber assembly

(1) The design withdrawal stress $\sigma_{w,d}$ on a single punched metal plate fastener should satisfy the following:

$$\sigma_{w,d} \leq f_{w,d} \quad (\text{H.36})$$

where

$f_{w,d}$ is the design withdrawal strength, calculated from the characteristic withdrawal strength $f_{w,k}$ according to Formula (H.1).

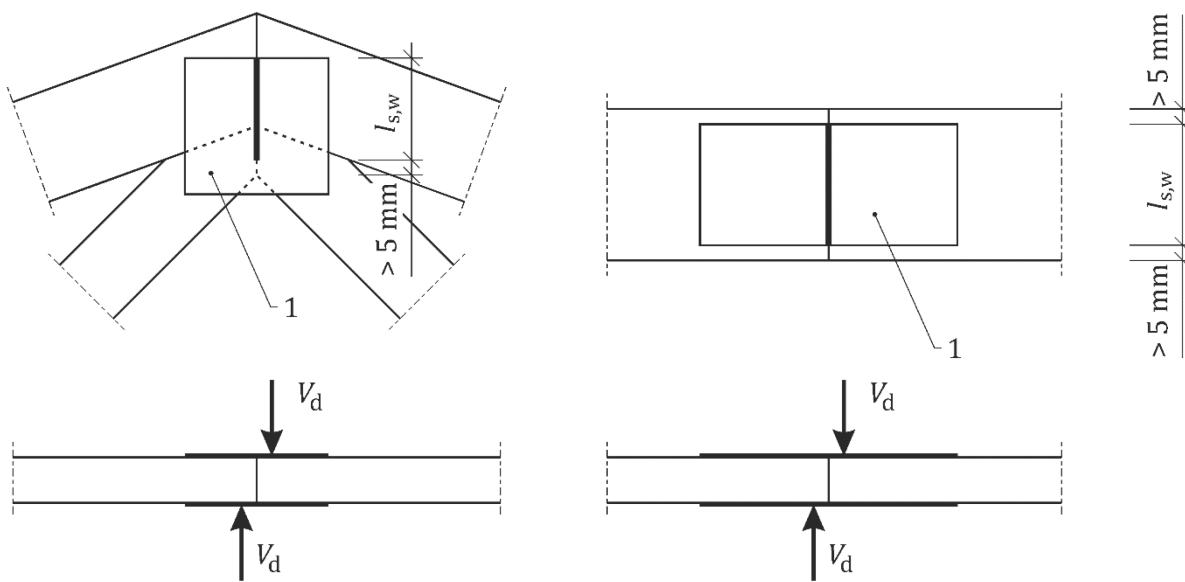
(2) The design withdrawal stress $\sigma_{w,d}$ on a single punched metal plate fastener imposed by a shear force acting out of plane of timber assembly should be taken as follows:

$$\sigma_{w,d} = \frac{V_d}{2l_{s,w}} \quad (\text{H.37})$$

where

$l_{s,w}$ is the length of the punched metal plate fastener along the connection line reduced, where applicable, by an edge distance of 5 mm, see Figure H.10;

V_d is the shear force out of the plane of timber assembly, see Figure H.10.



a) Side and plan view of ridge joint

b) Side and plan view of splice joint

Figure H.10 — Out-of-plane shear force acting on ridge joint or chord splice joint

H.11 Plate slip modulus

(1) The mean slip translational modulus of each anchorage area for both plates K_{SLS} for plates installed into ST or GL of mean density ρ_{mean} should be taken as follows:

$$K_{SLS} = 2 k_{SLS,ref} A_{ef} \frac{\rho_{mean}}{\rho_{mean,ref}} \quad (H.38)$$

where

- $k_{SLS,ref}$ is the mean translational slip modulus for $\rho_{mean,ref}$;
- A_{ef} is the plate effective anchorage area;
- ρ_{mean} is the mean density;
- $\rho_{mean,ref}$ is the reference mean density.

(2) The mean translational slip modulus of each anchorage area for both plates K_{SLS} for plates installed into a selected LVL-P strength class should either be derived from tests or taken as follows:

$$K_{SLS} = 2 k_{SLS,ref} A_{ef} \quad (H.39)$$

where

- $k_{SLS,ref}$ is the mean slip modulus per plate for the reference LVL-P strength class which shall be the same or a lower LVL-P strength class than the selected LVL-P strength class;
- A_{ef} is the plate effective anchorage area.

(3) The mean rotational slip modulus of each anchorage area for both plates $K_{SLS,rot}$ for plates installed into solid timber or glued laminated timber of mean density ρ_{mean} should be taken as follows:

$$K_{SLS,rot} = 2 k_{SLS,rot,ref} I_p \frac{\rho_{mean}}{\rho_{mean,ref}} \quad (H.40)$$

where

- $k_{SLS,rot,ref}$ is the mean rotational slip modulus for $\rho_{mean,ref}$;
- I_p is the polar moment of inertia of the plate effective anchorage area;
- ρ_{mean} is the mean density;
- $\rho_{mean,ref}$ is the reference mean density.

(4) The mean rotational slip modulus of each anchorage area for both plates $K_{SLS,rot}$ for plates installed into a selected LVL-P strength class should either be derived from tests or taken as follows:

$$K_{SLS,rot} = 2 k_{SLS,rot,ref} I_p \quad (H.41)$$

where

- $k_{SLS,rot,ref}$ is the mean rotational slip modulus per plate for the reference LVL-P strength class which shall be the same or a lower LVL P strength class than the selected LVL-P strength class;
- I_p is the polar moment of inertia of plate effective anchorage area.

Annex I
(informative)**Connections with three-dimensional connectors****I.1 Use of this annex**

(1) This Informative Annex contains additional provisions for connections with three-dimensional connectors.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex can be given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

I.2 Scope and field of application

(1) Three-dimensional connectors may be used to join timber members to each other or to join timber members to other members made of different materials. Connections with three-dimensional connectors consist of non-planar metal plates fixed with dowel-type fasteners.

(3) Dowel-type fastener to be used with three-dimensional connectors shall comply with relevant European technical product specifications. Minimum performances of essential characteristics affecting the determination of the connection capacity shall be provided by the relevant European technical product specification.

(4) Product specifications for three-dimensional connectors may provide one or more nailing patterns. For each of these nailing patterns, 11.4 applies.

I.3 Connection slip modulus

(1) For the purpose of structural analysis, unless specific resisting moment and relevant rotational stiffness are provided in the European technical product specifications, the connection should be assumed as pinned.

NOTE European technical product specifications for three-dimensional connectors can include information about performances at the serviceability limit state of the connection, such as initial slip (u_i) and slip modulus K_{SLS} .

I.4 Connection capacity**I.4.1 General**

(1) The load-bearing capacity of connections made with three-dimensional nailing plates shall be determined either by:

- calculation,
- testing or
- calculation assisted by testing.

(2) The load-bearing capacity of the connection with the three-dimensional nailing plate shall be determined considering the strength, the expected deformations and the possible restraint conditions of the joined timber members. For each of the force directions the characteristic loadbearing capacity of the connection shall be taken as the minimum of:

- the load-bearing capacity of the timber members, when relevant;

- the load-bearing capacity of the 3D-connector;
- the load-bearing capacity of the metal-to-timber joints.

G.5, G.6 and G.7 provide specific requirements for angle brackets, joist hangers and post-base connections, respectively.

(3) For failure modes involving timber members the characteristic load-bearing capacities determined in accordance with the methods provided in this Annex may be applied to wood or wood-based products of characteristic density greater or equal than $\rho_{k,ref} = 450 \text{ kg/m}^3$. In general for products with a characteristic density ρ_k lower than $\rho_{k,ref}$, the loadbearing capacities shall be reduced by the factor taken as follows:

$$k_{\text{dens}} = \left(\frac{\rho_k}{\rho_{k,ref}} \right)^2 \text{ for } \rho_k < \rho_{k,ref} \quad (\text{I.1})$$

For European softwood with density lower than the characteristic reference density $\rho_{k,ref} = 450 \text{ kg/m}^3$ the exponent in Formula (I.1) may be replaced by c_{lower} according to EN ISO 8970:2020, Table A.1.

I.4.2 Timber member capacity

- (1) The design load-bearing capacity of the connected timber members shall be greater than the three-dimensional nailing plate connection capacity, if not the connection capacity shall be reduced accordingly.
- (2) Reductions in the cross-section of the connected members shall be accounted for.
- (3) Specific verifications for splitting shall be included, if relevant, according to 11.5 and 11.6.
- (4) When a compressive force is transferred by contact stresses between the 3D-connector and the timber member, it may be assumed that the contact pressure is equal to the compressive strength of the wood perpendicular to grain.

I.4.3 Capacity of metal plate and other associated metal components

- (1) The capacity of metal plates and of other associated metal components, shall be determined in accordance with relevant Eurocodes.

I.4.4 Steel-to-timber connection capacity

- (1) The capacity of steel-to-timber joints made with dowel-type fasteners shall be determined in accordance with 11.2.
- (2) Friction between the steel plate and the timber or between two timber members may be neglected.

I.4.5 Connection capacity for combined acting forces

- (1) If the forces on the connection act at the same time, the following should be fulfilled:

$$\sum \frac{F_{Ed,i}}{F_{Rd,i}} \leq 1 \quad (\text{I.2})$$

where

$F_{Ed,i}$ is the design effect of action acting along the i -direction;

$F_{Rd,i}$ is the design resistance associated to a i -direction.

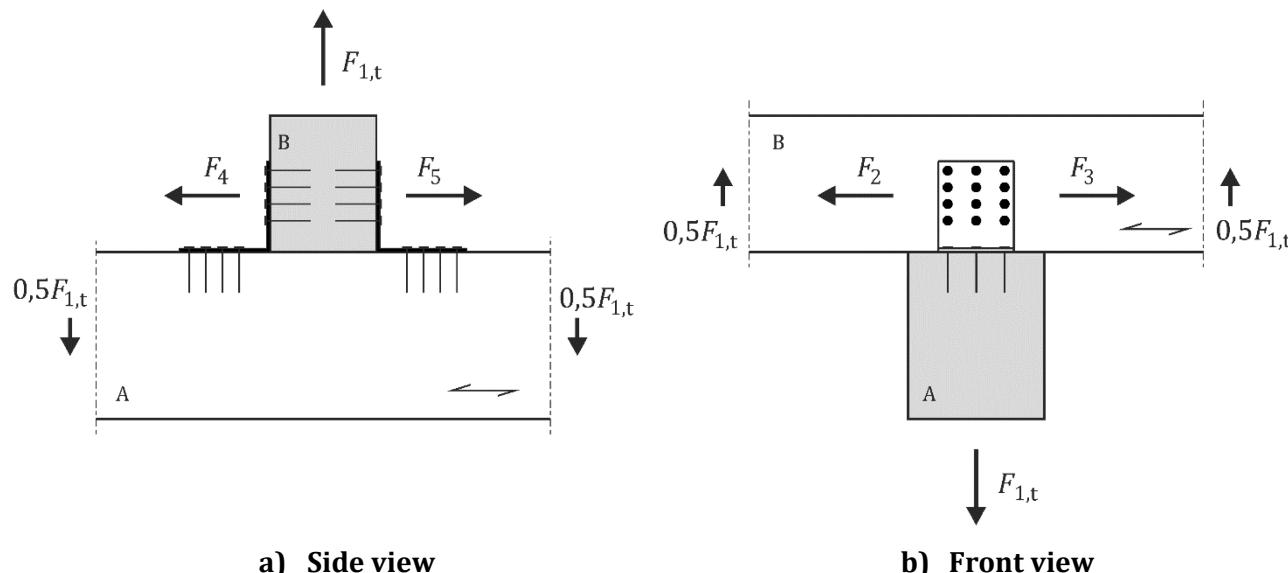
I.4.6 Anchorage to other base materials

- (1) The anchorage capacity to other base materials (e.g. steel, masonry, concrete) should be evaluated according to the relevant Eurocode.

I.5 Angle bracket connection capacity

(1) This clause applies to pairs of the same angle brackets per connection.

(2) Figure I.1 shows the symmetric placement of the angle brackets on both sides of member 1 and the acting forces.



Key

- $F_{1,t}$ lifting force acting along the central axis of the joint
- F_2 and F_3 lateral force acting in the joint between the member A and B parallel to the axis of member B
- F_4 and F_5 lateral force acting parallel to the axis of member A along the central axis of the joint

Figure I.1 — Acting forces in an angle bracket connection

(3) The following assumptions are made in the angle bracket calculation:

- the load-carrying capacity of the connection is derived from equilibrium equations of each leg.

I.6 Joist hanger connection resistance

(1) This clause addresses joist hangers used to join side grain to end grain in timber-to-timber connections for a loading force acting in the symmetry plane of the joist hanger toward the bottom plate.

(2) The following assumptions are made in the joist hanger calculation:

- the load-bearing capacity of the member 1 (header) perpendicular to grain has to be checked taken from Formula (11.70);
- since the thickness of all the nailing plates is equal or lower than the fastener diameter the lateral load-bearing capacity of the fasteners is calculated according to 11.2.3;
- the torsional restraint and the stiffness of the member 1 (header) is sufficient to prevent significant rotation of the member 1 itself;
- it should be assumed that the centre of rotation is located 10 mm above the bottom plate;
- the distance of the uppermost fastener from the centre of rotation of the joist hanger z_{\max} is limited to 300 mm and the maximum joist width is 250 mm;

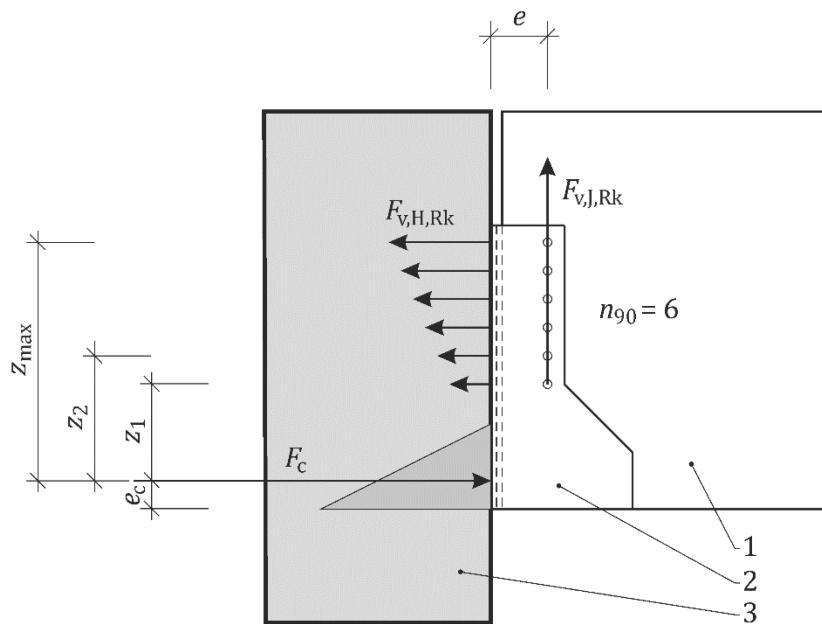
- the load-bearing capacity of the joist side may be evaluated assuming that the fasteners in the joist are equally laterally-loaded and that the contribution of the bottom plate to the support reaction can be taken into account by considering its capacity as being equal to the one provided by two additional screws or nails in the connection.

(3) In the calculation of the load-bearing capacity of the hanger joint it may be assumed that the joist support reaction acts in the centroid of the joist connection. Therefore, the hanger joint is eccentrically loaded by the moment $F \times e$ and the fasteners in member 1 are subjected to combined lateral and withdrawal action, see Figure I.2. For the uppermost fastener, assuming a linear distribution of the withdrawal forces in the connection and by applying Formula (11.15), the translational and the rotational equilibrium lead to Formula (I.3):

$$F_{v,H,d} = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{1}{n_f F_{v,d}}\right)^2 + \left(\frac{e z_{max}}{I_{p,H,ax} F_{ax,t,d}}\right)^2}} \quad (I.3)$$

where

- $F_{v,H,d}$ is the design resistance of the joint on the hanger side;
 n_f is the number of dowel-type fasteners in the hanger joint, see Figure I.2;
 e is the eccentricity between the joist support reaction and the hanger joint, see Figure I.2;
 z_{max} is the distance of the uppermost fastener from the centre of rotation of the joist hanger, see Figure I.2;
 $I_{p,H,ax}$ is the polar moment of inertia of the hanger fasteners group;
 $F_{v,d}$ is the design lateral resistance per shear plane of a single fastener, based on $F_{v,k}$ taken from Formula (11.14);
 $F_{ax,t,d}$ is the characteristic axial tensile resistance of a single fastener, see 11.2.2.1.



Key

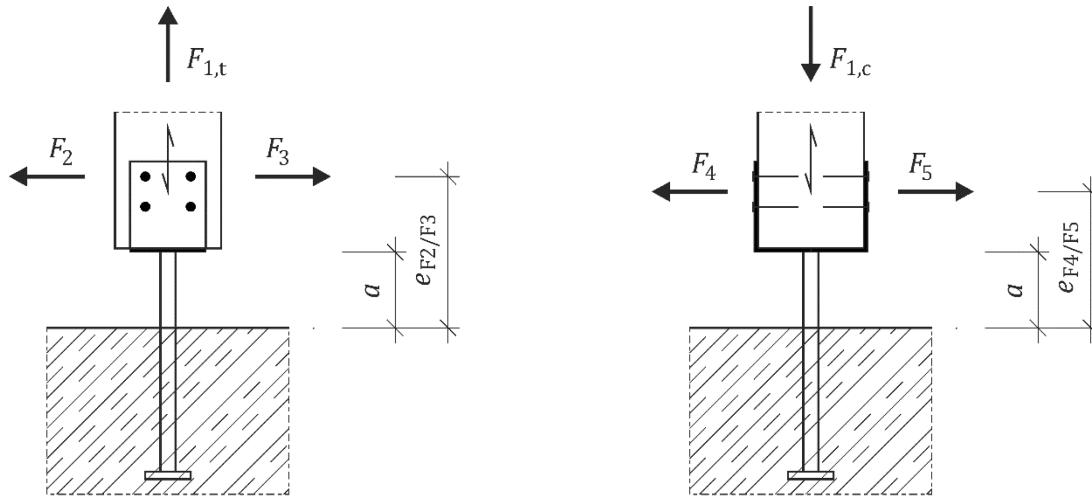
- 1 header
 2 joist

- 3 hanger

Figure I.2 — Geometry and acting forces in a joist hanger connection

I.7 Post base connection resistance

(1) Figure I.3 shows the acting forces.



Key

- $F_{1,t}$ tensile force acting along the central axis of the joint;
- $F_{1,c}$ compressive force acting along the central axis of the joint;
- F_2 and F_3 lateral force in the centre of the post parallel to the side plates at the level of the upper row of fasteners ($e_{F2/F3}$);
- F_4 and F_5 lateral force acting in the centre of the post perpendicular to the side plates at the level of the centroid of the fasteners' group ($e_{F4/F5}$).

Figure I.3 — Geometry and acting forces in a post-base connection

Annex J (informative)

Connections with expanded tube fasteners

J.1 Use of this annex

(1) This Informative Annex contains complementary guidance for reinforced connections with expanded tube fasteners.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

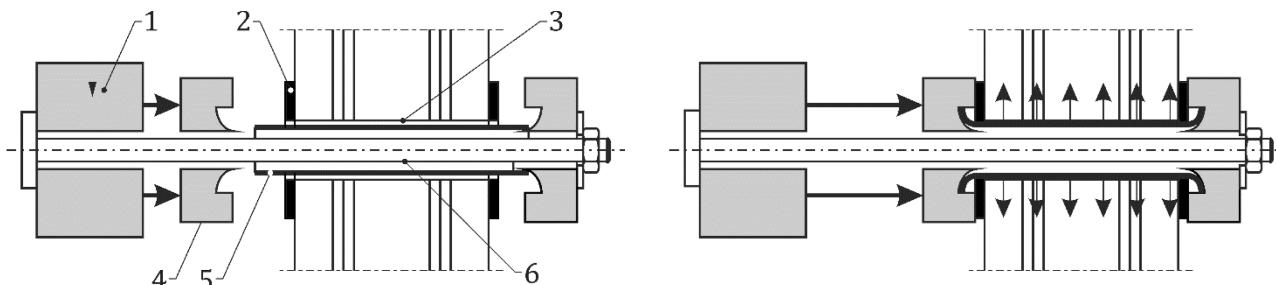
J.2 Scope and application

(1) This Informative Annex covers design rules for connections with expanded tube fasteners that can be applied for static as well as seismic design.

J.3 Introduction

(1) This connection uses steel tubes that fit into oversized holes which are expanded in diameter until all clearance is vanished, see Figure J.1. At the shear planes of the connection the individual members are reinforced with sheets of DLW.

NOTE The execution requirements for expanding the tube fastener are given by prEN 1995-3. This standard includes all technical details to expand the tube diameter including the shape of the dies.



a) Start of the expansion procedure

b) End of the expansion procedure

Key

1	hydraulic actuator	4	dies
2	washer	5	overlength tube
3	pre-drilled hole	6	tensile rod

Figure J.1 — Expanding procedure

J.4 General requirements

(1) The mechanical properties of steel tubes shall satisfy EN 10255; see Table J.1.

(2) The dimensions of steel tubes should be taken in accordance with the Medium Series given in EN 10255:2004+A1:2007, Table 2.

NOTE 1 Tube dimensions before expansion and respective wall thicknesses are given in Table J.1, in accordance with EN 10255:2004+A1:2007, Table 2 – M (medium series).

NOTE 2 These galvanised tubes are generally referred to as mild steel gas pipes. However, the wall thickness is an essential dimension that these design rules and execution rules rely on. Different series with the same outer diameter, such as steam pipes and water pipes are excluded for structural designs with the clauses provided.

(3) The washer dimensions and hole diameters shall satisfy the requirements given in Table J.1.

NOTE The DLW is cross-wise layered and produced from rotary cut clear veneer sheets with a thickness of 1,3 to 1,6 mm. A flexural, compressive strength of type C4R of EN 61061-3-1:1998, Table 1 and with a characteristic density of $\rho_k \geq 1300 \text{ kg/m}^3$.

J.5 Design requirements

(1) DLW should only be used to reinforce structural timber, GL and wide face of LVL-P of any wood species.

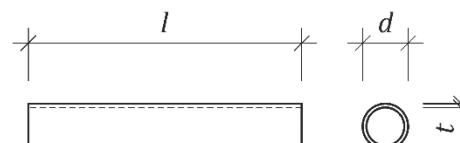
NOTE No experience is yet gained with DLW on CLT substrates.

Table J.1 — Requirements for the tube, DLW, washer and predrilling

Tube Diameter	Minimum DLW sheet thickness	Wall thickness tube	Washer			Expanded diameter ^a tube d_{exp}	
			Minimum		Diameter		
			Diameter	Thickness			
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
17,2	12	2,35	54	3	19	18,0	
21,3	14	2,65	76	3	24	22,0	
26,9	16	2,65	85	4	31	28,0	
33,7	18	3,2	72	4	37	35,0	

^a Deviation +/-0,1mm.
^b At least 8.9 steel is required.

(2) The steel tube used for the expansion procedure should have a length l , diameter d and a wall thickness t , see Figure J.2.



Key

- | | |
|-----|---------------------|
| l | tube length |
| t | wall thickness |
| d | tube outer diameter |

Figure J.2 — Tube fastener dimensions

(3) For the given minimum spacing requirements in J.9 the DLW reinforcement should have a minimum thickness in accordance with Table J.1.

(4) Expanded tube connections should be applied only in SC 1 and 2.

(5) Beside the requirement of 5.9 applies, the type of adhesive and execution requirements of the bonding process should apply as given for surface bonding of reinforcement as prescribed in prEN 1995-3.

(6) The diameter of the predrilled hole in the DLW should be taken equal to the outer diameter of the expanded of the tube, d_{exp} in Table J.1

(7) For all spacings, edge distances and end distances a minimum of $3,5d_{exp}$ should be satisfied.

(8) In cases of moment transmitting connections the loaded edge and end distances may be reduced to $2,5d_{exp}$.

J.6 Lateral load-carrying resistance and slip modulus

(1) The lateral characteristic load-carrying resistance, $F_{v,k}$ and slip modulus, K_{SLS} per shear plane per tube may be taken from Table J.2 and may be taken for connections with and without steel members.

(2) For expanded tube fasteners satisfying the spacing requirements in J.9, the resistance of the connection should be considered as the summation of the capacities of the individual tubes.

Table J.2 — Lateral characteristic resistance and slip modulus per tube per shear plane

Tube outer diameter d mm	Min. DLW thickness mm	Wall thickness (tube) mm	Lateral characteristic resistance per shear plane per tube $F_{v,k}$ N	Slip modulus per shear plane K_{SLS} N/mm
17,2	12	2,35	35 000	30 000
21,3	14	2,65	55 000	42 000
26,9	16	2,65	69 000	55 000
33,7	18	3,2	96 000	65 000

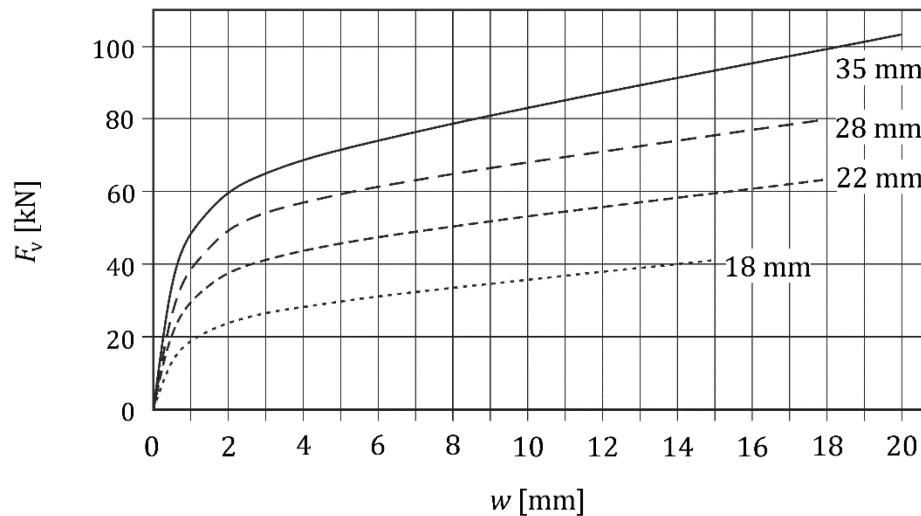
(2) The lateral characteristic load-carrying resistance and slip modulus values given in Table J.2 should be used independent of the force to grain angle.

(3) The lateral characteristic load-carrying resistance $F_{v,k}$ should be calculated as a function of the deformation, w by Formula (J.1) using the parameters of Table J.3 is represented in Figure J.3, where the deformation w is the slip between the connection members:

$$F_{v,k} = \frac{(a-b)w}{\left\{1 + \left(\frac{(a-b)w}{c}\right)^{e^{1/e}}\right\}} + b w \quad (\text{J.1})$$

Table L.3 — Load-deformation parameter per tube per shear plane

Expanded tube diameter mm	a	b	c	e	Deformation mm
18	38	0,99	26	1,26	15
22	55	1,20	42	1,35	18
28	69	1,40	55	1,40	18
35	98	1,97	61	1,38	20

**Key**

F_v characteristic lateral resistance per tube per shear plane

w deformation

Figure J.3 — Load-deformation curves per tube per shear plane

(4) To determine the design lateral resistance the partial factor given in Table 4.4, shall be used.

(5) For the strength modification factor for service class and load-duration k_{mod} and for the deformation modification factor for service classes k_{def} , the values for plywood can be taken from Table 5.3 and Table 5.4, respectively.

J.7 Splice connections

(1) For transmission of shear stresses parallel and perpendicular to grain between the shear plane area of the DLW reinforcement and the substrate shall have adequate resistance.

(2) For the design of splice connections with a design shear force N_{Ed} the design shear resistance N_{Rd} parallel to grain should satisfy the following:

$$N_{\text{Ed}} \leq N_{\text{Rd}} \quad (\text{J.2})$$

$$N_{\text{Rd}} \leq \min \left\{ \frac{n}{n} m F_{v,\text{Rd}} \right\} \quad (\text{J.3})$$

with

$k_{\text{red}} = 0,75$ (J.4)

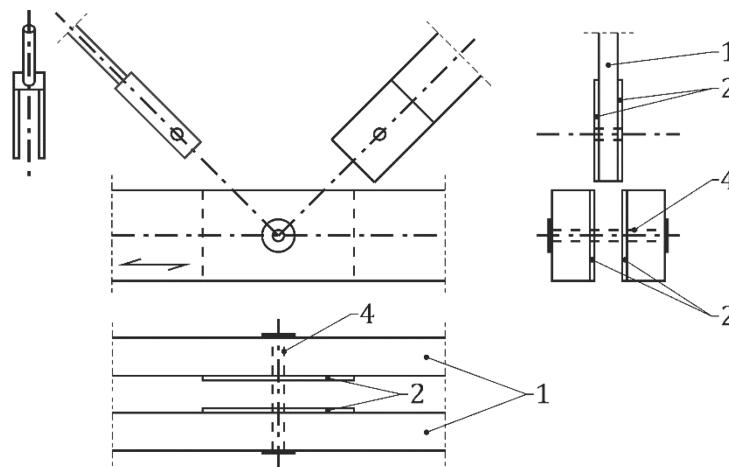
where

- n is the number of shear planes per tube;
- m is the number of expanded tubes;
- $F_{v,\text{Rd}}$ is the design lateral resistance per shear plane per tube;
- k_{red} is the reduction factor to account for the uneven shear stress distribution over the length of the bondline parallel to grain;
- A_{DLW} is the glue-line area of the DLW;
- $f_{v,\text{d}}$ is the design shear strength of the connection member.

NOTE This applies for DLW reinforcement of splice connections and at truss nodes where the members are loaded parallel to grain, see Figure J.4.

(3) For design situations where the DLW is bonded in a notch the design tensile strength of the timber member at the edge of the notch should be reduced by 25 %.

NOTE This is caused by stress concentrations at the notch corner.



Key

- | | | | |
|---|-----------------------------|---|------------------------------------|
| 1 | connection member | 3 | steel diagonal with bracket |
| 2 | sheets of DLW reinforcement | 4 | expanded tube fastener with washer |

Figure J.4 — Expanded tube connection in a truss node in vertical, horizontal and side projections

J.8 Connections exposed to bending moments, shear and normal forces

(1) For the design of a connection loaded by a combined bending moment, a shear force and normal force, the lateral force per shear plane per tube $F_{v,\text{Ed}}$, see Figure J.5, it should satisfy the following:

$$F_{\text{Ed}} \leq F_{v,\text{Rd}} \quad (\text{J.5})$$

where

- $F_{v,\text{Ed}}$ is the design lateral force per shear plane per tube;

- Entwurf -

$F_{v,Rd}$ is the design lateral resistance per shear plane per tube.

NOTE 1 An example of such a connection is given in Figure J.5

NOTE 2 Because the hollow tube guarantees sufficient ductility the lower bound plastic theory for the distribution of forces can be adopted for the design of moment transmitting connections, see Figure J.5. This implies that a central tube may take the full shear force, while the fasteners at the circumference of the connection take the bending moment.

(2) In addition to (1), it should be verified that the bondline area has adequate resistance for the transmission of the bending moment, shear force and normal forces satisfying J.8(5), (7) and (8), respectively.

(3) It should be verified that the design bending moment capacity of the bondline area M_{Rd} satisfies:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (J.6)$$

$$M_{Rd} \leq n \frac{b_{DLW} h_{DLW}^2 f_{v,d}}{8} \quad (J.7)$$

where

M_{Ed} is the design bending moment acting at the connection;

n is the number of shear planes;

b_{DLW} is the dimension of the DLW taken parallel to grain of the face ply;

h_{DLW} is the dimension of the DLW perpendicular to grain of the face ply;

$f_{v,d}$ is the design shear strength of the member.

(4) It should be assumed that the dimensions of the bond-line area and DLW are the same.

(5) The bending moment next to the connection should satisfy the bending stresses, see 8.1.8.

(6) For design situations where the DLW is bonded in a notch the design tensile and bending strength of the connection member at the edge of the notch should be reduced by 25 %.

NOTE This is caused by stress concentrations at the notch corner.

(7) It should be verified that the design normal force capacity of the connection transmitted by the bondline area N_{Rd} satisfies:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (J.8)$$

$$V_{Rd} = nA_{DLW}f_{v,d}/2 \quad (J.9)$$

where

N_{Ed} is design axial force parallel to grain per shear plane;

n is the number of shear planes;

A_{DLW} is the area of the DLW reinforcement;

$f_{v,d}$ is the design shear strength of the member.

(8) It should be verified that the design shear force capacity $V_{r,Rd}$ of the connection transmitted by the bondline area V_{Rd} satisfies:

$$V_{r,Ed} \leq V_{r,Rd} \quad (\text{J.10})$$

$$V_{r,Rd} = A_{DLW} f_{r,d} \quad (\text{J.11})$$

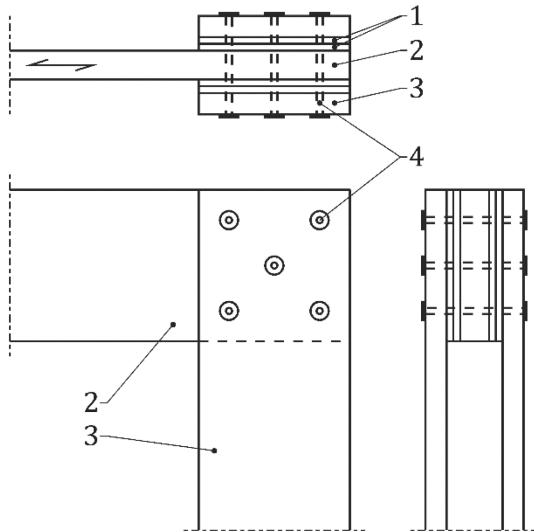
where

$V_{r,Ed}$ is the design shear force perpendicular to grain;

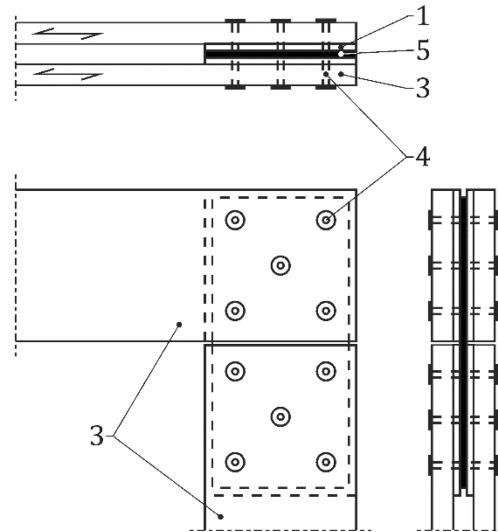
A_{DLW} is the area of the DLW reinforcement;

$f_{r,d}$ is the design rolling shear strength of the member.

NOTE If not given the design rolling shear strength is assumed to be 50 % of the design tensile strength perpendicular to grain.



a) Three member moment connection



b) Moment connection with a steel flitch plate

Key

1 connection member

3 steel diagonal with bracket

2 DLW reinforcement

4 expanded tube fastener with washer

Figure J.5 — Example of moment transmitting beam-column connections

Annex K
(normative)**Connections with interlayers****K.1 Use of this annex**

(1) This Normative Annex contains additional provisions to 11.2.3 for connections with interlayers.

K.2 Scope and field of application

(1) This Normative Annex covers situations where non load-bearing interlayers are used between connecting members.

(2) The rules apply for stiff interlayers that assure the distance between the members.

K.3 Timber to timber connections**K.3.1 No connection between interlayer and timber**

(1) The characteristic load-carrying resistance per shear plane per fastener $F_{v,k}$ should be taken as follows:

$$F_{v,k} = \min \begin{cases} k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} t_{h,1} d & \text{(a)} \\ k_{\text{mod},2} f_{h,2,k} t_{h,2} d & \text{(b)} \\ k_{\text{mod},2} f_{h,1,k} b_1 d & \text{(c)} \end{cases} \quad (\text{K.1})$$

with

$$b_1 =$$

$$\min \begin{cases} \frac{\beta}{1+\beta} \left(-2t_i - t_1 - t_2 + \sqrt{\left(4 + \delta + \frac{\delta}{\beta}\right) t_i^2 + \left(2 + \frac{1}{\beta}\right) t_1^2 + (2 + \beta) t_2^2 + 4t_i t_1 + 4t_i t_2 + 2t_1 t_2} \right) & (\text{K.2}) \\ \frac{2\beta}{2+\beta} \left(-t_i - \frac{t_1}{2} + \sqrt{t_i^2 + t_i t_1 + \frac{t_1^2}{2} + \frac{\delta t_i^2}{2\beta} + \frac{t_1^2}{2\beta} + \frac{2M_{y,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} \beta d} + \frac{\delta t_i^2}{4} + \frac{M_{y,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} d}} \right) & (\text{K.3}) \\ \frac{\beta}{\frac{1}{2} + \beta} \left(-t_i - \frac{t_2}{2} + \sqrt{\left(1 + \frac{\delta}{4\beta} + \frac{\delta}{2}\right) t_i^2 + \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2}\beta\right) t_2^2 + t_i t_2 + \frac{M_{y,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} \beta d} + \frac{2M_{y,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} d}} \right) & (\text{K.4}) \\ \frac{1}{1+\beta} \left(-\beta t_i + \sqrt{\beta^2 t_i^2 + 4\beta(\beta+1) \frac{M_{y,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} d} + \frac{\beta(\beta+1)}{2} \delta t_i^2} \right) & (\text{K.5}) \end{cases}$$

$$\beta = \frac{k_{\text{mod},2} f_{h,2,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k}} \quad (\text{K.6})$$

$$\delta = \frac{k_{\text{mod},i} f_{h,i,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k}} \quad (\text{K.7})$$

where

$f_{h,1/2,k}$ is the characteristic embedment strength of timber member 1 or 2;

- $t_{1/2}$ is the thickness of timber member 1 or 2;
 t_i is the thickness of the interlayer;
 d is the diameter of the fastener.

NOTE The symbols for the thicknesses $t_{h,1}$, $t_{h,2}$ and $t_{h,i}$ in Formulae (K.2) to (K.5) were reduced to t_1 , t_2 and t_i to keep the usual font size for the Formula.

Failure modes (a), (b) and (c) from Formula (K.1) are given in Figure K.1 a), b) and c).

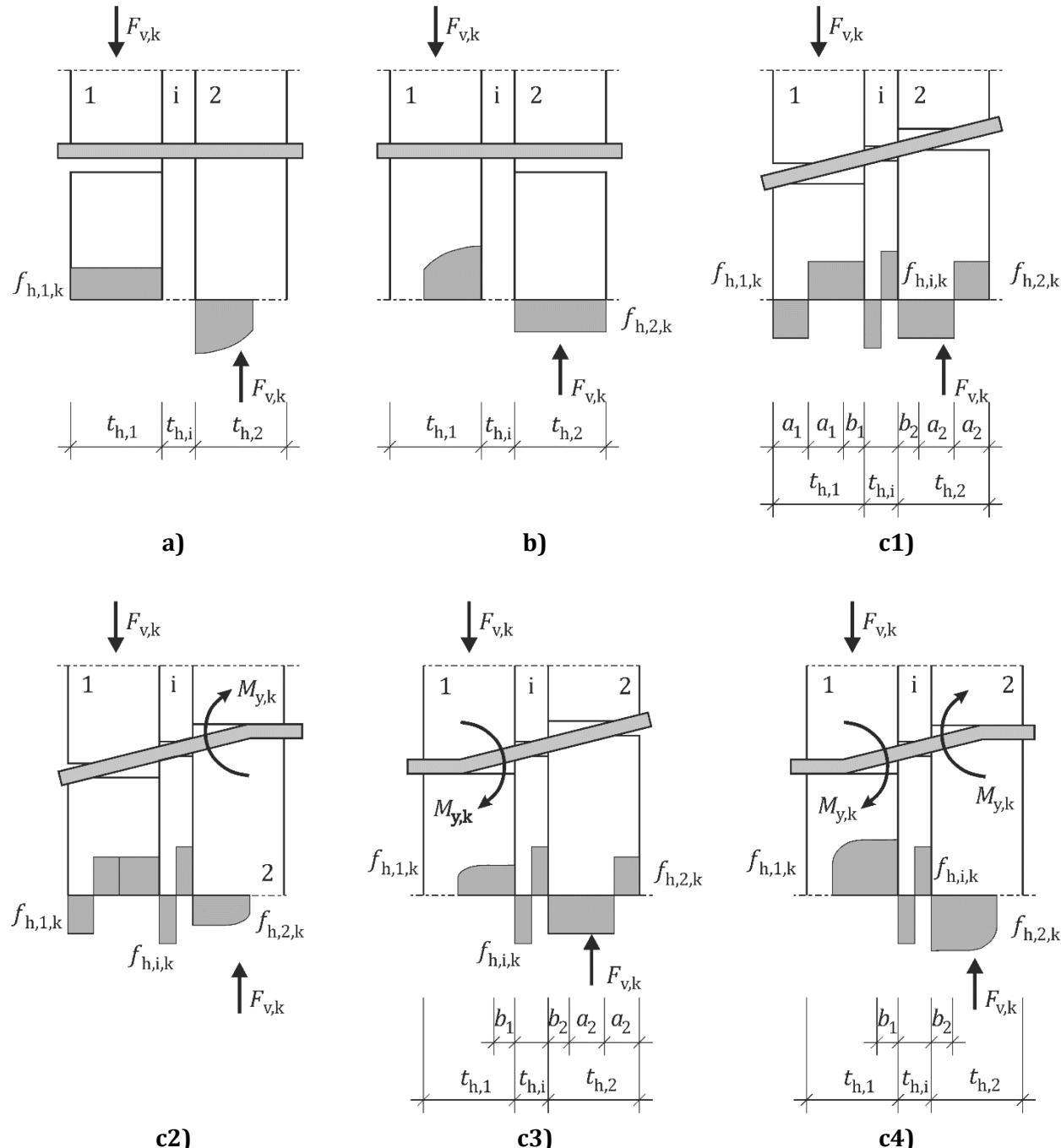


Figure K.1 — Failure modes for an interlayer which is not connected to the members

(2) For connections made with screws and $\epsilon = 90^\circ$, see Figure K.2 a), the mean slip modulus per fastener K_{SLS} may be taken as follows:

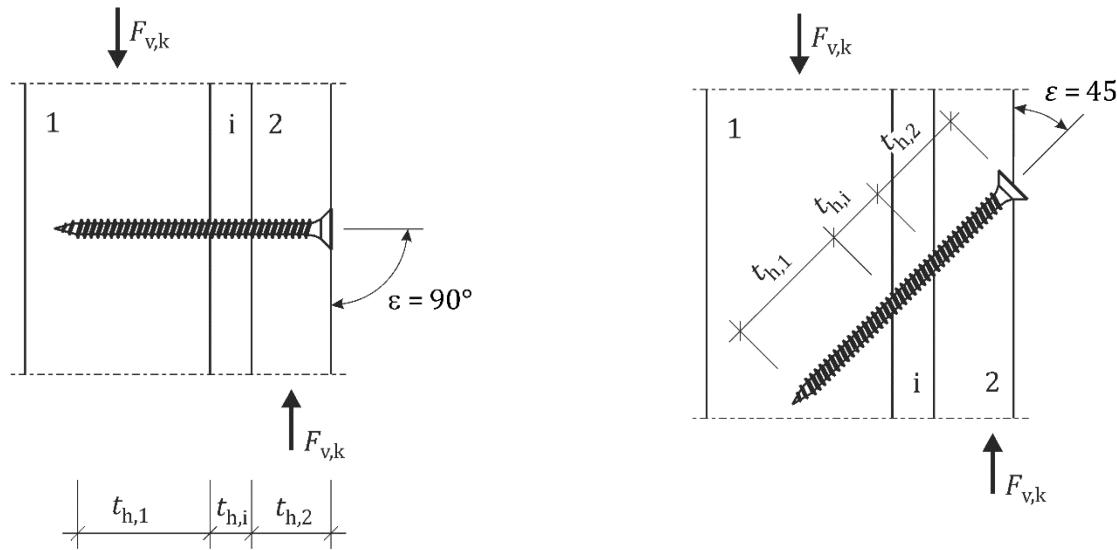
$$K_{SLS} = 0,081 \left(\rho_{\text{mean},1}^{1,1-0,02t_{h,i}} t_1^{0,1} + \rho_{\text{mean},2}^{1,1-0,02t_{h,i}} t_{h,2}^{0,1} \right) d^{1,1+0,032t_{h,i}} \quad (\text{K.8})$$

where $\rho_{\text{mean},1/2}$ is mean density of member 1 or 2.

(3) For connections made with double or fully threaded screws and $\epsilon = 45^\circ$, see Figure K.2 b), the mean slip modulus per fastener K_{SLS} may be taken as follows:

$$K_{SLS} = \frac{0,33 d^{0,7}}{\frac{1}{\rho_{\text{mean},1} t_{h,1}^{0,7}} + \frac{1}{\rho_{\text{mean},2} t_{h,2}^{0,7}}} 0,9 \left(\frac{t_{h,i}}{d^{2,4}} \right) \quad (\text{K.9})$$

NOTE For connections made with fully threaded screws crossed in X-position with $\epsilon = \pm 45^\circ$ the mean slip modulus per fastener can be calculated from Formula (K.9).



a) Screw normal to shear plane ($\epsilon = 90^\circ$) b) Inclined screw with regard to shear plane ($\epsilon = 45^\circ$)

Figure K.2 — Screwed timber to timber connection

K.3.2 Connection between interlayer and timber

(1) The connection between interlayer and timber member should be glued.

(2) The characteristic load-carrying resistance per shear plane per fastener $F_{v,k}$ should be taken as follows:

$$F_{v,k} = \min \begin{cases} k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} t_{h,1} d + k_{\text{mod},i} f_{h,i,k} t_{h,i} d & (\text{a}) \\ k_{\text{mod},2} f_{h,2,k} t_{h,2} d & (\text{b}) \\ k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} b_1 d + k_{\text{mod},i} f_{h,i,k} t_{h,i} d & (\text{c}) \end{cases} \quad (\text{K.10})$$

with

$$b_1 =$$

$$\min \left\{ \frac{\beta}{1+\beta} \left((-t_i) \left(\frac{\delta}{\beta} + 2 \right) - t_1 - t_2 + \sqrt{\frac{1}{\beta} \left(2t_i^2 \left(\delta - \frac{\delta^2}{2} + 2\beta - \delta\beta \right) + t_1^2(2\beta + 1) + \beta t_2^2(2 + \beta) + 2t_1 t_2 \beta + t_i t_1 (\delta + 2\beta) + 2\beta t_i t_2 (2 - \delta) \right)} \right) \right\} \quad (K.11)$$

$$\min \left\{ -\delta t_i + \frac{\beta}{2+\beta} \left(t_i(\delta - 2) - t_1 + \sqrt{\left(4 - 2\delta + 4\frac{\delta}{\beta} - 2\frac{\delta^2}{\beta} \right) t_i^2 + \left(2 + \frac{2}{\beta} \right) t_1^2 + \left(4 + 4\frac{\delta}{\beta} \right) t_i t_1 + \frac{4M_{y,k}}{k_{mod,1}f_{h,1,k}d} \left(\frac{2}{\beta} + 1 \right)} \right) \right\} \quad (K.12)$$

$$\min \left\{ -\delta t_i + \frac{\beta}{1+2\beta} \left(t_i(2\delta - 2) - t_2 + \sqrt{\left(4 - 4\delta - \frac{2\delta^2}{\beta} + \frac{2\delta}{\beta} \right) t_i^2 + (2 + 2\beta) t_2^2 + (4 - 4\delta) t_i t_2 + \frac{4M_{y,k}}{k_{mod,1}f_{h,1,k}d} \left(2 + \frac{1}{\beta} \right)} \right) \right\} \quad (K.13)$$

$$\min \left\{ -\delta t_i + \frac{\beta}{1+\beta} \left(t_i(\delta - 1) + \sqrt{\left(1 - \delta + \frac{\delta}{\beta} - \frac{\delta^2}{\beta} \right) t_i^2 + \frac{4M_{y,k}}{k_{mod,1}f_{h,1,k}d} \left(1 + \frac{1}{\beta} \right)} \right) \right\} \quad (K.14)$$

$$\beta = \frac{k_{mod,2}f_{h,2,k}}{k_{mod,1}f_{h,1,k}} \quad (K.15)$$

$$\delta = \frac{k_{mod,i}f_{h,i,k}}{k_{mod,1}f_{h,1,k}} \quad (K.16)$$

where

$f_{h,1/2,k}$ is the characteristic embedment strength of timber member 1 or 2;

$f_{h,i,k}$ is the characteristic embedment strength of the interlayer between timber members 1 and 2;

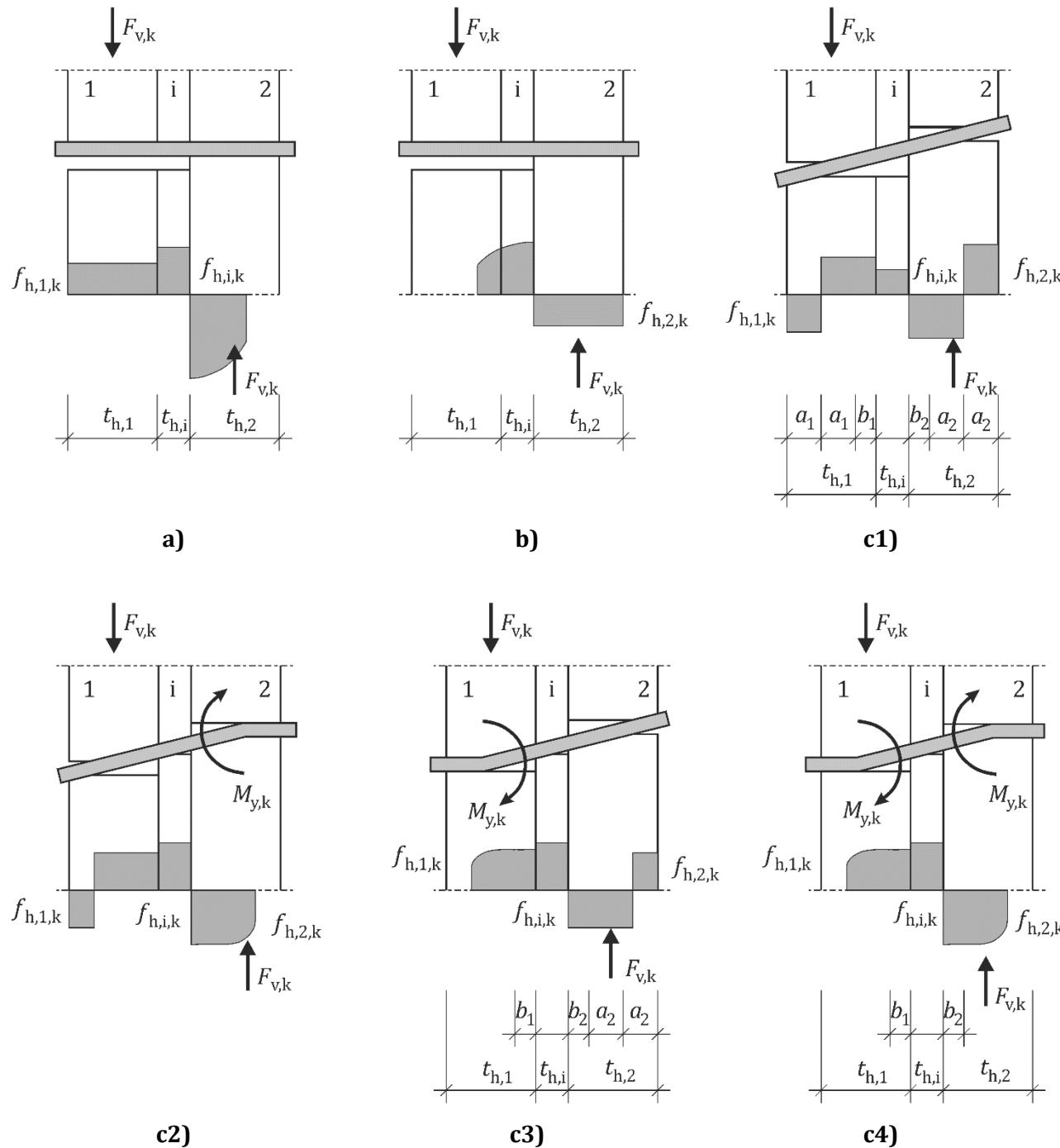
$t_{1/2}$ is the thickness of timber member 1 or 2;

t_i is the thickness of the interlayer;

d is the diameter of the fastener.

NOTE The symbols for the thicknesses $t_{h,1}$, $t_{h,2}$ and $t_{h,i}$ in Formulae (K.11) to (K.14) were reduced to t_1 , t_2 and t_i to keep the usual font size for the Formulae.

Failure modes (a), (b) and (c) from Formula (K.10) are given in Figure K.3 a), b) and c).

**Figure K.3 — Failure modes for an interlayer that is connected to the members**

(3) For connections made with screws and $\epsilon = 90^\circ$, see Figure K.2 a), the mean slip modulus per fastener K_{SLS} may be taken as follows:

$$K_{SLS} = 0,12 \left(\rho_{\text{mean},1} t_{h,1}^{0,1} + \rho_{\text{mean},i}^{1,1} + \rho_{\text{mean},2} t_{h,2}^{0,1} \right) d^{1,1} \quad (\text{K.17})$$

(4) For connections made with fully threaded screws and $\epsilon = 45^\circ$, see Figure K.2 b), the mean slip modulus per fastener K_{SLS} may be taken as follows:

$$K_{SLS} = \frac{0,5 d^{0,7}}{\frac{0,48}{\rho_{mean,1} t_{h,1}^{0,62}} + \frac{1}{\rho_{mean,i}^{1,6} t_{h,i}^{0,4}} + \frac{1}{\rho_{mean,2} t_{h,2}^{0,62}}} \quad (\text{K.18})$$

NOTE For connections made with fully threaded screws crossed in X-position with $\epsilon = \pm 45^\circ$ the mean slip modulus per fastener can be calculated from Formula (K.18).

K.4 Steel to timber joints

K.4.1 No connection between interlayer and timber

(1) Steel plates of thickness less than or equal to $0,5d$ are classified as thin plates and steel plates of thickness greater than or equal to d with the tolerance on hole diameters being less than $0,1d$ are classified as thick plates. The characteristic capacity of connections with steel plate thickness between a thin and a thick plate should be calculated from linear interpolation between the limiting thin and thick plate values.

(2) The characteristic load-carrying resistance per shear plane per fastener $F_{v,k}$ for joints with thick steel plates, should be taken as follows:

$$F_{v,k} = \min \begin{cases} k_{mod,1} f_{h,1,k} t_{h,1} d & \text{(a)} \\ 2k_{mod,1} f_{h,1,k} b_1 d - k_{mod,1} f_{h,1,k} t_{h,1} & \text{(b)} \\ k_{mod,1} f_{h,1,k} b_2 d & \text{(c)} \end{cases} \quad (\text{K.19})$$

with

$$b_1 = -t_{h,i} + \sqrt{t_{h,i}^2 + \frac{M_{y,k}}{k_{mod,1} f_{h,1,k} d} + \frac{\delta t_{h,i}^2}{2} + t_{h,1} t_{h,i} + \frac{t_{h,1}^2}{2}} \quad (\text{K.20})$$

$$b_2 = -t_{h,i} + \sqrt{t_{h,i}^2 + \frac{4M_{y,k}}{k_{mod,1} f_{h,1,k} d} + \frac{\delta t_{h,i}^2}{2}} \quad (\text{K.21})$$

and

$$\delta = \frac{k_{mod,i} f_{h,i,k}}{k_{mod,1} f_{h,1,k}} \quad (\text{K.22})$$

where

- $f_{h,1,k}$ is the characteristic embedment strength of timber member 1;
- $t_{h,1}, t_{h,2}$ is the thickness of timber member 1 or 2;
- $t_{h,i}$ is the thickness of the interlayer;
- d is the diameter of the fastener.

Failure modes (a), (b) and (c) from Formula (K.19) are given in Figure K.4 a), b) and c).

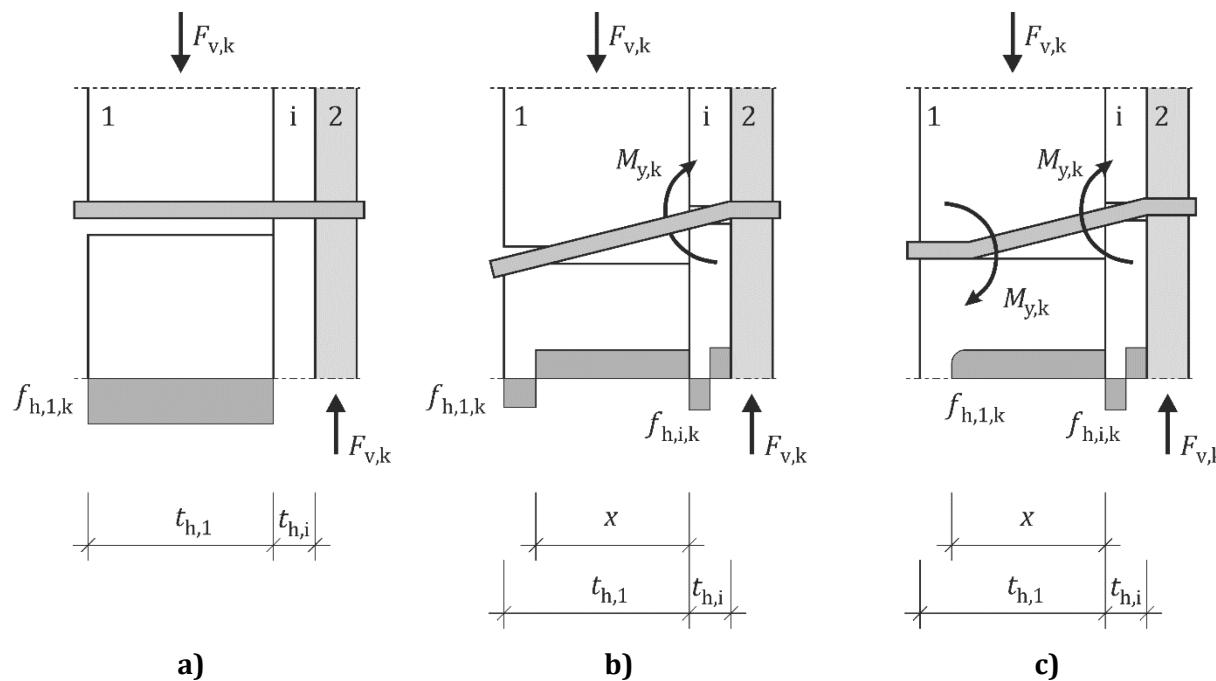


Figure K.4 — Failure modes with interlayer which is not connected to the members

(3) The characteristic load-carrying resistance per shear plane per fastener $F_{v,k}$ for joints with thin steel plates, should be taken as follows:

$$F_{v,k} = \min \begin{cases} 2k_{\text{mod},1}f_{h,1,k}b_1d - k_{\text{mod},1}f_{h,1,k}t_{h,1}d & (\text{a}) \\ k_{\text{mod},1}f_{h,1,k}b_2d & (\text{b}) \end{cases} \quad (\text{K.23})$$

with

$$b_1 = -t_{h,i} + \sqrt{t_{h,i}^2 + \frac{\delta t_{h,i}^2}{4} + t_{h,1}t_{h,i} + \frac{t_{h,1}^2}{2}} \quad (\text{K.24})$$

$$b_2 = -t_{h,i} + \sqrt{t_{h,i}^2 + \frac{2M_{y,k}}{k_{\text{mod},1}f_{h,1,k}d} + \frac{\delta t_{h,i}^2}{2}} \quad (\text{K.25})$$

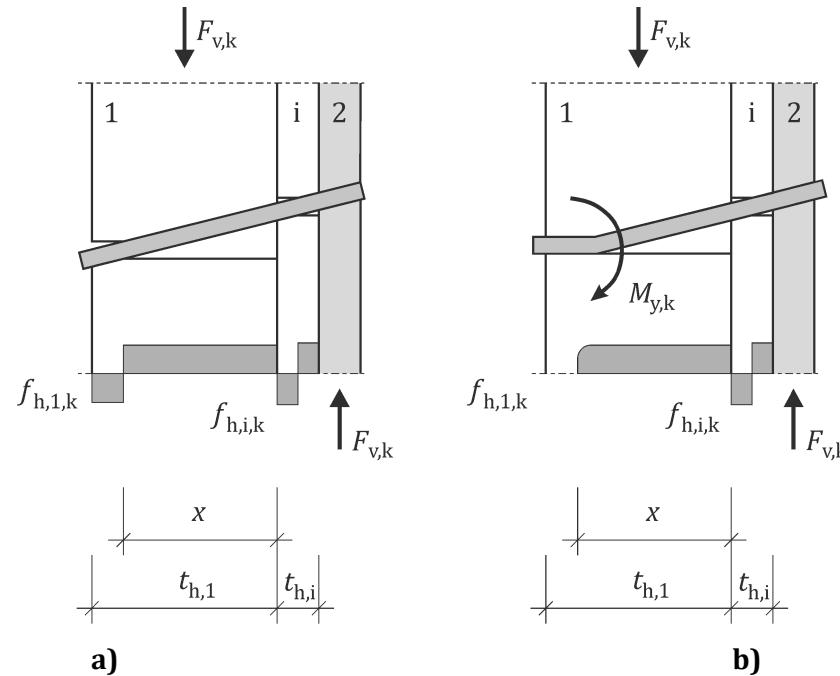
and

$$\delta = \frac{k_{\text{mod},i}f_{h,i,k}}{k_{\text{mod},1}f_{h,1,k}} \quad (\text{K.26})$$

where

- $f_{h,1k}$ is the characteristic embedment strength of timber member 1;
- $t_{h,i}$ is the thickness of timber member i ;
- t is the thickness of the interlayer;
- d is the diameter of the fastener.

Failure modes (a) and (b) from Formula (K.23) are given in Figure K.5 a) and b).

**Figure K.5 — Failure modes with interlayer which is not connected to the members**

(4) For screwed connections with $\epsilon = 90^\circ$, see Figure K.5 a), the mean slip modulus per fastener K_{SLS} may be taken as follows:

$$K_{SLS} = 0,27 \rho_{\text{mean},1}^{1-0,027 t_{h,i}} t_1^{0,073-0,0026 t_{h,i}} d^{1,22+0,05 t_{h,i}} (1 + 1,1^{-t_{h,i}}) + 0,86 t_{h,i} \quad (\text{K.27})$$

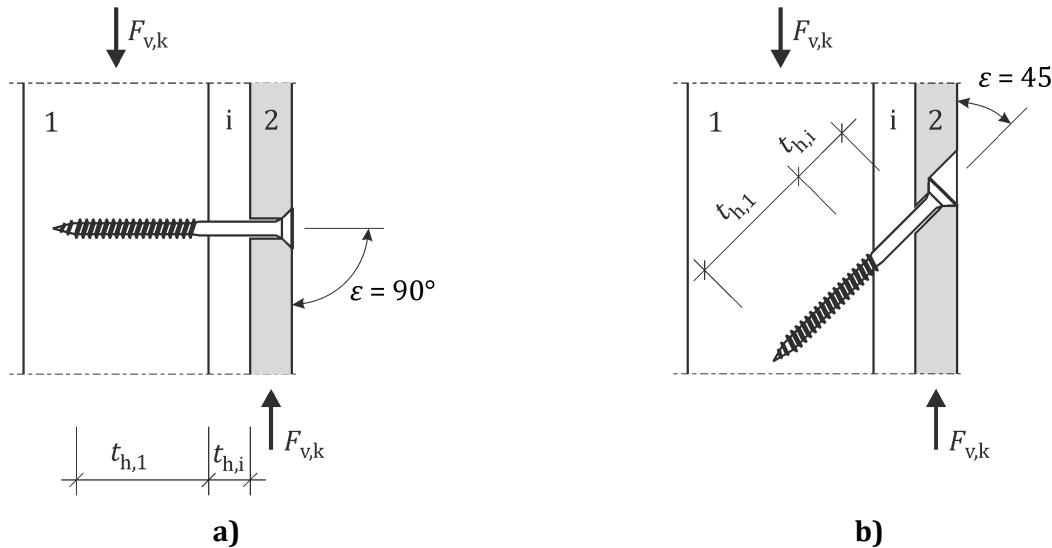
where

- $\rho_{\text{mean},1}$ is the mean density of timber member 1, in kg/m^3 ;
- $t_{h,1}$ embedment depth in member 1, in mm;
- $t_{h,i}$ embedment depth in interlayer, in mm;
- d is the diameter of the fastener, in mm.

(5) For connections made with partially or fully threaded screws and $\epsilon = 45^\circ$, see Figure K.6 b), the mean slip modulus per fastener K_{SLS} may be taken as follows:

$$K_{SLS} = 0,25 \rho_{\text{mean},1}^{1,1} t_{h,1}^{0,7} d^{0,6} 0,2^{\left(\frac{0,07 t_{h,i}}{d^{1,1}}\right)} + 85 t_{h,i} \quad (\text{K.28})$$

NOTE For connections made with fully threaded screws crossed in X-position with $\epsilon = \pm 45^\circ$ the mean slip modulus per fastener can be calculated from Formula (K.28).

**Figure K.6 — Screwed connection with interlayer not connected to the members****K.4.2 Connection between interlayer and timber**

(1) The connection between interlayer and timber member should be glued or as a punch metal plate.

(2) The characteristic load-carrying resistance per shear plane per fastener $F_{v,k}$ for joints with thick steel plates, should be taken as follows:

$$F_{v,k} = \min \begin{cases} k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} t_1 d + k_{\text{mod},i} f_{h,i,k} t_i d & (\text{a}) \\ 2k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} b_1 d - k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} t_1 d + k_{\text{mod},i} f_{h,i,k} t_{h,i} d & (\text{b}) \\ k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} b_2 d + k_{\text{mod},i} f_{h,i,k} t_i d & (\text{c}) \end{cases} \quad (\text{K.29})$$

with

$$b_1 = -t_{h,i} + \sqrt{t_{h,i}^2 + \frac{M_{y,k} y_{,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} d} - \frac{\delta t_{h,i}^2}{2} + t_{h,1} t_{h,i} + \frac{t_{h,1}^2}{2}} \quad (\text{K.30})$$

$$b_2 = -t_{h,i} + \sqrt{t_{h,i}^2 + \frac{4M_{y,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k} d} - \delta t_{h,i}^2} \quad (\text{K.31})$$

and

$$\delta = \frac{k_{\text{mod},i} f_{h,i,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k}} \quad (\text{K.32})$$

where

 $f_{h,1,k}$ is the characteristic embedment strength of timber member 1; $f_{h,i,k}$ is the characteristic embedment strength of the interlayer between timber members 1 and 2; t_1 embedment depth in member 1; t_i embedment depth in interlayer; d is the diameter of the fastener.

Failure modes (a), (b) and (c) from Formula (K.29) are given in Figure K.7.

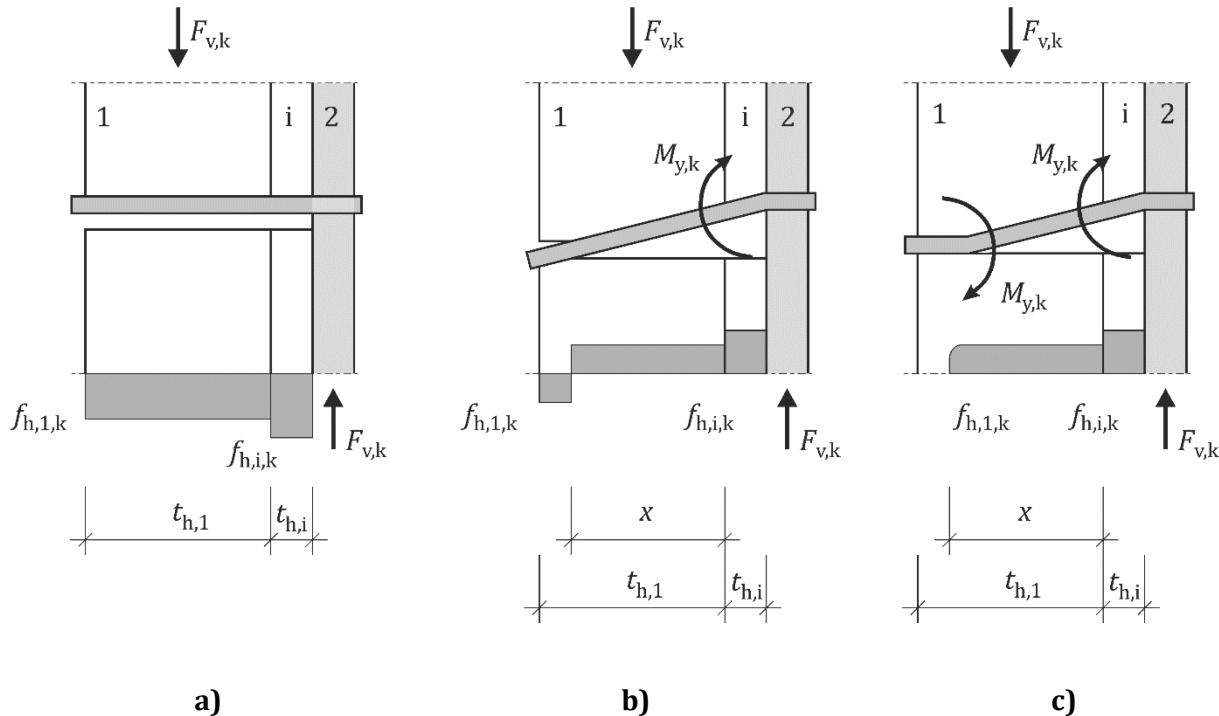


Figure K.7 — Failure modes with interlayer which is connected to the members

(3) The characteristic load-carrying resistance per shear plane per fastener $F_{v,k}$ for joints with thin steel plates, should be taken as follows:

$$F_{v,k} = \min \begin{cases} 2k_{\text{mod},1}f_{h,1,k}b_1d - k_{\text{mod},1}f_{h,1,k}t_{h,1}d + k_{\text{mod},i}f_{h,i,k}t_{h,i}d & (\text{a}) \\ 2k_{\text{mod},1}f_{h,1,k}b_1d - k_{\text{mod},1}f_{h,1,k}t_{h,1}d & (\text{b}) \end{cases} \quad (\text{K.33})$$

with

$$b_1 = -t_{h,i} + \sqrt{t_{h,i}^2 - \frac{\delta t_{h,i}^2}{2} + t_{h,1}t_{h,i} + \frac{t_{h,1}^2}{2}} \quad (K.34)$$

$$b_2 = -t_{h,i} + \sqrt{t_{h,i}^2 + \frac{\delta t_{h,i}^2}{4} + t_{h,1}t_{h,i} + \frac{t_{h,1}^2}{2}} \quad (K.35)$$

and

$$\delta = \frac{k_{\text{mod},f} h_{i,k}}{k_{\text{mod},1} f_{h_1,k}} \quad (\text{K.36})$$

where

$f_{h,1,k}$ is the characteristic embedment strength of timber member 1.

$f_{h,i,k}$ is the characteristic embedment strength of the interlayer between timber members 1 and 2;

$t_{h,1}$ embedment depth in member 1;

$t_{h,i}$ embedding depth in innerlayer;

d is the diameter of the fastener.

Failure modes (a) and (b) from Formula (K.33) are given in Figure K.8 a) and b).

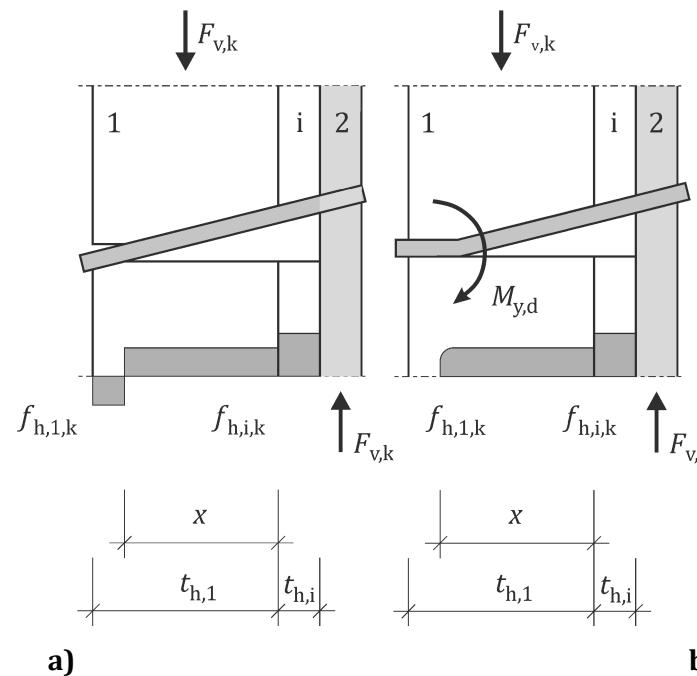


Figure K.8 — Failure modes with interlayer which is connected to the members

(4) A conservative approximation of the slip modulus may be provided by Formulae (K.24) and Formula (K.25).

(5) For connections made with screws and $\epsilon = 90^\circ$, see Figure K.5 a), the mean slip modulus per fastener K_{SLS} may be taken from Formula (K.37):

$$K_{SLS} = 0,9(\rho_{\text{mean},1}^{0,8} t_{h,1}^{0,1} d^{0,4} + \rho_{\text{mean},i} d^{1,23}) \quad (\text{K.37})$$

(6) For connections made with fully threaded screws and $\epsilon = 45^\circ$, see Figure K.5 c), the mean slip modulus per fastener K_{SLS} may be taken as follows:

$$K_{SLS} = 0,48(\rho_{\text{mean},1}^{0,9} t_{h,1}^{0,6} d + \rho_{\text{mean},i}^{1,2} t_{h,i}^{0,4} d^{0,4}) \quad (\text{K.38})$$

NOTE For connections made with fully threaded screws crossed in X-position with $\epsilon = \pm 45^\circ$ the mean slip modulus per fastener can be calculated from Formula (K.38).

Annex L
(normative)

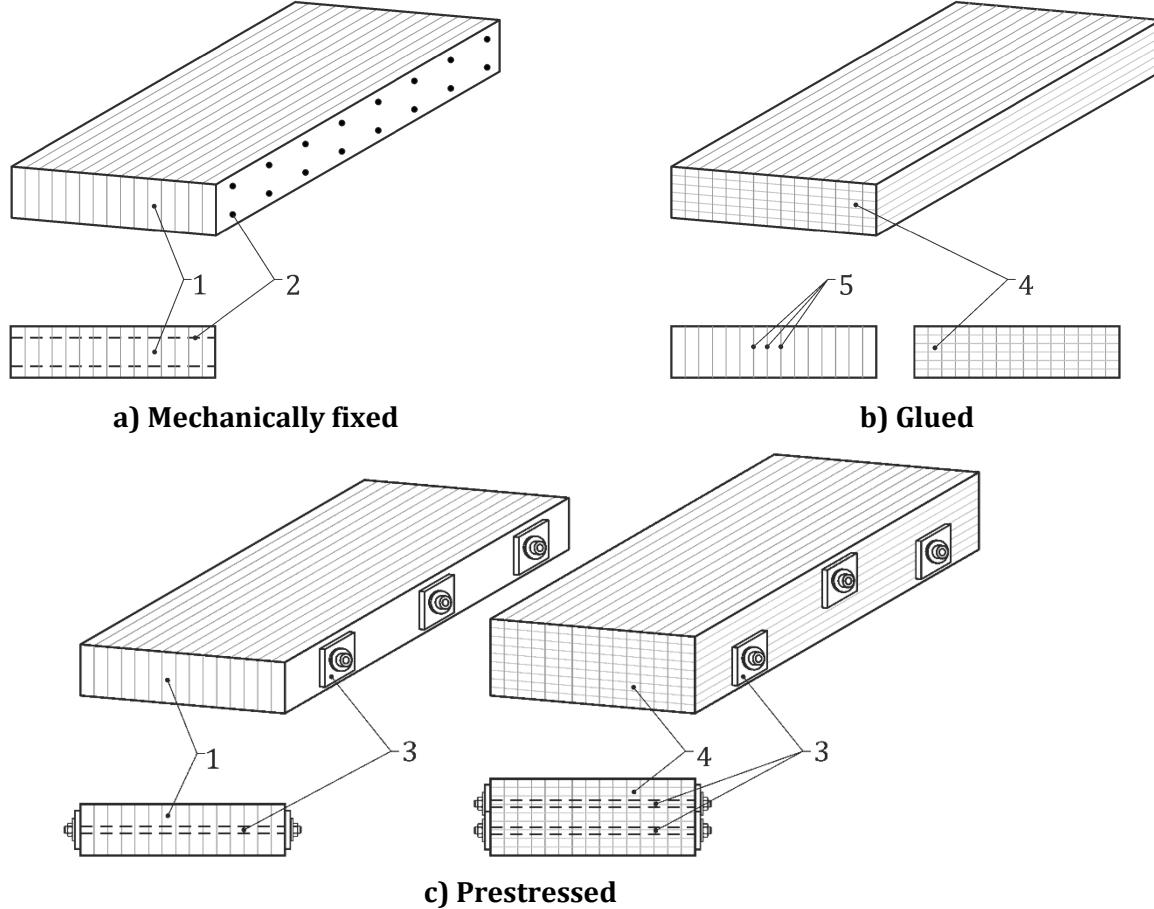
Laminated timber decks (LTD)

L.1 Use of this annex

(1) This Normative Annex provides supplementary guidance to Clause 4 – 9 for laminated timber decks.

L.2 Scope and field of application

(1) This Normative Annex applies to prestressed or mechanically fixed or glued laminated timber decks made of ST or PL components, see Figure L.1.



Key

- 1 timber lamella
- 2 profiled nails or screws
- 3 bars or tendons for prestressing
- 4 block glued glulam
- 5 glue line between glulam components
- 6 glued-laminated timber component

Figure L.1 — Examples of laminated timber decks

Decks are mechanically fixed with screws or profiled nails or prestressed with bars or tendons or made from slabs of glulam or block glued glulam.

Mechanically fixed or prestressed laminated timber decks may include butt end joints.

L.3 Basis of design

(1) The partial factor $\gamma_{M,S}$ for prestressing steel elements shall be used.

NOTE The value of $\gamma_{M,S}$ is 1,15 unless the National Annex gives a different value.

(2) The partial factor γ_p shall be used for prestressing forces.

NOTE The value of γ_p is 1,05 for short-term loads during prestressing and 1,15 for long-term loads after prestressing unless the National Annex gives a different value.

L.4 Materials

(1) The coefficient of friction μ should take into account:

- wood species;
- roughness of contact surface;
- preservative treatment of the timber;
- residual stress level between laminations.

(2) Unless other values have been verified, the coefficient of friction μ between softwood timber laminations and between softwood timber laminations and concrete for stress-laminated timber decks in outdoor structures should be taken according to Table L.1.

Table L.1 — Coefficients of friction μ for softwood-softwood and softwood-concrete interfaces for stress-laminated timber decks in outdoor structures

Surface roughness at interface	Perpendicular to grain		μ_0
	μ_{90}	μ_0	
Sawn timber to sawn timber	0,40	0,30	
Planed timber to planed timber	0,30	0,25	
Sawn timber to planed timber	0,40	0,30	
Timber to concrete	0,40	0,40	

L.5 Numerical analysis for laminated timber decks

(1) Numerical analysis of uni-directional laminated timber decks should be done according to Annex O and with the system modulus factors given in Table L.2.

L.6 System stiffness

(1) For laminated timber decks moduli of elasticity and shear moduli should be taken as follows:

$$E_{0,\text{mean}} = k_{\text{bj}} E_{0,\text{l,mean}} \quad (\text{L.1})$$

$$E_{90,\text{mean},\text{,}} = k_{E90} E_{0,\text{l,mean}} \quad (\text{L.2})$$

$$G_{0,\text{mean}} = k_{\text{bj}} G_{0,\text{l,mean}} \quad (\text{L.3})$$

$$G_{90,\text{mean}} = k_{G90} G_{0,\text{l,mean}} \quad (\text{L.4})$$

$$G_{0,90,\text{mean}} = 2 \sqrt{k_{\text{bj}} k_{G90} G_{0,\text{l,mean}}} \quad (\text{L.5})$$

where

- $E_{0,\text{mean}}$ is the mean modulus of elasticity of the deck parallel grain;
- $E_{90,\text{mean}}$ is the mean modulus of elasticity of the laminations parallel to grain;
- $G_{0,\text{mean}}$ is the mean shear modulus of the deck parallel to grain;
- $G_{0,\text{l,mean}}$ is the mean shear modulus of the laminations parallel to grain;
- $G_{0,90,\text{mean}}$ is the mean shear modulus in the plane of the deck;
- $G_{90,\text{mean}}$ is the mean shear modulus of the deck perpendicular to grain;
- k_{bj} is the butt-joint factor for mechanically fixed or stress-laminated timber decks taken from Formula (L.7);
 $k_{\text{bj}} = 1,0$ should be used for decks without butt-joints.
- k_{E90} is the transverse system modulus of elasticity factor according to Table L.2;
- k_{G90} is the transverse system shear modulus factor according to Table L.2.

Table L.2 — Transverse system modulus factors for laminated timber decks

Type of deck plate	k_{E90}	k_{G90}
Prestressed and made from sawn components	0,015	0,08
Prestressed and made from planed components	0,020	0,10
Glued	0,030	0,15

(2) In mechanically fixed and stress-laminated timber decks not more than one butt joint shall occur in any four adjacent laminations within the following minimum distance $l_{\text{bj,min}}$, see also Figure L.2.

$$l_{\text{bj,min}} \geq \max \begin{cases} 2 l_p \\ 25 t_l \\ 1200 \text{ mm} \end{cases} \quad (\text{L.6})$$

where

- l_p is the distance between the pre-stressing elements;
- t_l is the thickness of the laminations in the direction of prestressing.

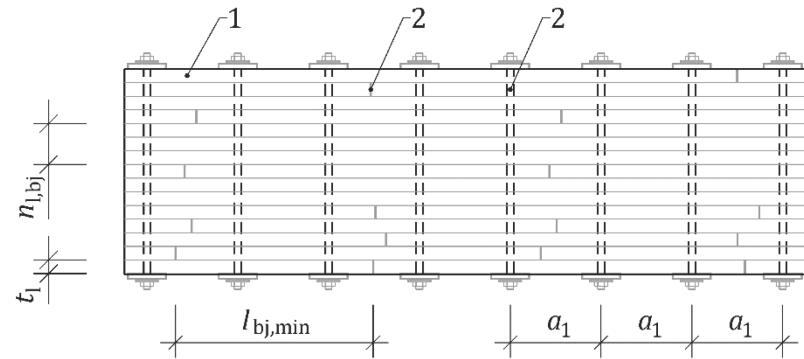
The butt joint factor for mechanically jointed or stress-laminated timber decks should be taken as follows:

$$k_{\text{bj}} = (n_{l,\text{bj}} - 1) / n_{l,\text{bj}} \quad (\text{L.7})$$

where

- $n_{l,\text{bj}}$ is the number of laminations between two adjacent butt joints over the length l_p according to Figure L.1 plus 1,

(3) For areas not influenced by butt-joints, see Figure L.2, k_{bj} may be taken as 1,0.

**Key**

1	timber lamella	t_1	lamination thickness
2	butt-joint	$l_{bj,min}$	minimum distance between butt joints
3	prestressing element	l_p	distance between prestressing elements
		$n_{l,bj}$	number of laminations between two adjacent butt joints over the length l_p

Figure L.2 — Butt joints in a stress-laminated timber deck with $n_{l,bj} = 4$

L.7 System strength

(1) The design bending and shear strength of the deck should be taken as following:

$$f_{m,d} = k_{bj} k_{sys} f_{m,l,d} \quad (\text{L.8})$$

$$f_{v,d} = k_{bj} k_{sys} f_{v,l,d} \quad (\text{L.9})$$

where

- $f_{m,d}$ is the design bending strength of the laminated timber deck;
- $f_{v,d}$ is the design shear strength of the laminated timber deck;
- $f_{m,l,d}$ is the design bending strength of the laminations;
- $f_{v,l,d}$ is the design shear strength of the laminations;
- k_{bj} is the butt-joint factor for stress-laminated timber decks taken from Formula (L.7);
 $k_{bj} = 1,0$ should be used for decks without butt-joints;
- k_{sys} is the system strength factor based on the number of the structural timber components forming the laminated timber deck, see 8.4.

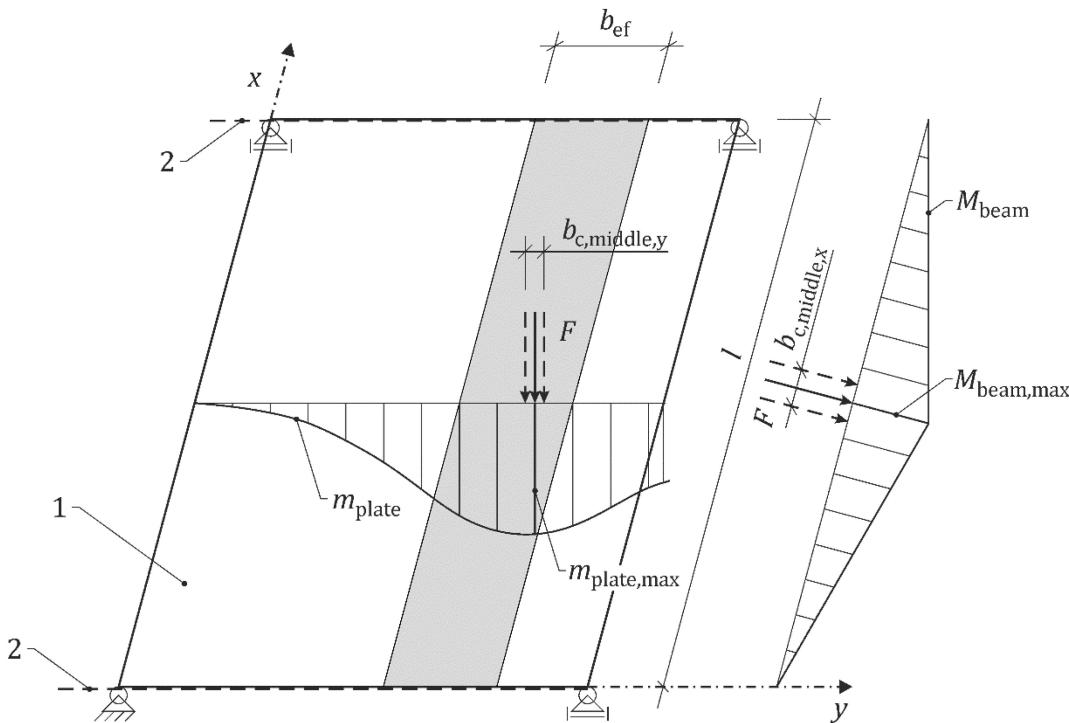
(2) The effective width b_{ef} should be taken as follows, see also Figure L.3:

$$b_{ef} = \frac{M_{beam}}{m_{plate,max}} \quad (\text{L.10})$$

where

- M_{beam} is the bending moment, calculated for a beam on two or more supports, in kNm;
- $m_{plate,max}$ is the maximum bending moment, calculated from a numerical plate analysis, in kNm/m.

NOTE In L.8 a simplified method is given for the determination of the effective width of glued laminated timber decks.

**Key**

- 1 laminated timber deck
- 2 support
- F concentrated vertical load
- b_{ef} effective width
- l span
- M_{beam} bending moment, calculated for a beam on two or more supports, in kNm
- $M_{\text{beam},\text{max}}$ maximum bending moment, calculated for a beam on two or more supports, in kNm
- m_{plate} bending moment, calculated from a numerical plate analysis, in kNm/m
- $m_{\text{plate},\text{max}}$ maximum bending moment, calculated from a numerical plate analysis, in kNm/m

Figure L.3 — Example of bending moment distribution about y-axis in a plate for determination of the effective width b_{ef}

L.8 Simplifications for system strength

(1) The laminated timber deck may be replaced by one or several beams parallel to grain with the effective width b_{ef} as follows:

$$b_{\text{ef}} = b_{c,\text{middle}} + b_{c,\text{system}} \quad (\text{L.11})$$

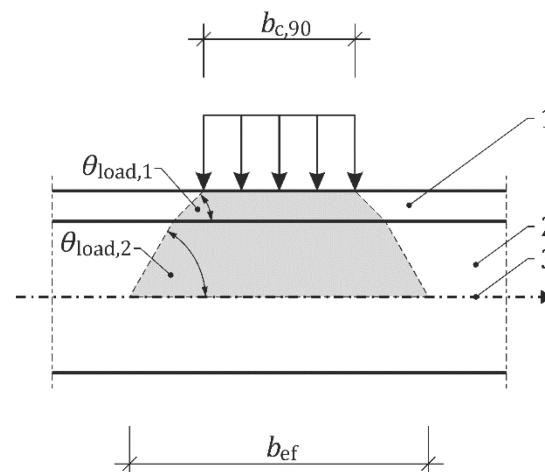
where

- b_{ef} is the effective width;
- $b_{c,\text{middle},y}$ is the width of the loaded area at the middle plane of the laminated timber deck according to L.7(2);
- $b_{c,\text{system}}$ is the proportion of the effective width depending on the type of connection between the components of the laminated timber deck;
- $b_{c,\text{system}}$ may be taken as 100 mm for mechanically fixed and 300 mm for prestressed and glued laminated timber decks.

L.9 Effective loaded area for concentrated vertical loads

(1) Concentrated loads (vertical point or line loads) should be considered as acting at a reference plane in the mid-depth of the laminated timber deck.

(2) For concentrated vertical loads an effective loaded area at the middle plane of the laminated timber deck should be calculated according to Figure L.4.



Key

- 1 pressure
- 2 pavement or planks
- 3 laminated timber deck
- 4 centroid (middle) plane
- $b_{c,90}$ width of the loaded area at the top of the pavement
- $b_{c,90}$ width of the loaded area at the middle plane of the laminated timber deck
- $\theta_{load,1}$ angle of dispersion to the horizontal for the pavement or planks, in degrees
 $\theta_{oad,1}$ may be taken as 45°
- $\theta_{load,2}$ angle of dispersion to the horizontal for the laminated timber deck, in degrees
 $\theta_{oad,2}$ may be taken as 45° parallel and 15° perpendicular to grain

NOTE For CLT the angle of dispersion is 35° in both directions, see 8.1.6.1(10).

Figure L.4 — Dispersion of concentrated loads

L.10 System verification of glued laminated timber decks

(1) For glued laminated timber decks the design bending stress perpendicular to grain $\sigma_{m,z,d}$ caused by a concentrated load should be limited to the tensile strength perpendicular to grain as follows:

$$\sigma_{m,z,d} \leq f_{t,90,d} \quad (\text{L.12})$$

where $f_{t,90,d}$ is the design tensile strength perpendicular to grain.

Annex M
(normative)**Material and product properties for design****M.1 Use of this annex**

- (1) This Normative Annex contains provisions for material and product properties needed in order to design in accordance with this document.
- (2) The minimum set of properties (MSP) of a product according to Table M.1 to M.13 are required to enable design in accordance with this document.

NOTE 1 Construction Product Regulations states that the mark of conformity (CE mark) is awarded when a single characteristic of the declaration of performance (DoP) is declared. The MSP is the minimum set of declared properties for the design equations of the Eurocode to be applicable for a product.

NOTE 2 In cases where the MSP depends on boundary conditions, this is indicated by round brackets (). An explanation is given by a footnote.

NOTE 3 In the case that material or product properties are not given in harmonized European technical specifications, Annex N provides some calculation methods for the determination of values.

NOTE 4 In the case that a complete MSP is given in class related tables, the MSP is declared by the declaration of the relevant class. For some materials, when classes are not given in harmonized European technical specifications, Annex N provides class related tables.

NOTE 5 A comparison of symbols for strengths, moduli of elasticity and shear moduli for common timber materials and symbols used in EN 1995 (all parts) is given in Table 3.1.

M.2 Scope and field of application

- (1) This Normative Annex covers SWB, VB, STB, WFB, WPB and GYB.

M.3 Timber products**M.3.1 General**

- (1) In the case of glued products, the adhesive family, type and sub-family indicating the temperature up to which members may be exposed over a long time shall be provided.

NOTE The adhesives family for finger joints and face bonds can vary.

M.3.2 Structural lumber and glued solid timber (SL and GST)

- (1) The minimum set of properties (MSP) for strength graded timber with rectangular cross-section according to EN 14081-1, structural finger jointed timber according to EN 15497 and glued solid timber according to EN 14080 given in Table M.1 is required to enable design according to this document.

NOTE 1 EN 338 sets strength classes for strength graded timber with rectangular cross-section which are also applicable for structural finger jointed timber and glued solid timber.

Table M.1 — Properties and associated symbols for strength graded structural timber with rectangular cross-section which are also applicable to for structural finger jointed timber and glued solid timber

MSP	Property	Symbols in EN 1995 (all parts)
Strength		
x	Characteristic bending strength	$f_{m,k}$
x	Characteristic tensile strength parallel to grain	$f_{t,0,k}$
x	Characteristic tensile strength perpendicular to grain	$f_{t,90,k}$
x	Characteristic compressive strength parallel to grain	$f_{c,0,k}$
x	Characteristic compressive strength perpendicular to grain	$f_{c,90,k}$
x	Characteristic shear strength	$f_{v,k}$
Stiffness		
(x) ^a	Mean modulus of elasticity in bending parallel to grain	$E_{\text{mean}},$ $E_{m,0,\text{mean}}$
(x) ^a	Mean modulus of elasticity in bending perpendicular to grain	$E_{90,\text{mean}}$
(x) ^a	Characteristic modulus of elasticity in bending parallel to grain	$E_{0,k},$ E_k
(x) ^a	Mean modulus of elasticity in tension parallel to grain	$E_{\text{mean}},$ $E_{t,0,\text{mean}}$
	Characteristic modulus of elasticity in tension parallel to grain	$E_{0,k},$ E_k
x	Mean shear modulus	G_{mean}
	Characteristic shear modulus	$G_{0,k},$ G_k
Density		
x	Mean density	ρ_{mean}
x	Characteristic density	ρ_k

^a Either $E_{m,0}$ and $E_{m,90}$ (bending) or $E_{t,0}$ and $E_{t,90}$ (tension) are part of the minimum set of properties (MSP).

^b The characteristic value of the shear modulus can be determined using 5.2(6).

M.3.3 Glued laminated timber (GL; including glulam with large finger joints and block glued glulam (BGL))

(1) The minimum set of properties (MSP) for glued laminated timber (including glulam with large finger joints and BGL) according to EN 14080 given in Table M.2 is required to enable design according to this document.

NOTE 1 EN 14080 sets up strength classes for glued laminated timber.

Table M.2 — Properties and associated symbols for glued laminated timber (including glulam with large finger joints and block glued glulam)

MSP	Property	Symbols in EN 1995 (all parts)
Strength		
x ^a	Characteristic bending strength	$f_{m,k}$
x	Characteristic tensile strength parallel to grain	$f_{t,0,k}$
x	Characteristic tensile strength perpendicular to grain	$f_{t,90,k}$
x	Characteristic compressive strength parallel to grain	$f_{c,0,k}$
x	Characteristic compressive strength perpendicular to grain	$f_{c,90,k}$
x	Characteristic shear strength	$f_{v,k}$
	Characteristic rolling shear strength	$f_{r,k}$
Stiffness		
(x) ^b	Mean modulus of elasticity in bending parallel to grain	$E_{\text{mean}},$ $E_{m,0,\text{mean}}$
(x) ^b	Characteristic modulus of elasticity in bending parallel to grain	$E_{0,k},$ E_k
(x) ^b	Mean modulus of elasticity in tension parallel to grain	$E_{\text{mean}},$ $E_{t,0,\text{mean}}$
	Characteristic modulus of elasticity in tension parallel to grain	$E_{0,k},$ E_k
(x) ^b	Mean modulus of elasticity in bending perpendicular to grain	$E_{90,\text{mean}}$
	Characteristic modulus of elasticity in bending perpendicular to grain	$E_{90,k}$
(x) ^b	Mean modulus of elasticity in tension perpendicular to grain	$E_{90,\text{mean}}$
	Characteristic modulus of elasticity in tension perpendicular to grain	$E_{90,k}$
x	Mean shear modulus	G_{mean}
x	Characteristic shear modulus	$G_{0,k},$ G_k
	Mean rolling shear modulus	$G_{r,\text{mean}}$
	Characteristic rolling shear modulus	$G_{r,k}$
Density		
x	Mean density	ρ_{mean}
x	Characteristic density	ρ_k
^a In the case of large finger joints the characteristic bending strength(s) in the direction(s) relevant for the intended use shall be provided additionally.		
^b Either $E_{m,0}$ and $E_{m,90}$ (bending) or $E_{t,0}$ and $E_{t,90}$ (tension) are part of the minimum set of properties (MSP).		

M.3.4 Cross-laminated timber (CLT)

(1) The minimum set of properties (MSP) for cross laminated timber according to a European technical product specification given in Table M.3 is required to enable design according to this document.

NOTE 1 EAD 130005 is available for the assessment and determination of properties of solid wood slab element for use as structural element in buildings required for design to this document.

NOTE 2 A strength class for CLT is given in Table N.1

Table M.3 — Properties and associated symbols for cross laminated timber

MSP	Property		Symbols in EN 1995 (all parts)
Strength			
x	Characteristic bending strength	out of plane loading	$f_{m,k}$
x	Characteristic tensile strength	in-plane loading	$f_{t,0,k}$
x		perpendicular to plane loading	$f_{t,90,k}$
x	Characteristic compressive strength	in-plane loading	$f_{c,0,k}$
x		perpendicular to plane loading	$f_{c,90,k}$
x	Shear strength	out of plane loading	$f_{v,k}$
x		rolling shear	$f_{r,k}$
		in plane loading	$f_{tor,node,k}$
Stiffness			
x	Modulus of elasticity	in and out of plane loading	E_{mean}
x		perpendicular to plane loading	$E_{90,mean}$
x	Shear modulus	Out of plane loading	G_{mean}
x		Rolling shear	$G_{r,mean}$
Density			
x	Characteristic density		ρ_k

M.3.5 Laminated veneer lumber (LVL) and glued-laminated veneer lumber (GLVL)

(1) The minimum set of properties (MSP) for laminated veneer lumber, according to EN 14374, given in Table M.4 is required to enable design according to this document.

(2) The minimum set of properties (MSP) for glued laminated veneer lumber, according to a European technical product specification given in Table M.5 is required to enable design according to this document.

NOTE EAD 130337 and EAD 130010 are available for the assessment and determination of properties of glued laminated timber made of softwood and hardwood, respectively, required for design to this document.

Table M.4 — Properties and associated symbols for laminated veneer lumber (LVL)

MSP	Property		Symbols in EN 1995 (all parts)
Strength			
x	Characteristic bending strength	Edgewise, parallel to grain of the outermost veneers	$f_{m,0,edge,k}$
x		size effect parameter for edgewise bending	s
x		Flatwise, parallel to grain of the outermost veneers	$f_{m,0,flat,k}$
x ^a		Flatwise, perpendicular to grain of the outermost veneers	$f_{m,90,flat,k}$
x	Characteristic tensile strength	parallel to grain of the outermost veneers	$f_{t,0,k}$
x		size effect parameter for tension	s
x		Edgewise, perpendicular to grain of the outermost veneers	$f_{t,90,edge,k}$
x	Characteristic compressive strength	parallel to grain of the outermost veneers	$f_{c,0,k}$
x		Edgewise, perpendicular to grain of the outermost veneers	$f_{c,90,edge,k}$
x		Flatwise, perpendicular to grain of the outermost veneers	$f_{c,90,flat,k}$
x	Characteristic shear strength	Edgewise parallel to grain of the outermost veneers	$f_{v,0,edge,k}^b$
x		Flatwise parallel to grain of the outermost veneers	$f_{v,0,flat,k}$
x ^a		Flatwise perpendicular to grain of the outermost veneers	$f_{v,90,flat,k}$
Stiffness			
x	Modulus of elasticity	parallel to grain of the outermost veneers, mean value	$E_{0,mean}^c$
x		parallel to grain of the outermost veneers, characteristic value	$E_{0,k}^d$
x ^a		Flatwise bending, perpendicular to grain of the outermost veneers, mean value	$E_{m,90,flat,mean}$
x ^a		Flatwise bending, perpendicular to grain of the outermost veneers, characteristic value	$E_{m,90,flat,k}$
x	Shear modulus	Edgewise, parallel to grain of the outermost veneers, mean value	$G_{0,edge,mean}^e$
x		Edgewise, parallel to grain of the outermost veneers, characteristic value	$G_{0,edge,k}^e$
x		Flatwise, parallel to grain of the outermost veneers, mean value	$G_{0,flat,mean}$
x		Flatwise, parallel to grain of the outermost veneers, characteristic value	$G_{0,flat,k}$
x ^a		Flatwise, perpendicular to grain of the outermost veneers, mean value	$G_{90,flat,mean}$
x ^a		Flatwise, perpendicular to grain of the outermost veneers, characteristic value	$G_{90,flat,k}$
Density			
x	Density	Mean value	ρ_{mean}
x		Characteristic value	ρ_k
^a	Only for LVL-C, if designed for stresses perpendicular to grain of the outermost veneers.		
^b	Also applicable for $f_{v,90,edge,k}$		
^c	Also covering $E_{m,0,edge,mean}$, $E_{t,0,mean}$, $E_{m,0,flat,mean}$, and $E_{c,0,mean}$.		
^d	Also covering $E_{m,0,edge,k}$, $E_{t,0,k}$, $E_{m,0,flat,k}$, and $E_{c,0,k}$		
^e	Also applicable for $G_{90,edge,mean}$ and $G_{90,edge,k}$, respectively		

Table M.5 — Properties and associated symbols for glued laminated veneer lumber (GLVL)

MSP	Property		Symbols in EN 1995 (all parts)
Strength			
x	Characteristic bending strength	Edgewise, parallel to grain of the outermost veneers	$f_{m,0,\text{edge},k}$
x		size effect parameter for edgewise bending	s
x		Flatwise, parallel to grain of the outermost veneers	$f_{m,0,\text{flat},k}$
x		size effect parameter for flatwise bending	$s_{m,\text{flat}}$
x		reference height for flatwise bending	$h_{\text{ref,flat}}$
x	Characteristic tensile strength	parallel to grain of the outermost veneers	$f_{t,0,k}$
x ^a		size effect parameter for tension	s
x		size effect parameter for tension for GLVL made of beech ^b	s_t
x		reference length for tension for GLVL made of beech ^b	l_{ref}
x	Characteristic compressive strength	parallel to grain of the outermost veneers	$f_{c,0,k}$
x		Edgewise, perpendicular to grain of the outermost veneers	$f_{c,90,\text{edge},k}$
x		Flatwise, perpendicular to grain of the outermost veneers	$f_{c,90,\text{flat},k}$
x	Characteristic shear strength	Edgewise parallel to grain of the outermost veneers	$f_{v,0,\text{edge},k^c}$
x		Flatwise, parallel to grain of the outermost veneers	$f_{v,0,\text{flat},k}$
x		size effect parameter flatwise	$s_{v,\text{flat}}$
x		reference height for flatwise bending	$h_{\text{ref,flat}}$
Stiffness			
x	Modulus of elasticity	parallel to grain of the outermost veneers, mean value	$E_{0,\text{mean}}^d$
x		parallel to grain of the outermost veneers, characteristic value	$E_{0,k}^e$
x	Shear modulus	Edgewise, parallel to grain of the outermost veneers, mean value	$G_{0,\text{edge},\text{mean}}^f$
x		Edgewise, parallel to grain of the outermost veneers, characteristic value	$G_{0,\text{edge},k}^f$
x		Flatwise, parallel to grain of the outermost veneers, mean value	$G_{0,\text{flat},\text{mean}}$
x		Flatwise, parallel to grain of the outermost veneers, characteristic value	$G_{0,\text{flat},k}$
Density			
x	Density	Mean value	ρ_{mean}
x		Characteristic value	ρ_k
^a	Except for GLVL made of beech.		
^b	For GLVL made of beech according to an ETA based on EAD 130337-00-0304		
^c	Also applicable for $f_{v,90,\text{edge},k}$		
^d	Also covering $E_{m,0,\text{edge},\text{mean}}$, $E_{t,0,\text{mean}}$, $E_{m,0,\text{flat},\text{mean}}$, and $E_{c,0,\text{mean}}$.		
^e	Also covering $E_{m,0,\text{edge},k}$, $E_{t,0,k}$, $E_{m,0,\text{flat},k}$, and $E_{c,0,k}$		
^f	Also applicable for $G_{90,\text{edge},\text{mean}}$ and $G_{90,\text{edge},k}$, respectively		

M.3.6 Wood-based panels for structural use

(1) The minimum set of properties (MSP) for wood-based panels for structural use given in Table M.5 is required to enable design according to this document.

NOTE 1 For OSB, particle boards, fibreboards, and MDF assigned to a technical class for structural use in EN 13986 the strength properties are given in EN 12369-1.

NOTE 2 For plywood assigned to a technical class for structural use in EN 13986 the properties are given either directly in the Declaration of Performance or as a class according to EN 12369-2.

NOTE 3 For solid wood panels (SWP) assigned to a technical class for structural use in EN 13986 the strength properties are given in EN 12369-3.

NOTE 4 For cement-bonded particle boards the strength properties are given in the Declaration of Performance.

Table M.6 — Properties and associated symbols for structural wood based panels ^{a, b}

MSP	Property	Symbols in EN 1995 ^c (all parts)
Density		
x	Mean density	ρ_{mean}
x	Characteristic density	ρ_k
Strength properties		
x	Characteristic bending strength	$f_{m,k}$
x	Characteristic tensile strength	$f_{t,0,k}$
x	Characteristic compressive strength	$f_{c,0,k}$
x	Characteristic planar shear strength, rolling shear	$f_{v,k}$, or $f_{r,k}$
x	Characteristic panel shear strength, in-plane loading	$f_{v,k}$
	Characteristic compressive strength, loading on the face of the panel	$f_{c,90,k}$
Stiffness properties		
x	Mean modulus of elasticity in bending	$E_{m,\text{mean}}$
x	Mean modulus of elasticity in tension	E_{mean} or $E_{t,\text{mean}}$
x	Mean modulus of elasticity in compression	E_{mean} or $E_{c,\text{mean}}$
	Mean modulus of elasticity, compression load on the face of the panel	$E_{c,90,\text{mean}}$
x	Mean planar shear modulus, rolling shear	$G_{r,\text{mean}}$
x	Mean panel shear modulus (in-plane loading)	$G_{v,\text{mean}}$
<p>^a For products not complying to a technical class in EN 13986 the properties may be found in the Declaration of Performance.</p> <p>^b Some strength parameter values are given specifically in the relevant part of EN 12369, other might be given as a ratio to another property, especially for density and stiffness where both characteristic and mean value may be needed.</p> <p>^c When properties are different parallel and perpendicular to the length of the panel this is indicated by adding index '0' or '90', e.g. $f_{m,90,k}$. For SWP where properties for edgewise bending are given, this is indicated by adding index 'edge', $f_{m,\text{edge},k}$, or index 'flat' to the other bending properties.</p>		

M.4 Gypsum and gypsum-based products

M.4.1 Gypsum plasterboards (GPB)

(1) The minimum set of properties (MSP) for gypsum plasterboards, according to EN 520, given in Table M.7 is required to enable design according to this document.

NOTE EN 520 specifies test methods for determining the mechanical properties of gypsum plasterboards.

Table M.7 — Properties and associated symbols for gypsum plasterboards

MSP	Property	Symbols in EN 1995 (all parts)
Strength		
x	Characteristic tensile strength (for $\alpha=0 ; \alpha=45 ; \alpha=90$)	$f_{p,t,\alpha,k}$
x	Characteristic compressive strength (for $\alpha=0 ; \alpha=45 ; \alpha=90$)	$f_{p,c,\alpha,k}$
x	Characteristic shear strength	$f_{p,v,k}$
Stiffness		
x	Shear modulus	$G_{p,1} ; G_{p,2}$

M.4.2 Gypsum fibreboards (GFB)

(1) The minimum set of properties (MSP) for gypsum fibreboards, according to EN 15283-2, given in Table M.8 is required to enable design according to his document.

NOTE EN 15283-2 specifies test methods for determining the mechanical properties of gypsum fibreboards.

Table M.8 — Properties and associated symbols for gypsum fiberboards

MSP	Property	Symbols in EN 1995 (all parts)
Strength		
x	Characteristic tensile strength (for $\alpha = 0 ; \alpha = 45 ; \alpha = 90$)	$f_{p,t,\alpha,k}$
x	Characteristic compressive strength (for $\alpha = 0 ; \alpha = 45 ; \alpha = 90$)	$f_{p,c,\alpha,k}$
x	Characteristic shear strength	$f_{p,v,k}$
Stiffness		
x	Shear modulus	$G_{p,1} ; G_{p,2}$

M.5 Fasteners and connectors

M.5.1 Connectors, punched metal plate fasteners, field splice plates, metal plate connectors and metal 3D-connectors

(1) The minimum set of properties (MSP) for shear connectors, punched metal plate fasteners, field splice plates, metal plate connectors and metal 3D-connectors given in Table M.9, Table M.10 and Table M.11, respectively is required to enable design according to this document.

Table M.9 — Shear connector

MSP	Property	Symbol in EN 1995 (all parts)
x	Diameter	d_{con}

Table M.10 — Punched metal plate fasteners and field splice plates

MSP	Property	Symbols in EN 1995 (all parts)
x	Parent material	
x	Characteristic yield strength of the parent plate material	$f_{y,k}$
x	Characteristic tensile strength of the parent plate material	$f_{u,k}$
x	Anchorage strength per unit area for $\alpha = 0^\circ$ and $\beta = 0^\circ$	$f_{a,0,0,k,\text{ref}}$
x	Anchorage strength per unit area for $\alpha = 30^\circ$ and $\beta = 0^\circ$	$f_{a,30,0,k,\text{ref}}$
x	Anchorage strength per unit area for $\alpha = 60^\circ$ and $\beta = 0^\circ$	$f_{a,60,0,k,\text{ref}}$
x	Anchorage strength per unit area for $\alpha = 90^\circ$ and $\beta = 0^\circ$	$f_{a,90,0,k,\text{ref}}$
x	Anchorage strength per unit area for $\alpha = 90^\circ$ and $\beta = 90^\circ$	$f_{a,90,90,k,\text{ref}}$
x	Characteristic tensile strength per unit width of the plate for $\alpha = 0^\circ$	$f_{t,p,0,k}$
x	Characteristic compressive strength per unit width of the plate for $\alpha = 0^\circ$	$f_{c,p,0,k}$
x	Characteristic shear strength per unit width of the plate in the x-direction	$f_{v,p,0,k}$
x	Characteristic tensile strength per unit width of the plate for $\alpha = 90^\circ$	$f_{t,p,90,k}$
x	Characteristic compressive strength per unit width of the plate for $\alpha = 90^\circ$	$f_{c,p,90,k}$
x	Characteristic shear strength per unit width of the plate in the y-direction	$f_{v,p,90,k}$
x	Characteristic withdrawal strength per unit width of connection line	$f_{w,k,\text{ref}}$
x	Slip modulus	k_{SLS}
x	Rotation slip modulus	$k_{\text{SLS,rot}}$
x	Steel plate thickness	t_p
x	Steel plate length	l
x	Steel plate width	w
x	Hole diameter	d_{hole}
x	Corrosion protection coating	—

Table M.11 — Metal plate connectors and metal 3D-connectors

MSP	Property	Symbols in EN 1995 (all parts)
x	Characteristic yield strength of the parent plate material	$f_{y,k}$
x	Plate slip modulus	K_{SLS}
x	Steel plate thickness	t_p
x	Steel plate length	l
x	Steel plate width	w
x	Parent material grade	—
x	Corrosion protection coating	—
x	Service class according to EN 1995-1-1	—

M.5.2 Dowel-type fasteners and non-alloy steel tubes

(1) The minimum set of properties (MSP) for dowel-type fasteners and non-alloy steel tubes given in Table M.12 and Table M.13 is required to enable design according to this document.

Table M.12 — Dowel-type fasteners

Property	Symbols in EN 1995 (all parts)	Smooth shank nails	Ring shank nails	Staples	Screws	rods with wood screw thread	Dowels	Bolts and nuts	Rod with metric thread	Ribbed rods
Characteristic yield moment	$M_{y,k}$	×	×	×	×	×	×	×	×	×
95 th percentile of the yield moment ^a	$M_{y,0.95}$	×	×	×	×	×	×	×	×	×
Characteristic withdrawal strength	$f_{w,k}$	×	×	×	×	×	—	—	—	—
95 th percentile of the withdrawal strength ^a	$f_{w,0.95}$	—	×	×	×	×	—	—	—	—
Characteristic head pull-through strength	$f_{head,k}$	×	×	×	×	—	—	—	—	—
95 th percentile head pull-through strength ^a	$f_{head,0.95}$	×	×	×	×	—	—	—	—	—
Characteristic compressive strength below head ^b	$f_{c,head,k}$	—	—	—	×	—	—	—	—	—
Characteristic tensile strength	$f_{u,k}$	×	×	—	×	×	—	—	×	×
95 th percentile of the tensile strength ^a	$f_{u,0.95}$	—	×	×	×	×	—	—	×	×
Characteristic yield strength	$f_{y,k}$	—	—	—	×	×	—	—	×	×
95 th percentile of the yield strength ^a	$f_{y,0.95}$	—	—	—	—	×	—	—	×	×
minimum wire strength	$f_{u,min}$	×	×	×	—	—	—	—	—	—
Axial slip modulus	$K_{SLS,ax}$	—	—	—	×	×	—	—	—	—
Low cycle ductility (seismic performance): low cycle ductility class ^a	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Category for corrosion resistance in timber	T_E	×	×	×	×	×	×	×	—	—
Category for corrosion resistance in atmosphere	C_E	×	×	×	×	×	—	—	—	—
Length	l	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Diameter	d	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Diameter of the shank	d_s	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Head diameter	d_{head}	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Crown width	b_{crn}	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Length of the point	l_p	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Profiled/threaded length	l_g	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Secondary thread length	$l_{g,2}$	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Diameter of the secondary thread	d_2	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Inner diameter	d_1	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Inner diameter of secondary thread	$d_{1,2}$	—	—	—	—	—	—	—	—	—

^a Relevant for earth quake design and connections as fuse elements (see Annex A).^b Relevant for screw press bonding, see prEN 1995-3.

Table M.13 — Non-alloy steel tubes

MSP	Property	Symbols in EN 1995 (all parts)
x	Tube outer diameter	d
x	Wall thickness (tube)	t

M.5.3 Characteristic withdrawal strength of screws and rods with wood screw thread

(1) The characteristic withdrawal strength $f_{w,k}$ in 11.2.2.3 shall be taken as follows:

$$f_{w,k} = \frac{F_{tens,max}}{\pi d l_g} \quad (\text{M.1})$$

where

$F_{tens,max}$ is the maximum tensile load;

d is the diameter of the screw;

l_g is the length of the thread without screw point length, see Figure 11.2.

(2) The characteristic withdrawal parameter $f_{ax,k}$ according to EN 14592 should be determined according to EN 1382 and Formula (M.2). In contrast to Formula (M.1) the embeded length of the profiled length of the screw of l_g+l_p including the length of the screw point l_p is used. The characteristic withdrawal parameter $f_{ax,k}$ is determined according to EN 1382.

$$f_{ax,k} = \frac{F_{tens,max}}{d(l_g+l_p)} \quad (\text{M.2})$$

NOTE EAD 130118-01-0603 and EAD 130033-00-0603 are available for the assessment and determination of the characteristic withdrawal parameter required for design to this Eurocode.

(3) The characteristic withdrawal strength $f_{w,k}$ should be calculated from Formula (M.3) based on the characteristic withdrawal parameter $f_{ax,k}$, the tested embeded profiled length of the screw l_g+l_p and the point length l_p of the screw type. If the test configuration and the screw point length is unknown, the tested embeded profiled length of the screw may by assumed as $l_g+l_p = 8d$ and the point length of the screw as $l_p = 1d$.

$$f_{w,k} = \frac{f_{ax,k}}{\pi} \frac{l_g}{l_g - l_p} \quad (\text{M.3})$$

M.5.4 Characteristic head pull-through strength of nails, staples and screws

(1) The characteristic head pull-through strength $f_{head,k}$ in 11.2.2.2 shall be taken as follows:

$$f_{head,k} = \frac{F_{tens,max}}{A_{head}} \quad (\text{M.4})$$

where

$F_{tens,max}$ is the maximum tensile load;

A_{head} is the area of the fastener head which should be taken as the area inside the perimeter of the fastener head or washer. For staples the head should be taken as the area of the staple crown.

(2) According to EN 14592 the characteristic head pull-through parameter $f_{head,k}^{\text{EN1383}}$ should be determined according to EN 1383 with the following:

$$f_{\text{head},k}^{\text{EN1383}} = \frac{F_{\text{tens,max}}}{d^2} \quad \text{for nails and screws} \quad (\text{M.5})$$

$$f_{\text{head},k}^{\text{EN1383}} = \frac{F_{\text{t,max}}}{b_{\text{crn}} d} \quad \text{for staples} \quad (\text{M.6})$$

where

$F_{\text{tens,max}}$ is the maximum tensile load;

d is the diameter of the wire for the staple, see Figure 11.2;

b_{crn} is the width of the staple crwon, see Figure 11.2.

(3) To convert the characteristic head pull-through parameter $f_{\text{head},k}^{\text{EN1383}}$ for nails and screws in the characteristic head pull-through strength, the following shall be applied.

$$f_{\text{head},k} = \frac{4}{\pi} f_{\text{head},k}^{\text{EN1383}} \quad \text{for nails and screws} \quad (\text{M.7})$$

NOTE For staples the characteristic head pull-through parameter $f_{\text{head},k}^{\text{EN1383}}$ is equal to the characteristic head pull-through strength $f_{\text{head},k}$.

Annex N
(informative)**Classes and determination of some material properties****N.1 Use of this annex**

(1) This Informative Annex provides complementary guidance to Clause 5 for class related tables for the determination of material or product properties needed for the design in accordance with this document in the case that those classes are not given in harmonized European technical specifications.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

N.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex applies to CLT, LVL and wood based panels.

NOTE Products according to European Technical Assessments (ETAs) can be assigned to a class based on individual values declared in the respective Declaration of Performance.

(2) To assign a product to a strength class all values given in that class shall be met.

N.3 Strength classes for cross laminated timber (CLT)

(1) CLT may be assigned to the strength classes according to Table N.1.

Table N.1 – Strength class for cross laminated timber (CLT)

Property	Symbol	Unit	Strength class CL24
Bending strength	$f_{m,k}$	N/mm ²	24
	$f_{m,\text{edge},k}$	N/mm ²	20,5 ^a
Tensile strength	$f_{t,0,k}$	N/mm ²	14
	$f_{t,90,k}$	N/mm ²	0,12
Compressive strength	$f_{c,0,k}$	N/mm ²	21
	$f_{c,90,k}$	N/mm ²	2,5
Shear strength	$f_{v,k}$	N/mm ²	3,5
	$f_{r,k}$	N/mm ²	0,7
	$f_{v,xy,k}$	N/mm ²	5,5 ^a
Modulus of elasticity	E_{mean}	N/mm ²	11.000
	$E_{90,\text{mean}}$	N/mm ²	370
Shear modulus	G_{mean}	N/mm ²	650
	$G_{r,\text{mean}}$	N/mm ²	50
	$G_{v,xy,\text{mean}}$	N/mm ²	250 ^a
Density	ρ_k	kg/m ³	385

^a This value is usually not declared within DoP. The given value is taken from EN 16351:2021 which is not a harmonized standard. If a different value is declared by the manufacturer, that value applies. National regulations may apply.

N.4 Strength classes for laminated veneer lumber (LVL)

(1) LVL may be assigned to strength classes according to Table N.2 for LVL-P and Table N.3 for LVP-C.

Table N.2 — Strength classes for LVL-P (without crossband veneers)

Property ^a	Symbol	Unit	Strength class					
			LVL 32 P	LVL 35 P	LVL 48 P	LVL 50 P	LVL 80 P	
Bending strength	Edgewise, parallel to grain (depth 300 mm)	$f_{m,0,edge,k}$	N/mm ²	27	30	44	46	75
	Flatwise, parallel to grain	$f_{m,0,flat,k}$	N/mm ²	32	35	48	50	80
	Size effect parameter	s	-	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Tensile strength	Parallel to grain (length 3 000 mm)	$f_{t,0,k}$	N/mm ²	22	22	35	36	60
	Perpendicular to grain, edgewise	$f_{t,90,edge,k}$	N/mm ²	0,5	0,5	0,8	0,9	1,5
Compressive strength	Parallel to grain	$f_{c,0,k}$	N/mm ²	26	30	35	42	69
	Perpendicular to grain, edgewise	$f_{c,90,edge,k}$	N/mm ²	4	6	6	8,5	14
	Perpendicular to grain, flatwise (except pine)	$f_{c,90,flat,k}$	N/mm ²	0,8	2,2	2,2	3,5	12
	Perpendicular to grain, flatwise, pine	$f_{c,90,flat,k,pine}$	N/mm ²	MDV ^b	3,3	3,3	3,5	- ^c
Shear strength	Edgewise, parallel to grain	$f_{v,0,edge,k}$	N/mm ²	3,2	3,2	4,2	4,8	8
	Flatwise, parallel to grain	$f_{v,0,flat,k}$	N/mm ²	2,0	2,3	2,3	3,2	8
Modulus of elasticity	Parallel to grain	$E_{0,mean}^d$	N/mm ²	9 600	12 000	13 800	15 200	16 800
		$E_{0,k}^e$	N/mm ²	8 000	10 000	11 600	12 600	14 900
Modulus of elasticity	Perpendicular to grain, edgewise	$E_{c,90,edge,mean}^f$	N/mm ²	MDV ^b	MDV ^b	430	430	470
		$E_{c,90,edge,k}^g$	N/mm ²	MDV ^b	MDV ^b	350	350	400
Shear modulus	Edgewise, parallel to grain	$G_{0,edge,mean}$	N/mm ²	500 ^h	500 ^h	600	650	760
		$G_{0,edge,k}$	N/mm ²	300 ^h	300 ^h	400	450	630
Shear modulus	Flatwise, parallel to grain	$G_{0,flat,mean}$	N/mm ²	320 ^h	320 ^h	380	600	850
		$G_{0,flat,k}$	N/mm ²	240 ^h	240 ^h	270	400	760
Density		ρ_{mean}	kg/m ³	440	510	510	580	800
		ρ_k	kg/m ³	410	480	480	550	730

^a Additional strength, stiffness and density properties not covered by the strength class may be declared as individual values.

^b Property is not expressed as strength class but rather as individual manufacturer's declared value (MDV).

^c Strength class not produced from pine.

^d Covering $E_{m,0,edge,mean}$, $E_{t,0,mean}$, $E_{m,0,flat,mean}$, and $E_{c,0,mean}$.

^e Covering $E_{m,0,edge,k}$, $E_{t,0,k}$, $E_{m,0,flat,k}$, and $E_{c,0,k}$.

^f Also covering $E_{t,90,edge,mean}$.

^g Also covering $E_{t,90,edge,k}$.

^h Property need not be tested, if all other properties meet the minimum values for the product category.

Table N.3 — Strength classes for LVL-C (with crossband veneers)

			Strength class						
Property ^a	Symbol	Unit	LVL 22 C	LVL 25 C	LVL 32 C	LVL 36 C	LVL 70 C	LVL 75 C	
Bedding strength	Edgewise, parallel to grain (depth 300 mm)	$f_{m,0,\text{edge},k}$	N/mm ²	19	20	28	32	54	60
	Flatwise, parallel to grain	$f_{m,0,\text{flat},k}$	N/mm ²	22	25	32	36	70	75
	Size effect parameter	s	-	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
	Flatwise, perpendicular to grain	$f_{m,90,\text{flat},k}$	N/mm ²	MDV ^b	MDV ^b	7	8	32	20
Tensile strength	Parallel to grain (length 3000 mm)	$f_{t,0,k}$	N/mm ²	14	15	18	22	45	51
	Perpendicular to grain, edgewise	$f_{t,90,\text{edge},k}$	N/mm ²	4	4	5	5	16	8
Compressive strength	Parallel to grain	$f_{c,0,k}$	N/mm ²	18	18	18	26	54	64
	Perpendicular to grain, edgewise	$f_{c,90,\text{edge},k}$	N/mm ²	8	8	9	9	45	53
	Perpendicular to grain, flatwise (except pine)	$f_{c,90,\text{flat},k}$	N/mm ²	1,0	1,0	2,2	2,2	16	16
	Perpendicular to grain, flatwise, pine	$f_{c,90,\text{flat},k,\text{pine}}$	N/mm ²	MDV ^b	MDV ^b	3,5	3,5	- ^c	- ^c
Shear strength	Edgewise, parallel to grain	$f_{v,0,\text{edge},k}$	N/mm ²	3,6	3,6	4,5	4,5	7,8	7,8
	Flatwise, parallel to grain	$f_{v,0,\text{flat},k}$	N/mm ²	1,1	1,1	1,3	1,3	3,8	3,8
	Flatwise, perpendicular to grain	$f_{v,90,\text{flat},k}$	N/mm ²	MDV ^b	MDV ^b	0,6	0,6	MDV ^b	MDV ^b
Modulus of elasticity	Parallel to grain	$E_{0,\text{mean}}^d$	N/mm ²	6 700	7 200	10 000	10 500	11 800	13 200
		$E_{0,k}^e$	N/mm ²	5 500	6 000	8 300	8 800	10 900	12 200
	Perpendicular to grain, edgewise	$E_{90,\text{edge},\text{mean}}^f$	N/mm ²	MDV ^b	MDV ^b	2 400	2 400	MDV ^b	MDV ^b
		$E_{90,\text{edge},k}^g$	N/mm ²	MDV ^b	MDV ^b	2 000	2 000	MDV ^b	MDV ^b
	Perpendicular to grain, flatwise	$E_{m,90,\text{flat},\text{mean}}$	N/mm ²	MDV ^b	MDV ^b	1 200	2 000	MDV ^b	MDV ^b
Shear modulus		$E_{m,90,\text{flat},k}$	N/mm ²	MDV ^b	MDV ^b	1 000	1 700	MDV ^b	MDV ^b
	Edgewise, parallel to grain	$G_{0,\text{edge},\text{mean}}$	N/mm ²	500 ^h	500 ^h	600	600	820	820
		$G_{0,\text{edge},k}$	N/mm ²	300 ^h	300 ^h	400	400	660	660
	Flatwise, parallel to grain	$G_{0,\text{flat},\text{mean}}$	N/mm ²	70 ^h	70 ^h	80	120	430	430
		$G_{0,\text{flat},k}$	N/mm ²	55 ^h	55 ^h	60	100	380	380
	Flatwise, perpendicular to grain	$G_{90,\text{flat},\text{mean}}$	N/mm ²	MDV ^b	MDV ^b	22	22	MDV ^b	MDV ^b
		$G_{90,\text{flat},k}$	N/mm ²	MDV ^b	MDV ^b	16	16	MDV ^b	MDV ^b

			Strength class					
Property ^a	Symbol	Unit	LVL 22 C	LVL 25 C	LVL 32 C	LVL 36 C	LVL 70 C	LVL 75 C
Density	ρ_{mean}	kg/m ³	440	440	510	510	800	800
	ρ_k	kg/m ³	410	410	480	480	730	730
<p>^a Additional strength, stiffness and density properties not covered by the strength class may be declared as individual values.</p> <p>^b Property is not expressed as strength class but rather as individual manufacturer's declared value (MDV).</p> <p>^c Strength class not produced from pine.</p> <p>^d Covering $E_{m,0,\text{edge},\text{mean}}$, $E_{t,0,\text{mean}}$, $E_{m,0,\text{flat},\text{mean}}$, and $E_{c,0,\text{mean}}$.</p> <p>^e Covering $E_{m,0,\text{edge},k}$, $E_{t,0,k}$, $E_{m,0,\text{flat},k}$, and $E_{c,0,k}$</p> <p>^f Covering $E_{m,90,\text{edge},\text{mean}}$, $E_{t,90,\text{edge},\text{mean}}$ and $E_{c,90,\text{edge},\text{mean}}$.</p> <p>^g Covering $E_{m,90,\text{edge},k}$, $E_{t,90,\text{edge},k}$ and $E_{c,90,\text{edge},k}$.</p> <p>^h Property need not to be tested, if all other properties meet the minimum values for the strength class.</p>								

N.5 Characteristic strength and stiffness values of gypsum plasterboards and fibreboards

(1) The structural properties for gypsum plasterboards may be assigned depending on thickness according to Annex N, Table N.4.

Table N.4 — Characteristic strength and stiffness values of gypsum plasterboards (EN 520)

		Longitudinal direction			Transverse direction		
Nominal thickness of boards [mm]		12,5	15	18 ^a	12,5	15	18 ^a
Characteristic strength values [N/mm²]							
<i>Perpendicular to the plane of the board</i>							
Bending	$f_{m,k}$	6,5	5,4	4,2	2,0	1,8	1,5
Compression	$f_{c,90,k}$	3,5 (5,5) ^b					
<i>In-plane of the board</i>							
Bending	$f_{m,k}$	4,0	3,8	3,6	2,0	1,7	1,4
Tension	$f_{t,k}$	1,7	1,4	1,1	0,7	0,7	0,7
Compression	$f_{c,0,k}$	3,5 (5,5) ^b	3,5 (5,5) ^b	3,5 (5,5) ^b	4,2 (4,8) ^b	4,2 (4,8) ^b	4,2 (4,8) ^b
Shear	$f_{v,k}$	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Stiffness values [N/mm²]							
<i>Perpendicular to the plane of the board</i>							
Modulus of elasticity	$E_{m,mean}^c$	2 800	2 800	2 800	2 200	2 200	2 200
<i>In-plane of the board</i>							
Bending	$E_{m,mean}^c$	1 200	1 200	1 200	1 000	1 000	1 000
Shear modulus	G_{mean}^c	700	700	700	700	700	700
Values of density [kg/m³]							
Density	ρ_k	680 (800) ^b					

^a In the case of members designed using gypsum board of nominal thickness 18 mm, gypsum boards of nominal thickness 20 mm or 25 mm can be used as an alternative to gypsum boards of nominal thickness 18 mm.

^b Value in brackets applies to gypsum boards in accordance with EN 520 that are at least type D or F and have a minimum density of 800 kg/m³, and have an increased bending strength of 610 N/mm² for 12,5 mm, 735 N/mm² for 15 mm and 880 N/mm² for 18 mm.

^c Characteristic stiffness values E_{05} and G_{05} , may be taken as follows:

$$E_k = 0,9 E_{mean}$$

$$G_k = 0,9 G_{mean}$$

(2) Structural properties for gypsum fibreboards may be assigned depending on thickness according to Annex N, Table N.5.

Table N.5 — Characteristic strength and stiffness values of gypsum boards with fibrous reinforcement (EN 15283-2)

Nominal thickness of boards	[mm]	10	12,5	15	18
Characteristic strength values [N/mm²]					
<i>Perpendicular to the plane of the board</i>					
Bending	$f_{m,k}$	3,8	3,8	3,6	3,2
Compression	$f_{c,90,k}$	6,0	6,0	6,0	6,0
Shear	$f_{v,k}$	1,0	1,0	1,0	0,8
<i>In-plane of the board</i>					
Bending	$f_{m,k}$	3,8	3,8	3,6	3,4
Tension	$f_{t,k}$	1,9	1,9	1,7	1,5
Compression	$f_{c,0,k}$	6,0	6,0	6,0	6,0
Shear	$f_{v,k}$	1,9	1,9	1,7	1,5
Stiffness values [N/mm²]					
<i>Perpendicular to the plane of the board</i>					
Modulus of elasticity	$E_{m,\text{mean}}$	3000	3000	3000	3000
Compression modulus of elasticity	$E_{c,\text{mean}}$	650	650	650	650
Shear modulus	G_{mean}	1000	1000	1000	1000
<i>In-plane of the board</i>					
Bending	$E_{m,\text{mean}}$	3000	3000	3000	3000
Tension	$E_{c,\text{mean}}$	3000	3000	3000	3000
Compression	$E_{c,\text{mean}}$	3000	3000	3000	3000
Shear modulus	G_{mean}	650	650	650	650
Values of density [kg/m³]					
Density	ρ_k	1000			

N.6 Categories for screws and rods with wood screw thread

(1) Screws and rods with wood screw thread should be assigned to categories according to Table N.6 and Table N.7.

(2) A category for screws or rods with wood screw thread should be composed of the withdrawal categories k6 – k10 and one of the tensile strength categories ts4 – ts13, e.g. k6/ts11.

NOTE EN 14592 defines the low cycle ductility classes S1, S2 and S3.

- Entwurf -**Table N.6 — Categories for the prefactor of the equation of the characteristic withdrawal strength**

Withdrawal category	k6	k7	k8	k9	k10
Prefactor k_{screw}	6	7	8	9	10

Table N.7 — Categories of characteristic tensile strength $f_{u,k}$

Tensile strength category	ts4	ts5	ts6	ts7	ts8	ts9	ts10	ts11	ts12	ts13
$f_{u,k}$ [N/mm ²] ^a	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300

^a The characteristic tensile strength is based on EN 14592:2022, 5.3.1.6 and $f_{u,k} = \frac{4 F_{\text{tens,max}}}{\pi d_1^2}$. The calculated characteristic tensile strength should be rounded down to the nearest value in this Table N.7.

Annex O (informative)

Numerical analysis for uni-directional timber elements

0.1 Use of this annex

(1) This Informative Annex provides supplementary guidance for numerical analysis of uni-directional timber elements with system properties given in L.6.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex can be given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

0.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex covers the determination of stiffness values to be applied in the analysis of uni-directional timber elements.

0.3 Determination of stiffness values

(1) Numerical analysis of uni-directional timber elements with system properties given in L.6 should use one of the following approaches:

- In cases with insignificant out-of-plane shear deformation, shell elements based on thin-plate (Kirchhoff) theory may be used with the four material parameters $E_0, E_{90}, G_{0,90}, \nu_{0,90}$.
- In cases with thick plates or significant transverse shear deformation, thick plate theory (Mindlin) shall be used with the six material parameters $E_0, E_{90}, G_{0,90}, \nu_{0,90}, G_{0,T}, G_{90,T}$.
- In all cases, volume elements may be used with full orthotropic material model with the nine parameters $E_0, E_{90}, E_t, G_{0,90}, G_{0,T}, G_{90,T}, \nu_{0,90}, \nu_{0,T}, \nu_{90,T}$. The transverse modulus E_T may be set equal to E_{90} , but no planes of isotropy shall be assumed.

The mesh size shall be chosen carefully considering plate depth and geometry.

(2) All Poisson ratios ν may be set to zero.

(3) In a numerical analysis using 2D or 3D elements, for timber elements made of softwood lamellas, the relationships for the system properties e.g. defined in subclause L.6 should be used. The following should be introduced:

$$D_0 = E_{0,\text{mean}} \left(\frac{h^3}{12} \right) \quad (0.1)$$

$$D_{90} = E_{90,\text{mean}} \left(\frac{h^3}{12} \right) \quad (0.2)$$

$$D_{\text{tor}} = G_{0,90,\text{mean}} \left(\frac{h^3}{12} \right) \quad (0.3)$$

where

D_0 is the stiffness parallel to grain;

D_{90} is the stiffness perpendicular to grain;

D_{tor} is the torsional stiffness;

**E DIN EN 1995-1-1:2023-10
prEN 1995-1-1:2023 (E)**

- Entwurf -

- $E_{0,\text{mean}}$ is the mean modulus of elasticity of the element parallel to grain;
 $E_{90,\text{mean}}$ is the mean modulus of elasticity of the element perpendicular to grain;
 $G_{0,90,\text{mean}}$ is the mean shear modulus in the plane of the element;
 h is the depth of the cross-section.

**Annex P
(informative)****Foundations with timber piles****P.1 Use of this annex**

(1) This Informative Annex provides supplementary guidance to the provisions given in Clauses 4 to 9.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

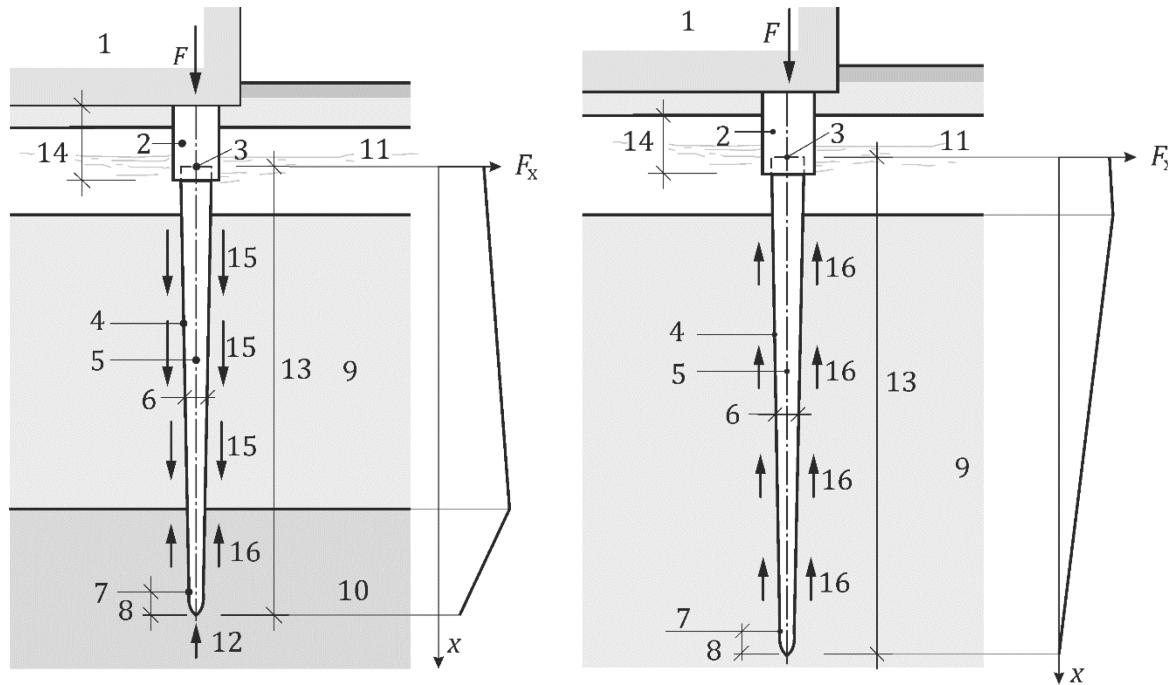
P.2 Scope and field of application

(1) The design rules in this Informative Annex apply to pile foundations with vertical or raked driven timber piles executed as specified in prEN 1995-3 and subjected to axial compressive loading.

NOTE 1 Figure P.1 exemplarily shows two frequently encountered examples of a vertical timber pile supporting a structure.

NOTE 2 Raked piles are raked to be loaded axially. If a raked pile is subjected to significant horizontal loading the conceptual design of the foundation is not optimal.

(2) Annex P does not apply to the design of sheet piles nor to the design of ground improvements by means of timber piles.



a) Timber foundation pile with pile toe in load bearing (compact) soil layer

b) Timber foundation pile with pile toe in weak soil

Key

- 1 supported structure
- 2 extension pile made of material with sufficient durability when exposed to varying ground water table
- 3 pile head
- 4 timber pile (tapered), pile shaft
- 5 pile axis
- 6 pile diameter
- 7 pile toe
- 8 pile tip (pile base, tapered end of the pile or of the log, respectively)
- 9 weak soil
- 10 load bearing (compact) soil layer
- 11 ground water table
- 12 base resistance, resistance at pile toe
- 13 pile length
- 14 length of pile-extension (see Figure P.2)
- 15 down drag (negative shaft friction)
- 16 positive shaft friction

Figure P.1 — Timber foundation pile with acting forces

P.3 General

(1) Foundations with timber piles shall be designed in accordance with prEN 1997-3.

P.4 Materials and properties

P.4.1 General

- (1) Solid timber logs for foundation piles and pile extensions should meet the requirements specified in Annex Q.
- (2) The piles should have a constant taper limited to a maximum of 15 mm per m over the whole length.
- (3) Piles should be provided in one piece unless specified otherwise.
- (4) When it is necessary to use piles formed by joining two or more log lengths, the joint should be made by means of a proven method as presented e.g. in EN 12699.
- (5) Any joints in piles and between piles and pile extensions shall satisfy the required stiffness and load-bearing capacity in compression, tension and bending.

P.4.2 Compressive strength parallel to grain

- (1) The axial load-carrying capacity of timber foundation piles should be calculated based on the characteristic compressive strength parallel to the grain of piles which are in a fully saturated condition $f_{c,0,k,sat}$.

NOTE 1 Logs are in a fully saturated condition right after felling and this condition can be maintained by wrapping the logs or parts of the logs to be tested in air tight plastic foils. The moisture content of softwood logs in the fully water saturated condition is $\geq 50\%$ to 60%.

NOTE 2 If not available, correction factors to account for the impact of moisture contents different from 50 % to 60 % on the compressive strength parallel to grain have to be determined by testing.

NOTE 3 The compressive strength parallel to grain of timber logs to be used as foundation piles can be determined by means of compression tests parallel to grain in fully saturated condition according to EN 14251. The characteristic compressive strength parallel to grain $f_{c,0,k,sat}$ can be calculated as specified in EN 14358.

P.4.3 Compressive modulus of elasticity parallel to grain

- (1) The mean value $E_{c,0,mean,sat}$ and the characteristic value $E_{c,0,k,sat}$ of the compressive modulus of elasticity parallel to grain of timber foundation piles should be taken as the respective values of the timber logs used as foundation piles in fully saturated condition.

NOTE 1 Logs are in a fully saturated condition right after felling and this condition can be maintained by wrapping the logs or parts of the logs to be tested in airtight plastic foils. The moisture content of softwood logs in the fully water saturated condition is $\geq 50\%$ to 60 %.

NOTE 2 The compressive modulus of elasticity parallel to grain of timber logs to be used as foundation piles can be determined by means of compression tests parallel to grain in fully saturated condition according to EN 14251. The mean value $E_{c,0,mean,sat}$ and the characteristic value $E_{c,0,k,sat}$ of the compressive modulus of elasticity parallel to grain can be calculated as specified in EN 14358.

P.4.4 Shaft friction

- (1) The total shaft friction should be calculated according to prEN 1997-3.

P.5 Durability

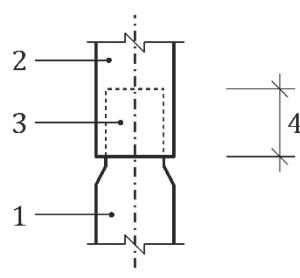
- (1) The durability of the pile foundation shall be guaranteed for the entire design service life assigned to the supported structure and the pile foundation itself.

(2) In order to guarantee sufficient durability throughout the design service life of the foundation, the tops of softwood piles should be permanently located at least 500 mm below the lowest ground water Table to be expected at the location of the foundation.

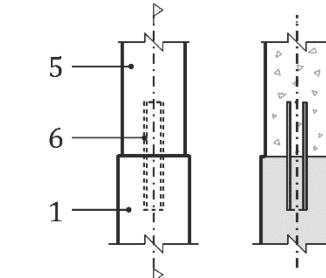
NOTE 1 Due to changes of ground water Table close to or below the pile head (e.g. from excavations nearby, etc.) the durability can change with time.

NOTE 2 If pile heads are situated at least 200 mm below the lowest ground water table, a layer of dense soil material at least 100 mm thick can be added on top of the pile heads to improve durability, provided that this has no negative effect on the transfer of the loads.

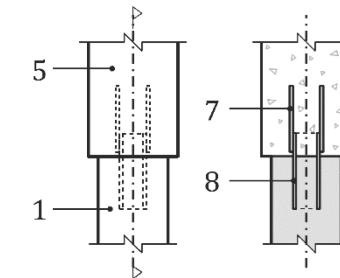
(3) If the recommendation in P.5(2) cannot be met, the timber pile should be driven to a level reliably beyond the lowest ground water Table and extended by a pile extension made of material with sufficient durability when exposed to varying ground water levels, for extensions see Figure P.2.



a) Socket-type joint



b) Pen-type joint with steel pen



c) Pen-type joint with steel tube / rebars

Key

- 1 timber pile
- 2 pile extension
- 3 steel or concrete socket
- 4 depth of the socket
- 5 concrete pile extension
- 6 steel pen (tube)
- 7 steel rebar
- 8 steel tube (with welded rebars)

Figure P.2 — Extensions of timber piles

(4) The extension element between the top end of the timber pile and the bottom of the supported structure shall resist the actions from the structure.

(5) The gap between the top end of the timber pile and the bottom of the supported structure may be bridged with a concrete pile extension, designed according to prEN 1992-1-1.

NOTE Proposed dimensions and types of concrete pile extensions are listed in Table Q.2 depending on the size of the timber pile.

(6) The strength and stiffness of the socket, see Figure P.2, should be higher than that of the timber pile. The socket should be designed according to prEN 1992-1-1 (concrete socket) or EN 1993-1-1 (steel socket), respectively.

(7) For an extension pile with socket-type joint according to Figure P.2 a) with an inner diameter of 180 mm and an outer diameter corresponding to a stiffness of 280 mm for concrete, and a depth of the socket of 230 mm, the relationship between bending moment M and rotation φ for short-term loading under saturated conditions for the connection between the timber pile and the extension pile may be taken as follows:

For $\varphi = 0$ to 0,028 rad: $M = 274 \varphi$ kNm

For $\varphi = 0,028$ to 0,11 rad: $M = 7,6 + 59 (\varphi - 0,028)$ kNm (P.1)

For $\varphi = 0,11$ to 0,15 rad: $M = 12,3$ kNm

where

φ is the rotation of the extension pile with the longitudinal timber pile axis as reference, in rad;

M is the bending moment in the connection between the timber pile and the extension pile, in kNm.

NOTE The rotation is caused by the timber pile head loaded perpendicular to the grain in the socket.

(8) Foundation piles not fully and constantly submerged in the ground water should only be used in waterworks or to support temporary structures. Such foundation piles should be made with durable wood species and should be monitored.

NOTE 1 The natural durability of wood species can be assessed according to EN 350.

NOTE 2 Annex Q, Clause Q.3 provides information about wood species applicable to foundation piling.

P.6 Structural analysis

(1) The structural analysis of timber foundation piles shall be performed as specified in P.7.

P.7 Ultimate limit states

P.7.1 General

(1) Verification of ultimate limit states shall include short-term, long-term and permanent loading situations.

P.7.2 Axial compression

(1) The design compressive stress parallel to grain $\sigma_{c,0,d}$ of a single timber foundation pile at its critical cross-section should satisfy the following:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (P.2)$$

with

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{\text{mod,sat}} f_{c,0,k,\text{sat}}}{\gamma_M} \quad (P.3)$$

where

$\sigma_{c,0,d}$ is the design compressive stress parallel to grain at the critical cross-section, accounting for the taper of the pile;

$f_{c,0,d}$ is the design compressive strength parallel to grain;

$k_{\text{mod,sat}}$ is the modification factor accounting for the effect of the duration of load in a timber pile in fully-saturated condition, see Table P.1;

$f_{c,0,k,\text{sat}}$ is the characteristic compressive strength parallel to grain of timber logs in fully saturated condition used as foundation piles, see P.4.2(1);

γ_M is the partial factor for material properties, also accounting for model uncertainties and dimensional variations, see Table P.2.

Table P.1 — Values of $k_{\text{mod,sat}}$ for timber foundation piles

Material	Standard or EAD	Service class	Load-duration of action				
			Permanent	Long-term	Medium-term	Short-term	Instantaneous
Coniferous timber logs in fully saturated condition used as foundation piles	-	4	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10

NOTE 1 Since the effect of moisture is already included in $f_{c,0,k,\text{sat}}$, only the load duration effect has to be taken into account. Therefore, for the design of timber foundation piles, $k_{\text{mod,sat}}$ values are equal to the k_{mod} values for ST in SC 1 according to Table 5.3.

Table P.2 (NDP) — Recommended partial factors γ_M for resistances of timber foundation piles

Design situation	Partial factor
Fundamental design situations	$\gamma_M = 1,3$
Accidental design situations	$\gamma_M = 1,0$

NOTE 2 The values of γ_M in Table P.2 apply unless the National Annex gives different values.

(2) When verifying the compressive load bearing capacity of a foundation consisting of a group of piles loaded by a stiff structure or supporting a partly stiff structure, a system strength factor $k_{\text{sys}} = 1,1$ as specified in 8.4 may be used where the load is shared by a minimum of three piles.

(3) Where of a foundation consisting of more than 3 piles supports a stiff foundation, higher k_{sys} factors may be applied to account for the load sharing effect because the assumption that the characteristic value represents the actual strength of all the piles is conservative. Application of factors $k_{\text{sys}} > 1,1$ should be justified.

P.7.3 Stability

(1) Timber piles shall be verified against buckling and second order effects according to prEN 1997-3.

NOTE 1 Buckling verification by means of the Equivalent Length Method according to 8.2 is not applicable to timber foundation piles since, compared to solid timber with rectangular cross-section, the ratio of bending strength to compressive strength parallel to grain is different for round wood.

NOTE 2 Since pile buckling is strongly impacted by the confining stress (bracing by the soil), verification of stability and second order effects can require a second order structural analysis applying a pile – soil model.

(2) The compressive modulus of elasticity parallel to grain of the timber pile should be taken as specified in P.4.3(1).

(3) The equivalent diameter, accounting for the taper, may be assumed as the average value of both the smallest and biggest diameter of the timber pile.

NOTE 1 In a numerical second order structural analysis applying a pile – soil model, the taper can be included in the model.

NOTE 2 For long piles, a more precise assumption for the equivalent diameter (e.g. based on looking at pile segments) can be necessary.

(4) When verifying timber piles against buckling and second order effects, the initial deflection of the piles shall be accounted for.

NOTE Minimum requirements on straightness and bow are specified in Annex Q, Q.4.3 and Table Q.3, respectively.

P.8 Serviceability limit states

(1) Serviceability limit states of foundations with timber piles shall be verified according to prEN 1997-3.

(2) When calculating deflections from permanent and quasi-permanent actions, the value of the deformation factor k_{def} may be taken as $k_{\text{def}} = 1$.

NOTE Since, timber piles are constantly submerged in the ground water and prevented from repetitive wetting and drying, compared to ST, a lower k_{def} value applies.

Annex Q
(informative)**Requirements for logs and pile extensions used as foundation piles****Q.1 Use of this annex**

(1) This Informative Annex provides supplementary guidance to Annex P.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex is given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

Q.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex applies to foundation piles and pile extensions according to Annex P.

NOTE Assesment of quality (product type testing, factory production control, etc.) and CE marking of logs is out of scope of this Annex and can be regulated at national level.

Q.3 Wood species

(1) Decisions about wood species allowed for pile foundations should be based on experience with successful long-term application in practice.

(2) For foundations that are permanently located below the lowest ground water table, logs of the following wood species may be used as piles:

- Norway spruce (*Picea abies*);
- Silver fir (*Abies alba*);
- Douglas fir (*Pseudotsuga menziesii*);
- European larch (*Larix decidua*);
- Scots pine (*Pinus sylvestris*).

NOTE 1 Wood, which is permanently below the ground water Table and fully saturated by water is not susceptible to be attacked by fungi but can be damaged by bacterial decay. This applies to both sapwood and heartwood.

NOTE 2 Timber piles from coniferous wood species when containing large amount of sapwood and exposed to temporary or permanent lowering of the ground water Table have been found to be extremely vulnerable to fungal attack and decay.

(3) For foundations that are partially located above the lowest ground water table, logs of wood species of DC 1 or DC 2 according to EN 350 may be used as piles, e.g.:

- Ekki or Azobé, respectively (*Lophira alata*)
- Greenheart (*Chlorocardium rodiei*).

NOTE Logs containing sapwood do not fulfil the requirements of DC 1 or DC 2.

Q.4 Geometrical properties

Q.4.1 Length and diameter

(1) Deviations from the nominal length should be limited to +500 mm or -100 mm, respectively.

(2) Logs intended for use as foundation piles should be cut perpendicular to the longitudinal axes or have sufficient length to allow cutting perpendicularly at a later stage. The cutting should not compromise the permitted deviation from the nominal length specified in Q.4.1(1).

(3) Depending on their circumference and length, logs intended for use as foundation piles may be assigned to sizes as shown in Table Q.1.

NOTE The mean circumference at the tapered end refers to the mean values of logs in a batch, where the minimal individual circumference at the tapered end is the requirement for a single log in a batch. Table Q.1 can be used to determine if a batch of timber logs belongs to a certain class size.

(4) Circumferences and lengths different from the ones listed in Table Q.1 may be agreed on with the supplier.

Table Q.1 — Examples of log sizes based on the circumference at the tapered end and on the length of the log

Size ^a	Nominal circumference at the tapered end ^c mm	Minimal individual circumference at the tapered end ^c mm	Mean circumference at the tapered end ^{b,c} mm	Commonly used lengths ^c m
8	250	240	250 – 270	4
9	280	270	280 – 300	12
10	310	300	310 – 330	12
11	340	330	340 – 360	10
12	360	350	360 – 390	10
13	400	390	400 – 430	22
14	440	430	440 – 460	22
15	470	460	470 – 490	20
16	500	490	500 – 520	20

^a The labelling of the sizes is based on the diameter of the logs at their tapered ends.
^b This is a decisive property for assignment to a certain size.
^c Recommended measuring tolerances are 10 mm for the lengths and 1 mm for the diameters.

Q.4.2 Dimension and type of concrete pile extensions

(1) If the recommendation in P.5(2) cannot be met, concrete pile extensions with the dimensions given in Table Q.2 may be used to bridge the gap between the top end of the timber pile and the bottom of the supported structure.

Table Q.2 – Example of dimensions and type of concrete pile extensions for timber piles of different sizes

Size^a	Head diameter of timber pile^b	Outer dimension of round or squared concrete pile extension^{b,c}	Type of concrete pile extension^d	Outer circumference of concrete pile extension^c
	mm	mm		mm
8, 9	120 < d < 170	$d = 230$	Pen	720
		180 x 180		
9, 10	170 < d < 220	$d = 280$	Socket	880
10 – 15	170 < d < 300	$d = 310$		970
11 – 16	170 < d < 320	180 x 180		720

NOTE 1 The taper of the diameter amounts to $\pm 7,5$ mm per m. The diameter at the pile toe determines the size the pile is assigned to as well as its load-bearing capacity. The head diameter is not governing unless there are special circumstances.

NOTE 2 Pen-type concrete pile extensions are used in foundations of lightweight structures. Connections using 50 mm diameter pens are used for light structures, i.e. for design axial forces lower than 50 kN in the ultimate limit states (ULS) design.

NOTE 3 Fully enclosing the head of the timber pile by the socket of the extension pile, without a gap, can be achieved by applying a steel ring to the bottom of the socket of a concrete extension pile, to split the oversized timber pile head, or to use a steel socket.

^a Sizes are labelled depending on the diameter of the piles at their toe, see Table Q.1.
^b The head diameter of the timber pile is measured without the bark 0,5 m below the end grain surface. Where the diameter increases sharply due to closeness to the roots, the head diameter is measured 1 m below the end grain surface at the head.
^c Deviations in dimensions and type of concrete pile extensions are permitted as long as the performance of the concrete pile extension in combination with the timber pile is not changed in terms of durability, strength and stiffness.
^d See Figure P.2.

Q.4.3 Straightness

(1) The deviation of straightness of logs for foundation piles should not deviate from the straight line by more than 1 % of the length.

Q.5 Grading

(1) Grading of timber logs for use as foundation piles should include:

- choice of wood species;
- evaluation of geometrical properties (length, diameter, circumference, taper, straightness);
- evaluation of strength affecting parameters:
 - bore holes;
 - slope of grain;
 - pith;

- knots;
- mechanical damage, e. g. compression failure of wood fibres (induced by storms);
- fissures;
- degradation caused by fungi;
- sapwood;
- warp.

NOTE At national level account of additional criteria in the grading process can be required, e.g.:

- annual ring width;
- accumulation of resin pockets, calcium and silicate, resin;
- grown-in bark;
- reaction wood;
- wane;
- removal of loose outer bark.

(2) Grading of European softwood logs for use as foundation piles may be performed by applying the criteria and respective limits specified in Table Q.3.

Table Q.3 — Criteria and limits for grading of European softwood logs for use as foundation piles

Imperfection		Requirements
Bore holes	Further extension not possible	Not more than 1 or 2 bore holes per m length
	Further extension possible	Not permitted
Slope of grain		≤ 1/10
Compression fracture of wood fibers		Not permitted
Pith		Permitted if enclosed and sound
Knots	Knot ratio ^a	≤ 0,5
	Diameter ^b	≤ 1/12 times the circumference of the log measured at the location of the knot but in any case ≤ 50 mm
Mechanical damage		Permitted when appearing as torn off fibres not deeper than 1/10 of the diameter of the log at the location of damage. Grown-in parts with undamaged fibres are permitted. Damages caused by a chain saw are not permitted.
Fissures	Heart shakes	Permitted
	Interior cracks	Not permitted
	Lengthwise	Depth of one fissure or the sum of the depths of opposite fissures ≤ 1/3 of the diameter of the log at the location of the fissure(s)
Splits over the full length		Not permitted

Imperfection		Requirements
End cracks		Not permitted
Fungal decay	Blue / grey stain	Permitted if ≤ 3 mm deep and spreading over $\leq 5\%$ of the surface area
	Brown to red stain	Permitted if visible and $\leq 5\%$ of the cross-sectional area of the end grain surface of the log
Sapwood	Hard ^c	Permitted
	Soft ^c	Not permitted
Warp ^d	Bow ^d	Sagging related to a straight line between both log ends $\leq 1/2$ times the diameter of the log at mid-length

^a The knot ratio is the sum of the knot diameters over the circumference of the pile over 150 mm length, divided by the circumference. The knot diameter is the largest dimension of the knot visible on the surface.
^b The knot diameter is measured perpendicular to the longitudinal axis of the log.
^c If an indentation test by means of the fingernail reveals that the sapwood is softer than the heartwood, such a log or part of it is not suited to be used as a foundation pile.
^d See EN 14081-1.

Annex R

(informative)

Lateral displacement of multi storey monolithic shear walls and single-storey segmented shear walls

R.1 Use of this annex

(1) This Informative Annex provides supplementary guidance to specific provision given in 13.3.3 for Light Timber Frame shear walls (LTF), and in 13.6 for shear walls built out of massive timber (CLT and GLVL-C).

NOTE National choice on the application of this Informative Annex can be given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

R.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex may be used for the calculation of lateral displacements of multi-storey monolithic shear walls, connected at each inter-storey, and single-storey segmented shear walls.

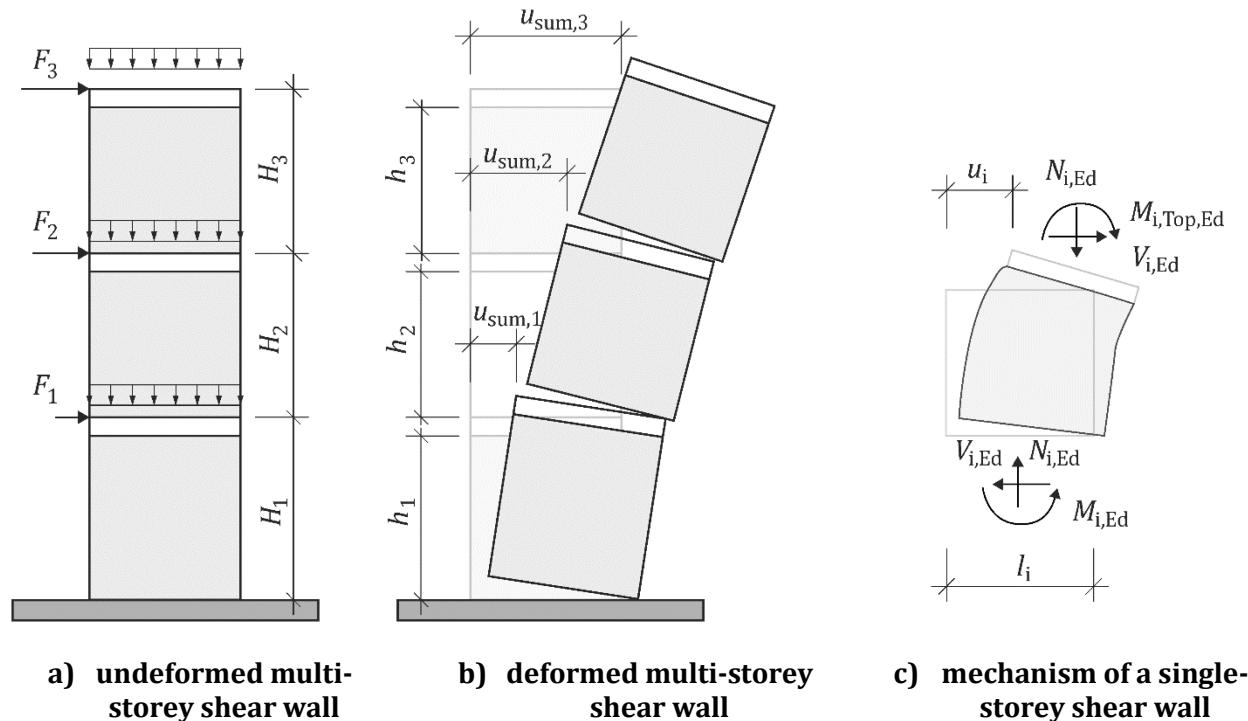


Figure R.1 — Lateral displacements of a multi-storey shear wall

(2) To apply the provisions of this subsection, the shear walls shall have the height h_i according to Figure R.1 and

- shall have no horizontal splices throughout the elements;
- should have lengths with a variation not exceeding 10 % along the height of the building;
- may only have horizontal splices of sheathings which are backed by battens with adequate connections, see Figure 13.3 b) in the case of LTF.

NOTE If wall length varies by more than 10% over the height of the building, the deflection due to rocking and bending effects can be calculated with alternative models.

R.3 Method of calculation of lateral displacement

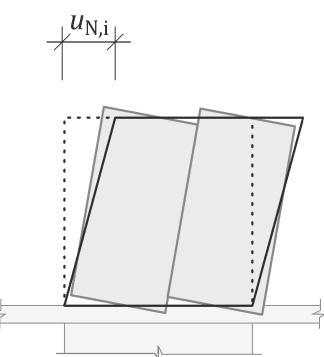
(1) The total lateral displacement of the shear wall at the top of the j th storey $u_{\text{sum},j}$ may be calculated as the sum of the inter-storey lateral displacements u_i from the 1st to the j^{th} storey:

$$u_{\text{sum},j} = \sum_{i=1}^j u_i \quad (\text{R.1})$$

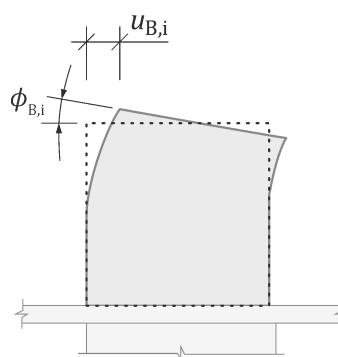
(2) The inter-storey lateral displacement u_i of the shear wall at the top of i th storey may be taken as the sum of the relevant inter-storey displacement contributions as given in Figure 13.10, Figure R.2, and Table R.1.

Table R.1 — Inter-storey displacement contributions for multi-storey shear walls

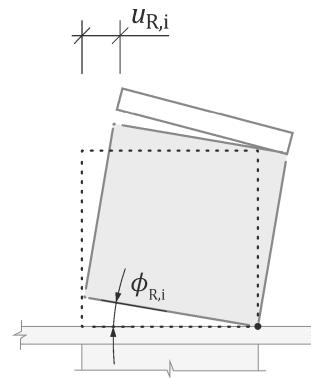
			Fully anchored and monolithic walls	
Inter-storey displacement contribution		Figure	Formula for LTF	Formula for CLT and GLVL-C
$u_{N,i}$	Inter-storey lateral displacement from the deformation of the fasteners connecting sheathing to frame in LTF walls	R.2 a)	(13.16)	Not relevant
$u_{B,i}$	Inter-storey lateral displacement due to the in-plane bending deformation	R.2 b)	(R.2) (R.3) and (13.18)	(R.2), (R.4) and (R.5)
$u_{R,i}$	Inter-storey lateral displacement due to the rocking of the shear wall related to the vertical-shear flexibility of vertical joints (only for segmented walls) and the vertical-tensile flexibility of the mechanical anchors	R.2 c)	(R.6) and (R.7)	(R.6) and (R.7)
$u_{A,i}$	Inter-storey lateral displacement due to the rigid body sliding of the shear wall related to the horizontal-shear flexibility of the mechanical anchors	R.2 d)	(R.8)	(R.8)
$u_{C,i}$	Inter-storey lateral displacement from the deformation of the bottom rail perpendicular to grain in LTF walls	R.2 e)	(R.9)	Not relevant
$u_{S,i}$	Inter-storey lateral displacement due to the in-plane shear deformation	R.2 f)	(13.24)	(R.10)
$u_{\theta,i}$	Inter-storey lateral displacement due to the rotation at the top of the shear wall underneath – namely, the shear wall at the $(i-1)^{\text{th}}$ storey	R.2 g)	(R.11) to (R.15)	(R.11) to (R.15)



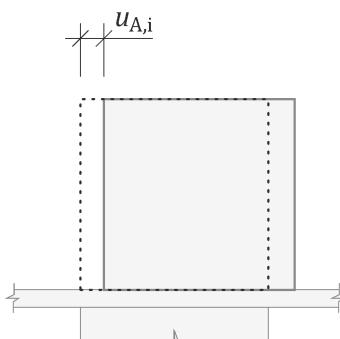
a) Inter-storey lateral displacement from the deformation of the sheathing-to-framing connection in LTF walls



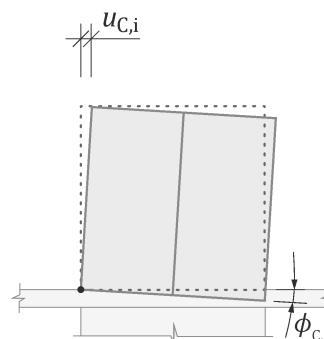
b) Inter-storey lateral displacement due to the in-plane bending deformation



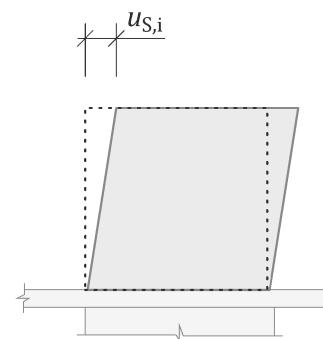
c) Inter storey lateral displacement due to the rocking of the shear wall related to the vertical-shear flexibility of vertical joints (only for segmented walls) and the vertical-tensile flexibility of the mechanical anchors



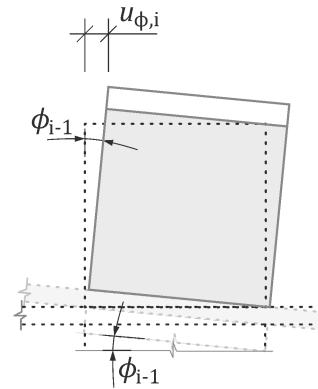
d) Inter-storey lateral displacement due to the rigid body sliding of the shear wall related to the horizontal-shear flexibility of the mechanical anchors



e) Inter-storey lateral displacement from the deformation of the bottom rail perpendicular to grain in LTF walls



f) Inter-storey lateral displacement due to the in-plane shear deformation



g) Inter-storey lateral displacement due to the rotation at the top of the shear wall underneath – namely, the shear wall at the $(i-1)^{\text{th}}$ storey

Figure R.2 — Inter-storey displacement contributions for multi-storey shear walls

R.4 Displacement contributions for LTF, fully anchored- and monolithic CLT- and GLVL-C shear walls without openings

(1) The contributions to the inter-storey displacement u_i of the i^{th} storey for a LTF fully anchored- or a monolithic CLT- or a monolithic GLVL-C shear wall with no openings may be calculated according to R.4(2) to (7), where the following symbols apply, see Figure R.1:

- H_i is the inter-storey height of the i^{th} storey;
- h_i is the height of the shear wall at the i^{th} storey;
- l_i is the length of the shear wall at the i^{th} storey;
- $V_{i,\text{Ed}}$ is the design shear load acting at the i^{th} storey;
- $N_{i,\text{Ed}}$ is the design vertical force assumed to be on the centreline of the shear wall of the i^{th} storey;
- $M_{i,\text{top},\text{Ed}}$ is the design moment acting at the top of the shear wall of the i^{th} storey;
- $M_{i,\text{Ed}}$ is the total design moment acting at the bottom of the shear wall of the i^{th} storey.

(2) The inter-storey lateral displacement $u_{N,i}$ of a LTF shear wall due to the deformation of the sheathing-to-framing connections of a wall consisting of consecutive sheathing panels of varying width $l_{\text{per},j}$ fixed to one or both sides of the framing, may be calculated as given by Formula (13.16).

(3) The inter-storey lateral displacement due to the in-plane bending deformation $u_{B,i}$ may be taken as follows:

$$u_{B,i} = \frac{M_{i,\text{top},\text{Ed}} h_i^2}{2 (EI)_{\text{ef},i}} + u_{B,V,i} \quad (\text{R.2})$$

where

$(EI)_{\text{ef},i}$ is the effective in-plane bending stiffness of the shear wall at the i^{th} storey taken from Formula (R.3) for LTF and to Formula (R.4) for CLT or GLVL-C.

$$(EI)_{\text{ef},i} = \frac{E_{m,0,\text{mean}} A_{\text{stud}} l_i^2}{2} \quad (\text{R.3})$$

where

$E_{m,0,\text{mean}}$ is the mean modulus of elasticity parallel to grain of the external studs;

A_{stud} is the average cross-section area of the leading and trailing studs.

$$(EI)_{\text{ef},i} = \frac{E_{0,\text{mean}} t_{z,i} l_i^3}{12} \quad (\text{R.4})$$

where

$E_{0,\text{mean}}$ is the mean modulus of elasticity parallel to grain of the vertical laminations for CLT or the mean modulus of elasticity parallel to grain for GLVL-C elements;

$t_{z,i}$ is the total thickness of the vertical layers for CLT or the overall thickness for GLVL-C shear walls used at the i^{th} storey;

$u_{B,V,i}$ is the contribution of the in-plane bending deformation due to the lateral force $V_{i,\text{Ed}}$ taken from Formula (13.18) for LTF and from Formula (R.5) for CLT or GLVL-C.

$$u_{B,V,i} = \frac{V_{i,\text{Ed}} h_i^3}{3(EI)_{\text{ef},i}} \quad (\text{R.5})$$

(4) The inter-storey lateral displacement due to the rocking kinematic mode of the shear wall $u_{R,i}$ may be taken as follows:

$$u_{R,i} = \max \left\{ \left(\frac{M_{i,\text{Ed}}}{K_{R,i}} - \frac{N_{i,\text{Ed}} (l_i/2 - l_c)}{K_{R,i}} \right) H_i; 0 \right\} \quad (\text{R.6})$$

with

$$K_{R,i} = \sum_j [K_{a,z,j} (s_{a,j} - l_c)^2] \quad (\text{R.7})$$

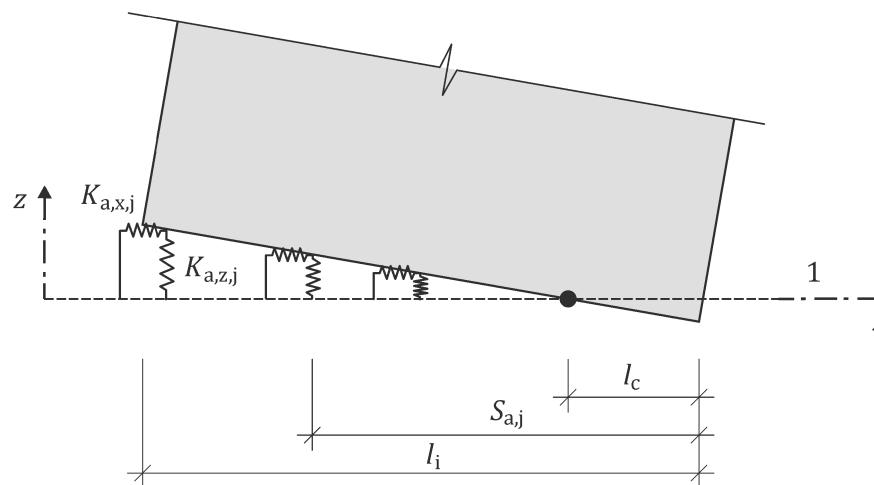
where

l_c is the distance between the centre of rotation and the end of the wall (Figure R.3);

l_c may be taken as $0,1 l_i$. Values different from $l_c = 0,1 l_i$ can be calculated from considering the deformation contribution related to the contact of the panel with either the foundation or the timber floor panel underneath.

$K_{R,i}$ is the rocking stiffness of shear wall at the i^{th} storey due to the vertical-tensile stiffness $K_{a,z,j}$ for serviceability limit state of the parts of the j^{th} mechanical connections subjected to tension (e.g. bolts, screws, hold-downs, tie-downs, foundation tie-downs, shear plates, etc.) accounting for the connections between the bottom of the wall and the floor, and the connections between the floor and the top of the wall below. For LTF shear walls the stiffness of the fasteners between the sheathing panels and bottom rail should not be included in Formula (R.7).

$s_{a,j}$ is the distance of the j^{th} mechanical anchor from the shear wall edge.

**Key**

1 upper surface of floor

Figure R.3 — Static model for rocking kinematic mode

(5) The inter-storey lateral displacement due to the rigid body sliding of the shear wall $u_{A,i}$ may be taken as follows:

$$u_{A,i} = \frac{V_{i,Ed}}{K_{A,i}} \quad (R.8)$$

where

$K_{A,i}$ is the sliding stiffness of the shear wall at the i^{th} storey accounting for all horizontal interfaces (e.g. at the bottom of the wall, at the top of the wall and any other interfaces within the floor).

(6) The storey lateral displacement $u_{C,i}$ of a LTF wall due to the deformation of the bottom and top rails perpendicular to grain at the trailing stud, may be taken as follows:

$$u_{C,i} = w_{SLS,z} \frac{H_i}{l_i} \quad (R.9)$$

where

$w_{SLS,z}$ is the compressive deformation of the bottom and top rails perpendicular to grain according to 9.4.

(7) The inter-storey lateral displacement due to the in-plane shear deformation $u_{S,i}$ may be taken as follows for LTF and Formula (R.10) for CLT or GLVL-C:

$$u_{S,i} = \frac{V_{i,Ed} h_i}{G_{xy,\text{mean},i} t_i l_i} \quad (R.10)$$

where

t_i is the total thickness of the CLT or GLVL-C shear wall at the i^{th} storey;

$G_{xy,\text{mean},i}$ is the mean effective in-plane shear modulus of the CLT or GLVL-C shear wall at the i^{th} storey.

NOTE For GLVL-C $G_{xy,\text{mean}}$ can alternatively be named as $G_{0,\text{edge,mean}}$, see Table 3.1.

(8) The storey lateral displacement due to the rotation at the top of the shear wall underneath $u_{\theta,i}$ may be taken as follows:

$$u_{\theta,i} = \theta_{i-1} H_i \text{ for } i \geq 1 \quad (\text{R.11})$$

with

$$\theta_{i-1} = \theta_{i-2} + \varphi_{B,i-1} + \varphi_{R,i-1} + \varphi_{C,i-1} \quad (\text{R.12})$$

where

θ_{i-1} is the rotation at the top of the shear wall at the $(i-1)^{\text{th}}$ storey calculated as given by Formula (R.12);

θ_{i-2} is the rotation at the top of the shear wall at the $(i-2)^{\text{th}}$ storey.

NOTE θ_0 accounts for the rotation of any superstructure / substructure below the bottom of the wall caused by $M_{0,\text{Ed}}$. In most situations this rotation can be considered negligible.

$\varphi_{B,i-1}$ is the rotation due to the panel bending deformation at the top of shear wall at the $(i-1)^{\text{th}}$ storey calculated as given by Formula (R.13):

$$\varphi_{B,i-1} = \frac{M_{i-1,\text{top,Ed}} h_{i-1}}{(EI)_{\text{ef},i-1}} + \frac{V_{i-1,\text{Ed}} h_{i-1}^2}{2(EI)_{\text{ef},i-1}} \quad (\text{R.13})$$

$\varphi_{B,i-1}$ is the rotation contribution due to the rocking of the shear wall at the $(i-1)^{\text{th}}$ storey calculated as given by Formula (R.14):

$$\varphi_{B,i-1} = \frac{u_{R,i-1}}{H_{i-1}} \quad (\text{R.14})$$

$\varphi_{C,i-1}$ is the rotation contribution due to the compression perpendicular to grain of the shear wall at the $(i-1)^{\text{th}}$ storey calculated as given by Formula (R.15):

$$\varphi_{C,i-1} = \frac{u_{C,i-1}}{H_{i-1}} \quad (\text{R.15})$$

R.5 Displacement contributions for single-storey segmented CLT- and GLVL-C shear walls without opening

(1) The contributions to displacement of single-storey for a CLT or GLVL-C segmented shear wall composed of m panels with length l_j may be calculated according to R.5(2) to (8).

(2) The storey lateral displacement due to the panel shear deformation $u_{S,1}$ may be calculated from Formula (R.10) where $l_1 = m l_j$.

(3) The inter-storey lateral displacement due to the panel bending deformation $u_{B,i}$ may be calculated as given by Formula (R.2) where the bending stiffness $(EI)_{\text{ef},1}$ is taken as follows:

$$(EI)_{\text{ef},1} = m \frac{E_{0,\text{mean}} t_{z,1} l_j^3}{12} \quad (\text{R.16})$$

(4) The inter-storey lateral displacement due to the rigid body sliding of the wall $u_{A,1}$ may be calculated like for a monolithic shear wall taken from Formula (R.8).

(5) If the segmented shear wall is anchored against uplift at the end corners and the vertical-tensile stiffness of the shear connections are neglected, three different rocking kinematic modes may occur depending on the relative stiffness of the hold-down as defined from a) – c):

a) Coupled-panel (CP) kinematic mode is a mode in which each panel is in contact with the foundation (or the floor underneath) having a centre of rotation according to Figure R.4 a). To achieve a coupled-panel kinematic mode, the following should be applied:

$$\frac{K_{SLS,anc}}{K_{SLS,con}} \geq \frac{1-\widetilde{N}_l(3m-2)/m^2}{1-\widetilde{N}_l(m-2)/m^2} \quad (R.17)$$

NOTE The coupled-panel (CP) kinematic mode appears when the hold-down is relatively stiff.

b) Intermediate (IN) kinematic mode in which only some panels are in contact with the foundation (or the floor underneath), see Figure R.4 b).

c) Single-wall (SW) kinematic mode in which a single centre of rotation at one of the ends of the entire shear wall, see Figure R.4 c). To achieve a single-wall (SW) kinematic mode, the following should be applied:

$$\frac{K_{SLS,anc}}{K_{SLS,con}} \leq \frac{1-\widetilde{N}_l}{1+\widetilde{N}_l(m-2)} \quad (R.18)$$

NOTE The single-wall (SW) kinematic mode appears when the hold-down is relatively flexible.

where

$K_{SLS,anc}$ is the vertical-tensile stiffness of the hold-down placed at the corner of the shear wall;

$K_{SLS,con}$ is the stiffness of the vertical joint;

\widetilde{N}_l is the dimensionless vertical load on the shear wall that may be taken from Formula (R.19).

$$\widetilde{N}_l = \frac{N_{1,Ed} l_1}{2 M_{1,Ed}} \quad (R.19)$$

(6) The inter-storey lateral displacement due to the rocking of the wall $u_{R,1}$ may be taken as follows for the CP and SW kinematic mode, respectively:

$$u_{R,1} = \max \left\{ \left(\frac{M_{1,Ed}}{K_{R,1,CP}} - \frac{N_{1,Ed} l_1}{2 K_{R,1,CP}} \right) H_1; 0 \right\} \text{ for CP kinematic mode} \quad (R.20)$$

$$u_{R,1} = \max \left\{ \left(\frac{M_{1,Ed}}{K_{R,1,SW}} - \frac{N_{1,Ed}}{2 K_{SLS,anc} l_1} \right) H_1; 0 \right\} \text{ for SW kinematic mode} \quad (R.21)$$

where

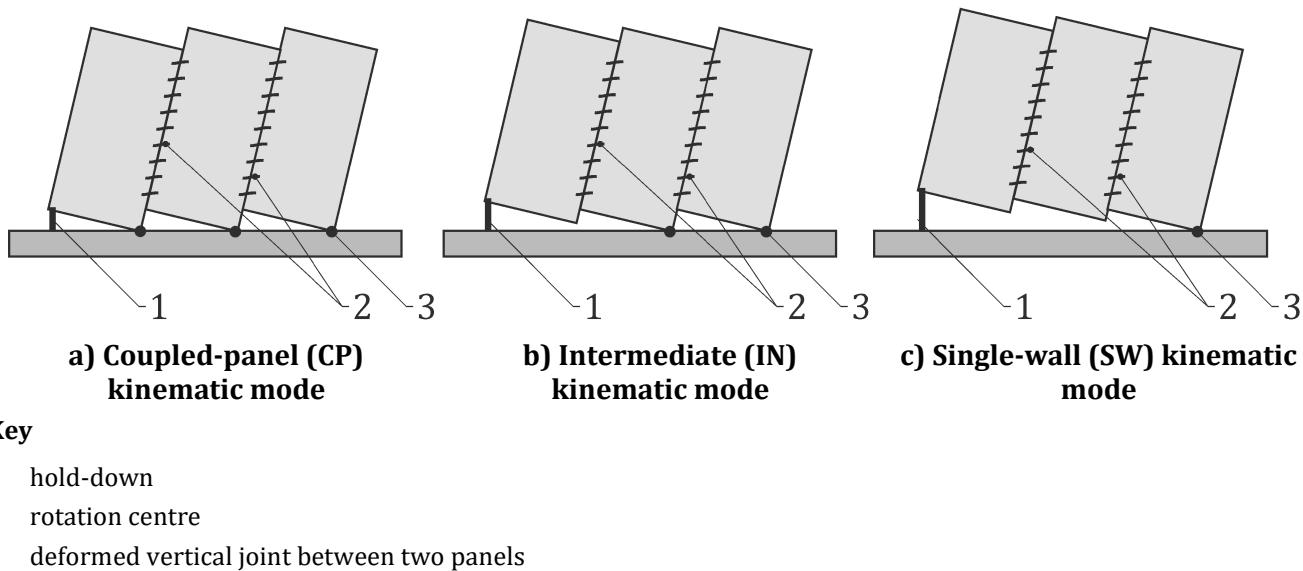
$K_{R,1,CP}$ is the rocking stiffness of the shear wall in the case of CP kinematic mode, calculated from Formula (R.22);

$K_{R,i,SW}$ is the rocking stiffness of the shear wall in the case SW kinematic mode, calculated from Formula (R.23);

$$K_{R,1,CP} = \frac{[K_{SLS,anc} + (m-1) K_{SLS,con}]}{m^2} l_1^2 \quad (R.22)$$

$$K_{R,1,SW} = \left[\frac{1}{K_{SLS,anc}} + \frac{(m-1)}{K_{SLS,con}} \right]^{-1} l_1^2 \quad (R.23)$$

(7) Values of $u_{R,1}$ for the IN kinematic mode may be obtained by linear interpolation between the ones obtained from Formulae (R.20) and (R.21).

**Figure R.4 — Rocking kinematic modes for segmented CLT or GLVL-C shear walls**

Annex S
(informative)**Framed walls with combined anchorage****S.1 Use of this Annex**

(1) This Informative Annex contains additional provisions to 13.3 for the verification of the horizontal load-carrying capacity of framed walls with combined anchorage.

NOTE National choice on the application of this Informative Annex can be given in the National Annex. If the National Annex contains no information on the application of this Informative Annex, it can be used.

S.2 Scope and field of application

(1) This Informative Annex covers the design of framed walls with combined anchorage.

(2) Provisions of 13.3 apply.

(3) The following rules may only be applied to framed walls comprising sheathing panels with no free edges and which are stabilised against overturning by any single or a combination of:

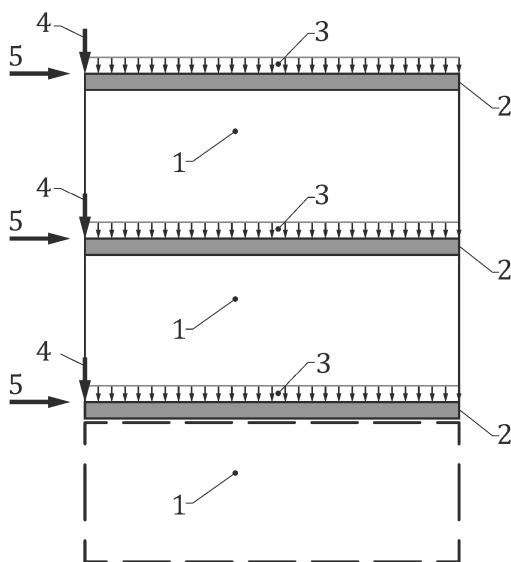
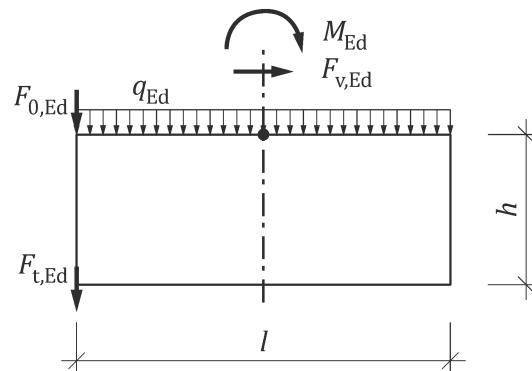
- Tie-down anchor fixed to the rib at the leading edge of the wall;
- Vertical action applied directly onto or immediately above the rib at the leading edge of the wall;
- Uniformly distributed vertical action applied along the length of the wall;
- Distributed vertical anchorage along the bottom rail of the wall.

NOTE 1 Perimeter sheathing-to-framing fasteners at the top and bottom rails can be subjected to stresses perpendicular to sheathing panel edges, $s_{90,d}$, in addition to stresses parallel to the edges $s_{0,d}$.

NOTE 2 Fasteners between top rail and structure above and between bottom rail and structure below can become loaded in tension.

S.3 General**S.4 Ultimate Limit State**

(1) Unless a more detailed analysis of vertical and horizontal load path is carried out in multi-storey buildings, a summation of the vertical and horizontal actions and the complementary overturning moment M_{Ed} at the top of the wall may be assumed, see Figure S.1.

**a) vertical arrangement****b) actions on the wall****Key**

- 1 wall assembly
- 2 floor assembly
- 3 uniformly distributed vertical load along the length
- 4 concentrated vertical load at the leading edge
- 5 horizontal load

Figure S.1 — Loading on walls with combined anchorage in multi-storey buildings

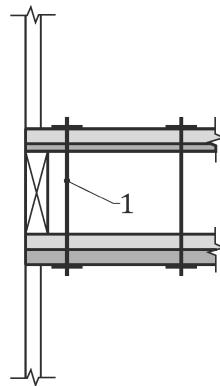
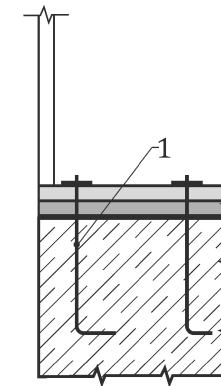
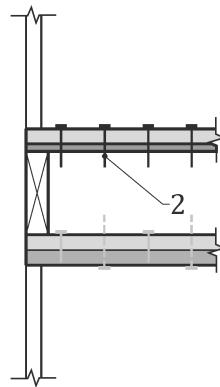
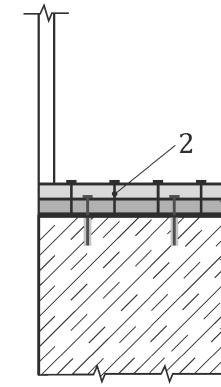
(2) In an arrangement with vertical anchorage distributed along the top and bottom rail, see Figure S.2, the failure mode of the governing connection should be ductile and may be one of the following:

- The sheathing-to-framing shear connection;
- The tension connection between the top rail and the structure above;
- The tension connection between the bottom rail and the underlying structure.

NOTE 1 Sheathing-to-framing connection is considered ductile when the governing failure mode is fastener yielding, e.g. 11.2.3.2 modes d), e) and f).

NOTE 2 Connection between the bottom rail and underlying structure or the top rail and structure above is considered ductile when the failure mode is the fastener yielding, fastener head embedment, fastener thread embedment or compression perpendicular to grain.

NOTE 3 Tearing of sheathing, spalling of panel edges, and splitting of rails are brittle failures.

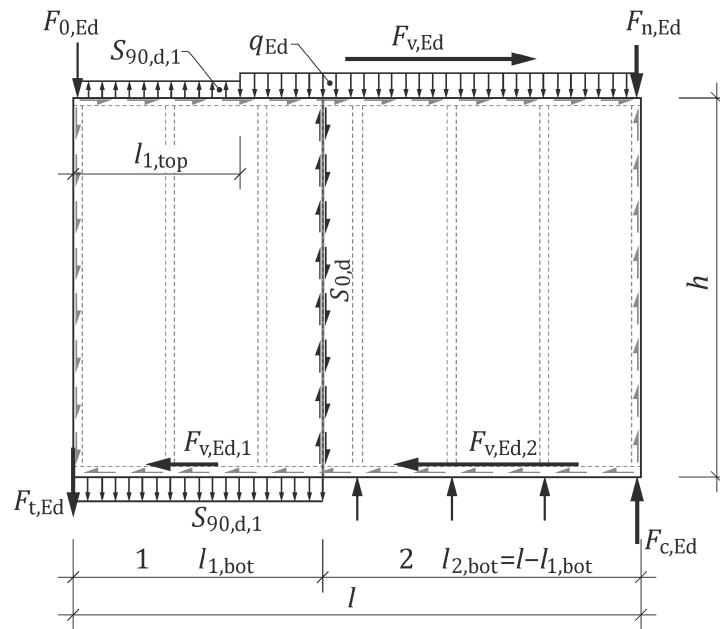
- Entwurf -**a) Anchors across floor zone****b) Anchors into substructure****c) Small diameter fixings into floor zone****d) Small diameter fixings into substructure****Key**

- 1 distributed vertical anchorage connecting bottom rail of the wall to the structure below
- 2 distributed vertical fasteners (nails, screws, etc.) connecting bottom rail of the wall to the structure below, i.e. into the soleplate

NOTE There is no direct connection of the vertical ribs to the structure below.

Figure S.2 — Examples of distributed vertical anchorage

(3) The force distribution in walls with combined anchorage may be assumed as shown in Figure S.3.



Key

- 1 tension zone
- 2 shear zone

NOTE The vertical stabilizing actions q_{Ed} , F_0, E_d , and F_n, E_d are reduced by any component of vertical uplift.

Figure S.3 — Structural scheme for walls with combined anchorage

(4) Where vertical stabilizing action is applied along the tension zone of the wall, i.e. the extent of the length $l_{1,bot}$, the vertical shear capacity of the sheathing-to-framing connection should satisfy the following:

$$q_{Ed} \frac{a_{rib}}{h} \leq k_{pl} f_{s,d} \quad (S.1)$$

where

- q_{Ed} is the uniformly distributed in-plane design action applied to the planar assembly;
- a_{rib} is the spacing of primary ribs in the effective assembly;
- h is the height of the wall;
- k_{pl} is the sheathing interaction factor accounting for the plastic behaviour of sheathing-to-framing fasteners, see 13.2.3(12);
- $f_{s,d}$ is the design shear capacity of the sheathing-to-framing fasteners per unit length.

(5) For verification of the shear transfer between the wall and supporting structure, only the fasteners within the shear length $l_{2,bot}$ should be considered.

(6) If the distributed vertical anchorage along the top or bottom rails contributes to the overturning stability, the splitting capacity of the rail should be verified.

(7) The resulting design shear stress of the sheathing-to-framing fasteners per unit length $s_{res,d}$ should be taken as follows:

$$s_{\text{res,d}} = \max \left\{ \frac{\sqrt{(s_{0,\text{d},1})^2 + (s_{90,\text{d},1})^2}}{s_{0,\text{d},2}} \right\} \quad (\text{S.2})$$

Printed copies are uncontrolled

with

$$s_{0,\text{d},1} = \frac{F_{v,\text{d},1}}{l_{1,\text{bot}}} \quad (\text{S.3})$$

$$s_{0,\text{d},2} = \frac{F_{v,\text{d},2}}{l_{2,\text{bot}}} \quad (\text{S.4})$$

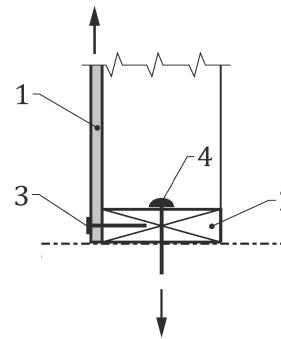
$$s_{90,\text{min}} \leq s_{90,\text{d}} \leq f_{\text{tens,d}} \quad (\text{S.5})$$

where

- $s_{\text{res,d}}$ is the resulting design shear stress on the sheathing-to-framing fasteners per unit length;
- $s_{0,\text{d},1}$ is the design shear stress on the sheathing-to-framing fasteners per unit length acting parallel to the ribs in the tension zone;
- $s_{90,\text{d},1}$ is the design shear stress on the sheathing-to-framing fasteners per unit length acting perpendicular to the ribs in the tension zone;
- $s_{0,\text{d},2}$ is the design shear stress on the sheathing-to-framing fasteners per unit length acting parallel to the ribs in the shear zone;
- $F_{v,\text{d},1}$ is the partial design horizontal force applied to the tension part of the wall;
- $l_{1,\text{bot}}$ is the partial length of the tension zone at the bottom of the wall;
- $F_{v,\text{d},2}$ is the partial design horizontal force applied to the shear part of the wall;
- $l_{2,\text{bot}}$ is the partial length of the shear zone at the bottom of the wall;
- $s_{90,\text{min}}$ is the minimum vertical shear capacity on the sheathing-to-framing fasteners per unit length acting perpendicular to the ribs in the tension zone;
- $s_{90,\text{d}}$ is the design shear stress on the sheathing-to-framing fasteners per unit length acting perpendicular to the ribs;
- $f_{\text{tens,d}}$ is the tension capacity of the connection between the wall and structure above or below.

NOTE 1 The initial value of $s_{90,\text{d}}$ can be chosen as the minimum of $f_{\text{tens,d}}$ and 80% of $f_{s,d}$.

NOTE 2 If the tension capacity $f_{\text{tens,d}}$ at the top differs from the bottom of the wall, the lesser value is used.

**Key**

- 1 sheathing panel
- 2 bottom rail
- 3 sheathing-to-framing fastener subjected to shear stresses perpendicular to the rib in the tension zone $s_{90,d}$
- 4 bottom rail connection to structure below subjected to tensile stresses

NOTE Similar situation arises at the top rail.

Figure S.4 — Example of fastener arrangement in the bottom rail

(8) The minimum vertical tension capacity per unit length in the tension zone $s_{90,min}$ should be taken as follows:

$$s_{90,min} = \max \left\{ 2 \frac{\frac{0}{M_{Ed} + F_{v,Ed} h - l(F_{0,Ed} + F_{t,Ed})}}{0.9 l^2} - q_{Ed} \right\} \quad (S.6)$$

where

- M_{Ed} is the complementary design overturning moment at the top of the wall;
- $F_{v,Ed}$ is the design horizontal force applied to the wall;
- h is the height of the wall;
- l is the wall length resisting diaphragm action;
- $F_{0,Ed}$ is the design vertical action at the leading edge of the wall;
- $F_{t,Ed}$ is the design tensile reaction force at the leading edge of the wall;
- q_{Ed} is the uniformly distributed in-plane design action applied to the planar assembly.

NOTE The $s_{90,min}$ is the minimum value required to ensure overturning stability of the wall.

(9) The length of the tension zones $l_{1,top}$ and $l_{1,bot}$ should be taken as follows:

$$l_{1,top} = \begin{cases} 0 & \text{for } M_{Ed} < l(F_{0,Ed} + F_{t,Ed}) \\ l - \sqrt{l^2 - 2 \frac{M_{Ed} - l(F_{0,Ed} + F_{t,Ed})}{q_{Ed} + s_{90,d}}} & \text{for } M_{Ed} \geq l(F_{0,Ed} + F_{t,Ed}) \end{cases} \quad (S.7)$$

and

$$l_{1,bot} = \begin{cases} 0 & \text{for } M_{Ed} + F_{v,Ed} h < l(F_{0,Ed} + F_{t,Ed}) \\ l - \sqrt{l^2 - 2 \frac{M_{Ed} + F_{v,Ed} h - l(F_{0,Ed} + F_{t,Ed})}{q_{Ed} + s_{90,d}}} & \text{for } M_{Ed} + F_{v,Ed} h \geq l(F_{0,Ed} + F_{t,Ed}) \end{cases} \quad (S.8)$$

where

- M_{Ed} is the complementary design overturning moment at the top of the wall;
- $F_{0,Ed}$ is the design vertical action at the leading edge of the wall;
- $F_{t,Ed}$ is the design tensile reaction force at the leading edge of the wall;
- l is the wall length resisting diaphragm action;
- q_{Ed} is the uniformly distributed in-plane design action applied to the planar assembly;
- $s_{90,d}$ is the design shear stress on the sheathing-to-framing fasteners per unit length acting perpendicular to the ribs;
- $F_{v,Ed}$ is the design horizontal force applied to the wall;
- h is the height of the wall.

NOTE $F_{t,Ed}$ is a chosen value for the tie-down force.

(10) The compression actions at the leeward edge of the wall arising from the interaction of vertical and horizontal forces $F_{n,Ed}$ and $F_{c,Ed}$ should be taken as follows:

$$F_{n,Ed} = \begin{cases} \frac{M_{Ed}}{l} & \text{for } M_{Ed} < l(F_{0,Ed} + F_{t,Ed}) \\ F_{0,Ed} + F_{t,Ed} + (q_{Ed} + s_{90,d}) l_{1,top} & \text{for } M_{Ed} \geq l(F_{0,Ed} + F_{t,Ed}) \end{cases} \quad (\text{S.9})$$

and

$$F_{c,Ed} = \begin{cases} \frac{M_{Ed} + F_{v,Ed} h}{l} & \text{for } M_{Ed} + F_{v,Ed} h < l(F_{0,Ed} + F_{t,Ed}) \\ F_{0,Ed} + F_{t,Ed} + (q_{Ed} + s_{90,d}) l_{1,bot} & \text{for } M_{Ed} + F_{v,Ed} h \geq l(F_{0,Ed} + F_{t,Ed}) \end{cases} \quad (\text{S.10})$$

where

- M_{Ed} is the complementary design overturning moment at the top of the wall;
- l is the wall length resisting diaphragm action;
- $F_{0,Ed}$ is the design vertical action at the leading edge of the wall;
- $F_{t,Ed}$ is the design tensile reaction force at the leading edge of the wall;
- q_{Ed} is the uniformly distributed in-plane design action applied to the planar assembly;
- $s_{90,d}$ is the design shear stress on the sheathing-to-framing fasteners per unit length acting perpendicular to the ribs;
- $l_{1,top}$ is the partial length of the tension zone at the top of the wall;
- $F_{v,Ed}$ is the design horizontal force applied to the wall;
- h is the height of the wall;
- $l_{1,bot}$ is the partial length of the tension zone at the bottom of the wall.

NOTE Any point load from the structure acting at the leeward edge is added to the calculated actions $F_{n,Ed}$ and $F_{c,Ed}$.

(11) The partial horizontal force in the compression zone $F_{v,Ed,2}$ should be taken as follows:

$$F_{v,Ed,2} = \frac{l_{2,bot}}{h} (F_{c,Ed} - F_{n,Ed}) \quad (\text{S.11})$$

where

- $l_{2,bot}$ is the partial length of the shear zone at the bottom of the wall;
 h is the height of the wall;
 $F_{c,Ed}$ is the design compressive force at the trailing edge of the wall;
 $F_{n,Ed}$ is the design vertical action at the trailing edge of the wall.

(12) The partial horizontal force in the tension zone $F_{v,Ed,1}$ should be taken as follows:

$$F_{v,Ed,1} = F_{v,Ed} - F_{v,Ed,2} \quad (\text{S.12})$$

where

- $F_{v,Ed}$ is the design horizontal force applied to the wall;
 $F_{v,Ed,2}$ is the partial horizontal force in the compression zone.

(13) In determining the fastener edge distance in accordance with the requirements of 11.4, the edges may be assumed to be unloaded, i.e. $a_{4,c}$ according to Figure 11.17 unless S.4(14) applies.

(14) Where the sheathing-to-framing fasteners distributed along the top or bottom edge of the sheathing panel contribute to the overturning resistance of the wall, i.e. along the top and bottom rails of the wall within lengths $l_{1,top}$ and $l_{1,bot}$ respectively, the edge distance for the sheathing-to-framing fasteners should be assumed to be loaded, i.e. $a_{4,t}$ according to Figure 11.17.

S.5 Serviceability limit state

(1) The deformation of a framed wall with combined anchorage caused by horizontal actions may be calculated according to 13.3.3 by adopting $l_{2,bot}$ as the length of the wall and subjected to the partial horizontal force in the shear zone.

NOTE The length $l_{1,bot}$ acting in tension and the associated partial horizontal resistance are disregarded in the SLS verification.

(2) The number of sheathing panels used for the SLS calculations may be taken as follows and rounded up to whole panels.

$$n_{p,l} = \frac{l_{2,bot}}{l_{p,std}} \quad (\text{S.13})$$

where

- $n_{p,l}$ is the number of consecutive sheathing panels along the length;
 $l_{2,bot}$ is the partial length of the shear zone at the bottom of the wall;
 $l_{p,std}$ is the length of the standard panel used in the sheathing.

Bibliography

References contained in recommendations (i.e. "should" clauses)

The following documents are referred to in the text in such a way that some or all of their content, although not requirements strictly to be followed, constitutes highly recommended choices or course of action of this document. Subject to national regulation and/or any relevant contractual provisions, alternative standards could be used/adopted where technically justified. For dated references, only the edition cited applies. For undated references, the latest edition of the referenced document (including any amendments) applies.

EN 622-4, *Fibreboards - Specifications - Part 4: Requirements for softboards*

EN 912, *Timber fasteners - Specifications for connectors for timbers*

EN ISO 898-1, *Mechanical properties of fasteners made of carbon steel and alloy steel - Part 1: Bolts, screws and studs with specified property classes - Coarse thread and fine pitch thread (ISO 898-1)*

EN 1382, *Timber Structures - Test methods - Withdrawal capacity of timber fasteners*

EN 1383, *Timber structures - Test methods - Pull through resistance of timber fasteners*

EN 1993-1-1:2022, *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*

prEN 1993-1-4:2023, *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-4: Stainless steel structures*

prEN 1993-1-8:2021, *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-8: Joints*

EN 1992-4:2018, *Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 4: Design of fastenings for use in concrete*

EN ISO 3506-1, *Fasteners – Mechanical properties of corrosion-resistant stainless steel fasteners – Part 1: Bolts, screws and studs with specified grades and property classes (ISO 3506-1)*

EN ISO 7094, *Plain washers - Extra large series - Product grade C (ISO 7094)*

EN 10080, *Steel for the reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel - General*

ISO 10137:2007, *Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibration*

EN 12699, *Execution of special geotechnical works - Displacement piles*

EN 13986, *Wood-based panels for use in construction - Characteristics, evaluation of conformity and marking*

EN 14545, *Timber structure - Connectors - Requirements*

EN 17334, *Glued-in rods in glued structural timber products - Testing, requirements and bond shear strength classification*

References contained in permissions (i.e. "may" clauses)

The following documents are referred to in the text in such a way that some or all of their content, expresses a course of action permissible within the limits of the Eurocodes. For dated references, only the edition cited applies. For undated references, the latest edition of the referenced document (including any amendments) applies.

EN 350, *Durability of wood and wood-based products - Testing and classification of the durability to biological agents of wood and wood-based materials*

EN 520, *Gypsum plasterboards - Definitions, requirements and test methods*

EN 636:2012+A1:2015, *Plywood - Specifications*

prEN 1995-2, *Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 2: Bridges*

EN ISO 8970:2020, *Timber structures - Testing of joints made with mechanical fasteners - Requirements for timber density (ISO 8970)*

EN 14081-1, *Timber structures - Strength graded structural timber with rectangular cross section - Part 1: General requirements*

EN 14374, *Timber structures - Structural laminated veneer lumber - Requirements*

EN 14592:2022, *Timber structures - Dowel-type fasteners – Requirements*

EN 15283-2, *Gypsum boards with fibrous reinforcement - Definitions, requirements and test methods - Part 2: Gypsum fibre boards*

EN 15497, *Structural finger jointed solid timber - Performance requirements and minimum production requirements*

EN 16929, *Test methods - Timber floors - Determination of vibration properties*

EAD 130005-00-0304, *Solid wood slab element to be used as a structural element in buildings.*

EAD 130010-01-0304, *Glued laminated timber made of hardwood - Structural laminated veneer lumber made of beech*

EAD 130033-00-0603, *Nails and screws for use in nailing plates in timber structures*

EAD 130118-01-0603, *Screws and threaded rods for use in timber constructions*

EAD 130186-00-0603, *Three dimensional nailing plates*

EAD 130320-00-0304, *Glued laminated timber made of solid hardwood*

EAD 130337-00-0304, *Glued laminated LVL*

EAD 130367-00-0304, *Composite wood-based beams and columns*

EAD 140015-00-0304, *Walls, roofs and ceilings made of OSB-panels which are glued together on their surface*

- Entwurf -**References contained as information (e.g. "can" clauses) and notes**

The following documents are cited informatively in the document, for example in "can" clauses and in notes.

EN 335:2013, Durability of wood and wood-based products - Use classes: definitions, application to solid wood and wood-based products

EN 338, Structural timber - Strength classes

EN 923:2015, Adhesives - Terms and definitions

ISO 2631-1, Mechanical vibration and shock - Evaluation of human exposure to whole-body vibration - Part 1: General requirements

ISO 2631-2, Mechanical vibration and shock - Evaluation of human exposure to whole-body vibration - Part 2: Vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz)

EN ISO 9223:2012, Corrosion of metals and alloys - Corrosivity of atmospheres - Classification, determination and estimation (ISO 9223:2012)

prEN 1991-1-3, Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-3: Snow loads

prEN 1991-1-4, Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-4: Wind actions

prEN 1991-1-5, Eurocode 1 - Actions on structures - Part-1-5: Thermal actions

prEN 1991-1-6, Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-6: Actions during execution

prEN 1991-1-7, Eurocode 1 – Actions on structures -Part 1-7: Accidental actions

prEN 1998-1-1, Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1-1: General rules and seismic action

prEN 1998-1-2:2023, Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1-2: Buildings

prEN 1998-3, Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings and bridges

EN 12369-1, Wood-based panels - Characteristic values for structural design - Part 1: OSB, particleboards and fibreboards

EN 12369-2, Wood-based panels - Characteristic values for structural design - Part 2: Plywood

EN 12369-3, Wood-based panels - Characteristic values for structural design - Part 3: Solid wood panels

EN 14251, Structural round timber - Test methods

EN 14358, Timber structures - Calculation and verification of characteristic values

EN 61061-1:2006, Non-impregnated, densified laminated wood for electrical purposes - Part 1: Definitions, designation and general requirements

EN 61061-3-1:1998, Non-impregnated densified laminated wood for electrical purposes - Part 3: Specifications for individual materials - Sheet 1: Sheets produced from beech veneer