

	DIN EN 1997-1	DIN
ICS 91.010.30; 93.020	Ersatz für DIN EN 1997-1:2009-09	
<p>Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013</p> <p>Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules; German version EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013</p> <p>Eurocode 7: Calcul géotechnique – Partie 1: Règles générales; Version allemande EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013</p>		
Gesamtumfang 168 Seiten		
Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN		

Nachfolgedokument: DIN EN 1997-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30103085)



DIN EN 1997-1:2014-03

Nationales Vorwort

Dieses Dokument (EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI (Vereinigtes Königreich) gehalten wird.

Im DIN, Deutsches Institut für Normung e. V. war hierfür der Arbeitsausschuss NA 005-05-01 AA „Sicherheit im Erd- und Grundbau“ (SpA zu CEN/TC 250/SC 7/PT 1) des Normenausschusses Bauwesen (NABau) zuständig.

Der Beginn und das Ende des hinzugefügten oder geänderten Textes aus der Änderung A1 wird durch die Textmarkierungen **A1** **A1** angezeigt.

Änderungen

Gegenüber DIN EN 1997-1:2009-09 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) die Änderung EN 1997-1:2004/A1:2013 wurde eingearbeitet;
- b) die deutsche Übersetzung wurde an mehreren Stellen verbessert.

Frühere Ausgaben

DIN 1054: 1934-08; 1940-08; 1953x-10; 1969-11; 1976-11; 2003-01; 2005-01
DIN 1054 Berichtigung 1: 2003-10, 2005-04
DIN 1054 Berichtigung 2: 2007-04
DIN 1054 Berichtigung 3: 2008-01
DIN 1054 Berichtigung 4: 2008-10
DIN 1054/A1: 2009-07
DIN 4014: 1960-12; 1969-11
DIN 4026: 1968-07; 1975-08
DIN 4125-1: 1972-06; 1988-03
DIN 4125-2: 1976-02
DIN 4014-1: 1975-08
DIN 4014-2: 1977-09
DIN 4128: 1983-04
DIN 4125: 1990-12
DIN V ENV 1997-1: 1996-04
DIN EN 1997-1: 2005-10; 2008-10; 2009-09

EUROPÄISCHE NORM
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE

EN 1997-1

November 2004

+ AC

Februar 2009

+ A1

November 2013

ICS 91.120.20

Ersatz für ENV 1997-1:1994

Deutsche Fassung

Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 1: Allgemeine Regeln

Eurocode 7: Geotechnical design —
Part 1: General rules

Eurocode 7: Calcul géotechnique —
Partie 1: Règles générales

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 23. April 2004 angenommen.

Die Berichtigung tritt am 18. Februar 2009 in Kraft.

Die Änderung 1 wurde am 8. August 2013 angenommen.

Die CEN-Mitglieder sind gehalten, die CEN/CENELEC-Geschäftsordnung zu erfüllen, in der die Bedingungen festgelegt sind, unter denen dieser Europäischen Norm ohne jede Änderung der Status einer nationalen Norm zu geben ist. Auf dem letzten Stand befindliche Listen dieser nationalen Normen mit ihren bibliographischen Angaben sind beim Management-Zentrum oder bei jedem CEN-Mitglied auf Anfrage erhältlich.

Diese Europäische Norm besteht in drei offiziellen Fassungen (Deutsch, Englisch, Französisch). Eine Fassung in einer anderen Sprache, die von einem CEN-Mitglied in eigener Verantwortung durch Übersetzung in seine Landessprache gemacht und dem Management-Zentrum mitgeteilt worden ist, hat den gleichen Status wie die offiziellen Fassungen.

CEN-Mitglieder sind die nationalen Normungsinstitute von Belgien, Bulgarien, Dänemark, Deutschland, der ehemaligen jugoslawischen Republik Mazedonien, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Kroatien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, den Niederlanden, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Schweden, der Schweiz, der Slowakei, Slowenien, Spanien, der Tschechischen Republik, der Türkei, Ungarn, dem Vereinigten Königreich und Zypern.



EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG
EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Management-Zentrum: rue de Stassart, 36 B-1050 Brüssel

© 2013 CEN Alle Rechte der Verwertung, gleich in welcher Form und in welchem Verfahren, sind weltweit den nationalen Mitgliedern von CEN vorbehalten.

Ref. Nr. EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 D

DIN EN 1997-1:2014-03
EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

Inhalt

	Seite
Vorwort	7
Vorwort zur Änderung A1	7
1 Allgemeines	11
1.1 Anwendungsbereich	11
1.1.1 Anwendungsbereich der EN 1997	11
1.1.2 Anwendungsbereich der EN 1997-1	11
1.1.3 Weitere Teile der EN 1997	12
1.2 Normative Verweisungen	12
1.3 Voraussetzungen	13
1.4 Unterscheidung nach Grundsätzen und Anwendungsregeln	13
1.5 Begriffe	14
1.5.1 Einheitliche Begriffe in allen Eurocodes	14
1.5.2 Besondere Begriffe in EN 1997-1	14
1.6 Symbole	15
2 Grundlagen der geotechnischen Bemessung	21
2.1 Anforderungen an Entwurf, Berechnung und Bemessung	21
2.2 Bemessungssituationen	23
2.3 Dauerhaftigkeit	24
2.4 Geotechnische Bemessung auf Grund von Berechnungen	25
2.4.1 Allgemeines	25
2.4.2 Einwirkungen	26
2.4.3 Baugrundeigenschaften	28
2.4.4 Geometrische Vorgaben	29
2.4.5 Charakteristische Werte	29
2.4.6 Bemessungswerte	30
2.4.7 Grenzzustände der Tragfähigkeit	32
2.4.8 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	36
2.4.9 Grenzwerte für Fundamentbewegungen	37
2.5 Entwurf und Bemessung auf Grund von anerkannten Tabellenwerten	38
2.6 Probelastungen und Modellversuche	38
2.7 Beobachtungsmethode	38
2.8 Geotechnischer Entwurfsbericht	39
3 Geotechnische Unterlagen	40
3.1 Allgemeines	40
3.2 Geotechnische Untersuchungen	40
3.2.1 Allgemeines	40
3.2.2 Voruntersuchungen	40
3.2.3 Hauptuntersuchungen	41
3.3 Ableitung geotechnischer Kenngrößen	41
3.3.1 Allgemeines	41
3.3.2 Ansprache der Boden- und Felsart	42
3.3.3 Wichte	43
3.3.4 Lagerungsdichte	43
3.3.5 Verdichtungsgrad	43
3.3.6 Scherfestigkeit	43
3.3.7 Bodensteifigkeit	44
3.3.8 Güte und Eigenschaften von Gestein und Fels (Gebirge)	44
3.3.9 Kenngrößen für die Durchlässigkeit und Konsolidation von Boden und Fels	46

3.3.10	Geotechnische Kenngrößen aus Feldversuchen	46
3.4	Geotechnischer Untersuchungsbericht	48
3.4.1	Anforderungen	48
3.4.2	Darstellung der geotechnischen Befunde	49
3.4.3	Bewertung der geotechnischen Befunde	50
4	Bauüberwachung, Kontrollmessungen und Instandhaltung	50
4.1	Allgemeines	50
4.2	Bauüberwachung	51
4.2.1	Überwachungsprogramm	51
4.2.2	Beaufsichtigung und Kontrolle	51
4.2.3	Überprüfung der Planungsvorgaben	52
4.3	Kontrolle der Baugrundverhältnisse	52
4.3.1	Boden und Fels	52
4.3.2	Grundwasser	53
4.4	Kontrolle der Baudurchführung	54
4.5	Kontrollmessungen	54
4.6	Instandhaltung	55
5	Schüttungen, Wasserhaltung, Bodenverbesserung und Bodenbewehrung	56
5.1	Allgemeines	56
5.2	Grundsätzliche Anforderungen	56
5.3	Ausführung von Schüttungen	56
5.3.1	Grundsätze	56
5.3.2	Wahl des Schüttmaterials	57
5.3.3	Wahl der Einbau- und Verdichtungsverfahren	58
5.3.4	Überprüfung der Schüttung	59
5.4	Wasserhaltung	60
5.5	Bodenverbesserung und Bodenbewehrung	61
6	Flächengründungen	61
6.1	Allgemeines	61
6.2	Grenzzustände	61
6.3	Einwirkungen und Bemessungssituationen	62
6.4	Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung	62
6.5	Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit	63
6.5.1	Gesamtstandsicherheit	63
6.5.2	Grundbruchwiderstand	63
6.5.3	Gleitwiderstand	64
6.5.4	Stark exzentrische Belastung	65
6.5.5	Tragwerksversagen durch Fundamentbewegung	66
6.6	Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	66
6.6.1	Allgemeines	66
6.6.2	Setzung	66
6.6.3	Hebung	68
6.6.4	Schwingungsberechnung	68
6.7	Gründungen auf Fels; ergänzende Gesichtspunkte bei Entwurf und Bemessung	68
6.8	Bemessung der Bauteile von Flächengründungen	68
6.9	Vorbereitung der Baugrubensohle	69
7	Pfahlgründungen	69
7.1	Allgemeines	69
7.2	Grenzzustände	70
7.3	Einwirkungen und Bemessungssituationen	70
7.3.1	Allgemeines	70
7.3.2	Einwirkungen durch Bodenverschiebung	70
7.4	Verfahren und Gesichtspunkte bei Entwurf und Bemessung	72
7.4.1	Entwurfs- und Bemessungsverfahren	72
7.4.2	Gesichtspunkte bei der Bemessung	72
7.5	Pfahlprobelastungen	73
7.5.1	Allgemeines	73

DIN EN 1997-1:2014-03
EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

7.5.2	Statische Probelastungen	74
7.5.3	Dynamische Probelastungen	75
7.5.4	Probelastungsbericht.....	75
7.6	Axial beanspruchte Pfähle	76
7.6.1	Allgemeines	76
7.6.2	Widerstand bei Druck.....	76
7.6.3	Widerstand bei Zug.....	82
7.6.4	Vertikalverschiebungen von Pfahlgründungen (Gebrauchstauglichkeit des gestützten Bauwerks).....	85
7.7	Quer beanspruchte Pfähle	86
7.7.1	Allgemeines	86
7.7.2	Widerstand gegen Querbeanspruchung auf Grund von Pfahlprobelastungen	86
7.7.3	Widerstand gegen Querbeanspruchung auf Grund von Baugrunduntersuchungen und Kenngrößen der Pfahlfestigkeit	87
7.7.4	Verschiebung bei Querbeanspruchung	87
7.8	Innere Bemessung des Pfahles.....	87
7.9	Bauüberwachung.....	88
8	A1 Anker A1	89
8.1	A1 Allgemeines	89
8.1.1	Geltungsbereich.....	89
8.1.2	Definitionen	89
8.2	Grenzzustände	91
8.3	Bemessungssituationen und Einwirkungen.....	91
8.4	Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung	91
8.5	Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit von Ankern.....	92
8.5.1	Allgemeines	92
8.5.2	Widerstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Geotechnik	93
8.5.3	Widerstand im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in der Geotechnik	94
8.5.4	Materialwiderstand	95
8.6	Ankerprüfungen	95
8.6.1	Untersuchungs- oder Eignungsprüfungen	95
8.6.2	Abnahmeprüfungen	95
8.7	Festlegekraft für vorgespannte Anker	96
8.8	Bauüberwachung, Kontrollmessungen und Wartung	96
9	Stützbauwerke.....	96
9.1	Allgemeines	96
9.1.1	Geltungsbereich.....	96
9.1.2	Definitionen	96
9.2	Grenzzustände	97
9.3	Einwirkungen, geometrische Angaben und Bemessungssituationen	98
9.3.1	Einwirkungen	98
9.3.2	Geometrische Vorgaben	99
9.3.3	Bemessungssituationen	100
9.4	Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung	100
9.4.1	Allgemeines	100
9.4.2	Dränsysteme	101
9.5	Erddruckermittlung.....	102
9.5.1	Allgemeines	102
9.5.2	Werte des Erdruhedrucks	103
9.5.3	Grenzwerte des Erddrucks	103
9.5.4	Zwischenwerte des Erddrucks	103
9.5.5	Verdichtungswirkung	104
9.6	Wasserdrücke	104
9.7	Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit	104
9.7.1	Allgemeines	104
9.7.2	Gesamtstandsicherheit	105
9.7.3	Fundamentversagen bei Gewichtsstützwänden	105
9.7.4	Versagen bodengestützter Wände durch Drehung	106

9.7.5	Versagen bodengestützter Wände durch Vertikalbewegung	106
9.7.6	Innere Bemessung von Stützbauwerken	107
9.7.7	Versagen von A_1 Ankern A_1	107
9.8	Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	108
9.8.1	Allgemeines	108
9.8.2	Verschiebungen.....	108
10	Hydraulisch verursachtes Versagen	109
10.1	Allgemeines	109
10.2	Versagen durch Aufschwimmen.....	110
10.3	Hydraulischer Grundbruch.....	113
10.4	Innere Erosion	114
10.5	Versagen durch Piping	114
11	Gesamtstandsicherheit.....	115
11.1	Allgemeines	115
11.2	Grenzzustände	116
11.3	Einwirkungen und Bemessungssituationen	116
11.4	Gesichtspunkte bei Berechnung und Ausführung	117
11.5	Berechnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit	118
11.5.1	Nachweis der Gesamtstandsicherheit	118
11.5.2	Felsböschungen und Einschnitte	119
11.5.3	Standicherheit von Baugruben	120
11.6	Berechnung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.....	120
11.7	Kontrollmessungen	120
12	Erddämme	121
12.1	Allgemeines	121
12.2	Grenzzustände	121
12.3	Einwirkungen und Bemessungssituationen	121
12.4	Gesichtspunkte bei Entwurf und Ausführung	122
12.5	Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	123
12.6	Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	123
12.7	Bauüberwachung und Kontrollmessungen	124
Anhang A (normativ) Teilsicherheitsbeiwerte und Streuungsfaktoren für Grenzzustände der Tragfähigkeit A_1 und der Gebrauchstauglichkeit sowie A_1 empfohlene Zahlenwerte		
A.1	Teilsicherheitsbeiwerte und Streuungsfaktoren	125
A.2	Teilsicherheitsbeiwerte für die Nachweise von Grenzzuständen der Lagesicherheit (EQU)	125
A.3	Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis von Grenzzuständen im Tragwerk (STR) und Grenzzuständen im Baugrund (GEO).....	126
A.3.1	Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (γ_F) oder Beanspruchungen (γ_E).....	126
A.3.2	Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen (γ_M).....	127
A.3.3	Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände (γ_R)	128
A.4	Teilsicherheitsbeiwerte für Nachweise von Aufschwimm-Grenzzuständen (UPL)	131
A.5	Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis der hydraulischen Grundbruchsicherheit (HYD)	133
A.6	Teilsicherheitsbeiwerte, Streuungsfaktoren, Grenzkriterien für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit und Anzahl der Untersuchungs-/Eignungsprüfungen für Anker	134
Anhang B (informativ) Erläuterungen zu den Teilsicherheitsbeiwerten für die Nachweisverfahren 1, 2 und 3.....		
B.1	Allgemeines	136
B.2	Beiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen.....	136
B.3	Beiwerte für geotechnische Kenngrößen und Widerstände	137
Anhang C (informativ) Beispiele zur Ermittlung von Erddrücken.....		
C.1	Grenzwerte des Erddrucks	139
C.2	Berechnungsverfahren zur Ermittlung aktiver und passiver Erddrücke.....	148
C.3	Zur Weckung der Grenzwerte des Erddrucks erforderliche Wandbewegungen	151
Anhang D (informativ) Beispiel für eine analytische Ermittlung des Grundbruchwiderstands.....		
		153

DIN EN 1997-1:2014-03
EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

D.1	Im Anhang D verwendete Symbole	153
D.2	Allgemeines	154
D.3	Unkonsolidierte Verhältnisse	154
D.4	Konsolidierte Verhältnisse	155
Anhang E (informativ) Beispiel eines halbempirischen Verfahrens zur Abschätzung der Tragfähigkeit einer Flächengründung		157
Anhang F (informativ) Beispiele für Verfahren zur Setzungsermittlung.....		158
F.1	Spannungs-Verformungs-Verfahren.....	158
F.2	Angepasstes Elastizitätsverfahren	158
F.3	Sofortsetzungen.....	159
F.4	Konsolidationssetzungen	159
F.5	Zeitsetzungsverhalten	159
Anhang G (informativ) Beispiel für ein Verfahren zur Ermittlung von Bemessungssohlldrücken für Flächenfundamente auf Fels		160
Anhang H (informativ) Grenzwerte für Bauwerksverformungen und Fundamentbewegungen.....		163
Anhang J (informativ) Kontrollliste für die Überwachung der Bauausführung und des fertigen Bauwerks		165
J.1	Allgemeines	165
J.2	Bauüberwachung.....	165
J.2.1	Allgemeine Kontrollen.....	165
J.2.2	Grundwasserströmung und Porenwasserdruck	165
J.3	Messungen am fertigen Bauwerk.....	166

Vorwort

Dieses Dokument (EN 1997-1:2004) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes des konstruktiven Ingenieurbaus“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird. CEN/TC 250 ist für alle Eurocodes des konstruktiven Ingenieurbaus zuständig.

Diese Europäische Norm muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis Mai 2005, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis März 2010 zurückgezogen werden.

Diese Europäische Norm ersetzt ENV 1997-1:1994.

Entsprechend der CEN/CENELEC-Geschäftsordnung sind die nationalen Normungsinstitute der folgenden Länder gehalten, diese Europäische Norm zu übernehmen: Belgien, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, Niederlande, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Schweden, Schweiz, Slowakei, Slowenien, Spanien, Tschechische Republik, Ungarn, Vereinigtes Königreich und Zypern.

Vorwort zur Änderung A1

Dieses Dokument (EN 1997-1:2004/A1:2013) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird.

Diese Änderung zur Europäischen Norm EN 1997-1:2004 muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis November 2014, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis November 2014 zurückgezogen werden.

Es wird auf die Möglichkeit hingewiesen, dass einige Elemente dieses Dokuments Patentrechte berühren können. CEN [und/oder CENELEC] sind nicht dafür verantwortlich, einige oder alle diesbezüglichen Patentrechte zu identifizieren.

Entsprechend der CEN-CENELEC-Geschäftsordnung sind die nationalen Normungsinstitute der folgenden Länder gehalten, diese Europäische Norm zu übernehmen: Belgien, Bulgarien, Dänemark, Deutschland, die ehemalige jugoslawische Republik Mazedonien, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Kroatien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, Niederlande, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, Schweiz, Slowakei, Slowenien, Spanien, Tschechische Republik, Türkei, Ungarn, Vereinigtes Königreich und Zypern.

Grundlage des europäischen Normungsprogramms

1975 beschloss die Kommission der Europäischen Gemeinschaft ein Aktionsprogramm für das Bauwesen gemäß Artikel 95 des Vertrags. Ziel des Programms waren die Beseitigung technischer Handelshindernisse und die Harmonisierung technischer Ausschreibungen.

Im Rahmen dieses Aktionsprogramms ergriff die Kommission die Initiative zur Aufstellung einer Reihe technischer Regeln für die Entwurfsplanung von Bauvorhaben, die in einer ersten Phase als Alternative zu den bestehenden nationalen Regelungen der Mitgliedstaaten dienen und sie letzten Endes ersetzen würden.

DIN EN 1997-1:2014-03 EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

Im Laufe von fünfzehn Jahren leitete die Kommission mit Hilfe eines aus Vertretern der Mitgliedstaaten zusammengesetzten Lenkungskomitees die Entwicklung des europäischen Normungsprogramms, die zu der ersten Generation Europäischer Normen in den achtziger Jahren führte.

1989 beschlossen die Kommission und die Mitgliedstaaten der EU und EFTA auf der Grundlage einer Übereinkunft¹⁾ zwischen der Kommission der Europäischen Gemeinschaft und CEN, die Ausarbeitung und Veröffentlichung der Eurocodes dem CEN in Form von Mandaten zu übertragen, um ihnen den künftigen Status Europäischer Normen zu geben (EN). Dies verknüpft de facto die Eurocodes mit den Vorgaben aller Direktiven des Rates und/oder Kommissions-Entscheidungen, die sich mit den Europäischen Normen befassen (z. B. die Bauproduktenrichtlinie 89/106/EWG – BPR – und die Richtlinien des Rates 93/37/EWG, 92/50/EWG und 89/440/EWG über öffentliche Arbeiten und Dienstleistungen und entsprechende EFTA-Richtlinien zum Zweck der Schaffung des gemeinsamen Marktes).

Das Eurocode-Programm des konstruktiven Ingenieurbaus umfasst die folgenden Normen, die meist 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*

Die Europäischen Normen berücksichtigen die Verantwortlichkeit der Bauaufsichtsorgane in den Mitgliedsländern und deren Recht zur nationalen Festlegung sicherheitsbezogener Werte, so dass diese Werte von Land zu Land weiterhin unterschiedlich sein können.

Status und Anwendungsbereich von Eurocodes

Die Mitgliedsländer der EU und EFTA betrachten die Eurocodes als Bezugsdokumente für folgende Zwecke:

- zum Nachweis der Übereinstimmung der Hoch- und Ingenieurbauten mit den wesentlichen Anforderungen der Richtlinie 89/106/EWG, dort speziell die wesentliche Anforderung Nr. 1 „Mechanischer Widerstand und Stabilität“ und die wesentliche Anforderung Nr. 2 „Brandschutz“;
- als Grundlage für die Vertragsgestaltung für Bauarbeiten und damit verbundene Ingenieurleistungen;
- als Rahmen für die Gestaltung einheitlicher technischer Ausschreibungen von Bauprodukten (ENs und ETAs).

1) Übereinkunft zwischen der Kommission der Europäischen Gemeinschaften und dem Europäischen Komitee für Normung (CEN) zur Erarbeitung von Eurocodes zum Entwurf von Gebäuden und Ingenieurbauten (BC/CEN/03/89).

Die Eurocodes haben, soweit sie sich mit der Bauausführung selbst befassen, eine direkte Beziehung zu den erläuternden Dokumenten²⁾ nach Art. 12 der BPR, obwohl sie sich von einheitlichen Produktnormen unterscheiden³⁾. Daher müssen die sich aus den Eurocodes ergebenden technischen Gesichtspunkte von den Technischen Komitees von CEN und/oder Arbeitsgruppen von EOTA, die mit Produktnormen befasst sind, angemessen berücksichtigt werden, um eine vollständige Verträglichkeit dieser Spezifikationen mit den Eurocodes zu erreichen.

Die Eurocodes enthalten allgemeine konstruktive Entwurfsregeln für die tägliche Anwendung bei Entwurf, Bemessung und Berechnung ganzer Tragwerke und Bauprodukte, sowohl traditioneller als auch innovativer Art. Ungewöhnliche Bauverfahren oder Entwurfsbedingungen sind nicht besonders erfasst; der Planer benötigt in solchen Fällen eine zusätzliche Beratung durch Fachleute.

Nationale Normen zur Einbeziehung von Eurocodes

Nationale Normen, die die Eurocodes einbeziehen, werden den vollständigen Text des Eurocodes (einschließlich irgendwelcher Anhänge) umfassen, wie er vom CEN veröffentlicht wird. Vorangestellt werden dürfen ein nationales Titelblatt und ein nationales Vorwort, und angeschlossen werden darf ein Nationaler Anhang.

Der Nationale Anhang darf nur Informationen zu denjenigen Kenngrößen enthalten, die im Eurocode der nationalen Festlegung vorbehalten geblieben sind und als „national festgelegte Kenngrößen“ bezeichnet werden. Sie sind bei der Planung von Hoch- und Ingenieurbauwerken anzuwenden, die in dem betreffenden Land errichtet werden, z. B.:

- Werte und/oder Klassen, bei denen der Eurocode Alternativen benennt;
- Werte, die dort anzuwenden sind, wo der Eurocode nur Symbole angibt;
- länderspezifische Daten (geographische, klimatische), z. B. eine Schneehöhenkarte;
- anzuwendende Verfahren, wo der Eurocode Alternativen nennt.

Er darf auch enthalten:

- Entscheidungen zur Anwendung informativer Anhänge;
- benutzerfreundliche Hinweise auf nicht konträre ergänzende Informationen.

2) Nach Art. 3.3 der Bauproduktenrichtlinie sind den wesentlichen Anforderungen Konkretisierungen in erläuternden Dokumenten zu geben, um die notwendige Verbindung zwischen den wesentlichen Anforderungen und den Mandaten für harmonisierte ENs und ETAGs/ETAs herzustellen.

3) Nach Art. 12 der Richtlinie sollen erläuternde Dokumente:

- a) den wesentlichen Anforderungen eine konkrete Form geben, indem sie die Terminologie und die technischen Grundlagen harmonisieren und, soweit notwendig, Art und Verbindlichkeit jeder Anforderung angeben;
- b) Verfahren angeben, um diese Anforderungs-Merkmale mit den technischen Spezifizierungen, z. B. Berechnungs- und Prüfverfahren, technische Regeln für Projektplanungen, abzustimmen;
- c) als Bezugsdokument bei der Erstellung einheitlicher Normen und Richtlinien für europaweite technische Bewertungen dienen.

De facto spielen die Eurocodes eine ähnliche Rolle in den Bereichen der Europäischen Richtlinie ER 1 und teilweise ER 2.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

Verknüpfungen zwischen Eurocodes und harmonisierten Technischen Spezifikationen (ENs und ETAs) für Bauprodukte

Erforderlich ist die Konsistenz zwischen den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte und den technischen Regeln für die Tragwerksplanung⁴⁾. Ferner sollten alle begleitenden Informationen zu den CE-Kennzeichen der Bauprodukte, die auf Eurocodes Bezug nehmen, deutlich angeben, welche national festgelegten Kennwerte eingesetzt wurden.

Zusatzinformation speziell zum Eurocode 7

EN 1997-1 regelt den Entwurf, die Berechnung und Bemessung in der Geotechnik sowie die geotechnischen Einwirkungen bei Gebäuden und Ingenieurbauwerken.

EN 1997-1 richtet sich an Bauherren, Planer, Unternehmer und Verwaltungen.

EN 1997-1 soll in Verbindung mit EN 1990 und EN 1991 bis EN 1999 angewendet werden.

Bei der Anwendung von EN 1997-1 in der Praxis sollte den in 1.3 zu Grunde gelegten Voraussetzungen und Bedingungen besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden.

Die 12 Abschnitte der EN 1997-1 werden durch 1 normativen und 8 informative Anhänge ergänzt.

Nationaler Anhang zur EN 1997-1

Diese Norm enthält alternative Verfahren, Werte und Empfehlungen mit Hinweisen, wo die nationalen Entscheidungen erforderlich sind. Daher sollte die nationale Normungsorganisation bei der Einführung der EN 1997-1 einen Nationalen Anhang anfügen, der alle national festgelegten Kenngrößen für den Entwurf von Hoch- und Ingenieurbauwerken enthält, die in dem betreffenden Land errichtet werden sollen.

Nationale Festlegungen sind in EN 1997-1 in folgenden Abschnitten zugelassen:

- 2.1 (8)P, 2.4.6.1 (4)P, 2.4.6.2 (2)P, 2.4.7.1 (2)P, 2.4.7.1 (3), 2.4.7.1 (4), 2.4.7.1 (5), 2.4.7.1 (6), 2.4.7.2 (2)P, 2.4.7.3.2 (3)P, 2.4.7.3.3 (2)P, 2.4.7.3.4.1 (1)P, 2.4.7.4 (3)P, 2.4.7.5 (2)P, 2.4.8 (2), 2.4.9 (1)P, 2.5 (1), 7.6.2.2 (8)P, 7.6.2.2 (14)P, 7.6.2.3 (4)P, 7.6.2.3 (5)P, 7.6.2.3 (8), 7.6.2.4 (4)P, 7.6.3.2 (2)P, 7.6.3.2 (5)P, 7.6.3.3 (3)P, 7.6.3.3 (4)P, 7.6.3.3 (6), **A1** 8.4(6)P, 8.4(7)P, 8.5.1(1)P, 8.5.1(2)P, 8.5.2(1)P, 8.5.2(2)P, 8.5.2(3)P, 8.5.2(5)P, 8.5.3(1)P, 8.5.3(2)P, 8.5.3(3)P, 8.5.3(4)P, 8.6.2(2)P, 8.6.2(3)P **A1**, 10.2 (3), 11.5.1 (1)P;

und bei folgenden Anhängen:

- A.2;
- **A1** A.3.1, A.3.2, A.3.3.1, A.3.3.2, A.3.3.3, A.3.3.5, A.3.3.6; **A1**
- A.4;
- A.5;
- **A1** A.6 **A1**.

4) Siehe Art. 3.3 und Art. 12 der Bauproduktenrichtlinie und ebenso die Klauseln 4.2, 4.3.1 und 5.2 des ID 1.

1 Allgemeines

1.1 Anwendungsbereich

1.1.1 Anwendungsbereich der EN 1997

(1) Die Anwendung der EN 1997 ist in Verbindung mit EN 1990:2002 vorgesehen, in der die Grundsätze und Anforderungen für Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit festgelegt sind, die Grundlagen der Planung und der Nachweise beschrieben und Richtlinien für die damit verbundenen Gesichtspunkte der Zuverlässigkeit von Tragwerken angegeben werden.

(2) Es ist vorgesehen, EN 1997 für die geotechnischen Gesichtspunkte bei der Planung von Hoch- und Ingenieurbauwerken anzuwenden. Sie ist in mehrere Teile gegliedert (siehe 1.1.2 und 1.1.3).

(3) EN 1997 behandelt Anforderungen an die Festigkeit, Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit der Bauwerke. Andere Anforderungen, z. B. an den Wärme- und Schallschutz, werden nicht behandelt.

(4) Die bei der Planung von Hoch- und Ingenieurbauwerken anzusetzenden Zahlenwerte für die Einwirkungen gibt die EN 1991 an. Aus dem Baugrund herrührende Einwirkungen wie Erddrücke müssen nach den in EN 1997 genannten Regeln ermittelt werden.

(5) Für Fragen der Qualitätssicherung und Ausführung sind eigene Europäische Normen vorgesehen. Auf sie wird in den entsprechenden Abschnitten verwiesen.

(6) In EN 1997 wird die Ausführung nur so weit behandelt, wie das für die Erfüllung der Voraussetzungen der Bemessungsregeln erforderlich ist.

(7) EN 1997 deckt nicht die besonderen Anforderungen an einen erdbebensicheren Entwurf ab. EN 1998 gibt ergänzende Regeln für eine geotechnische seismische Bemessung an, die die Regeln dieser Norm vervollständigen oder anpassen.

1.1.2 Anwendungsbereich der EN 1997-1

(1) EN 1997-1 ist als allgemeine Grundlage für die geotechnischen Gesichtspunkte beim Entwurf von Hoch- und Ingenieurbauwerken vorgesehen.

(2) Folgende Themen werden in EN 1997-1 behandelt:

Abschnitt 1: Allgemeines

Abschnitt 2: Grundlagen der geotechnischen Bemessung



Abschnitt 3: Geotechnische Unterlagen

Abschnitt 4: Bauüberwachung, Kontrollmessungen und Instandhaltung

Abschnitt 5: Schüttungen, Wasserhaltung, Bodenverbesserung und Bodenbewehrung

Abschnitt 6: Flächengründungen

Abschnitt 7: Pfahlgründungen

Abschnitt 8:  Anker 

Abschnitt 9: Stützbauwerke

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

Abschnitt 10: Hydraulisch verursachtes Versagen

Abschnitt 11: Gesamtstandsicherheit

Abschnitt 12: Erddämme

(3) EN 1997-1 wird durch Anhänge A bis J ergänzt. Sie enthalten:

- im Anhang A: empfohlene Teilsicherheitsbeiwerte; abweichende Teilsicherheitsbeiwerte können in einem Nationalen Anhang festgelegt werden;
- in den Anhängen B bis J: Erläuterungen, wie z. B. international angewendete Berechnungsverfahren.

1.1.3 Weitere Teile der EN 1997

(1) EN 1997-1 wird durch EN 1997-2 ergänzt, worin Anforderungen an die Durchführung und Auswertung von Feld- und Laborversuchen angegeben werden.

1.2 Normative Verweisungen

Die folgenden Normen enthalten Regelungen, auf die in dieser Europäischen Norm durch Hinweis Bezug genommen wird. Bei datierten Hinweisen gelten spätere Änderungen oder Ergänzungen der in Bezug genommenen Normen nicht. Jedoch sollte bei Bedarf geprüft werden, ob die jeweils gültige Ausgabe der Normen angewendet werden darf. Bei undatierten Hinweisen gilt die jeweils gültige Ausgabe der in Bezug genommenen Norm.

ANMERKUNG Die Eurocodes wurden als Europäische Vornormen veröffentlicht. Die folgenden bereits veröffentlichten oder in Bearbeitung befindlichen Normen werden normativ zitiert.

EN 1990:2002, *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*

EN 1991, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke*

EN 1991-4, *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 4: Einwirkungen auf Silos und Tanks*

EN 1992, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*

[A1] EN 1992-1-1:2004, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau* **[A1]**

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 1997-2, *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Untergrunds*

EN 1998, *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*

EN 1999, *Eurocode 9: Bemessung und Konstruktion von Aluminiumtragwerken*

EN 1536:1999, *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Bohrspfähle*


[A1] EN 1537, *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Verpressanker* **[A1]**

EN 12063:1999, *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Spundwandkonstruktionen*

EN 12699:2000, *Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten (Spezialtiefbau) — Verdrängungspfähle*

EN 14199, *Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) — Pfähle mit kleinen Durchmessern (Mikropfähle)*

EN ISO 13793:2001, *Wärmetechnisches Verhalten von Gebäuden — Wärmetechnische Bemessung von Gebäudegründungen zur Vermeidung von Frosthebung*

EN ISO 22477-5, *Geotechnische Erkundung und Untersuchung — Prüfung von geotechnischen Bauwerken und Bauwerksteilen — Teil 5: Ankerprüfungen (in Vorbereitung)* 

1.3 Voraussetzungen

(1) Es wird auf EN 1990:2002, 1.3 hingewiesen.

(2) Die Bestimmungen dieser Norm beruhen auf nachstehenden Voraussetzungen:

- die für die Planung erforderlichen Unterlagen wurden von angemessen qualifiziertem Personal gesammelt, dokumentiert und interpretiert;
- die Bauwerke werden von angemessen qualifiziertem und erfahrenem Personal geplant;
- bei den für die Erstellung der Entwurfsgrundlagen, für die Planung und für die Ausführung Zuständigen sind Kontinuität und eine sachgerechte Kommunikation gegeben;
- eine angemessene Überwachung und Qualitätskontrolle in Produktionsstätten, Anlagen und auf der Baustelle sind vorhanden;
- die Bauarbeiten werden norm- und vertragsgerecht von entsprechend geschultem und erfahrenem Personal ausgeführt;
- Baustoffe und Bauprodukte werden entsprechend den Vorgaben dieser Norm oder den entsprechenden Lieferbedingungen für Stoffe und Produkte eingesetzt;
- das Bauwerk wird in angemessenem Umfang und für die Dauer seiner Nutzung so unterhalten, dass seine Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit sichergestellt sind;
- das Bauwerk wird so genutzt, wie in der Planung vorgesehen.

(3) Es ist notwendig, dass sich Planverfasser und Auftraggeber dieser Voraussetzungen bewusst sind. Zur Vermeidung von Unklarheiten sollten sie aktenkundig gemacht werden, z. B. im Geotechnischen Entwurfsbericht.

1.4 Unterscheidung nach Grundsätzen und Anwendungsregeln

(1) Je nach dem Charakter der einzelnen Regeln wird in EN 1997-1 zwischen Grundsätzen und Anwendungsregeln unterschieden.

(2) Die Grundsätze umfassen:

- allgemeine Feststellungen und Begriffsbestimmungen, zu denen es keine Alternative gibt;
- Anforderungen und Berechnungsmodelle, bei denen ohne ausdrückliche Zustimmung keine Abweichung zulässig ist.

(3) Den Grundsätzen wird der Buchstabe P vorangestellt.

(4) Die Anwendungsregeln sind Beispiele allgemein anerkannter Regeln, die den Grundsätzen und den Anforderungen entsprechen.

DIN EN 1997-1:2014-03

EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

(5) Alternativen zu den in EN 1997-1 angegebenen Anwendungsregeln sind zulässig, wenn sie den einschlägigen Grundsätzen entsprechen und hinsichtlich Sicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit mindestens dem entsprechen, was man bei Anwendung der Eurocodes erwarten würde.

ANMERKUNG Wenn an Stelle einer Bemessung entsprechend den Anwendungsregeln der EN 1997-1 eine alternative Bemessung vorgelegt wird, so entspricht sie nicht vollständig EN 1997-1, auch wenn das Vorgehen im Rahmen der Prinzipien der EN 1997-1 bleibt. Wenn EN 1997-1 in Bezug auf eine Eigenschaft angewendet wird, die im Anhang Z einer Produkt-Richtlinie oder einer ETAG aufgeführt ist, kann es sein, dass die Anwendung einer alternativen Bemessungsregel für eine CE-Kennzeichnung inakzeptabel ist.

(6) In der EN 1997-1 werden die Anwendungsregeln durch eine in Klammern gesetzte Nummer bezeichnet, wie z. B. in dieser Regel.

1.5 Begriffe

1.5.1 Einheitliche Begriffe in allen Eurocodes

(1) Für die Anwendung dieser Europäischen Norm und in allen Eurocodes gelten die in EN 1990:2002, 1.5, angegebenen Begriffe.

1.5.2 Besondere Begriffe in EN 1997-1

1.5.2.1

geotechnische Einwirkung

Einwirkung auf das Bauwerk durch den Baugrund, eine Auffüllung, Gewässer oder Grundwasser

ANMERKUNG Die Definition entspricht der in EN 1990:2002 angegebenen.

1.5.2.2

vergleichbare Erfahrung

dokumentierte oder anderweitig belegte Informationen zum Baugrund, die beim Entwurf, der Berechnung und der Bemessung bei gleichen Boden- oder Felsarten Verwendung finden, soweit vergleichbares geotechnisches Verhalten bei vergleichbaren Bauwerken zu erwarten ist. Als besonders relevant sind dabei örtlich gewonnene Erkenntnisse anzusehen

1.5.2.3

Baugrund

Boden, Fels und Auffüllung, die vor Beginn der Baumaßnahme vor Ort vorhanden sind

1.5.2.4

Bauwerk

planmäßige Anordnung miteinander verbundener Bauteile, einschließlich während der Bauausführung vorgenommener Auffüllung, zum Zweck der Lastabtragung und zur Erzielung ausreichender Steifigkeit

ANMERKUNG Die Definition entspricht der in EN 1990:2002 angegebenen.

1.5.2.5

abgeleiteter Wert

Wert einer geotechnischen Kenngröße, der mittels Theorie, Korrelation oder Erfahrung aus Versuchsergebnissen gewonnen wird

1.5.2.6

Steifigkeit

Materialwiderstand gegen Verformung

1.5.2.7

Widerstand

mechanische Eigenschaft eines Bauteils oder eines Bauteil-Querschnitts, Einwirkungen ohne Versagen zu widerstehen, wie z. B. der Widerstand des Baugrunds oder Biege- oder Knickwiderstand, Zugwiderstand

ANMERKUNG Die Definition entspricht der in EN 1990:2002 angegebenen.

1.6 Symbole

(1) In EN 1997-1 werden folgende Symbole verwendet.

Lateinische Buchstaben

A'	rechnerische Sohlfläche ($A' = B' \times L'$)
A_b	Pfahlfußfläche
A_c	gedrückter Teil einer Sohlfläche
$A_{s,i}$	Pfahlmantelfläche in der Schicht i
a_d	Bemessungswert einer geometrischen Angabe
a_{nom}	Nennwert einer geometrischen Angabe
Δa	Sicherheitszuschlag für die Nennwerte geometrischer Angaben bei speziellen Nachweisen
B	Fundamentbreite
b'	rechnerische Fundamentbreite
C_d	maßgebendes Kriterium für die Gebrauchstauglichkeit
c	Kohäsion des Bodens
c'	wirksame Kohäsion
c_u	Kohäsion im undrnierten Zustand
$c_{u,d}$	Bemessungswert von c_u
d	Einbindetiefe
E_d	Bemessungswert der Beanspruchungen
$E_{stb,d}$	Bemessungswert der stabilisierenden Beanspruchungen
$E_{dst,d}$	Bemessungswert der destabilisierenden Beanspruchungen
$F_{c,d}$	Bemessungswert der axialen Druckbelastung auf einen Pfahl oder eine Pfahlgruppe
F_d	Bemessungswert einer Einwirkung
F_k	charakteristischer Wert einer Einwirkung
F_{rep}	repräsentativer Wert einer Einwirkung
$F_{t,d}$	Bemessungswert der axialen Zugbelastung auf einen Pfahl oder eine Pfahlgruppe
$F_{tr,d}$	Bemessungswert der Querbeltung eines Pfahles oder einer Pfahlgruppe
$G_{dst,d}$	Bemessungswert der ständigen destabilisierenden Einwirkungen beim Nachweis gegen Aufschwimmen
$G_{stb,d}$	Bemessungswert der ständigen stabilisierenden vertikalen Einwirkungen beim Nachweis gegen Aufschwimmen
$G'_{stb,d}$	Bemessungswert der ständigen stabilisierenden vertikalen Einwirkungen beim Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen (mit der Wichte des Bodens unter Auftrieb)
H	Horizontallast oder Einwirkungskomponente parallel zur Fundamentsohle

DIN EN 1997-1:2014-03
EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

H_d	Bemessungswert von H
h	Wandhöhe
h	Wasserspiegelhöhe beim hydraulischen Grundbruch
h'	Höhe des beim Nachweis des hydraulischen Grundbruchs untersuchten Bodenprismas
$h_{w,k}$	charakteristischer Wert der Wasserdruckhöhe am Fuß eines auf hydraulischen Grundbruch untersuchten Bodenprismas
K_0	Ruhedruckbeiwert
$K_{0,\beta}$	Ruhedruckbeiwert bei unter dem Winkel β ansteigendem Gelände
k	Verhältnis $\delta_d / \varphi_{cv,d}$
L	Fundamentlänge
l'	rechnerische Fundamentlänge
n	Anzahl von z. B. Pfählen oder Versuchen

[A1] gestrichener Text [A1]

P_d	Bemessungswert von P
-------	------------------------

[A1] gestrichener Text [A1]

$Q_{dst,d}$	Bemessungswert der destabilisierenden vertikalen veränderlichen Einwirkungen beim Auftriebsnachweis
$q_{b,k}$	charakteristischer Wert des Spitzendrucks
$q_{s,i,k}$	charakteristischer Wert der Mantelreibung in der Schicht i
q_u	einaxiale Druckfestigkeit

[A1] gestrichener Text [A1]

[A1] gestrichener Text [A1]

[A1] gestrichener Text [A1]

$R_{b,cal}$	aus Versuchsergebnissen der Baugrunduntersuchung berechneter Pfahlfußwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit
$R_{b,d}$	Bemessungswert des Pfahlfußwiderstands
$R_{b,k}$	charakteristischer Wert des Pfahlfußwiderstands
R_c	Druckwiderstand des Bodens gegen einen Pfahl im Grenzzustand der Tragfähigkeit
$R_{c,cal}$	berechneter Wert von R_c
$R_{c,d}$	Bemessungswert von R_c
$R_{c,k}$	charakteristischer Wert von R_c
$R_{c,m}$	Versuchswert von R_c aus einer oder mehreren Probelastungen
R_d	Bemessungswert des Widerstands gegen eine Einwirkung
$R_{p,d}$	Bemessungswert des Erdwiderstands neben einer Gründung
$R_{s,d}$	Bemessungswert der Mantelreibungskraft an einem Pfahl

$R_{s;cal}$	Mantelreibungskraft, berechnet aus versuchsmäßig bestimmten Bodenkennwerten
$R_{s;k}$	charakteristischer Wert der Mantelreibungskraft eines Pfahles
R_t	Herauszieh Widerstand eines Einzelpfahles
$R_{t;d}$	Ⓐ Bemessungswert des Herauszieh Widerstands eines Pfahles oder einer Pfahlgruppe Ⓐ
$R_{t;k}$	charakteristischer Wert des Herauszieh Widerstands eines Pfahles oder einer Pfahlgruppe
$R_{t;m}$	Herauszieh Widerstand eines Einzelpfahles, der in einer oder mehreren Probelastungen gemessen wurde
R_{tr}	Pfahlwiderstand gegen Querbelastrung
$R_{tr;d}$	Bemessungswiderstand eines quer belasteten Pfahles
$S_{dst;d}$	Bemessungswert einer destabilisierenden Strömungskraft im Boden
$S_{dst;k}$	charakteristischer Wert einer destabilisierenden Strömungskraft im Boden
s	Setzung
s_0	Sofortsetzung
s_1	Konsolidationssetzung
s_2	Kriechsetzung (sekundäre Setzung)
T_d	Bemessungswert des gesamten Scherwiderstands, der sich um einen Bodenblock entwickelt, in dem eine Zugpfahlgruppe wirkt, oder in einer Fuge zwischen Baugrund und Bauwerk
u	Porenwasserdruck
$u_{dst;d}$	Bemessungswert des destabilisierenden gesamten Porenwasserdrucks
V	Vertikallast oder Komponente der Einwirkungs-Resultierenden normal zur Fundamentsohlfläche
V_d	Bemessungswert von V
V_d	Bemessungswert der wirksamen Vertikallast bzw. Normalkomponente der auf die Fundamentsohle wirkenden Resultierenden
$V_{dst;d}$	Bemessungswert einer destabilisierenden vertikalen Einwirkung auf ein Bauwerk
$V_{dst;k}$	charakteristischer Wert einer destabilisierenden vertikalen Einwirkung auf ein Bauwerk
X_d	Bemessungswert einer Materialkenngröße
X_k	charakteristischer Wert einer Materialkenngröße
z	vertikaler Abstand

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**



In Abschnitt 8 verwendete lateinische Buchstaben

$E_{ULS;d}$	vom Anker aufzunehmende Bemessungskraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit
$F_{Serv;d}$	Bemessungswert der maximalen Ankerkraft, einschließlich der Wirkung der Festlegekraft, die ausreicht, um das Eintreten eines Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit im gestützten Bauwerk zu verhindern
$F_{Serv;k}$	charakteristischer Wert der maximalen Ankerkraft, einschließlich der Wirkung der Festlegekraft, die ausreicht, um das Eintreten eines Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit im gestützten Bauwerk zu verhindern
$F_{ULS;d}$	Bemessungswert der Kraft, die erforderlich ist, um das Eintreten eines Grenzzustands der Tragfähigkeit im gestützten Bauwerk zu verhindern
$K_{I;SLS}$	zulässiger kumulativer Lastabfall über einen festgelegten Zeitraum, wie in EN ISO 22477-5 definiert, der zur Bestimmung des Widerstands eines Ankers im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit angewendet wird
$K_{I;ULS}$	zulässiger kumulativer Lastabfall über einen festgelegten Zeitraum, wie in EN ISO 22477-5 definiert, der zur Bestimmung des Widerstands eines Ankers im Grenzzustand der Tragfähigkeit angewendet wird
n	Mindestanzahl der Untersuchungs- und/oder Eignungsprüfungen
P_c	kritische Kriechlast, bestimmt als die Last am Ende der unteren Ausgleichsgeraden im α /Prüfkraft-Diagramm, wie in EN ISO 22477-5 definiert
P_o	Festlegekraft, im Ankerkopf verbleibende Kraft unmittelbar nach Abschluss des Spannvorgangs
P_p	Prüflast, entspricht der maximalen Prüflast, die in einer Belastungsprüfung auf einen Anker aufgebracht wird
R_m	Messwert des Widerstands eines Ankers
$R_{SLS;d}$	Bemessungswert des Widerstands eines Ankers, der die Kriterien an den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfüllt
$R_{SLS;k}$	charakteristischer Wert des Widerstands eines Ankers, der die Kriterien an den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfüllt
$R_{SLS;m}$	Messwert des Widerstandes eines Ankers, der die Kriterien an den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfüllt
$(R_{SLS;m})_{min}$	niedrigster Wert von $R_{SLS;m}$, gemessen in einer Reihe von Untersuchungs- oder Eignungsprüfungen (n) für jede Baugrundbedingung
$R_{t;d}$	Bemessungswiderstand der lasttragenden Bauteile eines Ankers im Grenzzustand der Tragfähigkeit
$R_{ULS;d}$	Bemessungswert des Widerstands eines Ankers, der die Kriterien an den Grenzzustand der Tragfähigkeit erfüllt
$R_{ULS;k}$	charakteristischer Wert des Widerstands eines Ankers, der die Kriterien an den Grenzzustand der Tragfähigkeit erfüllt
$R_{ULS;m}$	Messwert des Widerstandes eines Ankers, der die Kriterien an den Grenzzustand der Tragfähigkeit erfüllt
$(R_{ULS;m})_{min}$	niedrigster Wert von $R_{ULS;m}$, gemessen in einer Reihe von Untersuchungs- oder Eignungsprüfungen (n) für jede Baugrundbedingung



Griechische Buchstaben

α	Neigung einer Fundamentsohle gegen die Horizontale
β	Geländeanstiegswinkel hinter einer Stützwand (aufwärts positiv)
δ	Wand- oder Sohlreibungswinkel
δ_d	Bemessungswert von δ
γ	Wichte
γ'	Wichte des Bodens unter Auftrieb

 $\overline{\gamma}$ gestrichener Text $\overline{\gamma}$ **$\overline{\gamma}$ gestrichener Text $\overline{\gamma}$** **$\overline{\gamma}$ gestrichener Text $\overline{\gamma}$**

γ_b	Teilsicherheitsbeiwert für den Pfahlfußwiderstand
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für die wirksame Kohäsion
γ_{cu}	Teilsicherheitsbeiwert für die Kohäsion im unkonsolidierten Zustand
γ_E	Teilsicherheitsbeiwert für eine Beanspruchung
γ_F	Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen, der die Möglichkeit einer ungünstigen Abweichung der Einwirkungen gegenüber den repräsentativen Werten berücksichtigt
γ_F	Teilsicherheitsbeiwert für eine Einwirkung
γ_G	Teilsicherheitsbeiwert für eine ständige Einwirkung
$\gamma_{G;dst}$	Teilsicherheitsbeiwert für eine ständige destabilisierende Einwirkung
$\gamma_{G;stb}$	Teilsicherheitsbeiwert für eine ständige stabilisierende Einwirkung
γ_m	Teilsicherheitsbeiwert für eine Bodenkenngröße (Materialeigenschaft)
$\gamma_{m;i}$	Teilsicherheitsbeiwert für eine Bodeneigenschaft in der Schicht i
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für eine Bodeneigenschaft unter Berücksichtigung von Modellunsicherheiten
γ_Q	Teilsicherheitsbeiwert für eine veränderliche Einwirkung
γ_{qu}	Teilsicherheitsbeiwert für die einaxiale Druckfestigkeit
γ_R	Teilsicherheitsbeiwert für einen Widerstand
$\gamma_{R;d}$	Teilsicherheitsbeiwert für Unsicherheiten des Widerstandsmodells
$\gamma_{R,e}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Erdwiderstand
$\gamma_{R,h}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Gleitwiderstand
$\gamma_{R,v}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Grundbruchwiderstand
γ_s	Teilsicherheitsbeiwert für die Pfahlmantelreibung
$\gamma_{S;d}$	Teilsicherheitsbeiwert für Modellunsicherheiten bei Beanspruchungen
$\gamma_{Q;dst}$	Teilsicherheitsbeiwert für eine veränderliche destabilisierende Einwirkung

DIN EN 1997-1:2014-03

EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

$\gamma_{Q,stab}$	Teilsicherheitsbeiwert für eine veränderliche stabilisierende Einwirkung
$\gamma_{s,t}$	Teilsicherheitsbeiwert für den Zugpfehlwiderstand
γ_t	Teilsicherheitsbeiwert für den Gesamtwiderstand eines Pfahles
γ_w	Wichte des Wassers
γ_φ	Teilsicherheitsbeiwert für den Reibungswinkel ($\tan \varphi$)
γ_γ	Teilsicherheitsbeiwert für die Wichte
θ	Richtungswinkel von H
ξ	Streuungsfaktor in Abhängigkeit von der Anzahl der untersuchten Pfähle bzw. Bodenprofile

[A1] gestrichener Text **[A1]**

ξ_1, ξ_2	Streuungs faktoren bei der Auswertung von statischen Pfahlprobebelastungen
ξ_3, ξ_4	Streuungs faktoren bei der Ableitung der Pfahltragfähigkeit aus Ergebnissen der Baugrunderkundung ohne Pfahlprobebelastungen
ξ_5, ξ_6	Streuungs faktoren bei der Auswertung von dynamischen Pfahlprobebelastungen
ψ	Faktor zur Ableitung des repräsentativen Wertes aus dem charakteristischen Wert (Kombinationsbeiwert)
$\sigma_{stab,d}$	Bemessungswert der stabilisierenden totalen Vertikalspannung
$\sigma'_{h,0}$	Horizontalkomponente des wirksamen Erdruhedrucks
$\sigma(z)$	Wandnormalspannung in der Tiefe z
$\tau(z)$	Wandschubspannung in der Tiefe z
φ'	wirksamer (effektiver) Reibungswinkel
φ_{cv}	Reibungswinkel im kritischen Grenzzustand
$\varphi_{cv,d}$	Bemessungswert von φ_{cv}
φ'_d	Bemessungswert von φ'

[A1]

In Abschnitt 8 verwendete griechische Buchstaben

α_{SLS}	Kriechmaß, das den Widerstand eines Ankers im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit definiert, bestimmt aus der Verschiebung je logarithmischen Zeitzyklus bei konstanter Ankerkraft, wie in EN ISO 22477-5 definiert
α_{ULS}	Kriechmaß, das den Widerstand eines Ankers im Grenzzustand der Tragfähigkeit definiert, bestimmt aus der Verschiebung je logarithmischen Zeitzyklus bei konstanter Ankerkraft, wie in EN ISO 22477-5 definiert
$\gamma_{Serv}, \gamma_{a;ULS}, \gamma_{a;SLS}, \gamma_{a;acc;ULS}, \gamma_{a;acc;SLS}$	Teilsicherheitsbeiwerte
ξ_{ULS}	Streuungs faktor

[A1]

AbkürzungenCFA Schneckenbohrpfähle (en: continuous flight auger pile)OCR Vorbelastungsverhältnis (en: over-consolidation ratio)

ANMERKUNG 1 Die in allen Eurocodes gemeinsam verwendeten Symbole sind in EN 1990:2002 definiert.

ANMERKUNG 2 Die Schreibweise der Symbole folgt ISO 3898:1997.

(2) Für geotechnische Berechnungen werden folgende Einheiten oder deren Vielfache empfohlen:

— Kraft	kN
— Masse	kg
— Moment	kNm
— Dichte	kg/m ³
— Wichte	kN/m ³
— Spannung, Druck, Festigkeit und Steifigkeit	kPa
— Durchlässigkeitsbeiwert	m/s
— Konsolidationsbeiwert	m ² /s

2 Grundlagen der geotechnischen Bemessung**2.1 Anforderungen an Entwurf, Berechnung und Bemessung**

(1)P Bei jeder geotechnischen Bemessungssituation muss sichergestellt sein, dass kein maßgebender, nach EN 1990:2002 definierter Grenzzustand überschritten wird.

(2) Bei der Festlegung der Bemessungssituationen und der Grenzzustände sollten folgende Punkte beachtet werden:

- die Baugrundverhältnisse hinsichtlich Gesamtstandsicherheit und Bewegungen im Untergrund;
- Art und Größe des Bauwerks und seiner Teile einschließlich etwaiger besonderer Anforderungen wie etwa an die geplante Nutzungsdauer;
- aus der Umgebung herrührende Umstände (z. B. Nachbarbebauung, Verkehr, Versorgungsleitungen, Vegetation, gefährliche Chemikalien);
- Baugrundverhältnisse;
- Grundwasserverhältnisse;
- regionale Erdbebentätigkeit;
- Umwelteinflüsse (Hydrologie, Gewässer, Senkungen, saisonale Schwankungen von Temperatur und Feuchtigkeit).

(3) Grenzzustände können entweder im Baugrund oder im Bauwerk oder als gemeinsames Versagen von Bauwerk und Baugrund eintreten.

DIN EN 1997-1:2014-03
EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

(4) Grenzzustände sollten mit einem der nachstehenden Verfahren oder mit einer Kombination der Verfahren untersucht werden:

- Anwendung der in 2.4 beschriebenen rechnerischen Nachweise;
- Anwendung der in 2.5 beschriebenen konstruktiven Maßnahmen;
- Modellversuche und Probelastungen, wie in 2.6 beschrieben;
- eine Beobachtungsmethode, wie in 2.7 beschrieben.

(5) In der Praxis kann es sich oft zeigen, welche Art von Grenzzustand die Planung bestimmen wird, so dass es genügt, die Vernachlässigung anderer Grenzzustände überschlägig zu prüfen.

(6) Bauwerke sollten in der Regel gegen das Eindringen von Grundwasser oder die Übertragung von Dampf oder von Gasen in ihre Innenräume geschützt werden.

(7) So weit möglich, sollten die Ergebnisse der Planung an Hand vergleichbarer Erfahrungen geprüft werden.

(8)P Um Mindestforderungen an Umfang und Qualität geotechnischer Untersuchungen, Berechnungen und der Bauüberwachung stellen zu können, muss die Komplexität jeder Gründungsmaßnahme im Zusammenhang mit den damit verbundenen Risiken gesehen werden. Insbesondere muss unterschieden werden zwischen

- leichten und einfachen Bauten und kleineren Erdarbeiten, bei denen gesichert ist, dass die Mindestanforderungen durch Erfahrung und qualitative geotechnische Untersuchungen mit vernachlässigbarem Risiko erfüllt sind, und
- anderen Grundbauwerken.

ANMERKUNG Die Art und Weise, in der diesen Mindestanforderungen entsprochen wird, darf im Nationalen Anhang angegeben werden.

(9) Bei Bauwerken und Erdarbeiten von geringem geotechnischem Schwierigkeitsgrad und geringem Risiko, wie oben definiert, dürfen vereinfachte Nachweise angewendet werden.

(10) Zur Festlegung geotechnischer Anforderungen dürfen drei Geotechnische Kategorien 1, 2 und 3 eingeführt werden.

(11) Eine vorläufige Einstufung eines Bauwerks in eine der Geotechnischen Kategorien sollte im Allgemeinen vor der Baugrunduntersuchung erfolgen. Wenn notwendig, sollte diese Einstufung in jeder Phase der Planung und der Bauausführung überprüft und geändert werden.

(12) Die aufwändigeren Verfahren für Bauwerke der höheren Kategorien können durch wirtschaftlichere Entwürfe gerechtfertigt sein oder vom Aufsteller als sachgemäß angesehen werden.

(13) Die verschiedenen Gesichtspunkte können bei der Planung eines Bauwerks eine Bearbeitung nach unterschiedlichen Geotechnischen Kategorien erfordern. Das ganze Bauvorhaben braucht nicht nach der höchsten dieser Kategorien eingestuft zu werden.

(14) Die Geotechnische Kategorie 1 sollte nur kleine und relativ einfache Bauwerke umfassen, bei denen

- die grundsätzlichen Anforderungen auf Grund von Erfahrung und qualitativen geotechnischen Untersuchungen erfüllbar sind;
- ein vernachlässigbares Risiko besteht.

(15) Verfahren für Bauwerke der Geotechnischen Kategorie 1 sollten nur dort angewendet werden, wo hinsichtlich Gefährdung durch Geländebruch oder Bewegungen im Baugrund keine Bedenken bestehen, und bei Baugrundverhältnissen, für die vergleichbare örtliche Erfahrungen für ein einfaches Verfahren ausreichen. In solchen Fällen dürfen Planung und Bemessung der Gründung und des Bauwerks nach routinemäßigen Verfahren erfolgen.

(16) Verfahren für Bauwerke der Geotechnischen Kategorie 1 sollten nur dort angewendet werden, wo der Baugrubenaushub oberhalb des Grundwasserspiegels bleibt oder wo eine vergleichbare örtliche Erfahrung vorliegt, dass ein Aushub im Grundwasser unbedenklich ist.

(17) Die Geotechnische Kategorie 2 gilt für konventionelle Gründungen und Bauwerke ohne ungewöhnliches Risiko oder schwierige Baugrund- und Belastungsverhältnisse.

(18) Die Nachweise für Bauwerke der Geotechnischen Kategorie 2 sollten in der Regel zahlenmäßig ausgewiesene geotechnische Kenngrößen und Berechnungen enthalten, um die grundsätzlichen Anforderungen zu erfüllen.

(19) Bei der Planung von Bauwerken oder Bauwerksteilen der Geotechnischen Kategorie 2 genügen Routineverfahren für die Feld- und Laborversuche sowie bei der Bemessung und Ausführung.

ANMERKUNG Konventionelle Bauwerke oder Bauwerksteile, die der Geotechnischen Kategorie 2 entsprechen, sind z. B.:

- Flächenfundamente;
- Gründungsplatten;
- Pfahlgründungen;
- Wände oder andere Konstruktionen zur Abstützung von Boden oder Wasser;
- Baugruben;
- Brückenpfeiler und Widerlager;
- Aufschüttungen und Erdarbeiten;
- Baugrundanker und andere Verankerungen im Baugrund;
- Tunnel in hartem, ungeklüftetem Gestein und ohne besondere Wasserdichtigkeit oder andere Anforderungen.

(20) Die Geotechnische Kategorie 3 sollte alle Bauwerke oder Bauwerksteile umfassen, die nicht zu den Geotechnischen Kategorien 1 und 2 gehören.

(21) Die Geotechnische Kategorie 3 sollte im Allgemeinen nach anspruchsvolleren Vorgaben und Regeln als den in dieser Norm genannten untersucht werden.

ANMERKUNG Beispiele für die Geotechnische Kategorie 3 sind:

- sehr große und ungewöhnliche Bauwerke;
- Bauwerke mit außergewöhnlichen Risiken oder ungewöhnlichen oder ungewöhnlich schwierigen Baugrund- oder Belastungsverhältnissen;
- Bauwerke in seismisch stark betroffenen Gebieten;
- Bauwerke in Gebieten, in denen mit instabilen Baugrundverhältnissen oder mit andauernden Bewegungen im Untergrund zu rechnen ist, so dass ergänzende Untersuchungen oder Sondermaßnahmen erforderlich sind.

2.2 Bemessungssituationen

(1)P Sowohl kurzfristige als auch langfristige Bemessungssituationen müssen berücksichtigt werden.

(2) Bei der Planung von Gründungsmaßnahmen sollten die Detailbeschreibungen von Bemessungssituationen, soweit zutreffend, enthalten:

- die Einwirkungen, ihre Kombinationen und Lastfälle;
- die allgemeine Eignung des Baugrunds, auf dem das Bauwerk stehen soll, hinsichtlich der Gesamtstandsicherheit und der Bewegungen im Untergrund;

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

- die Lage und Klassifizierung der verschiedenen Boden- und Felsformationen sowie der Konstruktionselemente, die von irgendeinem der Berechnungsmodelle betroffen sind;
- geneigte Gründungsebenen;
- Bergbau-Aktivitäten, Hohlräume oder sonstige untertägige Bauwerke;
- bei Bauwerken auf oder in der Nähe von Fels:
 - eingelagerte harte oder weiche Schichten;
 - Störungszonen, Klüfte und Spalten;
 - möglicherweise instabil gelagerte Felsblöcke;
 - durch Auslaugung entstandene Hohlräume, wie Karstkamine oder mit weichem Material gefüllte Spalten, sowie fortschreitende Lösungsvorgänge;
- die Umgebung des Bauvorhabens einschließlich folgender Punkte:
 - Auswirkungen von Kolken, Erosion und Bodenabtrag auf die Geländeform;
 - Auswirkungen chemischer Korrosion;
 - Verwitterungseinflüsse;
 - Frosteinwirkungen;
 - Auswirkungen lang anhaltender Trockenperioden;
 - Schwankungen des Grundwasserspiegels einschließlich beispielsweise der Auswirkungen von Wasserhaltungen, möglicher Überflutungen, dem Versagen von Entwässerungseinrichtungen, Wassergewinnungsmaßnahmen;
 - Gasaustritte aus dem Untergrund;
 - sonstige zeitliche und Umwelteinflüsse auf die Festigkeit und andere Eigenschaften der Materialien, wie z. B. die Auswirkung von Löchern durch tierische Aktivitäten;
- Erdbeben;
- Bewegungen im Untergrund durch Sackungen infolge eines Bergbaus oder anderer Ursachen;
- Verformungsempfindlichkeit des Bauwerks;
- die Rückwirkung des Neubaus auf bestehende Bauwerke, auf Versorgungsleitungen und auf die Umwelt.

2.3 Dauerhaftigkeit

(1)P In der Entwurfsphase einer Gründungsmaßnahme müssen die internen und externen Umweltbedingungen ermittelt werden, um ihre Bedeutung für die Dauerhaftigkeit zu erfassen und Vorkehrungen zum Schutz oder für einen angemessenen Widerstand der Baustoffe zu treffen.

(2) Bei der Planung für die Dauerhaftigkeit der im Baugrund eingesetzten Stoffe sollte Folgendes berücksichtigt werden:

- a) bei Beton:
 - aggressive Substanzen im Grundwasser oder im Boden oder in einer Auffüllung wie Säuren oder Sulfatsalze;

b) bei Stahl:

- chemischer Angriff bei Gründungselementen in einem Boden, der für strömendes Grundwasser und Sauerstoff ausreichend durchlässig ist;
- Korrosion auf der Wasserseite von Spundwänden, vor allem in der Wasserwechselzone;
- Lochfraß bei Stahleinlagen in gerissenem oder porösem Beton, besonders bei Walzstahl, bei dem sich zwischen der Walzhaut als Katode und dem Stahl darunter als Anode elektrolytische Effekte entwickeln können;

c) bei Holz:

- Befall von Pilzen und aeroben Bakterien bei Zutritt von Sauerstoff;

d) bei Kunststoffen:

- Alterung unter der Einwirkung von UV-Strahlen oder Ozon oder durch das Zusammenwirken von Temperatur und Spannung sowie sekundäre Auswirkungen chemischer Zersetzung.

(3) Auf die in den Baustoffnormen angegebenen Vorschriften zur Dauerhaftigkeit sollte Bezug genommen werden.

2.4 Geotechnische Bemessung auf Grund von Berechnungen

2.4.1 Allgemeines

(1)P Rechnerische Nachweise müssen entsprechend den grundsätzlichen Anforderungen der EN 1990:2002 und nach den speziellen Regeln dieser Norm geführt werden. Eine Bemessung durch Berechnung umfasst:

- Einwirkungen, entweder als äußere Kräfte oder als eingeprägte Verschiebungen, z. B. durch Bewegungen im Baugrund;
- Eigenschaften der Böden, Gesteine und anderer Materialien;
- geometrische Angaben;
- Grenzwerte für Verformungen, Rissweiten, Schwingungen usw.;
- Rechenmodelle.

(2) Es sollte berücksichtigt werden, dass die Kenntnis der Baugrundverhältnisse vom Umfang und von der Güte der Baugrunduntersuchungen abhängt. Deren Kenntnis und die Überwachung der Bauarbeiten sind im Allgemeinen wichtiger für die Einhaltung der grundsätzlichen Anforderungen als die Genauigkeit der Rechenmodelle und Teilsicherheitsbeiwerte.

(3)P Das Rechenmodell muss beschreiben, welches Baugrundverhalten im untersuchten Grenzzustand vorausgesetzt wird.

(4)P Falls für einen speziellen Grenzzustand kein zuverlässiges Rechenmodell zur Verfügung steht, muss der Nachweis mit einem anderen Grenzzustand geführt werden, wobei Teilsicherheitsbeiwerte anzusetzen sind, mit denen gesichert ist, dass der speziell zu untersuchende Grenzzustand nicht überschritten wird. Alternativ ist die Bemessung mit zulässigen Werten, Modellversuchen und Probelastungen auszuführen oder die Beobachtungsmethode anzuwenden.

(5) Als Rechenmodell kommen in Frage:

- ein analytisches Verfahren;
- ein halbempirisches Verfahren;
- ein numerisches Verfahren.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

- (6)P Jedes Rechenmodell muss entweder hinreichend genau sein oder zur sicheren Seite hin abweichen.
- (7) Ein Rechenmodell darf Vereinfachungen enthalten.
- (8) Eine Anpassung der mit dem Rechenmodell erzielten Ergebnisse darf, wenn notwendig, vorgenommen werden, um zu erreichen, dass der rechnerische Nachweis zutreffend ist oder auf der sicheren Seite liegt.
- (9) Falls die Anpassung der Ergebnisse mit einem Modellfaktor vorgenommen wird, sollte Folgendes beachtet werden:
- der Unsicherheitsbereich für die Ergebnisse des analytischen Verfahrens;
 - alle bei dem analytischen Verfahren bekannten systematischen Fehler.
- (10)P Falls bei der Berechnung eine empirische Beziehung verwendet wird, muss sichergestellt sein, dass sie für die vorherrschenden Baugrundverhältnisse gilt.
- (11) Grenzzustände mit Bildung eines Bruchmechanismus im Boden sollten in einfacher Weise mit einem Rechenmodell überprüft werden. Bei Grenzzuständen auf Grund von Verformungsbetrachtungen sollten die Verformungen nach 2.4.8 berechnet oder auf andere Weise abgeschätzt werden.
- ANMERKUNG Viele Rechenmodelle basieren auf der Annahme eines hinreichend duktilen Verhaltens des Systems Baugrund/Bauwerk. Wenn diese Duktilität allerdings fehlt, führt das zu einem Grenzzustand der Tragfähigkeit, der durch einen plötzlichen Bruch gekennzeichnet ist.
- (12) Numerische Verfahren können geeignet sein, die Verträglichkeit von Dehnungen oder die Wechselwirkung von Bauwerk und Baugrund in einem Grenzzustand zu untersuchen.
- (13) Im Grenzzustand sollte die Verträglichkeit der Dehnungen untersucht werden. In Fällen, wo ein gemeinsames Versagen von Bauteilen und des Baugrunds eintreten könnte, sollte eine detaillierte Untersuchung angestellt werden, in die das Steifigkeitsverhältnis von Bauwerk und Baugrund eingeht. Beispiele dafür sind Plattengründungen, seitlich belastete Pfähle und biegsame Stützwände. Besondere Aufmerksamkeit sollte der Verträglichkeit der Dehnungen bei Materialien gewidmet werden, die spröde sind oder zur Entfestigung neigen.
- (14) Bei einigen Problemen wie verankerten oder ausgesteiften biegsamen Baugrubenwänden hängen die Größe und Verteilung der Erddrücke, die Schnittkräfte und die Biegemomente weitgehend von der Wandsteifigkeit, der Steifigkeit und Festigkeit des Bodens und vom Spannungszustand im Boden ab.
- (15) Bei diesen Wechselwirkungsproblemen sollten in der Berechnung Stoffgesetze für den Baugrund und für die Baustoffe sowie für die Spannungszustände im Boden gewählt werden, die für den betrachteten Grenzzustand ausreichend repräsentativ sind, um ein auf der sicheren Seite liegendes Ergebnis zu erzielen.

2.4.2 Einwirkungen

- (1)P Die Definition der Einwirkungen ist EN 1990:2002 zu entnehmen. Die Werte der Einwirkungen, die in Frage kommen, sind EN 1991 zu entnehmen.
- (2)P Die Werte der geotechnischen Einwirkungen müssen so ausgewählt werden, dass sie bei einer Berechnung als Eingangsdaten bekannt sind; sie können sich möglicherweise im Zuge der Berechnung ändern.
- ANMERKUNG Da sich die Werte geotechnischer Einwirkungen im Verlauf einer Berechnung verändern können, werden sie in solchen Fällen als eine erste Schätzung eingeführt, um die Berechnung mit einem vorläufig bekannten Wert zu beginnen.
- (3)P Jede Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund muss in Rechnung gestellt werden, wenn die der Bemessung zu Grunde zu legenden Einwirkungen ermittelt werden.

(4) Bei der geotechnischen Bemessung sollten folgende Einwirkungen einbezogen werden:

- die Eigengewichte von Boden, Fels und Wasser;
- die Spannungen im Untergrund;
- Erddrücke;
- Wasserdrücke offener Gewässer einschließlich der Wellendrücke;
- Grundwasserdrücke;
- Strömungsdrücke;
- ruhende und eingeprägte Bauwerkslasten;
- Auflasten;
- Pollerzugkräfte;
- Entlastungen oder Bodenaushub;
- Verkehrslasten;
- durch Bergbau oder andere Aushöhlungen oder Tunnelbauten verursachte Bewegungen;
- durch die Vegetation, das Klima oder Feuchtigkeitsänderungen verursachtes Schwellen und Schrumpfen;
- Bewegungen infolge von kriechenden, rutschenden oder sich setzenden Bodenmassen;
- Bewegungen infolge von Entfestigung, Suffusion, Zerfall, Eigenverdichtung und chemischen Lösungsvorgängen;
- Bewegungen und Beschleunigungen durch Erdbeben, Explosionen, Schwingungen und dynamische Belastungen;
- Temperatureinwirkungen einschließlich der Frostwirkung;
- Eislasten;
- Vorspannung von Bodenankern oder Steifen;
- abwärts gerichteter Zwang (z. B. negative Mantelreibung).

(5)P Bei den veränderlichen Einwirkungen muss die Möglichkeit geprüft werden, dass sie sowohl gemeinsam als auch unabhängig voneinander auftreten können.

(6)P Die Dauer von Einwirkungen muss im Hinblick auf den Einfluss der Zeit auf die Bodeneigenschaften betrachtet werden, speziell was die Dränung und Zusammendrückbarkeit feinkörniger Bodenarten anbelangt.

(7)P Einwirkungen, die wiederholt auftreten, und Einwirkungen wechselnder Stärke müssen im Hinblick auf fortgesetzte Bewegungen, Bodenverflüssigung, veränderte Steifigkeit und Festigkeit des Untergrundes usw. besonders beachtet werden.

(8)P Einwirkungen, die im Bauwerk und im Baugrund eine dynamische Reaktion hervorrufen, müssen besonders beachtet werden.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

(9)P Einwirkungen, bei denen die Kräfte des Grundwassers und des offenen Wassers vorherrschen, müssen im Hinblick auf Verformungen, Rissbildungen, Veränderung der Durchlässigkeit und Erosion besonders beachtet werden.

ANMERKUNG Ungünstige (oder destabilisierende) und günstige (oder stabilisierende) ständige Einwirkungen können gegebenenfalls als aus einer Ursache herrührend angesehen werden. In solchen Fällen darf ein einheitlicher Teilsicherheitsbeiwert auf die Summe dieser Einwirkungen oder Beanspruchungen angewendet werden.

2.4.3 Baugrundeigenschaften

(1)P Die Eigenschaften der Boden- und Felsformationen, die für die rechnerischen Nachweise durch geotechnische Kenngrößen quantifiziert werden, müssen entweder direkt oder durch Korrelation, Theorie oder Erfahrung aus Versuchsergebnissen oder aus anderen einschlägigen Quellen ermittelt werden.

(2)P Die Kennwerte aus Versuchsergebnissen oder anderen Quellen sind für den jeweils untersuchten Grenzzustand sachgerecht zu interpretieren.

(3)P Die möglichen Unterschiede zwischen den versuchsmäßig ermittelten Baugrundeigenschaften und geotechnischen Kenngrößen einerseits und andererseits jenen, die das Verhalten der Gründung bestimmen, müssen berücksichtigt werden.

(4) Die in 2.4.3 (3)P angesprochenen Unterschiede können folgende Ursachen haben:

- viele geotechnische Kenngrößen sind keine wirklichen Konstanten, sondern hängen vom Spannungsniveau und von der Art der Verformung ab;
- die Struktur der Locker- und Festgesteine (z. B. Risse, Schichtung, große Partikel) kann sich im Versuch anders auswirken als bei der Gründung;
- Zeiteinflüsse;
- die Entfestigungswirkung des Sickerwassers bei Locker- oder Festgestein;
- die Entfestigungswirkung dynamischer Einwirkungen;
- die Sprödigkeit oder Duktilität des untersuchten Locker- und Festgesteins;
- das Herstellungsverfahren des Gründungsbauwerks;
- die Einbauqualität bei geschüttetem oder verbessertem Boden;
- der Einfluss von Baumaßnahmen auf die Baugrundeigenschaften.

(5) Bei der Festlegung von Werten für geotechnische Kenngrößen sollte Folgendes beachtet werden:

- veröffentlichte und allgemein bekannte Erkenntnisse, die sich auf die Anwendung der einzelnen Versuchsart auf die entsprechenden Baugrundverhältnisse beziehen;
- der Zahlenwert jeder geotechnischen Kenngröße im Vergleich zu einschlägig veröffentlichten Zahlenwerten und zu örtlicher und allgemeiner Erfahrung;
- die Streuung der für die Planung maßgebenden geotechnischen Kenngrößen;
- die Ergebnisse aller großmaßstäblichen Feldversuche sowie Messungen an Nachbargebäuden;
- alle Korrelationen der Ergebnisse bei mehr als einer Versuchsart;
- jede wesentliche Verschlechterung von Baugrundeigenschaften, die sich im Laufe der Nutzungsdauer des Bauwerks ergeben kann.

(6)P Soweit erforderlich, müssen Anpassungsfaktoren angewendet werden, um die Ergebnisse von Feld- oder Laborversuchen entsprechend EN 1997-2 in Werte umzuwandeln, die das Verhalten des Locker- oder Festgesteins im tatsächlichen Grenzzustand wiedergeben, oder es sind Korrelationen anzuwenden, mit denen aus Versuchsergebnissen abgeleitete Kennwerte ermittelt werden.

2.4.4 Geometrische Vorgaben

(1)P Geometrische Vorgaben sind die Höhenlage und Neigung des Geländes, Wasserspiegelhöhen, Schichtgrenzen, Aushubtiefen und die Abmessungen des Gründungsbauwerks.

2.4.5 Charakteristische Werte

2.4.5.1 Charakteristische und repräsentative Werte von Einwirkungen

(1)P Charakteristische und repräsentative Werte von Einwirkungen müssen entsprechend EN 1990:2002 und den verschiedenen Teilen der EN 1991 abgeleitet werden.

2.4.5.2 Charakteristische Werte von geotechnischen Kenngrößen

(1)P Die Wahl charakteristischer Werte für geotechnische Kenngrößen muss an Hand der Ergebnisse und abgeleiteten Werte aus Labor- und Feldversuchen erfolgen, ergänzt durch vergleichbare Erfahrungen.

(2)P Der charakteristische Wert einer geotechnischen Kenngröße ist als eine vorsichtige Schätzung desjenigen Wertes festzulegen, der im Grenzzustand wirkt.

(3)P Die größere Streuung von c' im Vergleich zu $\tan\phi'$ ist bei der Festlegung ihrer charakteristischen Werte zu berücksichtigen.

(4)P Bei der Wahl charakteristischer Werte der geotechnischen Kenngrößen muss Folgendes beachtet werden:

- geologische und andere Hintergrundinformationen wie die Werte von früheren Projekten;
- die Streuung der gemessenen Eigenschaft und andere einschlägige Informationen, z. B. auf Grund vorhandener Kenntnisse;
- der Umfang der Feld- und Laboruntersuchung;
- Art und Anzahl der Bodenproben;
- die Ausdehnung des Baugrundbereichs, der für das Verhalten des geotechnischen Bauwerks im betrachteten Grenzzustand maßgebend ist;
- die Fähigkeit des geotechnischen Bauwerks, Lasten aus weichen in festere Bereiche des Baugrunds umzulagern.

(5) Charakteristische Werte können untere Werte sein, die niedriger sind als die wahrscheinlichsten, oder obere Werte, die darüberliegen.

(6)P Bei jedem Nachweis muss die ungünstigste Kombination von unteren und oberen Werten voneinander unabhängiger Kenngrößen angewendet werden.

(7) Der für das Verhalten des geotechnischen Bauwerks maßgebende Baugrundbereich ist gewöhnlich viel größer als ein Versuchskörper oder als der Bodenbereich, der von einem Feldversuch erfasst wird. Daher sind die maßgebenden Kenngrößen oft Mittelwerte aus einem Wertebereich über eine große Fläche oder ein großes Volumen des Baugrunds. Der charakteristische Wert sollte dann ein vorsichtiger Schätzwert dieses Mittelwertes sein.

(8) Falls das Verhalten des geotechnischen Bauwerks im betrachteten Grenzzustand vom niedrigsten oder vom höchsten Wert der Bodeneigenschaft gesteuert wird, sollte der charakteristische Wert ein vorsichtig gewählter niedrigster bzw. höchster Wert sein, der in der für das Verhalten maßgebenden Zone auftreten kann.

(9) Bei der Festlegung des für das Verhalten geotechnischen Bauwerks im Grenzzustand maßgebenden Baugrundbereichs sollte beachtet werden, dass dieser Grenzzustand vom Verhalten des gestützten Bauwerks abhängt. Wenn beispielsweise für ein Gebäude auf mehreren Einzelfundamenten der Grenzzustand der Tragfähigkeit untersucht wird und das Bauwerk nicht in der Lage ist, ein örtliches Versagen eines Einzelfundaments zu überstehen, dann sollte die maßgebende Festigkeit der Mittelwert der Festigkeiten sein, die über jede einzelne der Bodenschichten unter einem Einzelfundament angesetzt werden.

Ist dagegen das Bauwerk steif genug, sollte die maßgebende Kenngröße der Mittelwert aller einzelnen Mittelwerte im gesamten Bereich oder in dem Teil des Baugrunds unter dem Gebäude sein.

(10) Falls statistische Verfahren bei der Auswahl charakteristischer Werte von Baugrundeigenschaften eingesetzt werden, sollten Verfahren verwendet werden, die sowohl zwischen örtlich entnommenen Proben (lokale Stichprobe) und Proben aus der weiteren Umgebung (regionale Stichprobe) unterscheiden als auch Vorkenntnisse vergleichbarer Bodenarten berücksichtigen können.

(11) Falls statistische Verfahren benutzt werden, sollte der charakteristische Wert so abgeleitet werden, dass für den betrachteten Grenzzustand die rechnerische Wahrscheinlichkeit für einen ungünstigeren Wert nicht größer als 5 % ist.

ANMERKUNG In diesem Zusammenhang entspricht der vorsichtig gewählte Mittelwert einem Mittelwert mit einem 95%igen Vertrauensbereich für einen begrenzten Satz von Werten der geotechnischen Kenngröße. Ist dagegen örtliches Versagen angezeigt, entspricht eine vorsichtige Wahl dem einer 5 %-Fraktile zuzuordnenden unteren Wert.

(12)P Wenn Tabellen für Baugrund-Kenngrößen verwendet werden, muss der charakteristische Wert als sehr vorsichtiger Wert gewählt werden.

2.4.5.3 Charakteristische Werte von geometrischen Vorgaben

(1)P Die charakteristischen Werte von Geländehöhen und Spiegelhöhen des Grundwassers oder offener Gewässer müssen Messwerte, Nennwerte oder geschätzte obere oder untere Höhenangaben sein.

(2) Die charakteristischen Werte von Geländehöhen und Abmessungen der geotechnischen Bauwerke oder Bauwerksteile sollten in der Regel Nennwerte sein.

2.4.6 Bemessungswerte

2.4.6.1 Bemessungswerte von Einwirkungen

(1)P Der Bemessungswert einer Einwirkung muss nach EN 1990:2002 bestimmt werden.

(2)P Der Bemessungswert einer Einwirkung (F_d) muss entweder direkt festgelegt oder aus repräsentativen Werten nach folgender Gleichung abgeleitet werden:

$$F_d = \gamma_F \times F_{rep} \quad (2.1a)$$

mit

$$F_{rep} = \psi \times F_k \quad (2.1b)$$

(3)P Geeignete Werte für ψ müssen EN 1990:2002 entnommen werden.

(4)P Der Teilsicherheitsbeiwert γ_F für ständige und vorübergehende Situationen, wie er im Anhang A definiert ist, muss in Gleichung (2.1a) angewendet werden.

ANMERKUNG 1 Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden.

ANMERKUNG 2 Die im Anhang A empfohlenen Werte geben das angemessene Sicherheitsniveau für konventionelle Bemessungen an.

(5) Falls Bemessungswerte geotechnischer Einwirkungen direkt festgelegt werden, sind die im Anhang A empfohlenen Teilsicherheitsbeiwerte als Richtwerte für das erforderliche Sicherheitsniveau anzusehen.

(6)P Bei der Behandlung von Grundwasserdrücken in Grenzzuständen mit erheblichen Konsequenzen (in der Regel Grenzzustände der Tragfähigkeit) müssen die Bemessungswerte die ungünstigsten Werte sein, die während der Nutzungsdauer des Bauwerks auftreten könnten. Bei Grenzzuständen mit weniger schweren Konsequenzen (in der Regel Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit) müssen als Bemessungswerte die ungünstigsten Werte angesetzt werden, die unter normalen Umständen auftreten könnten.

(7) In bestimmten Fällen dürfen extreme Wasserdrücke nach EN 1990:2002, 1.5.3.5, als außergewöhnliche Einwirkungen behandelt werden.

(8) Nach 2.4.4 (1)P und 2.4.5.3 (1)P dürfen die Bemessungswerte für Grundwasserdrücke entweder mit Teilsicherheitsbeiwerten auf charakteristische Wasserdrücke oder mit einem Sicherheitszu- oder -abschlag für den charakteristischen Wasserstand abgeleitet werden.

(9) Folgende Faktoren können sich auf die Wasserdrücke auswirken und sollten berücksichtigt werden:

- die Spiegelhöhe des offenen Gewässers oder des Grundwassers;
- die günstigen oder ungünstigen Auswirkungen einer natürlichen oder künstlichen Entwässerung, wobei deren künftige Wartung zu berücksichtigen ist;
- die Wassermenge infolge von Niederschlägen, Überschwemmungen, Rohrbrüchen oder infolge anderer Ursachen;
- Veränderungen der Wasserdrücke durch wachsende oder gerodete Vegetation.

(10) Beachtet werden sollten ungünstige Wasserstände, die durch veränderte Wasserfassungen und verminderte Dränung infolge von Verstopfung, Frosteinwirkung oder aus anderen Gründen auftreten können.

(11) Sofern die Zuverlässigkeit des Entwässerungssystems nicht nachgewiesen und seine Wartung nicht sicher ist, sollte als Bemessungs-Grundwasserstand die höchste mögliche Kote genommen werden, d. h. möglicherweise die Geländeoberfläche.

2.4.6.2 Bemessungswerte für geotechnische Kenngrößen

(1)P Bemessungswerte für geotechnische Kenngrößen (X_d) müssen entweder aus charakteristischen Werten mit folgender Gleichung

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (2.2)$$

abgeleitet oder direkt festgelegt werden.

(2)P Der Teilsicherheitsbeiwert γ_M für ständige und vorübergehende Situationen, wie er im Anhang A definiert ist, muss in Gleichung (2.2) eingesetzt werden.

ANMERKUNG 1 Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden.

ANMERKUNG 2 Die im Anhang A empfohlenen Werte geben die Mindestsicherheit für konventionelle Bemessungen an.

(3) Falls Bemessungswerte für geotechnische Kenngrößen direkt festgelegt werden, sind die im Anhang A empfohlenen Teilsicherheitsbeiwerte als Richtwerte für das erforderliche Sicherheitsniveau anzusehen.

2.4.6.3 Bemessungswerte für geometrische Vorgaben

(1) Die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Materialien (γ_F und γ_M) enthalten einen Spielraum für kleinere Streuungen geometrischer Vorgaben, so dass in solchen Fällen keine weitere Sicherheit für geometrische Vorgaben gefordert werden sollte.

DIN EN 1997-1:2014-03**EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

(2)P In Fällen, in denen Abweichungen bei den geometrischen Vorgaben eine nachhaltige Wirkung auf die Zuverlässigkeit eines Bauwerks haben, müssen die Bemessungswerte a_d der geometrischen Vorgaben entweder direkt festgelegt oder aus Nennwerten mit der Gleichung (siehe 6.3.4 in EN 1990:2002)

$$a_d = a_{\text{nom}} \pm \Delta a \quad (2.3)$$

abgeleitet werden, wobei die Werte von Δa in 6.5.4 (2) und 9.3.2.2 angegeben sind.

2.4.6.4 Bemessungswerte für Bauwerkseigenschaften

(1)P Die Bemessungswerte für die Festigkeitseigenschaften der Baustoffe und Bauteilwiderstände müssen nach EN 1992 bis EN 1996 und EN 1999 berechnet werden.

2.4.7 Grenzzustände der Tragfähigkeit

2.4.7.1 Allgemeines

(1)P Soweit zutreffend, muss nachgewiesen werden, dass folgende Grenzzustände nicht überschritten werden:

- Verlust der Lagesicherheit des als starrer Körper angesehenen Bauwerks oder des Baugrunds, wobei die Festigkeiten der Baustoffe und des Baugrunds für den Widerstand nicht entscheidend sind (EQU);
- inneres Versagen oder sehr große Verformung des Bauwerks oder seiner Bauteile, einschließlich der Fundamente, Pfähle, Kellerwände usw., wobei die Festigkeit der Baustoffe für den Widerstand entscheidend ist (STR);
- Versagen oder sehr große Verformung des Baugrunds, wobei die Festigkeit der Locker- und Festgesteine für den Widerstand entscheidend ist (GEO);
- Verlust der Lagesicherheit des Bauwerks oder Baugrunds infolge Aufschwimmens (Auftrieb) oder anderer vertikaler Einwirkungen (UPL);
- hydraulischer Grundbruch, innere Erosion und Piping im Boden, verursacht durch Strömungsgradienten (HYD).

ANMERKUNG Der Grenzzustand GEO ist oft für die Bemessung von Bauelementen bei Gründungen oder Stützbauwerken und zuweilen für die Festigkeit von Tragwerksgliedern maßgebend.

(2)P Die im Anhang A definierten Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und vorübergehende Situationen sind anzuwenden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die Tabellen im Anhang A nennen empfohlene Werte.

(3) Alle Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen bei außergewöhnlichen Situationen sollten in der Regel gleich 1,0 gesetzt werden. Alle Teilsicherheitsbeiwerte für die Widerstände sollten dann entsprechend den besonderen Umständen der außergewöhnlichen Situation gewählt werden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden.

(4) Höhere Werte als die im Anhang A empfohlenen sollten in Fällen außergewöhnlichen Risikos oder ungewöhnlicher oder außerordentlich schwieriger Baugrundverhältnisse oder Belastungen angesetzt werden.

ANMERKUNG Die Teilsicherheitsbeiwerte können im Nationalen Anhang festgelegt werden.

(5) Geringere Werte als die im Anhang A empfohlenen dürfen bei zeitlich befristeten Tragwerken oder bei vorübergehenden Bemessungssituationen angesetzt werden, wenn die möglichen Folgen das rechtfertigen.

ANMERKUNG Die Teilsicherheitsbeiwerte können im Nationalen Anhang festgelegt werden.

(6) Bei der Berechnung des Bemessungswertes für den Widerstand (R_d) oder die Beanspruchung (E_d) dürfen Modellfaktoren ($\gamma_{R;d}$ bzw. $\gamma_{S;d}$) eingeführt werden um zu erreichen, dass die Ergebnisse des für die Bemessung verwendeten Rechenmodells entweder zutreffend oder auf der sicheren Seite sind.

ANMERKUNG Die Modellfaktoren können im Nationalen Anhang festgelegt werden.

2.4.7.2 Nachweis der Lagesicherheit

(1)P Bei der Betrachtung des Grenzzustands der Lagesicherheit oder von Gesamtverschiebungen des Tragwerks oder des Baugrunds (EQU) muss nachgewiesen werden, dass

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad (2.4)$$

ist, mit

$$E_{dst;d} = E \left\{ \gamma_F \times F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}_{dst} \quad (2.4a)$$

und

$$E_{stb;d} = E \left\{ \gamma_F \times F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}_{stb} \quad (2.4b)$$

(2)P Die in A.2 (1)P und A.2 (2)P definierten Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und vorübergehende Situationen sind in Gleichung (2.4) einzusetzen.

ANMERKUNG 1 Die Lagesicherheit EQU hat vorwiegend für die innere Bemessung des Tragwerks Bedeutung. In der Geotechnik wird sich der Nachweis EQU auf seltene Fälle beschränken – etwa die starre Gründung auf Fels – und muss grundsätzlich vom Nachweis der Gesamtstandsicherheit oder der Aufschwimmsicherheit unterschieden werden. Falls ein Scherwiderstand T_d einbezogen wird, sollte er von geringerer Bedeutung sein.

ANMERKUNG 2 Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die Tabellen A.1 und A.2 nennen die empfohlenen Werte.

2.4.7.3 Nachweis von Grenzzuständen im Tragwerk und im Baugrund bei ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen

2.4.7.3.1 Allgemeines

(1)P Bei der Betrachtung eines durch Bruch oder sehr große Verformung gekennzeichneten Grenzzustands in einem Tragelement, in einem Querschnitt oder im Baugrund (STR und GEO) muss nachgewiesen werden, dass

$$E_d \leq R_d \quad (2.5)$$

ist.

2.4.7.3.2 Bemessungswert der Beanspruchungen

(1) Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen können entweder auf die Einwirkungen (F_{rep}) selbst oder ihre Beanspruchungen (E) angewendet werden:

$$E_d = E \left\{ \gamma_F \times F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (2.6a)$$

oder

$$E_d = \gamma_E \times E \left\{ F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (2.6b)$$

DIN EN 1997-1:2014-03**EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

(2) Es gibt Bemessungssituationen, bei denen die Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte auf die geotechnischen Einwirkungen (wie Erd- und Wasserdrücke) zu Bemessungswerten führen könnte, die nicht plausibel oder sogar physikalisch unmöglich sind. In solchen Fällen sollten die Teilsicherheitsbeiwerte direkt auf die aus den Repräsentativwerten der Einwirkungen abgeleiteten Beanspruchungen angewendet werden.

(3)P Die in A.3.1 (1)P und A.3.2 (1)P definierten Teilsicherheitsbeiwerte sind in den Gleichungen (2.6a) und (2.6b) zu verwenden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die Tabellen A.3 und A.4 nennen die empfohlenen Werte.

2.4.7.3.3 Bemessungswiderstände

(1) Die Teilsicherheitsbeiwerte können entweder auf Baugrundeigenschaften (X) oder auf die Widerstände (R) oder auf beide folgendermaßen angewendet werden:

$$R_d = R \left\{ \gamma_F \times F_{\text{rep}}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (2.7a)$$

oder

$$R_d = \frac{R \left\{ \gamma_F \times F_{\text{rep}}; X_k; a_d \right\}}{\gamma_R} \quad (2.7b)$$

oder

$$R_d = \frac{R \left\{ \gamma_F \times F_{\text{rep}}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}}{\gamma_R} \quad (2.7c)$$

ANMERKUNG Wenn bei der Bemessung die Beanspruchungen faktorisiert werden, ist der Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkungen $\gamma_F = 1,0$ [siehe auch B.3(6)].

(2)P Die in A.3.3.1 (1)P, A.3.3.2 (1)P, A.3.3.4 (1)P, A.3.3.5 (1)P und A.3.3.6 (1)P definierten Teilsicherheitsbeiwerte sind in den Gleichungen (2.7a), (2.7b) und (2.7c) zu verwenden.

ANMERKUNG Die Größen der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die Tabellen A.5, A.6, A.7, A.8, A.12, A.13 und A.14 nennen die empfohlenen Werte.

2.4.7.3.4 Nachweisverfahren**2.4.7.3.4.1 Allgemeines**

(1)P Die Art und Weise, wie die Gleichungen (2.6) und (2.7) angewendet werden, muss durch eines von drei Verfahren festgelegt werden.

ANMERKUNG 1 Der Weg, wie die Gleichungen (2.6) und (2.7) anzuwenden sind, und das entsprechende Nachweisverfahren dürfen im Nationalen Anhang angegeben werden.

ANMERKUNG 2 Nähere Erläuterungen zu den Nachweisverfahren gibt Anhang B.

ANMERKUNG 3 Die Teilsicherheitsbeiwerte, die im Anhang A für die Gleichungen (2.6) und (2.7) angegeben werden, sind gegliedert mit den Bezeichnungen A (für Einwirkungen und Beanspruchungen), M (für geotechnische Kenngrößen) und R (für Widerstände). Ihre Auswahl richtet sich nach dem angewendeten Nachweisverfahren.

2.4.7.3.4.2 Nachweisverfahren 1

(1)P Abgesehen von der Bemessung axial belasteter Pfähle und Anker muss nachgewiesen werden, dass ein Grenzzustand durch Bruch oder zu große Verformungen bei jeder der beiden folgenden Kombinationen von Gruppen von Teilsicherheitsbeiwerten ausgeschlossen ist:

Kombination 1: $A1$ „+“ $M1$ „+“ $R1$

Kombination 2: $A2$ „+“ $M2$ „+“ $R1$

wobei „+“ bedeutet „in Verbindung mit“.

ANMERKUNG Bei den Kombinationen 1 und 2 werden Teilsicherheitsbeiwerte auf die Einwirkungen und auf die Baugrund-Kenngrößen angewendet.

(2)P Für die Bemessung von axial belasteten Pfählen und Ankern muss nachgewiesen werden, dass ein Grenzzustand durch Bruchversagen oder zu große Verformungen mit jeder der beiden folgenden Kombinationen von Gruppen von Teilsicherheitsbeiwerten ausgeschlossen ist:

Kombination 1: $A1$ „+“ $M1$ „+“ $R1$

Kombination 2: $A2$ „+“ ($M1$ oder $M2$) „+“ $R4$

ANMERKUNG 1 Bei der Kombination 1 werden Teilsicherheitsbeiwerte auf Einwirkungen und Bodenwiderstände angewendet. Bei der Kombination 2 werden die Teilsicherheitsbeiwerte auf Einwirkungen und Bodenwiderstände bzw. fallweise auf Bodenkenngößen angewendet.

ANMERKUNG 2 Bei der Kombination 2 werden die Werte $M1$ auf die Pfahl- und Ankerwiderstände angewendet, die Werte $M2$ auf ungünstige Einwirkungen auf Pfähle infolge z. B. negativer Mantelreibung oder Querbelastrung.

(3) Falls eine dieser Kombinationen erkennbar maßgebend ist, brauchen die anderen nicht nachgewiesen zu werden. Allerdings können verschiedene Kombinationen für unterschiedliche Aspekte desselben Nachweises kritisch sein.

2.4.7.3.4.3 Nachweisverfahren 2

(1)P Es muss nachgewiesen werden, dass ein Grenzzustand durch Bruch oder zu große Verformungen mit der folgenden Kombination von Gruppen von Teilsicherheitsbeiwerten ausgeschlossen ist:

Kombination: $A1$ „+“ $M1$ „+“ $R2$

ANMERKUNG 1 Bei diesem Verfahren werden die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Einwirkungen oder Beanspruchungen und auf die Widerstände des Baugrunds angewendet.

ANMERKUNG 2 Wenn dieses Verfahren auf den Nachweis der Böschungsbruch- und der Gesamtstandsicherheit angewendet wird, wird die resultierende Beanspruchung in der Gleitfläche mit γ_E multipliziert und der Scherwiderstand längs der Gleitfläche durch $\gamma_{R,e}$ dividiert.

2.4.7.3.4.4 Nachweisverfahren 3

(1)P Es muss nachgewiesen werden, dass ein Grenzzustand durch Bruch oder zu große Verformungen mit der folgenden Kombination von Gruppen von Teilsicherheitsbeiwerten ausgeschlossen ist:

Kombination: ($A1^*$ oder $A2^\dagger$) „+“ $M2$ „+“ $R3$

* bei Einwirkungen aus dem Tragwerk

† bei geotechnischen Einwirkungen

ANMERKUNG 1 Bei diesem Verfahren werden die Teilsicherheitsbeiwerte auf die Einwirkungen oder auf die Beanspruchungen des Tragwerks und auf die Baugrund-Kenngrößen angewendet.

ANMERKUNG 2 Beim Nachweis der Böschungs- und der Gesamtstandsicherheit werden die äußeren Einwirkungen auf den Boden (z. B. Tragwerkslasten, Verkehrslasten) als geotechnische Einwirkungen mit der Gruppe $A2$ der Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen behandelt.

DIN EN 1997-1:2014-03

EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

2.4.7.4 Nachweisverfahren und Teilsicherheitsbeiwerte beim Aufschwimmen

(1)P Der Nachweis gegen Aufschwimmen (UPL) muss so geführt werden, dass der Bemessungswert der Kombination von destabilisierenden ständigen und veränderlichen vertikalen Einwirkungen $V_{dst;d}$ kleiner oder gleich der Summe des Bemessungswertes der stabilisierenden ständigen vertikalen Einwirkungen ($G_{stb;d}$) und gegebenenfalls des Bemessungswertes eines zusätzlichen Widerstands gegen Aufschwimmen (R_d) ist:

$$V_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d \quad (2.8)$$

wobei

$$V_{dst;d} = G_{dst;d} + Q_{dst;d}$$

ist.

(2) Ein zusätzlicher Widerstand gegen Aufschwimmen darf als stabilisierende ständige vertikale Einwirkung ($G_{stb;d}$) behandelt werden.

(3)P Die in A.4 (1)P und A.4 (2)P definierten Teilsicherheitsbeiwerte für $G_{dst;d}$, $Q_{dst;d}$, $G_{stb;d}$ und R_d für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen müssen in Gleichung (2.8) angewendet werden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die Tabellen A.15 und A.16 nennen die empfohlenen Werte.

2.4.7.5 Nachweisverfahren und Teilsicherheitsbeiwerte beim hydraulischen Grundbruch

(1)P Bei der Untersuchung des durch einen hydraulischen Grundbruch verursachten Grenzzustands (HYD, siehe 10.3) muss nachgewiesen werden, dass für jedes in Frage kommende Bodenprisma der Bemessungswert des destabilisierenden totalen Porenwasserdrucks ($u_{dst;d}$) an der Unterseite des Prismas oder der Strömungskraft ($S_{dst;d}$) in dem Prisma nicht größer ist als der Bemessungswert der stabilisierenden totalen Vertikalspannung ($\sigma_{stb;d}$) an der Unterseite des Prismas oder das Gewicht unter Auftrieb ($G'_{stb;d}$) desselben Prismas:

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d} \quad (2.9a)$$

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d} \quad (2.9b)$$

(2)P Die in A.5 (1)P definierten Teilsicherheitsbeiwerte für $u_{dst;d}$, $\sigma_{dst;d}$, $S_{dst;d}$ und $G'_{stb;d}$ bei ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen sind in den Gleichungen (2.9a) und (2.9b) anzuwenden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die Tabelle A.17 nennt die empfohlenen Werte.

2.4.8 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

(1)P Für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit im Baugrund oder in einem Tragwerksquerschnitt, einem Bauteil oder einem Anschluss muss entweder nachgewiesen werden, dass

$$E_d \leq C_d \quad (2.10)$$

ist, oder der Nachweis durch das in 2.4.8 (4) angegebene Verfahren erbracht werden.

(2) Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sollten in der Regel gleich 1,0 gesetzt werden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden.

(3) Die charakteristischen Werte sollten angemessen verändert werden, falls sich die Baugrundeigenschaften, beispielsweise durch Grundwasserabsenkung oder Austrocknung, während der Nutzungsdauer des Bauwerks verändern können.

(4) Der Nachweis darf dadurch geführt werden, dass ein hinreichend geringer Anteil der Bodenfestigkeit mobilisiert wird, so dass die Verformungen innerhalb der für die Gebrauchstauglichkeit geforderten Grenzen bleiben, vorausgesetzt, dieser vereinfachte Nachweis ist auf Bemessungssituationen beschränkt, in denen

- die Größe der Verformung beim Nachweis der Gebrauchstauglichkeit nicht erforderlich ist,
- vergleichbare Erfahrung mit ähnlichem Baugrund, Tragwerk und entsprechender Anwendungsregel vorliegt.

(5)P Ein Grenzwert für eine bestimmte Verformung ist der Wert, bei dem zu vermuten ist, dass die Gebrauchstauglichkeit – etwa durch nicht hinnehmbare Risse oder klemmende Türen – im Bauwerk nicht gegeben ist. Dieser Grenzwert muss während der Planung des Bauwerks vereinbart werden.

2.4.9 Grenzwerte für Fundamentbewegungen

(1)P Beim Entwurf von Gründungen müssen Grenzwerte für die Fundamentbewegungen festgelegt werden.

ANMERKUNG Zulässige Fundamentbewegungen dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden.

(2)P Unterschiedliche Fundamentbewegungen, die zur Verformung im aufgehenden Tragwerk führen, müssen begrenzt werden, um zu erreichen, dass sich im Tragwerk dadurch kein Grenzzustand einstellt.

(3)P Bei der Festlegung von Bemessungswerten für Grenzwerte von Bewegungen und Verformungen muss Folgendes berücksichtigt werden:

- die Zuverlässigkeit, mit der das zulässige Bewegungsmaß beschrieben werden kann;
- die Art und Geschwindigkeit von Baugrundbewegungen;
- die Art des Tragwerks;
- die Art des Baustoffs;
- die Gründungsart;
- das Verformungsschema;
- die vorgesehene Nutzung des Bauwerks;
- die Notwendigkeit, sicherzustellen, dass es keine Probleme mit Leitungen gibt, die ins Gebäude führen.

(4)P Beim Nachweis von Setzungsunterschieden muss berücksichtigt werden:

- die Art und Geschwindigkeit von Setzungen und Baugrundbewegungen;
- die zufällige und systematische Streuung der Baugrundeigenschaften;
- die Lastverteilung;
- das Bauverfahren (einschließlich der Lastentwicklung);
- die Steifigkeit des Tragwerks während und nach dem Bau.

ANMERKUNG Wenn keine Grenzwerte für Tragwerksverformungen vorgegeben sind, dürfen die im Anhang H für Tragwerksverformungen und Fundamentbewegungen angegebenen Werte benutzt werden.

2.5 Entwurf und Bemessung auf Grund von anerkannten Tabellenwerten

(1) Bei Bemessungssituationen, für die es keine Rechenmodelle gibt oder keine notwendig sind, lassen sich Grenzzustände durch Anwendung anerkannter Tabellenwerte vermeiden. Dazu gehören die gewohnten und damit im Allgemeinen konservativen Entwurfsregeln und die Sorgfalt bei der Auswahl und Prüfung der Baumaterialien, bei der Ausführung der Arbeit sowie bei den Schutz- und Unterhaltungsmaßnahmen.

ANMERKUNG Hinweise auf solche herkömmlichen und im Allgemeinen konservativen Regeln dürfen im Nationalen Anhang gegeben werden.

(2) Die Bemessung auf Grund anerkannter Tabellenwerte darf angewendet werden, wenn vergleichbare Erfahrung, wie in 1.5.2.2 definiert, einen statischen Nachweis unnötig macht. Sie darf ebenfalls benutzt werden, um eine Dauerhaftigkeit gegen Frosteinwirkung und chemische oder biologische Angriffe zu erreichen, bei denen direkte Berechnungen im Allgemeinen nicht zum Ziel führen.

2.6 Probelastungen und Modellversuche

(1)P Wenn die Ergebnisse von Probelastungen oder von groß- oder kleinmaßstäblichen Modellversuchen zum Nachweis einer Bemessung oder zur Ergänzung einer der anderen in 2.1 (4) genannten Alternativen herangezogen werden, müssen folgende Punkte berücksichtigt und einbezogen werden:

- unterschiedliche Baugrundverhältnisse beim Versuch und beim wirklichen Tragwerk;
- Zeiteinflüsse, insbesondere wenn die Versuchsdauer viel kürzer ist als die Dauer der Belastung am Tragwerk;
- Modellähnlichkeit, vor allem wenn kleine Modelle benutzt werden. Die Auswirkung des Spannungsniveaus ist im Zusammenhang mit der Partikelgröße zu berücksichtigen.

(2) Die Versuche können an Prüfkörpern aus dem Bauwerk oder an groß- oder kleinmaßstäblichen Modellen vorgenommen werden.

2.7 Beobachtungsmethode

(1) Wenn die Vorhersage des geotechnischen Verhaltens schwierig ist, kann es zweckmäßig sein, das als „Beobachtungsmethode“ bekannte Verfahren anzuwenden, bei dem der Entwurf während der Bauausführung überprüft und gegebenenfalls angepasst wird.

(2)P Folgende Forderungen müssen erfüllt sein, ehe mit dem Bau begonnen wird:

- für das Verhalten des Bauwerks müssen zulässige Grenzen festgelegt werden;
- die Bandbreite möglichen Verhaltens muss bewertet werden, und es muss gezeigt werden, dass eine annehmbare Wahrscheinlichkeit dafür besteht, dass das wirkliche Verhalten innerhalb dieser Grenzen bleiben wird;
- ein Konzept für die Messungen muss geplant werden, mit denen erkannt werden kann, ob das wirkliche Verhalten in dem Toleranzbereich bleibt. Die Messungen müssen das genügend früh anzeigen und in ausreichend kurzen Zeitabständen ausgeführt werden, damit Gegenmaßnahmen erfolgreich vorgenommen werden können;
- die Reaktionszeiten der Messgeber und die Verfahren zur Auswertung der Ergebnisse müssen im Vergleich zu möglichen Systemveränderungen ausreichend kurz sein;
- es muss ein Konzept von Gegenmaßnahmen geplant werden, die zur Anwendung kommen, wenn das Messsystem ein Verhalten außerhalb des Toleranzbereichs anzeigt.

(3)P Während der Bauausführung müssen die Messungen planmäßig ausgeführt werden.

(4)P Die Ergebnisse der Messungen müssen in geeigneten Abständen bewertet werden. Die geplanten Gegenmaßnahmen müssen eingesetzt werden, falls die festgelegten Grenzen überschritten werden.

(5)P Die Messausrüstung muss entweder ersetzt oder erweitert werden, wenn sie keine zuverlässigen Daten in geeigneter Form oder in ausreichender Menge liefert.

2.8 Geotechnischer Entwurfsbericht

(1)P Die Voraussetzungen, Vorgaben, Rechenverfahren und die Ergebnisse der Nachweise der Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit müssen im Geotechnischen Entwurfsbericht dokumentiert werden.

(2) Das Maß an Detaillierung wird im Geotechnischen Entwurfsbericht je nach Art des Entwurfs sehr unterschiedlich sein. In einfachen Fällen kann ein einziges Blatt genügen.

(3) Der Geotechnische Entwurfsbericht sollte auf den Geotechnischen Untersuchungsbericht (siehe 3.4) und andere, mehr ins Einzelne gehende Unterlagen Bezug nehmen und in der Regel folgende Punkte enthalten:

- eine Beschreibung des Baugrundstücks und seiner Umgebung;
- eine Beschreibung der Baugrundverhältnisse;
- eine Beschreibung der vorgesehenen Baumaßnahme, einschließlich der Einwirkungen;
- Bemessungswerte für die Boden- und Felseigenschaften samt Begründung, falls angebracht;
- Feststellungen zu den herangezogenen Normen und Richtlinien;
- Feststellungen zur Eignung des Baugrundstücks für die geplante Konstruktion und der Höhe akzeptabler Risiken;
- geotechnische Berechnungen und Zeichnungen;
- Empfehlungen zur Gründung;
- einen Hinweis auf Dinge, die während der Bauausführung zu kontrollieren sind oder die eine Instandhaltung oder Kontrollmessungen erfordern.

(4)P Der Geotechnische Entwurfsbericht muss einen Plan für eine geeignete Überwachung und Kontrolle durch Messungen enthalten. Umstände, die während der Bauausführung zu prüfen sind oder die eine Instandhaltung nach der Fertigstellung erfordern, müssen in dem Bericht klar herausgestellt werden. Sobald die erforderlichen Prüfungen während der Bauausführung vorgenommen worden sind, müssen sie in einem Nachtrag zum Bericht festgehalten werden.

(5) Hinsichtlich der Überwachung und der Kontrollmessungen sollte der Geotechnische Entwurfsbericht angeben:

- den Zweck jeder Gruppe von Beobachtungen und Messungen;
- die Teile des Tragwerks, bei denen Messungen vorzunehmen sind, und die Stellen, an denen die Beobachtungen vorgenommen werden sollen;
- die Häufigkeit, mit der die Ablesungen vorzunehmen sind;
- die Auswertungsverfahren;
- der erwartete Wertebereich der Messergebnisse;
- den Zeitraum nach Bauende, in dem die Messungen fortgesetzt werden sollen;
- die Verantwortlichen für die Messungen und Beobachtungen, für die Auswertung der Ergebnisse und für den Betrieb und die Instandhaltung der Instrumente.

DIN EN 1997-1:2014-03**EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

(6)P Eine Kurzfassung des Geotechnischen Entwurfsberichtes, der die Überwachung, die Kontrollmessungen und die Instandhaltungsbedingungen für das fertige Bauwerk enthält, muss dem Eigentümer bzw. Auftraggeber zur Verfügung gestellt werden.

3 Geotechnische Unterlagen

3.1 Allgemeines

(1)P Eine sorgfältige Zusammenstellung, Dokumentation und Auswertung der geotechnischen Befunde muss stets vorgenommen werden. Sie soll die Geologie, Geomorphologie, Seismologie, Hydrologie und Geschichte des Baugrundstücks enthalten. Hinweise auf die Veränderlichkeit des Baugrunds müssen berücksichtigt werden.

(2)P Baugrunduntersuchungen müssen so geplant werden, dass die Herstellung und die Anforderungen an das geplante Tragwerk berücksichtigt werden. Der Umfang der Baugrunduntersuchung muss regelmäßig überprüft werden, wenn sich neue Erkenntnisse während der Bauausführung ergeben.

(3)P Die üblichen Felduntersuchungen und Laborversuche müssen in der Regel in Übereinstimmung mit international anerkannten Normen und Empfehlungen durchgeführt und dokumentiert werden. Abweichungen von diesen Normen und zusätzliche Versuchsanforderungen müssen aufgeführt werden.

(4) Anforderungen an Feld- und Laboruntersuchungen sollten EN 1997-2 entnommen werden.

3.2 Geotechnische Untersuchungen

3.2.1 Allgemeines

(1)P Geotechnische Untersuchungen müssen ausreichende Erkenntnisse über Baugrund- und Grundwasserhältnisse auf der Baustelle und ringsum bereitstellen, damit die wesentlichen Baugrundeigenschaften beschrieben und eine zuverlässige Festlegung charakteristischer Werte für die Baugrund-Kenngrößen vorgenommen werden kann.

(2)P Planung und Umfang der Baugrunderkundung müssen der jeweiligen Erkundungsphase und der Geotechnischen Kategorie angepasst werden (siehe EN 1997-2, Abschnitt 2).

(3) Bei sehr großen oder ungewöhnlichen Tragwerken, bei Tragwerken mit außergewöhnlichen Risiken oder besonders schwierigen Baugrund- oder Belastungsbedingungen sowie bei Bauwerken in von Erdbeben stark betroffenen Gebieten reicht der in EN 1997-2 genannte Erkundungsumfang möglicherweise nicht aus, um die Anforderungen an die Planung zu erfüllen.

(4) Wenn Art und Umfang der Baugrunderkundung auf die Geotechnische Kategorie des Bauvorhabens bezogen werden, sollten die Baugrundverhältnisse, die für die Einstufung in eine Geotechnische Kategorie maßgebend sein können, so früh wie möglich festgestellt werden.

(5) Die Baugrunduntersuchungen sollten Baustellenbesichtigungen enthalten, damit die bei der Planung getroffenen Annahmen während der Bauausführung bestätigt werden.

3.2.2 Voruntersuchungen

(1)P Voruntersuchungen müssen ausgeführt werden, um

- die generelle Eignung des Baugrundstücks festzustellen;
- gegebenenfalls alternative Standorte zu vergleichen;
- die Veränderungen abzuschätzen, die sich bei den geplanten Arbeiten ergeben könnten;
- die Maßnahmen für die Haupt- und baubegleitenden Untersuchungen zu planen, einschließlich der Festlegung des Baugrundbereichs, der auf das Tragwerk einen nennenswerten Einfluss hat;
- gegebenenfalls Entnahmestellen auszuweisen.

3.2.3 Hauptuntersuchungen

(1)P Hauptuntersuchungen müssen ausgeführt werden, um

- die für eine sachgerechte Planung temporärer oder dauernder Baumaßnahmen erforderlichen Kenntnisse bereitzustellen;
- die für das Bauverfahren erforderlichen Kenntnisse bereitzustellen;
- etwaige Schwierigkeiten zu erkennen, die während der Bauausführung auftreten könnten.

(2)P Die Baugrunderkundung muss zuverlässig die Lage und die Eigenschaften aller Bereiche des Baugrunds ermitteln, die für das geplante Vorhaben von Bedeutung sind oder es beeinflussen.

(3)P Die Baugrund-Kenngrößen, die dafür maßgebend sind, dass das Tragwerk die an sein Verhalten gestellten Kriterien erfüllt, müssen festgelegt werden, ehe die endgültige Planung beginnt.

(4) Damit erreicht wird, dass die Baugrunduntersuchung alle maßgebenden Bodenschichten erfasst, sollten die folgenden geologischen Merkmale besonders beachtet werden:

- das Baugrundprofil;
- natürliche oder künstliche Hohlräume;
- Verwitterung von Gestein, Böden oder Schüttmaterial;
- hydrogeologische Einflüsse;
- Verwerfungen, Klüfte und andere Diskontinuitäten;
- Kriecherscheinungen an Boden- oder Gesteinsmassen;
- schwellfähige und strukturempfindliche Böden und Festgesteine;
- vorhandene Abfallstoffe oder künstlich hergestellte Stoffe.

(5)P Die historische Entwicklung des Baugrundstücks und seiner Umgebung muss berücksichtigt werden.

(6)P Die Erkundung muss mindestens durch alle Schichten geführt werden, bei denen feststeht, dass sie für das Bauvorhaben von Bedeutung sind.

(7)P Die vorhandenen Grundwasserspiegel müssen während der Baugrunderkundung ermittelt werden. Pegelstände von offenen Gewässern, die bei der Baugrunderkundung beobachtet werden, müssen registriert werden (siehe EN 1997-2).

(8) Die extremen Wasserspiegel, die sich auf die Grundwasserdrücke auswirken könnten, sollten festgestellt werden.

(9) Die Lage und das Fassungsvermögen von Dränagen oder Entnahmebrunnen in der Nachbarschaft der Baustelle sollten festgestellt werden.

3.3 Ableitung geotechnischer Kenngrößen

3.3.1 Allgemeines

(1) Bei den nachstehenden Anforderungen zur Ermittlung der Werte geotechnischer Kenngrößen wurde nur auf die gängigsten Labor- und Feldversuche Bezug genommen. Andere Versuche können angewendet werden, vorausgesetzt, ihre Eignung wurde durch vergleichbare Erfahrung nachgewiesen.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

3.3.2 Ansprache der Boden- und Felsart

(1)P Art und Grundbestandteile des Locker- oder Festgesteins müssen angesprochen werden, ehe die Ergebnisse anderer Versuche interpretiert werden.

(2)P Das Material muss geprüft, bestimmt und nach einer anerkannten Nomenklatur beschrieben werden. Eine geologische Bewertung muss vorgenommen werden.

(3) Die Klassifizierung der Böden und die Beschreibung der Bodenschichtung sollten nach einem anerkannten geotechnischen Bezeichnungs- und Klassifizierungssystem für Böden erfolgen.

(4) Fels sollte nach der Güte des Gesteins und nach der Klüftung klassifiziert werden. Die Gesteinsqualität sollte hinsichtlich Verwitterung, Kornaufbau, vorherrschender Korngröße der Minerale und Härte und Zähigkeit des Leitminerals beschrieben werden. Die Klüftung sollte durch Kluftart, Kluftweite, Kluftabstand und Beschaffenheit der Kluftfüllung charakterisiert werden.

(5) Als Ergänzung zum Augenscheinbefund können eine Reihe von Versuchen zur Klassifizierung, Identifizierung und Quantifizierung angewendet werden (siehe EN 1997-2) und zwar

für Lockergesteine:

- Kornverteilung;
- Wichte;
- Porenanteil;
- Wassergehalt;
- Kornform;
- Kornrauigkeit;
- Lagerungsdichte;
- Zustandsgrenzen;
- Schwellvermögen;
- Kalkgehalt;
- Gehalt an organischen Bestandteilen.

für Festgesteine:

- Mineralogie;
- Petrographie;
- Wassergehalt;
- Wichte;
- Porosität;
- Schallgeschwindigkeit;
- schnelle Absorption von Wasser;
- Schwellvermögen;
- Index der Schüttelfestigkeit;
- einaxiale Druckfestigkeit.

3.3.3 Wichte

(1)P Die Wichte muss mit ausreichender Genauigkeit bestimmt werden, um daraus Bemessungs- oder charakteristische Werte für Einwirkungen abzuleiten.

(2) Die Wichte sollte an Prüfkörpern von Boden oder Fels bestimmt werden, wenn Sonderproben gezogen werden (siehe EN 1997-2). Andernfalls lässt sie sich durch allgemein anerkannte oder dokumentierte Korrelationen ableiten, die sich beispielsweise auf Sondierungen gründen.

3.3.4 Lagerungsdichte

(1)P Die Lagerungsdichte muss den Grad der Verdichtung eines kohäsionslosen Bodens in Bezug auf die lockerste und dichteste Lagerung ausdrücken, wie in genormten Laborverfahren definiert.

3.3.5 Verdichtungsgrad

(1)P Der Verdichtungsgrad eines gewachsenen oder geschütteten Bodens muss als das Verhältnis der Trockenwichte zur maximalen Trockenwichte aus einem genormten Verdichtungsversuch bestimmt werden.

3.3.6 Scherfestigkeit

(1)P Bei der Festlegung der Scherfestigkeit des Bodens müssen folgende Merkmale beachtet werden:

- das im Boden verursachte Spannungsniveau;
- die Anisotropie der Festigkeit, speziell bei Tonen geringer Plastizität;
- Risse, speziell in steifen Tonen;
- Einfluss der Verformungsgeschwindigkeit;
- sehr große Dehnungen, falls sie in einer Bemessungssituation vorkommen können;
- vorhandene Gleitflächen;
- Zeiteinflüsse;
- Sensitivität bei bindigen Böden;
- Sättigungsgrad.

(2) Wenn die Scherfestigkeit auf Grund von Versuchsergebnissen festgelegt wird, sollten der Vertrauensbereich der Theorie zur Ableitung von Scherfestigkeitswerten und ebenso die möglichen Entnahmestörungen bei der Probenahme und die Heterogenität der Proben in Rechnung gestellt werden.

(3) Bei den Zeiteinflüssen sollte beachtet werden, dass die Zeitspanne, in der ein Boden effektiv undränirt ist, von seiner Durchlässigkeit, dem Angebot an ungebundenem Wasser und den jeweiligen geometrischen Bedingungen abhängt.

(4)P Die Werte der wirksamen Scherparameter c' und $\tan \varphi'$ dürfen nur innerhalb des Spannungsbereiches als konstant angesehen werden, für den sie ermittelt worden sind.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

3.3.7 Bodensteifigkeit

(1)P Bei der Festlegung der Bodensteifigkeit müssen folgende Merkmale beachtet werden:

- Drainagebedingungen;
- das Niveau der mittleren wirksamen Spannung;
- eine natürliche oder künstliche Vorkonsolidierung;
- das Niveau der aufgetragten Scherung oder Scherspannung, wobei letztere oft auf die Bruch-Scherfestigkeit bezogen wird.

(2) Zuverlässige Messungen der Bodensteifigkeit sind oft sehr schwer aus Feld- oder Laborversuchen zu erhalten. Besonders wegen der Probenstörungen und anderer Einflüsse unterschätzen die Messungen an Laborproben oft die Bodensteifigkeit in situ. Deswegen sollten, wenn immer möglich, Beobachtungen des Verhaltens bestehender Tragwerke analysiert werden.

3.3.8 Güte und Eigenschaften von Gestein und Fels (Gebirge)

3.3.8.1 Allgemeine Festlegungen

(1)P Bei der Festlegung der Güte und der Eigenschaften von Gestein und Fels muss zwischen dem an ungestörten Bohrkernen ermittelten Gesteinsverhalten und dem Verhalten sehr viel größerer Gesteinsbereiche unterschieden werden, die strukturelle Diskontinuitäten wie Schichtflächen, Klüfte, Scherzonen und Auslaugungshohlräume haben. Bei den Klüften müssen folgende charakteristischen Merkmale beachtet werden:

- Kluftabstand;
- Kluftstellung;
- Öffnungsweite;
- Durchgängigkeit (Kontinuität);
- Dichtigkeit;
- Rauigkeit, einschließlich der Auswirkungen früherer Bewegungen auf die Klüfte;
- Kluftfüllung.

(2)P Bei der Festlegung der Eigenschaften von Gestein und Fels müssen gegebenenfalls ergänzend folgende Merkmale berücksichtigt werden:

- vorhandene Spannungen;
- Wasserdruck;
- ausgeprägte Wechsel in den Eigenschaften verschiedener Schichten.

(3) Eigenschaften von Fels wie

- Festigkeit und Steifigkeit,
- Klüftigkeit, speziell in gebräuchlichen Zonen,
- Wasserdurchlässigkeit des Kluftsystems im Fels,
- Verformungseigenschaften von verwittertem Gestein

dürfen durch Anwendung des Konzepts der in EN 1997-2 beschriebenen Gebirgsklassifikation abgeschätzt werden.

(4)P Die Empfindlichkeit des Gesteins gegenüber Klima, Spannungsänderungen usw. muss bestimmt werden. Auch muss der Einfluss chemischer Zersetzung auf das Verhalten von Felsgründungen beachtet werden.

(5) Bei der Festlegung der Qualität von Gestein und Fels sollten folgende Punkte beachtet werden:

- manche poröse veränderlich feste Gesteine zerfallen rasch zu Lockergestein mit geringer Festigkeit, vor allem wenn sie der Verwitterung ausgesetzt sind;
- manche Gesteine haben hohe Lösungsraten durch das Grundwasser, was zu Gängen, Höhlen und Dolinen führt, die sich bis zur Erdoberfläche hin entwickeln können;
- bei Entlastung und Luftzutritt zeigen bestimmte Gesteine ein ausgeprägtes Quellverhalten infolge der Absorption von Wasser durch Tonminerale.

3.3.8.2 Einaxiale Druckfestigkeit und Verformbarkeit von Gestein

(1)P Bei der Festlegung der einaxialen Druckfestigkeit und Verformbarkeit von Gestein müssen folgende Merkmale berücksichtigt werden:

- die Orientierung der Belastungsrichtung in Bezug zur Anisotropie des Prüfkörpers, z. B. bei Schichtung, Schieferung;
- die Verfahren der Probengewinnung und Probenlagerung;
- die Anzahl der untersuchten Prüfkörper;
- die Geometrie der untersuchten Prüfkörper;
- Wassergehalt und Sättigungsgrad zur Zeit des Versuchs;
- Versuchsdauer und zeitlicher Spannungsverlauf;
- Verfahren zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls und das Spannungsniveau oder die Spannungsstufen, bei denen er bestimmt wurde.

3.3.8.3 Scherfestigkeit der Klüfte

(1)P Bei der Festlegung der Kluftscherfestigkeit muss der Einfluss folgender Faktoren berücksichtigt werden:

- Klufrichtung im Versuchskörper in Beziehung zu der angenommenen Richtung von Einwirkungen;
- Orientierung des Scherversuchs;
- Anzahl der untersuchten Prüfkörper;
- Abmessungen der Scherfläche;
- Porenwasserdruckbedingungen;
- die Möglichkeit eines progressiven Bruches, der das Verhalten des Gesteins im Baugrund beeinflusst.

(2) Schwächezonen im Fels stimmen gewöhnlich mit Klüften oder Schichtflächen, mit einer Schieferung oder Spaltenbildung oder mit der Grenzfläche zwischen Boden und Fels bzw. zwischen Beton und Fels überein. Die für solche Zonen ermittelte Scherfestigkeit sollte in der Regel bei Gleichgewichtsnachweisen für Gesteinsmassen angewendet werden.

DIN EN 1997-1:2014-03

EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

3.3.9 Kenngrößen für die Durchlässigkeit und Konsolidation von Boden und Fels

3.3.9.1 Kenngrößen für die Durchlässigkeit und Konsolidation des Bodens

(1)P Bei der Festlegung der Kenngrößen für die Durchlässigkeit und die Konsolidation des Bodens müssen folgende Faktoren beachtet werden:

- die Auswirkungen der Heterogenität;
- die Auswirkungen der Anisotropie;
- die Auswirkungen von Rissen oder Verwerfungen;
- die Spannungsänderungen infolge der geplanten Belastung.

(2) Durchlässigkeitsmessungen an kleinen Prüfkörpern im Labor sind möglicherweise nicht repräsentativ für die Verhältnisse vor Ort. Wenn immer möglich, sollten deswegen Feldversuche bevorzugt werden, mit denen die gemittelten Eigenschaften eines weiträumigen Bodenvolumens gemessen werden. Allerdings sollten die möglichen Veränderungen der Durchlässigkeit bei Zunahme der örtlich vorhandenen wirksamen Spannung beachtet werden.

(3) Unter Umständen kann die Durchlässigkeit auf Grund der Kornverteilung geschätzt werden.

3.3.9.2 Kenngrößen für die Durchlässigkeit von Fels

(1)P Da die Durchlässigkeit von Gesteinsmassen weitgehend vom Durchtrennungsgrad und vom Vorhandensein anderer Diskontinuitäten wie Verbrüchen und Spalten abhängt, muss sie durch geeignete Feldversuche ermittelt oder auf Grund örtlicher Erfahrung bewertet werden.

(2) Die naturgegebene Durchlässigkeit kann durch ein System von Pumpversuchen mit Strömungsmessungen ermittelt werden, wenn die räumlichen hydrogeologischen Verhältnisse um das Bauwerk und das Kluffgefüge und sonstigen Diskontinuitäten entsprechend berücksichtigt werden.

(3) Laborversuche zur Durchlässigkeit sollten nur dazu dienen, die Auswirkung von Diskontinuitäten, etwa ihrer veränderlichen Öffnungsweite, zu untersuchen.

3.3.10 Geotechnische Kenngrößen aus Feldversuchen

3.3.10.1 Drucksondierungen

(1)P Bei der Feststellung des Drucksondierwiderstands, der Mantelreibung und, möglicherweise, des Porenwasserdrucks während der Eindringung müssen folgende Gesichtspunkte berücksichtigt werden:

- die genaue Form der Sondierspitze und der Reibungshülse. Dies kann die Ergebnisse nachhaltig beeinflussen, und daher müssen diese an die verwendete Art der Sondierspitze angepasst werden;
- die Ergebnisse lassen sich nur zuverlässig beurteilen, wenn die Bodenschichtung erkundet wurde; in vielen Fällen sind daher Bohrungen in Verbindung mit den Sondierungen notwendig;
- die Einflüsse von Grundwasser und Überlagerungsdruck;
- wenn in heterogenen Böden die Ergebnisse weit streuen, müssen die Sondierwerte in dem für das Tragwerk relevanten Bodenbereich ausgewählt werden;
- eingeführte Korrelationen mit anderen Versuchsdaten wie Dichtemessungen und anderen Rammsondierverfahren.

3.3.10.2 Standard Penetration Test und Rammsondierungen

(1)P Bei der Bewertung von Schlagzahlen müssen folgende Punkte berücksichtigt werden:

- die Versuchsart;
- eine genaue Beschreibung des Verfahrens;
- die Grundwasserverhältnisse;
- der Einfluss des Überlagerungsdrucks;
- die Art des Untergrundes, insbesondere ob Steine oder Grobkies diese beeinflussen.

3.3.10.3 Flügelscherversuch

(1)P Bei der Bewertung der Versuchsergebnisse müssen folgende Punkte berücksichtigt werden:

- die Details des Verfahrens;
- ob eine standardisierte Flügelanordnung verwendet wurde;
- ob Messungen in mehreren Tiefen ausgeführt wurden, um ein Festigkeitsprofil der Schichtenfolge zu bekommen;
- die Mantelreibung an der Führungsstange.

(2) Flügelsondierungen können zur Ermittlung der undränierten Scherfestigkeit c_u bindiger Böden angewendet werden.

ANMERKUNG Die Flügelsondierung ist eine einfache und billige Art, zu prüfen, ob ein weicher Untergrund mit schwerem Gerät und Fahrzeugen befahrbar ist.

(3) Um abgeleitete Werte von c_u zu bekommen, sollten sie mit einem Faktor berichtigt werden, der auf örtlicher Erfahrung beruht und z. B. von der Fließgrenze, der Konsistenzzahl und der wirksamen Vertikalspannung abhängt.

3.3.10.4 Gewichtssondierung

(1)P Bei der Bewertung der Versuchsergebnisse müssen folgende Punkte berücksichtigt werden:

- eine genaue Beschreibung des Verfahrens;
- die Grundwasserverhältnisse;
- der Überlagerungsdruck;
- die Art des Untergrundes, insbesondere ob Steine oder Grobkies diese beeinflussen.

(2) Fallkegelsondierungen können zur Ermittlung von Schichtgrenzen und der Lagerungsdichte nichtbindiger Böden angewendet werden.

3.3.10.5 Pressiometer-Versuch

(1)P Bei der Feststellung des Grenzdrucks und des Pressiometermoduls müssen folgende Punkte berücksichtigt werden:

- der Gerätetyp;
- das Verfahren, wie das Gerät im Untergrund installiert wird.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

(2) Versuchskurven, die auf einen mehr als nur mäßigen Grad an Störung hindeuten, sollten nicht verwendet werden. Wenn der Grenzdruck im Versuch nicht erreicht wird, ist eine vorsichtige und nach gängigen Regeln vorzunehmende Extrapolation der Kurve möglich. Bei Versuchen, in denen nur der Anfangsast der Pressiometer-Kurve bestimmt wird, dürfen allgemeine Korrelationen oder, vorzugsweise, auf demselben Grundstück gewonnene örtliche Korrelationen nach gängigen Regeln angewendet werden, um den Grenzdruck mit Hilfe des Pressiometermoduls vorsichtig abzuschätzen.

3.3.10.6 Dilatometer-Versuch

(1)P Bei der Bewertung der Ergebnisse von Dilatometer-Versuchen muss das Einbringverfahren berücksichtigt werden.

(2)P Die Schichtenfolge und vor allem einige grundlegende Kenngrößen wie die Korngrößenverteilung und der Sättigungsgrad müssen vor dem Versuch ermittelt werden.

(3) Falls Festigkeitswerte bestimmt werden sollen, sollte der Eindringwiderstand berücksichtigt werden.

(4) Dilatometer-Werte sollten als Indexwerte zur Ermittlung abgeleiteter Werte für die Steifemodulen der Schichtenfolge verwendet werden.

3.3.10.7 Verdichtungsversuch

(1)P Bei der Bewertung der Verdichtbarkeit eines Schüttmaterials müssen folgende Punkte berücksichtigt werden:

- Boden- oder Felsart;
- Kornverteilung;
- Kornform;
- Heterogenität des Materials;
- Sättigungsgrad oder Wassergehalt;
- vorgesehener Gerätetyp.

(2) Wenn zur Kontrolle des Verdichtungserfolges Feldversuche (z. B. Sondierungen, dynamische Verdichtungsversuche, Plattendruckversuche, Setzungsmessungen) durchgeführt werden, sollten die Ergebnisse, die mit der Verdichtung auf Versuchsfeldern gewonnen wurden (siehe 5.3.3(4)), in Bezug gesetzt werden zu Versuchswerten der genormten Verdichtungsversuche im Labor, um die Verdichtbarkeit einer Auffüllung von Locker- oder Festgestein festzulegen.

3.4 Geotechnischer Untersuchungsbericht

3.4.1 Anforderungen

(1)P Die Ergebnisse der Baugrunderkundung müssen in einem Geotechnischen Untersuchungsbericht zusammengefasst werden, der Teil des in 2.8 beschriebenen Geotechnischen Entwurfsberichtes sein soll.

(2)P Wegen der Handhabung der Labor- und Feldversuche zur Bestimmung geotechnischer Kenngrößen ist auf EN 1997-2 Bezug zu nehmen.

(3) Der Geotechnische Untersuchungsbericht sollte in der Regel bestehen aus:

- einer Darstellung aller verfügbaren geotechnischen Befunde einschließlich geologischer Eigenschaften und relevanter Daten;
- einer geotechnischen Bewertung der Befunde mit Angabe der Annahmen, die bei der Auswertung der Versuchsergebnisse getroffen wurden.

Die Befunde können entweder innerhalb eines Berichtes oder in Anlagen zum Bericht dargestellt werden.

3.4.2 Darstellung der geotechnischen Befunde

(1)P Die Darstellung der geotechnischen Befunde muss enthalten:

- eine sachdienliche Zusammenstellung aller Feld- und Laborarbeiten;
- eine Dokumentation der bei der Baugrunderkundung und den Laborversuchen angewendeten Verfahren.

Die Dokumentation muss auf der Grundlage der in EN 1997-2 beschriebenen Versuchsberichte erstellt werden.

(2) Soweit das in Frage kommt, sollte der Bericht außerdem Folgendes enthalten:

- die Namen aller Berater und Subunternehmer;
- Zweck und Umfang der Baugrunderkundung;
- den Zeitraum, in dem die Feld- und Laborversuche ausgeführt wurden;
- eine Geländebeschreibung des Projektgebietes, und zwar insbesondere
 - Grundwasservorkommen,
 - Verhalten von benachbarten Bauwerken,
 - Aufschlüsse in Steinbrüchen und an Entnahmestellen,
 - unsichere Geländebereiche,
 - Aushubschwierigkeiten;
- historische Entwicklung des Baugrundstücks;
- Geologie des Baugrundstücks einschließlich von Störzonen;
- geodätische Angaben;
- Erkenntnisse aus verfügbaren Luftaufnahmen;
- örtliche Erfahrung in dem Gebiet;
- Befunde zur Erdbebentätigkeit in dem Gebiet;
- bei der Probenahme, dem Transport und der Lagerung der Proben angewendete Verfahren;
- im Feld eingesetzte Ausrüstungen;
- tabellarische Aufstellung des Umfangs der ausgeführten Feld- und Laborarbeiten sowie Darstellung der Beobachtungen vor Ort, die von Aufsichtspersonen während der Baugrunderkundung gemacht wurden;
- Daten zu zeitlichen Grundwasserspiegel-Schwankungen in den Bohrlöchern während der Ausführung der Feldarbeiten und in Grundwasser-Messstellen nach Beendigung der Feldarbeiten;
- Zusammenstellung der Bohrergebnisse, einschließlich der Bohrkernphotos, mit Beschreibung der Schichtenfolge auf Grund der Feldbeobachtungen und der Laborversuchsergebnisse;
- das Auftreten – oder die Möglichkeit des Auftretens – von Radon;
- Frostepfindlichkeit der Böden;
- gruppenweise zusammengefasste Darstellung der Feld- und Laborversuchsergebnisse in Anlagen.

3.4.3 Bewertung der geotechnischen Befunde

(1)P Die Bewertung der geotechnischen Befunde muss in geeigneter Form enthalten:

- einen Überblick über die Erkundungsarbeiten. Etwaige Einschränkungen bei den Angaben (z. B. fehlerhafte, unzutreffende, ungenügende oder ungenaue) müssen ausgewiesen und kommentiert werden. Die Verfahren der Gewinnung, des Transportes und der Lagerung von Proben müssen bei der Bewertung der Versuchsergebnisse beachtet werden. Alle besonders abweichenden Versuchsergebnisse müssen sorgfältig daraufhin geprüft werden, ob sie irreführend sind oder ein wirkliches Phänomen wiedergeben, dem bei der Planung Rechnung zu tragen ist;
- eine Übersicht über die abgeleiteten Werte der geotechnischen Kenngrößen;
- eventuelle Vorschläge für notwendige weitere Erkundungsarbeiten im Feld und Labor mit einer Begründung für die Notwendigkeit dieses zusätzlichen Aufwandes. Derartige Vorschläge müssen von einem detaillierten Programm für die auszuführenden zusätzlichen Erkundungen mit besonderer Bezugnahme auf die zu beantwortenden Fragen begleitet sein.

(2) Soweit von Bedeutung, sollte die Bewertung der geotechnischen Befunde außerdem Folgendes enthalten:

- eine tabellarische und graphische Darstellung der Erkundungsergebnisse in Beziehung zu den Anforderungen des Projektes und, wenn das als notwendig angesehen wird,
- Histogramme, die den Wertebereich der wichtigsten Daten und ihre Verteilung zeigen;
- die Tiefe des Grundwasserspiegels und seine jahreszeitlichen Schwankungen;
- Profilschnitte des Untergrundes, die die Unterschiedlichkeit der verschiedenen Formationen zeigen;
- eine detaillierte Beschreibung aller Formationen einschließlich ihrer physikalischen Eigenschaften und ihrer Verformungs- und Festigkeits-Kenngrößen;
- Stellungnahmen zu Unregelmäßigkeiten wie Einschlüssen und Hohlräumen;
- Bereich und eine Gruppierung der für jede Schicht abgeleiteten Werte der geotechnischen Kenngrößen.

4 Bauüberwachung, Kontrollmessungen und Instandhaltung

4.1 Allgemeines

(1)P Um Sicherheit und Qualität eines Bauwerks zu erreichen, muss in geeigneter Weise Folgendes unter-
nommen werden:

- der Bauablauf und die Qualität der Arbeit müssen überwacht werden;
- das Verhalten des Bauwerks muss während und nach der Herstellung kontrolliert werden;
- das Bauwerk muss angemessen gewartet werden.

(2)P Im Geotechnischen Entwurfsbericht müssen die Überwachung der Durchführung und die Qualität der Bauarbeiten sowie alle Kontrollen des Bauwerkverhaltens während und nach der Herstellung vorgegeben werden.

(3) Die Überwachung der Bauarbeiten und der Ausführungsqualität sollte in geeigneter Weise Folgendes umfassen:

- Kontrolle, dass die Voraussetzungen der Planung zutreffen;
- Feststellung der Unterschiede zwischen den tatsächlichen Baugrundverhältnissen und den bei der Planung vorausgesetzten;
- Kontrolle, dass die Bauausführung planmäßig erfolgt.

(4) Beobachtungen und Messungen des Verhaltens des Bauwerks und seiner Umgebung sollten in geeigneter Weise durchgeführt werden, und zwar

- während des Baus, um Notwendigkeiten für Abhilfemaßnahmen, Änderungen des Bauablaufs usw. zu erkennen;
- während der Ausführung und danach, um das Langzeitverhalten zu beurteilen.

(5)P Planerische Entscheidungen, die von den Ergebnissen der Bauüberwachung und der Kontrollmessungen beeinflusst sind, müssen klar herausgestellt werden.

(6) Der Umfang der Bauüberwachung und der für die Kontrolle und die messtechnische Überwachung des Verhaltens erforderlichen Feld- und Laborversuche sollte in der Entwurfsphase geplant werden.

(7)P Bei unerwarteten Vorkommnissen müssen die Verfahren sowie Umfang und Häufigkeit der Messungen überprüft werden.

(8)P Niveau und Güte der Bauüberwachung und der Kontrollmessungen müssen wenigstens dem entsprechen, was in der Planung vorausgesetzt wurde, und zu den Werten passen, die als Kennwerte und Sicherheitsbeiwerte gewählt wurden.

ANMERKUNG Anhang J gibt eine Checkliste für die Bauüberwachung und Messungen am Bauwerk an.

4.2 Bauüberwachung

4.2.1 Überwachungsprogramm

(1)P Das im Geotechnischen Entwurfsbericht enthaltene Programm muss die für die Ergebnisse der Bauüberwachung zulässigen Grenzen angeben.

(2) Das Programm sollte Art, Qualität und Häufigkeit der Kontrollen vorgeben, wobei als Maßstab

- der Grad der Ungewissheit bei den Entwurfsannahmen,
- die Komplexität der Baugrund- und Belastungsbedingungen,
- das potentielle Risiko eines Versagens während der Bauarbeiten und
- die Möglichkeit, während des Bauablaufs Änderungen des Entwurfs oder Korrekturmaßnahmen einfügen zu können,

dienen sollten.

4.2.2 Beaufsichtigung und Kontrolle

(1)P Die Bauarbeiten müssen laufend beaufsichtigt, die Ergebnisse schriftlich festgehalten werden.

(2) Bei der Geotechnischen Kategorie 1 darf das Überwachungsprogramm auf eine Beaufsichtigung, einfache Qualitätsprüfungen und auf eine qualitative Feststellung des Bauwerksverhaltens beschränkt bleiben.

(3) Bei der Geotechnischen Kategorie 2 sollten meist Messungen der Baugrundeigenschaften oder des Tragwerksverhaltens gefordert werden.

(4) Bei der Geotechnischen Kategorie 3 sollten zusätzliche Messungen in jeder maßgebenden Phase des Bauablaufs gefordert werden.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

(5)P Folgende Aufzeichnungen müssen in geeigneter Weise aufbewahrt werden:

- wesentliche Baugrund- und Grundwassermerkmale;
- Bauablauf;
- Qualität der Baustoffe;
- Planänderungen;
- Bestandszeichnungen;
- Messergebnisse und deren Bewertung;
- Beobachtungen der Umweltbedingungen;
- unvorhergesehene Ereignisse.

(6) Auch vorübergehende Arbeiten sollten dokumentiert werden. Arbeitsunterbrechungen und die Bedingung für die Wiederaufnahme sollten schriftlich festgehalten werden.

(7)P Die Ergebnisse der Bauaufsicht und der Kontrollen müssen dem Planer zur Verfügung gestellt werden, ehe über Änderungen entschieden wird.

(8) In der Regel sollten die Ausführungs- und Bestandspläne zehn Jahre lang aufbewahrt werden, sofern nichts anderes vereinbart wird. Wichtigere Dokumente sollten für die Nutzungsdauer des betreffenden Tragwerks aufbewahrt werden.

4.2.3 Überprüfung der Planungsvorgaben

(1)P Die Eignung der Bauverfahren und die Bauabfolge müssen angesichts der angetroffenen Baugrundverhältnisse überprüft werden; das vorausgesagte Bauwerksverhalten muss mit dem tatsächlichen verglichen werden. Die Planungsvorgaben müssen auf Grund der Inspektions- und Überwachungsergebnisse bestätigt werden.

(2) Die Bestätigung der Planungsvorgaben sollte eine sorgfältige Prüfung der ungünstigsten Umstände enthalten, die während der Bauausführung auftreten, und zwar hinsichtlich

- der Baugrundverhältnisse,
- der Grundwasserverhältnisse,
- der Einwirkungen auf das Tragwerk und
- der Umwelteinwirkungen und -veränderungen einschließlich Rutschungen und Felsstürze.

4.3 Kontrolle der Baugrundverhältnisse

4.3.1 Boden und Fels

(1)P Die Beschreibung und die geotechnischen Eigenschaften des Baugrunds, in dem das Bauwerk gegründet oder auf dem es stehen soll, müssen während der Bauausführung kontrolliert werden.

(2) Bei der Geotechnischen Kategorie 1 sollten die Beschreibungen des Baugrunds durch

- eine Baustellenbesichtigung,
- eine Baugrundansprache in dem vom Bauwerk beeinflussten Bereich und
- Aufzeichnungen zu dem in Baugruben angetroffenen Baugrund

kontrolliert werden.

(3) Bei der Geotechnischen Kategorie 2 sollten auch die geotechnischen Eigenschaften des Baugrunds kontrolliert werden, in dem oder auf dem das Bauwerk gegründet wird. Ergänzend können Baustellenuntersuchungen erforderlich werden. Repräsentative Bodenproben sollten erneut herangezogen und untersucht werden, um die Klassifikationseigenschaften, die Festigkeit und die Verformbarkeit zu bestimmen.

(4) Bei der Geotechnischen Kategorie 3 sollten sich die zusätzlichen Anforderungen auf weitergehende Untersuchungen und die Prüfung einzelner Aspekte der Baugrund- oder Auffüllungsverhältnisse beziehen, die wichtige Konsequenzen für die Bemessung haben können.

(5) Indirekte Hinweise auf die Baugrundeigenschaften (z. B. Rammprotokolle von Pfählen) sollten schriftlich festgehalten werden und dazu verhelfen, die Baugrundsituation zu interpretieren.

(6)P Abweichungen der Art und der Eigenschaften des Baugrunds von den beim Entwurf vorausgesetzten sind unverzüglich mitzuteilen.

ANMERKUNG In der Regel werden diese Abweichungen dem Planverfasser mitgeteilt.

(7)P Es muss geprüft werden, ob die der Bemessung zu Grunde gelegten Grundsätze zu den angetroffenen geotechnischen Baugrundverhältnissen passen.

4.3.2 Grundwasser

(1)P Die während der Bauausführung angetroffenen Höhen der Grundwasserstände, Porenwasserdrücke und der Chemismus des Grundwassers müssen in geeigneter Weise mit den in der Planung vorausgesetzten verglichen werden.

(2) Gründlichere Kontrollen sollten bei Baustellen vorgenommen werden, bei denen wesentliche Unterschiede der Bodenart und der Durchlässigkeit bekannt sind oder vermutet werden.

(3) Bei der Geotechnischen Kategorie 1 sollten die Kontrollen gewöhnlich von der regional vorhandenen und dokumentierten Erfahrung oder von indirekten Befunden ausgehen.

(4) Bei den Geotechnischen Kategorien 2 und 3 sollten in der Regel direkte Grundwassermessungen vorgenommen werden, falls diese das Bauverfahren oder das Bauwerksverhalten sehr stark beeinflussen.

(5) Die Merkmale der Grundwasserströmung und die Porenwasserdruckverteilung sollten mit Hilfe von Piezometern ermittelt werden, die vorzugsweise vor Beginn der Bauarbeiten installiert sein sollten. Gelegentlich kann es notwendig sein, Piezometer als Teil des Kontrollmesssystems in großer Entfernung von der Baustelle zu installieren.

(6) Wenn während der Bauausführung Veränderungen des Porenwasserdrucks auftreten, die sich auf das Tragwerksverhalten auswirken können, sollten die Porenwasserdrücke bis zum Abschluss der Bauarbeiten oder so lange gemessen werden, bis sie auf unschädliche Werte abgeklungen sind.

(7) Für Bauwerke im Grundwasser, die aufschwimmen könnten, sollten die Porenwasserdruckmessungen so lange fortgesetzt werden, bis das Gewicht des Bauwerks ausreicht, um Aufschwimmen auszuschließen.

(8) Falls irgendwelche Teile der ständigen oder zeitlich befristeten Arbeiten durch chemische Einwirkung nachhaltig beeinträchtigt werden können, sollten chemische Analysen des fließenden Wassers vorgenommen werden.

(9)P Auswirkungen der Baumaßnahmen (einschließlich solcher Verfahren wie Wasserhaltung, Verpress- und Tunnelbauarbeiten) auf das Grundwasserregime müssen überprüft werden.

(10)P Grundwasserverhältnisse, die von den bei der Planung vorausgesetzten abweichen, müssen unverzüglich mitgeteilt werden.

(11)P Es muss geprüft werden, ob die Entwurfsprinzipien für die angetroffenen Grundwasserverhältnisse sachgerecht sind.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

4.4 Kontrolle der Baudurchführung

(1)P Die Übereinstimmung der Baumaßnahmen mit dem bei der Planung vorausgesetzten und im Geotechnischen Entwurfsbericht beschriebenen Bauverfahren muss geprüft werden. Beobachtete Unterschiede zwischen den Voraussetzungen der Planung und der Bauausführung müssen unverzüglich mitgeteilt werden.

(2)P Abweichungen von den bei der Bemessung vorausgesetzten und im Geotechnischen Entwurfsbericht angeführten Verfahren müssen eindeutig und verständlich berücksichtigt und umgesetzt werden.

(3)P Es muss geprüft werden, ob die Prinzipien, auf denen die Bemessung beruht, mit der angewendeten Abfolge der Baumaßnahmen in Einklang stehen.

(4) Bei der Geotechnischen Kategorie 1 braucht in der Regel kein Bauablaufplan im Geotechnischen Entwurfsbericht enthalten zu sein.

ANMERKUNG Der Bauablauf wird in der Regel vom Bauunternehmer entschieden.

(5) Bei den Geotechnischen Kategorien 2 und 3 kann der Geotechnische Entwurfsbericht angeben, von welcher Reihenfolge der Baumaßnahmen beim Entwurf ausgegangen wurde.

ANMERKUNG Alternativ kann der Bericht auch feststellen, dass dies vom Unternehmer entschieden wird.

4.5 Kontrollmessungen

(1)P Kontrollmessungen sind anzuwenden, um

- die Gültigkeit des bei der Planung vorhergesagten Verhaltens zu prüfen und
- sicherzustellen, dass sich das Bauwerk weiter so verhält, wie das für die Zeit nach der Fertigstellung gefordert ist.

(2)P Das Messprogramm muss in Übereinstimmung mit dem Geotechnischen Entwurfsbericht durchgeführt werden (siehe 2.8(3)).

(3) Aufzeichnungen über das tatsächliche Verhalten von Bauwerken sollten vorgenommen werden, um Grundlagen für vergleichbare Erfahrungen zu sammeln.

(4) Das Kontrollprogramm sollte folgende Messungen enthalten:

- Verformungen des vom Bauwerk beeinflussten Baugrunds;
- Größe der Einwirkungen;
- Größe der Sohlspannungen zwischen Baugrund und Bauwerk;
- Porenwasserdrücke;
- Schnittlasten und Verformungen (vertikale und horizontale Bewegungen, Drehungen oder Verdrehungen) in Bauteilen.

(5) Die Messergebnisse sollten in qualitative Beobachtungen, auch des äußeren Erscheinungsbildes, einbezogen werden.

(6) Die Zeitdauer von Kontrollmessungen sollte nach Abschluss der Bauarbeiten auf Grund von Beobachtungen während der Bauausführung modifiziert werden. Bei Bauwerken, die sich auf wichtige Teile ihrer Umgebung unvorteilhaft auswirken können oder deren Versagen ungewöhnliche Risiken für Personen und Sachen bedeuten könnten, sollten Kontrollmessungen für mehr als zehn Jahre nach Bauabschluss oder während ihrer gesamten Nutzungsdauer gefordert werden.

(7)P Die Ergebnisse der Kontrollmessungen müssen stets bewertet und interpretiert werden, und zwar in der Regel quantitativ.

(8) Bei der Geotechnischen Kategorie 1 darf die Bewertung des Bauwerksverhaltens in einfacher Weise, qualitativ durch Augenschein erfolgen.

(9) Bei der Geotechnischen Kategorie 2 darf die Bewertung des Bauwerksverhaltens auf Grund von Bewegungsmessungen an ausgewählten Punkten des Bauwerks erfolgen.

(10) Bei der Geotechnischen Kategorie 3 sollte die Bewertung des Bauwerksverhaltens in der Regel auf Verschiebungsmessungen und Berechnungen beruhen, bei denen die Abfolge der Baumaßnahmen berücksichtigt wird.

(11)P Bei Bauwerken, die eine ungünstige Auswirkung auf die Baugrund- oder Grundwasserverhältnisse haben können, muss bei der Planung des Kontrollmessprogramms davon ausgegangen werden, dass Leckstellen oder Änderungen bei den Grundwasser-Fließrichtungen auftreten können, vor allem wenn feinkörnige Bodenarten beteiligt sind.

(12) Beispiele für derartige Baumaßnahmen sind:

- Stauanlagen;
- Einbauten zur Kontrolle von Sickerströmungen;
- Tunnel;
- große unterirdische Bauwerke;
- tiefliegende Untergeschosse;
- Böschungen und Stützbauwerke;
- Baugrundverbesserungen.

4.6 Instandhaltung

(1)P Um die Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks zu gewährleisten, ist die erforderliche Instandhaltung vorzugeben.

ANMERKUNG In der Regel geschieht das dem Eigentümer bzw. Auftraggeber gegenüber.

(2) Die Angaben zur Instandhaltung sollten auf

- Arbeiten, die ohne vorherige statische Überprüfung des Bauwerks unzulässig sind,
- kritische Bauteile, bei denen eine regelmäßige Inspektion erforderlich ist und
- die Häufigkeit solcher Inspektionen

hinweisen.

5 Schüttungen, Wasserhaltung, Bodenverbesserung und Bodenbewehrung

5.1 Allgemeines

- (1)P Die Vorgaben dieses Abschnitts müssen erfüllt werden, wenn geeignete Baugrundverhältnisse durch
- Schütten von Bodenmaterial, gebrochenem oder gesprengtem Steinbruchmaterial oder von bestimmten Reststoffen,
 - Entwässerung,
 - Bodenbehandlung oder
 - Bodenbewehrung
- geschaffen werden.

ANMERKUNG 1 Fälle, in denen für bautechnische Zwecke Boden oder körniges Material geschüttet wird, sind:

- Schüttungen unter Fundamenten und Sohlplatten,
- Hinterfüllungen bei Baugruben und Stützbauwerken,
- Geländeaufhöhungen, einschließlich Aufspülungen, Halden sowie
- Aufschüttungen für kleine Erddämme und Infrastrukturmaßnahmen.

ANMERKUNG 2 Die Entwässerung kann vorübergehend oder ständig sein.

ANMERKUNG 3 Baugrund, der zur Verbesserung seiner Eigenschaften behandelt wird, kann entweder gewachsen oder aufgefüllt sein. Die Bodenverbesserung kann vorübergehend oder ständig sein.

(2)P Beim Entwurf von geotechnischen Maßnahmen, die eine Auffüllung, Entwässerung, Verbesserung oder Bewehrung enthalten, müssen die in den Abschnitten 6 bis 12 dargestellten Verfahren angewendet werden.

5.2 Grundsätzliche Anforderungen

(1)P Geschütteter und entwässerter, verbesserter oder bewehrter Baugrund muss imstande sein, allen aus seiner Funktion und aus Umwelteinflüssen herrührenden Einwirkungen zu widerstehen.

(2)P Diese grundsätzlichen Anforderungen sind auch von dem Untergrund zu erfüllen, auf den geschüttet wird.

5.3 Ausführung von Schüttungen

5.3.1 Grundsätze

(1)P Bei der Planung von Schüttungen muss berücksichtigt werden, dass die Qualität einer Schüttung von Folgendem abhängt:

- guter Materialbehandlung;
- zweckentsprechenden technischen Eigenschaften nach der Verdichtung.

(2) Bei der Planung sollten Transport und Schüttvorgang des Materials berücksichtigt werden.

5.3.2 Wahl des Schüttmaterials

(1)P Den Bedingungen dafür, dass ein Material als geeignetes Schüttgut in Frage kommt, muss zu Grunde liegen, dass nach dem Verdichten eine ausreichende Festigkeit, Steifigkeit, Dauerhaftigkeit und Durchlässigkeit erreicht werden. Diese Kriterien sollen dem Zweck der Schüttung und den Anforderungen an jedes darauf zu stellende Bauwerk Rechnung tragen.

(2) Als geeignete Schüttmaterialien dürfen die meisten natürlichen, ungleichkörnigen Materialien und bestimmte Abfallstoffe wie sortierter Abraum aus Bergwerken oder Flugasche verwendet werden. Bestimmte Produkte wie leichte Zusatzstoffe dürfen unter besonderen Umständen ebenfalls verwendet werden. Auch bindige Materialien können sich eignen, erfordern aber besondere Sorgfalt.

(3)P Folgende Gesichtspunkte müssen bei der Spezifizierung eines Schüttmaterials beachtet werden:

- Korngrößenverteilung;
- Kornbruchfestigkeit;
- Verdichtbarkeit;
- Durchlässigkeit;
- Zustandsgrenzen;
- Festigkeit des Untergrundes;
- Gehalt an organischen Bestandteilen;
- Empfindlichkeit gegen chemische Einwirkungen;
- Umwelteinflüsse;
- Lösbarkeit;
- Anfälligkeit für Volumenänderungen (schwellende Tone und strukturempfindliche Materialien);
- tiefe Temperatur und Frostepfindlichkeit;
- Widerstand gegen Verwitterung;
- Wirkung des Aushubs, des Transportes und des Schüttens;
- Möglichkeit der Verfestigung nach dem Schütten (z. B. bei Hochofenschlacke).

(4) Wenn sich die örtlich anstehenden Materialien in ihrem natürlichen Zustand nicht für eine Auffüllung eignen, kann es notwendig sein, eines der folgenden Verfahren anzuwenden:

- Anpassung des Wassergehalts;
- Beigabe von Zement, Kalk oder anderen Stoffen;
- Brechen, Sieben oder Waschen;
- Schutz mit geeignetem Material;
- Einbau von Dränschichten.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

(5) Gefrorene, schwellfähige oder lösliche Bodenarten sollten im Allgemeinen nicht als Schüttgut verwendet werden.

(6)P Wenn das gewählte Material potentiell aggressive oder umweltschädliche Chemikalien enthält, müssen geeignete Vorkehrungen getroffen werden, um zu verhüten, dass sie das Bauwerk oder seine Zuleitungen beeinträchtigen oder das Grundwasser verunreinigen. In großen Mengen dürfen derartige Stoffe nur in ständig überwachten Anlagen eingesetzt werden.

(7)P In Zweifelsfällen muss das Material an der Gewinnungsstelle geprüft werden, ob es für den beabsichtigten Zweck geeignet ist. Art, Anzahl und Häufigkeit der Prüftests müssen je nach Art und Heterogenität des Materials und der Art des Projektes gewählt werden.

(8) In der Geotechnischen Kategorie 1 kann der Augenscheinbefund zumeist ausreichen.

(9)P Bei strengen Anforderungen hinsichtlich Tragfähigkeit, Setzung und Standsicherheit dürfen Schüttstoffe keine wesentlichen Beimengungen von Stoffen wie Schnee, Eis oder Torf enthalten.

(10) Bei Auffüllungen ohne besondere Anforderungen an Tragfähigkeit, Setzung oder Standsicherheit darf das Material geringe Mengen von Schnee, Eis oder Torf enthalten.

5.3.3 Wahl der Einbau- und Verdichtungsverfahren

(1)P Für jeden Bereich oder jede Schicht einer Schüttung müssen entsprechend dem Zweck und den Anforderungen an das Verhalten Verdichtungskriterien festgelegt werden.

(2)P Die Schütt- und Verdichtungsverfahren müssen so vorgeschrieben werden, dass die Standsicherheit der Auffüllung während der gesamten Bauzeit gegeben ist und der gewachsene Untergrund nicht nachteilig beeinflusst wird.

(3)P Für das Verdichtungsverfahren bei einer Auffüllung müssen Verdichtungskriterien und folgende Merkmale vorgegeben werden:

- Herkunft und Art des Materials;
- Einbauverfahren;
- Wassergehalt beim Einbau und seine möglichen Veränderungen;
- anfängliche und endgültige Dicke der Schüttlage;
- örtliche Wetterbedingungen;
- Gleichförmigkeit der Verdichtung;
- Art des Untergrundes.

(4) Um ein geeignetes Verdichtungsverfahren zu entwickeln, sollte auf der Baustelle eine Probeverdichtung mit dem vorgesehenen Schüttmaterial und Verdichtungsgerät durchgeführt werden. Dies ermöglicht die Festlegung des Verdichtungsverfahrens (Schüttfolge, Verdichtungsgerät, Dicke der Schüttlage, Anzahl der Übergänge, geeignete Transportmöglichkeiten, zuzugebende Wassermenge und Verteilung des Schüttgutes). Es kann auch zur Festlegung der Einbaukriterien dienen.

(5) Wenn mit Niederschlägen während des Einbaus einer bindigen Schüttung zu rechnen ist, sollte die Oberfläche der Schüttung in allen Phasen so profiliert werden, dass das Wasser gut ablaufen kann.

(6) Bei Temperaturen unter dem Gefrierpunkt kann es erforderlich sein, das Füllgut vor dem Einbau anzuwärmen und die Schüttoberfläche gegen Frost zu schützen. Die Notwendigkeit derartiger Maßnahmen sollte bei der Planung fallweise beurteilt werden, wobei die Qualität des Füllmaterials und die Anforderung an den Verdichtungsgrad zu berücksichtigen sind.

(7)P Verfüllungen neben Fundamenten und unter Sohlplatten müssen so stark verdichtet werden, dass kein schädliches Absacken eintritt.

(8) Die Schüttung sollte auf einer ungestörten und dränierten Erdoberfläche erfolgen. Jede Vermischung des Füllmaterials mit dem Untergrund sollte durch Einlegen eines Geokunststofffilters oder einer Filterschicht verhindert werden.

(9) Bevor eine Schüttung unter Wasser erfolgt, sollten alle weichen Ablagerungen durch Baggerung oder andere Methoden beseitigt werden.

5.3.4 Überprüfung der Schüttung

(1)P Bei einer Schüttung muss durch eine Bauaufsicht oder Versuche sichergestellt werden, dass das Schüttgut, sein Einbauwassergehalt und das Verdichtungsverfahren den Vorgaben entsprechen.

(2) Bei bestimmten Kombinationen von Schüttgut und Verdichtungsverfahren darf auf Versuche verzichtet werden, wenn das Verdichtungsverfahren durch einen vorangegangenen Feldversuch oder durch vergleichbare Erfahrung erprobt ist.

(3) Die Verdichtung sollte mit einem der folgenden Verfahren geprüft werden:

- Messung der Trockenwichte und, falls in der Planung gefordert, des Wassergehalts;
- Messung von Eigenschaften wie Sondierwiderstand, Steifigkeit usw. Bei bindigen Bodenarten eignen sich solche Methoden möglicherweise nicht, um eine ausreichende Verdichtung nachzuweisen.

(4) Die beispielsweise als Proctorwerte festgelegten Mindestwerte der Lagerungsdichte sollten vorgeschrieben und auf der Baustelle überprüft werden.

(5) Bei Schüttungen von Felsbruch oder Auffüllungen mit einem hohen Anteil an Grobmaterial sollte die Verdichtung durch Feldversuche kontrolliert werden. Der Proctorversuch ist bei solchen Materialien ungeeignet.

(6) Baustellenkontrollen (siehe EN 1997-2) können erfolgen, indem alternativ

- dafür gesorgt wird, dass die Verdichtung nach dem in einem Vorversuch entwickelten Verfahren oder nach vergleichbarer Erfahrung ausgeführt wird;
- überprüft wird, dass die bei einer zusätzlichen Überfahrt des Verdichtungsgerätes eingetretene Setzung kleiner oder gleich dem vereinbarten Wert ist;
- Lastplattenversuche vorgenommen werden;
- seismische oder dynamische Verfahren benutzt werden.

(7)P In Fällen, in denen eine Überverdichtung unzulässig ist, muss ein oberer Grenzwert für die Verdichtung vorgeschrieben werden.

(8) Eine Überverdichtung kann folgende unerwünschten Wirkungen haben:

- Entstehung von Harnischflächen und hohen Bodensteifigkeiten in Böschungen;
- hohe Erddrücke auf überschüttete Bauwerke und Stützbauwerke;
- Kornbruch von Materialien wie weiche Gesteine, Schlacken, vulkanische Sande, die als leichte Füllstoffe dienen.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

5.4 Wasserhaltung

(1)P Jeder Maßnahme, dem Untergrund Wasser zu entziehen oder den Wasserdruck zu mindern, müssen die Ergebnisse einer geotechnischen oder hydrogeologischen Untersuchung zu Grunde gelegt werden.

(2) Wasser darf dem Untergrund durch offene Haltung, durch Abpumpen aus Pumpensümpfen, Flachbrunnen, gebohrten Brunnen oder durch Elektrosmose entzogen werden.

Die Wahl der Anlage wird abhängen von

- den vorhandenen Boden- und Grundwasserverhältnissen;
- der Art des Bauvorhabens, z. B. Aushubtiefe und Umfang der Wasserhaltung.

(3) Teil der Wasserhaltung kann eine Wiederversickerungsanlage in einer gewissen Entfernung von der Baugrube sein.

(4) Bei der Grundwasserhaltung sollten folgende Bedingungen in geeigneter Weise berücksichtigt werden:

- unter dem Einfluss der Grundwasserhaltung darf zu keinem Zeitpunkt die Standsicherheit der Baugrubenwände gefährdet sein; ebenso darf keine übermäßige Hebung oder ein hydraulischer Grundbruch der Sohle eintreten, etwa durch gespanntes Wasser unter einer weniger durchlässigen Schicht;
- die Grundwasserhaltung darf nicht zu übermäßigen Setzungen oder Schäden bei benachbarten Bauwerken führen;
- ein übermäßiger Bodenaustrag durch Erosion aus Wänden und aus der Sohle ist zu vermeiden;
- abgesehen vom Fall eines relativ gleichmäßig abgestuften Materials, das selbst als Filter wirkt, sind rings um Pumpensümpfe geeignete Filter vorzusehen, damit Bodenausspülungen durch das abgepumpte Wasser weitgehend vermieden werden;
- das aus der Baugrube geförderte Wasser ist in der Regel weit genug entfernt vom Baugrubenbereich abzuführen;
- die Grundwasserhaltung ist so zu planen und einzurichten, dass die von der Planung vorausgesetzten Spiegelhöhen und Porenwasserdrücke ohne größere Schwankungen eingehalten werden;
- die Pumpenkapazität soll einen angemessenen Spielraum haben; für den Fall, dass die Pumpe ausfällt, steht eine Reserveanlage zur Verfügung;
- beim Wiederanstieg des Grundwassers auf die ursprüngliche Höhe ist dafür zu sorgen, dass es bei Bodenarten mit einem empfindlichen Korngefüge, wie z. B. lockerem Sand, nicht zu Schwierigkeiten wie Sackungen kommt;
- durch die Grundwasserhaltung darf kein kontaminiertes Wasser in größerem Umfang in die Baugrube gelangen;
- in Trinkwassergewinnungsgebieten darf durch die Grundwasserhaltung kein übermäßiger Wasserentzug verursacht werden.

(5)P Die Wirksamkeit einer Grundwasserhaltung muss in notwendigem Umfang durch die Messung der Piezometerhöhen, Porenwasserdrücke und Bodenbewegungen überprüft werden. Die Ablesungen müssen regelmäßig kontrolliert und ausgewertet werden, um Auswirkungen der Grundwasserhaltung auf die Baugrundverhältnisse und das Verhalten von Nachbargebäuden zu ermitteln.

(6)P Wenn sich das Abpumpen über einen längeren Zeitraum erstreckt, muss kontrolliert werden, ob das Grundwasser gelöste Salze und Gase enthält, die entweder zur Korrosion der Brunnenfilter oder zu deren Blockierung führen könnten.

(7)P Langfristige Grundwasserhaltungen müssen so geplant werden, dass Verstopfungen durch die Tätigkeit von Bakterien oder durch andere Ursachen vermieden werden.

5.5 Bodenverbesserung und Bodenbewehrung

(1)P Bevor irgendein Verfahren zur Bodenverbesserung oder Bodenbewehrung gewählt oder eingesetzt wird, muss eine geotechnische Untersuchung des Baugrunds vorgenommen werden.

(2)P Bei der Planung der Bodenverbesserung für einen bestimmten Anwendungsfall müssen folgende in Frage kommenden Faktoren beachtet werden:

- Dicke und Eigenschaften des Untergrundes oder des Schüttmaterials;
- Höhe des Wasserdrucks in den verschiedenen Schichten;
- Art, Größe und Lage des zu gründenden Bauwerks;
- Vermeidung von Schäden an der Nachbarbebauung oder an Versorgungsleitungen;
- ob die Bodenverbesserung vorübergehend oder auf Dauer angelegt ist;
- die wechselseitigen Beeinflussungen der Baugrundverbesserung und der Bauabfolge im Hinblick auf die zu erwartenden Verformungen;
- die Wirkungen auf die Umwelt wie die Verunreinigung durch toxische Stoffe oder durch Veränderungen des Grundwasserspiegels;
- langfristige Zersetzung der Stoffe.

(3)P Die Wirksamkeit der Bodenverbesserung muss an Hand der Abnahmebedingungen durch Ermittlung der erzielten Veränderungen der in Frage kommenden Baugrundeigenschaften überprüft werden.

6 Flächengründungen

6.1 Allgemeines

(1)P Die Vorgaben dieses Abschnitts beziehen sich auf Flächengründungen, d. h. Einzelfundamente, Streifenfundamente und Sohlplatten.

(2) Einige der Vorgaben lassen sich auf Tiefgründungen wie Senkkästen anwenden.

6.2 Grenzzustände

(1)P Folgende Grenzzustände müssen berücksichtigt und in einer entsprechenden Liste zusammengestellt werden:

- Verlust der Gesamtstandsicherheit;
- Grundbruch, Versagen durch Durchstanzen, Stauchen;
- Gleiten;
- gemeinsames Versagen von Baugrund und Bauwerk;
- Tragwerksversagen infolge Fundamentbewegung;
- übermäßige Setzungen;
- übermäßige Hebung durch Schwellen, Frost oder andere Ursachen;
- unzulässige Schwingungen.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

6.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen

- (1)P Bemessungssituationen müssen nach den in 2.2 genannten Grundsätzen ausgewählt werden.
- (2) Bei der Wahl der Grenzzustände für die Nachweise sollten die in 2.4.2 (4) aufgezählten Einwirkungen berücksichtigt werden.
- (3) Falls die Tragwerkssteifigkeit von Bedeutung ist, sollte eine Untersuchung der Wechselwirkung zwischen Tragwerk und Baugrund erfolgen, um die Verteilung der Einwirkungen zu ermitteln.

6.4 Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung

- (1)P Bei der Wahl der Gründungstiefe einer Flächengründung muss Folgendes beachtet werden:
- Erreichen einer geeigneten tragfähigen Schicht;
 - die Tiefe, bis zu der durch das Schwellen und Schrumpfen von Tonböden infolge von Witterungseinflüssen oder durch Bäume oder Sträucher beträchtliche Bewegungen verursacht werden können;
 - die Tiefe, bis zu der Frostschäden auftreten können;
 - der Grundwasserspiegel im Untergrund und die Erschwernisse, die auftreten können, wenn ein Baugrubenaushub bis unter dieses Niveau erforderlich ist;
 - mögliche Bodenbewegungen und Festigkeitseinbußen in der tragenden Schicht durch Sickerwasser, klimatische Einflüsse oder den Baubetrieb;
 - die Rückwirkungen von Baugruben auf benachbarte Gründungen und Bauwerke;
 - Baugruben für Versorgungsleitungen dicht an der Gründung;
 - hohe oder niedrige Temperaturen, die vom Gebäude ausgehen;
 - mögliche Kolke;
 - die Auswirkungen wechselnder Wassergehalte bei langen Trockenperioden mit anschließenden Regenperioden auf die Eigenschaften strukturempfindlicher Bodenarten in ariden Gebieten;
 - das Vorhandensein löslicher Stoffe, wie z. B. Kalkstein, Tonstein, Gips, Salzgestein.
- (2) Frostschäden können vermieden werden, wenn
- der Boden nicht frostempfindlich ist,
 - frostfrei gegründet wird und
 - Frosteinwirkung durch Dämmung ausgeschaltet wird.
- (3) EN ISO 13793 darf für den Frostschutz von Gebäudegründungen angewendet werden.
- (4)P Zusätzlich zur Erfüllung der Anforderungen an das Bauwerksverhalten muss die Wahl der Fundamentbreite auch praktischen Erwägungen Rechnung tragen, die sich aus einem wirtschaftlichen Aushub, der Einhaltung von Toleranzen, dem erforderlichen Arbeitsraum und den Abmessungen der Wand oder Stütze ergeben, die das Fundament tragen soll.

(5)P Beim Entwurf von Flächengründungen muss eines der folgenden Verfahren angewendet werden:

- eine direkte Bemessungsmethode, bei der für jeden Grenzzustand ein getrennter Nachweis geführt wird. Bei der Untersuchung eines Grenzzustands der Tragfähigkeit muss das Rechenmodell den betrachteten Bruchmechanismus so genau wie möglich wiedergeben. Bei Untersuchung eines Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit muss eine Setzungsberechnung ausgeführt werden;
- eine indirekte Methode auf Grund vergleichbarer Erfahrung und der Ergebnisse von Feld- oder Labor-messungen oder Beobachtungen, bei der zwar die Einwirkungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit angesetzt werden, die Anforderungen aller in Frage kommenden Grenzzustände aber erfüllt werden;
- ein Verfahren, bei dem zulässige Sohldrücke angewendet werden (siehe 2.5).

(6) Die in 6.5 bzw. 6.6 angegebenen Rechenmodelle für Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Flächengründungen im Boden sollten angewendet werden. Für die Bemessung von Flächengründungen auf Fels sollten die in 6.7 vorgegebenen Sohldrücke angewendet werden.

6.5 Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

6.5.1 Gesamtstandsicherheit

(1)P Mit oder ohne Gründungen muss die Gesamtstandsicherheit vor allem in folgenden Fällen nachgewiesen werden:

- nahe oder auf einer natürlichen oder künstlich angelegten Böschung;
- neben einer Baugrube oder einem Stützbauwerk;
- neben einem Fluss, einem Kanal, einem See, einem Staubecken oder am Meeresufer;
- in der Nähe von Bergbauten oder unterirdischen Bauwerken.

(2)P In solchen Fällen muss gezeigt werden, dass bei Anwendung der in Abschnitt 11 dargelegten Grundsätze ein Versagen jenes Bodenbereiches, in dem die Gründung liegt, unwahrscheinlich ist.

6.5.2 Grundbruchwiderstand

6.5.2.1 Allgemeines

(1)P Folgende Ungleichung muss für alle Grenzzustände der Tragfähigkeit erfüllt sein:

$$V_d \leq R_d \quad (6.1)$$

(2)P R_d muss nach 2.4 berechnet werden.

(3)P V_d muss das Fundamentgewicht, das Gewicht aller Hinterfüllungen und alle Erddrücke, ob günstig oder ungünstig, enthalten. Nicht von der Fundamentlast verursachte Wasserdrücke müssen als Einwirkungen mit einbezogen werden.

6.5.2.2 Rechnerisches Verfahren

(1) Es sollte ein allgemein anerkanntes Rechenverfahren verwendet werden.

ANMERKUNG Für die Grundbruchberechnung darf das im Anhang D exemplarisch dargestellte Verfahren angewendet werden.

(2)P Eine rechnerische Ermittlung des Bemessungswiderstands R_d für den Anfangszustand und den Endzustand muss besonders bei feinkörnigen Bodenarten vorgenommen werden.

(3)P Wenn der Baugrund unter einem Fundament eine deutlich erkennbare Struktur von Schichten oder anderen Diskontinuitäten aufweist, müssen diese bei dem angenommenen Bruchmechanismus und den gewählten Scher- und Verformungskenngrößen berücksichtigt werden.

(4)P Wenn der Bemessungswiderstand einer Gründung auf Baugrundsichten berechnet wird, deren Eigenschaften stark differieren, müssen die Bemessungswerte der geotechnischen Kenngrößen für jede Schicht bestimmt werden.

(5) Wenn eine feste Schicht unter einer weichen liegt, kann der Grundbruchwiderstand mit den Scherparametern der weichen Schicht berechnet werden. Im umgekehrten Fall sollte das Versagen durch Durchstanzen geprüft werden.

(6) Rechnerische Verfahren sind auf die in 6.5.2.2 (3)P, 6.5.2.2 (4)P und 6.5.2.2 (5) angesprochenen Bemessungssituationen oft nicht anwendbar. Dann sollten die ungünstigsten Bruchmechanismen mit numerischen Verfahren ermittelt werden.

(7) Die in Abschnitt 11 beschriebenen Nachweise der Gesamtstandsicherheit dürfen hier ebenfalls angewendet werden.

6.5.2.3 Halbempirisches Verfahren

(1) Es sollte ein allgemein anerkanntes halbempirisches Verfahren verwendet werden.

ANMERKUNG Als Beispiel für ein halbempirisches Verfahren zur Abschätzung des Grundbruchwiderstandes wird im Anhang E die Anwendung der Ergebnisse von Pressiometer-Versuchen empfohlen.

6.5.2.4 Verwendung vorgegebener zulässiger Sohlwiderstände

(1) Bei der Anwendung zulässiger Sohldrücke sollte ein allgemein anerkanntes Verfahren verwendet werden.

ANMERKUNG Das im Anhang G als Beispiel für die Ermittlung zulässiger Sohldrücke bei Flächengründungen auf Fels angegebene Verfahren wird empfohlen. Wenn solch ein Verfahren angewendet wird, sollte das Rechenergebnis an Hand vergleichbarer Erfahrung bewertet werden.

6.5.3 Gleitwiderstand

(1)P Wenn der Lastvektor nicht normal zur Sohlfläche steht, müssen die Fundamente gegen ein Versagen durch Gleiten in der Sohlfläche untersucht werden.

(2)P Folgende Ungleichung muss erfüllt werden:

$$H_d \leq R_d + R_{p;d} \quad (6.2)$$

(3)P H_d muss die Bemessungswerte aller aktiven Erddruckkräfte enthalten, die auf das Fundament einwirken.

(4)P R_d muss nach 2.4 berechnet werden.

(5) Die Werte von R_d und $R_{p;d}$ sollten auf das Maß der für den betrachteten Grenzzustand vorhersehbaren Verschiebung abgestimmt sein. Bei großen Verschiebungen sollte der Einfluss des Bodenverhaltens nach Überschreiten des Scheitelwertes der Scherfestigkeit beachtet werden. Der für $R_{p;d}$ gewählte Wert sollte der vorgesehenen Nutzungsdauer des Tragwerks entsprechen.

(6)P Bei Fundamenten auf Tonböden, die innerhalb der Zone mit jahreszeitlich bedingten Bewegungen gegründet werden, muss von der Möglichkeit ausgegangen werden, dass der Tonboden neben den Fundamenten schrumpft.

(7)P Die Möglichkeit, dass der Boden vor dem Fundament durch Erosion oder menschliche Einwirkung entfernt wird, muss in Betracht gezogen werden.

(8)P Im konsolidierten Zustand muss der Bemessungswert des Scherwiderstands R_d entweder mit den Bemessungswerten der Bodenkenngrößen aus:

$$R_d = V_d' \times \tan \delta_d \quad (6.3a)$$

oder mit dem Bemessungswert des Scherwiderstands aus

$$R_d = V_d' \times \frac{\tan \delta_k}{\gamma_{R;d}} \quad (6.3b)$$

berechnet werden.

ANMERKUNG Bei Nachweisverfahren, bei denen die Beanspruchungen mit einem Teilsicherheitsbeiwert belegt werden, wird in Gleichung (6.3b) $\gamma_F = 1,0$ und $V_d' = V_k'$ gesetzt.

(9)P Bei dem Ansatz von V_d' muss berücksichtigt werden, ob H_d und V_d' Einwirkungen sind, die voneinander abhängen oder nicht.

(10) Als Bemessungswert δ_d des Sohlreibungswinkels darf bei Ortbetonfundamenten der Bemessungswert des kritischen Reibungswinkels $\phi'_{cv;d}$, bei vorgefertigten glatten Fundamenten $2/3 \phi'_{cv;d}$ angesetzt werden. Jegliche effektive Kohäsion sollte vernachlässigt werden.

(11)P Im unkonsolidierten Zustand muss der Bemessungswert R_d des Scherwiderstands entweder durch

$$R_d = A \times c_{u;d} \quad (6.4a)$$

oder durch

$$R_d = \frac{(A \times c_{u;k})}{\gamma_{R;d}} \quad (6.4b)$$

begrenzt werden.

(12)P Wenn die Möglichkeit besteht, dass Wasser oder Luft in die Sohlfläche zwischen Fundament und einem undrännierten Tonboden eindringen, muss folgende Kontrolle vorgenommen werden:

$$R_d \leq 0,4 \times V_d \quad (6.5)$$

(13) Auf die Forderung in Gleichung (6.5) darf nur verzichtet werden, wenn die Bildung einer klaffenden Fuge zwischen Fundament und Boden durch Saugzugspannungen in den nicht gedrückten Flächenbereichen verhindert ist.

6.5.4 Stark exzentrische Belastung

(1)P Besondere Vorkehrungen müssen getroffen werden, wenn die Ausmittigkeit der Lastresultierenden bei Rechteckfundamenten $1/3$ der Seitenlänge, bei Kreisfundamenten $0,6$ des Radius überschreitet.

Solche Vorkehrungen umfassen:

- eine sorgfältige Überprüfung der Bemessungswerte der Einwirkungen nach 2.4.2;
- die Bemessung der Fundamentkanten unter Berücksichtigung der Größe von Bautoleranzen.

(2) Sofern nicht besondere Sorgfalt bei der Herstellung aufgewandt wird, sollten Toleranzen bis zu $0,10$ m berücksichtigt werden.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

6.5.5 Tragwerksversagen durch Fundamentbewegung

(1)P Horizontale und vertikale Verschiebungsunterschiede der Fundamente müssen nachgewiesen werden, um zu verhindern, dass sie im Tragwerk einen Grenzzustand der Tragfähigkeit verursachen.

(2) Ein zulässiger Sohlwiderstand (siehe 2.5) darf angesetzt werden, vorausgesetzt, dass nicht durch Verschiebungen ein Grenzzustand der Tragfähigkeit im Tragwerk eintritt.

(3)P Bei einem Baugrund, der zum Schwellen neigt, sind die möglichen Hebungsunterschiede festzulegen und Gründung und Tragwerk so auszulegen, dass sie dem widerstehen oder sich anpassen können.

6.6 Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

6.6.1 Allgemeines

(1)P In Rechnung zu stellen sind Fundamentverschiebungen infolge von Einwirkungen wie den in 2.4.2 (4) zusammengestellten.

(2)P Bei der Ermittlung der Größe von Fundamentverschiebungen muss die in 1.5.2.2 definierte vergleichbare Erfahrung in die Betrachtung einbezogen werden. Wenn nötig, müssen auch Berechnungen von Verschiebungen ausgeführt werden.

(3)P Bei weichen Tönen müssen in jedem Fall Setzungsberechnungen ausgeführt werden.

(4) Bei Flachfundamenten der Geotechnischen Kategorien 2 und 3, die auf steifen und festen Tönen stehen, sollten gewöhnlich die vertikalen Verschiebungen (Setzungen) nachgewiesen werden. Verfahren, um durch Fundamenteinwirkungen verursachte Setzungen zu berechnen, werden in 6.6.2 angegeben.

(5)P Die Bemessungslasten für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit müssen angesetzt werden, wenn Fundamentverschiebungen für einen Vergleich mit den Kriterien der Gebrauchstauglichkeit berechnet werden.

(6) Setzungsberechnungen sollten nicht als exakt zutreffend angesehen werden. Sie liefern lediglich annähernd die Größenordnung der Setzungen.

(7)P Bei Fundamentverschiebungen müssen sowohl die Verschiebung der gesamten Gründung als auch die Verschiebungsdifferenzen zwischen Gründungsteilen untersucht werden.

(8)P Die Mitwirkung benachbarter Gründungen und Auffüllungen muss in Rechnung gestellt werden, wenn der Spannungszuwachs im Baugrund und seine Wirkung auf die Zusammendrückbarkeit berechnet werden.

(9)P Der mögliche Bereich von relativen Verdrehungen der Gründung muss ermittelt und mit den maßgebenden Grenzwerten für die Verschiebungen verglichen werden, die in 2.4.9 behandelt sind.

6.6.2 Setzung

(1)P Setzungsnachweise müssen sowohl die Sofortsetzungen als auch die zeitlich verzögerte Konsolidations- und Kriechsetzung umfassen.

(2) Bei teilgesättigten oder voll gesättigten Böden sollten folgende drei Setzungskomponenten erfasst werden:

- s_0 : die Sofortsetzung; bei voll gesättigtem Boden infolge volumenkonstanter Scherung und bei teilgesättigtem Boden infolge Scherung und Volumenverminderung;
- s_1 : Setzung infolge Konsolidierung;
- s_2 : Kriechsetzung.

- (3) Zur Setzungsermittlung sollte ein allgemein anerkanntes Verfahren verwendet werden.

ANMERKUNG Die im Anhang F angegebenen Beispiele für Verfahren zur Ermittlung der Setzungen s_0 und s_1 dürfen angewendet werden.

- (4) Besonders beachtet werden sollten Bodenarten wie etwa organische Böden oder weiche Tone, bei denen die Setzung infolge des Kriechens sehr lange andauern kann.

- (5) Die Tiefe, bis zu der kompressible Bodenschichten bei einer Setzungsberechnung berücksichtigt werden sollten, hängt von der Fundamentform und -größe, der Veränderlichkeit der Steifigkeit mit der Tiefe und vom Abstand der Fundamente ab.

- (6) In der Regel darf als maßgebend eine Tiefe genommen werden, bei der die wirksame Vertikalspannung aus der Fundamentbelastung 20 % der wirksamen Auflastspannung ausmacht.

- (7) In vielen Fällen darf als maßgebende Tiefe auch grob die ein- bis zweifache Fundamentbreite geschätzt werden. Die maßgebende Tiefe darf aber bei leicht belasteten, ausgedehnten Gründungsplatten verringert werden.

ANMERKUNG Dieser Ansatz gilt nicht für sehr weiche Böden.

- (8)P Jede mögliche zusätzliche Setzung durch Eigenverdichtung des Untergrundes muss ermittelt werden.

- (9) Folgendes sollte beachtet werden:

- die möglichen Einflüsse von Eigengewicht, Überflutung und Erschütterung auf geschüttete und zu Sackungen neigende Böden;
- die Wirkungen von Spannungsänderungen auf brüchige Sande.

- (10)P Für die Bodensteifigkeit müssen je nach Zweckmäßigkeit entweder lineare oder nichtlineare Modelle angesetzt werden.

- (11)P Um einen Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sicher zu vermeiden, müssen bei der Ermittlung von Setzungsdifferenzen und relativen Verdrehungen sowohl die Lastverteilung als auch die mögliche Veränderlichkeit des Untergrundes berücksichtigt werden.

- (12) Berechnungen von Setzungsunterschieden, bei denen die Tragwerkssteifigkeit außer Acht bleibt, tendieren zu Überschätzungen der Setzungsunterschiede. Durch eine Untersuchung der Wechselwirkung zwischen Baugrund und Tragwerk können reduzierte Werte der Setzungsunterschiede begründet werden.

- (13) Für Setzungsunterschiede infolge der Streuung der Baugrundeigenschaften sollte ein möglicher Wert vorgesehen werden, sofern sie nicht durch die Überbausteifigkeit verhindert werden.

- (14) Bei Flächengründungen auf gewachsenem Boden sollte in Rechnung gestellt werden, dass sich in der Regel ein gewisser Setzungsunterschied einstellt, auch wenn die Rechnung nur eine gleichmäßige Setzung vorhersagt.

- (15) Die Verkantung eines ausmittig belasteten Fundaments sollte dadurch abgeschätzt werden, dass eine lineare Sohldruckverteilung angesetzt und dann die Setzung an den Fundamentecken über die zugehörige Vertikalspannungsverteilung und mit den zuvor genannten Rechenverfahren ermittelt wird.

- (16) Bei auf Tonböden gegründeten konventionellen Tragwerken sollte das Verhältnis der Baugrund-Tragfähigkeit im unkonsolidierten Anfangszustand zu der für die Gebrauchstauglichkeit angesetzten Belastung berechnet werden (siehe 2.4.8 (4)). Wenn dieses Verhältnis kleiner als 3 ist, sollten die Setzungen stets berechnet werden. Ist es kleiner als 2, dann sollten die Berechnungen die nichtlineare Steifigkeit des Untergrundes berücksichtigen.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

6.6.3 Hebung

(1)P Folgende Ursachen von Hebungen müssen unterschieden werden:

- Verminderung der wirksamen Spannung;
- Volumenzunahme teilgesättigter Böden;
- Anhebungen infolge Volumenkonstanz voll gesättigter Böden durch die Setzung von Nachbargebäuden.

(2)P Bei der Berechnung einer Hebung müssen sowohl die sofortige als auch die verzögerte Hebung erfasst werden.

6.6.4 Schwingungsberechnung

(1)P Tragwerksgründungen, die Schwingungen ausgesetzt sind oder dynamische Einwirkungen zu übertragen haben, müssen so bemessen werden, dass durch Schwingungen keine übermäßigen Setzungen und Erschütterungen ausgelöst werden.

(2) Durch entsprechende Vorkehrungen sollte erreicht werden, dass zwischen der Betriebsfrequenz und der Eigenfrequenz des Systems Gründung/Tragwerk keine Resonanzerscheinung auftritt und eine Bodenverflüssigung ausgeschlossen werden kann.

(3)P Durch Erdbeben verursachte Erschütterungen müssen nach EN 1998 berücksichtigt werden.

6.7 Gründungen auf Fels; ergänzende Gesichtspunkte bei Entwurf und Bemessung

(1)P Die Bemessung von Flächengründungen auf Fels muss folgenden Gesichtspunkten Rechnung tragen:

- Verformbarkeit und Festigkeit von Fels und zulässige Setzung des zu gründenden Tragwerks;
- Vorhandensein weicher Einlagerungen, Anzeichen von Hydrolyse, Störzonen usw. unter dem Fundament;
- Vorhandensein von Trennflächen und anderen Diskontinuitäten sowie deren Merkmale (z. B. Kluffüllung, Durchgängigkeit, Kluffweite, Abstand);
- Zustand der Verwitterung, Zersetzung und Zerlegung des Gesteins;
- Störung des natürlichen Gebirgszustands durch bauliche Tätigkeiten wie z. B. unterirdische Arbeiten und Aushub von Böschungen in Gründungsnähe.

(2) Flächengründungen auf Fels dürfen normalerweise mit zulässigen Sohlpressungen bemessen werden. Bei harten und intakten Erstarrungsgesteinen, gneisartigen Gesteinen, Kalksteinen und Sandsteinen ist die zulässige Sohlpressung durch die Druckfestigkeit des Fundamentbetons begrenzt.

ANMERKUNG Ein Verfahren zur Bestimmung der zulässigen Sohlpressung für Flächengründungen auf Fels ist im Anhang G angegeben.

(3) Die Fundamentsetzung darf auf Grund vergleichbarer Erfahrungen in Abhängigkeit von der Gebirgsklassifizierung ermittelt werden.

6.8 Bemessung der Bauteile von Flächengründungen

(1)P Das innere Versagen von Flächengründungen ist in Übereinstimmung mit 2.4.6.4 auszuschließen.

(2) Bei starren Fundamenten darf eine lineare Sohldruckverteilung angesetzt werden. Durch genauere Untersuchungen der Wechselwirkung zwischen Baugrund und Tragwerk darf eine wirtschaftlichere Bemessung begründet werden.

(3) Bei biegeweichen Gründungen darf die Sohldruckverteilung in der Weise ermittelt werden, dass die Gründung als Balken oder Platte auf einem verformten Kontinuum oder durch Federn mit geeigneter Steifigkeit und Festigkeit modelliert wird.

(4)P Die Gebrauchstauglichkeit von Streifen- oder Plattengründungen muss dadurch nachgewiesen werden, dass die Belastung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und eine Sohldruckverteilung angesetzt werden, die den Verformungen der Gründung und des Untergrundes entspricht.

(5) Bei Einzellasten auf Streifen- oder Plattengründungen dürfen die Querkkräfte und Biegemomente im Tragwerk mittels Bettungsmodulverfahren der linearen Elastizitätstheorie abgeleitet werden. Die Bettungsmoduln dürfen durch eine Setzungsberechnung auf Grund der sachgerechten Einschätzung der Sohldruckverteilung bestimmt werden. Die Moduln dürfen so angepasst werden, dass die berechneten Sohldrücke nicht Werte annehmen, für die das lineare Verhalten nicht mehr zutrifft.

(6) Die Gesamtsetzung und die Setzungsunterschiede des Tragwerks als Ganzes sollten nach 6.6.2 berechnet werden. Zu diesem Zweck ist das Bettungsmodulverfahren oft ungeeignet. Genauere Verfahren wie Finite-Element-Berechnungen sollten herangezogen werden, wenn die Wechselwirkung zwischen Baugrund und Tragwerk dominiert.

6.9 Vorbereitung der Baugrubensohle

(1)P Der Baugrund unter einer Flächengründung muss sehr sorgfältig vorbereitet werden. Wurzeln, Hindernisse und weiche Einschlüsse müssen ohne Störung des anstehenden Bodens entfernt werden. Etwa sich ergebende Löcher müssen mit Boden (oder anderem Material) so ausgefüllt werden, dass die Steifigkeit des anstehenden Bodens wiederhergestellt wird.

(2) Bei empfindlichen Bodenarten wie Ton sollte die Abfolge des Baugrubenaushubs vorgeschrieben werden, um Störungen gering zu halten. Gewöhnlich reicht es aus, in horizontalen Schichten auszuheben. In Fällen, in denen die Hebung der Aushubsohle kontrolliert werden muss, sollte der Aushub in alternierenden Abschnitten erfolgen, die betoniert werden, ehe die dazwischen befindlichen Abschnitte ausgehoben werden.

7 Pfahlgründungen

7.1 Allgemeines

(1)P Die Vorgaben dieses Abschnitts gelten für Spitzendruckpfähle, Reibungspfähle, Zugpfähle und querbelastete Pfähle, die durch Rammen, Drücken, Drehen oder Bohren mit oder ohne Verpressung hergestellt werden.

(2) Die Vorgaben dieses Abschnitts sollten nicht unmittelbar auf die Bemessung von Pfählen angewendet werden, deren Zweck die Setzungsminderung wie etwa bei Pfahlplattengründungen ist.

(3)P Folgende Normen müssen bei der Ausführung von Pfahlarbeiten angewendet werden:

EN 1536:1999, für Bohrpfähle;

EN 12063:2000, für Spundwandkonstruktionen;

EN 12699:2000, für Verdrängungspfähle;

EN 14199:2005, für Mikropfähle.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

7.2 Grenzzustände

(1)P Folgende Grenzzustände müssen untersucht und in einer entsprechenden Liste zusammengestellt werden:

- Verlust der Gesamtstandsicherheit;
- Grundbruch der Pfahlgründung;
- Aufschwimmen oder unzureichender Zugwiderstand der Pfahlgründung;
- Bodenversagen bei Querbelastrung der Pfahlgründung;
- Inneres Versagen des Pfahles bei Druck, Zug, Biegung, Knicken oder Schub;
- gemeinsames Versagen von Baugrund und Pfahlgründung;
- gemeinsames Versagen von Baugrund und Tragwerk;
- übermäßige Setzungen;
- übermäßige Hebungen;
- übermäßige seitliche Bewegung;
- unzulässige Schwingungen.

7.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen

7.3.1 Allgemeines

- (1) Die in 2.4.2 (4) aufgelisteten Einwirkungen sollten bei der Auswahl der Bemessungssituationen berücksichtigt werden.
- (2) Pfähle können axial und/oder quer belastet werden.
- (3)P Die Bemessungssituationen müssen in Einklang mit 2.2 stehen.
- (4) Die Untersuchung der Wechselwirkung zwischen Tragwerk, Pfahlgründung und Baugrund kann notwendig sein, um nachzuweisen, dass die Anforderungen der Grenzzustände erfüllt sind.

7.3.2 Einwirkungen durch Bodenverschiebung

7.3.2.1 Allgemeines

- (1)P Im Baugrund, in dem die Pfähle stehen, können durch Konsolidation, Schwellen, benachbarte Lasten, Bodenkriechen, Rutschungen oder Erdbeben Verschiebungen auftreten. Die sich daraus ergebenden Einwirkungen, die die Pfähle nach unten ziehen (negative Mantelreibung), anheben, dehnen, seitlich belasten und verdrängen können, müssen berücksichtigt werden.
- (2) Bei derartigen Bemessungssituationen sollten die Bemessungswerte der Festigkeit und Steifigkeit des Bodens in der Regel obere Werte sein.
- (3)P Die Bemessung muss nach einem der beiden nachstehenden Ansätze erfolgen:
- die Bodenverdrängung wird als Einwirkung behandelt. Durch Untersuchung der Wechselwirkung werden dann die Kräfte, Verschiebungen und Dehnungen im Pfahl nachgewiesen;
 - ein oberer Grenzwert für die Kraft, die der Boden auf den Pfahl ausüben könnte, ist als Bemessungseinwirkung anzusetzen. Die Ermittlung der Größe dieser Kraft muss die Festigkeit des Bodens berücksichtigen sowie die Ursache der Belastung, die durch das Gewicht oder die Zusammendrückung des sich bewegenden Bodens oder die Intensität der Störeinflüsse gegeben ist.

7.3.2.2 Negative Mantelreibung

(1)P Wenn Grenzzustände der Tragfähigkeit mit negativer Mantelreibung als Einwirkung untersucht werden, muss als Wert das Maximum dessen angesetzt werden, was bei der abwärts gerichteten Relativbewegung des Bodens am Pfahl hervorgerufen werden könnte.

(2) Bei der Berechnung der maximalen Mantelreibung sollten der Schubwiderstand des Bodens am Pfahlschaft, die Tiefe der kompressiblen Schicht und die Abwärtsbewegung des Bodens infolge Zusammenrückung unter Eigengewicht und alle Oberflächenbelastungen rings um den Pfahl in Rechnung gestellt werden.

(3) Eine obere Grenze für die Größe der auf eine Pfahlgruppe wirkenden negativen Mantelreibung kann aus dem Gewicht der die Bewegung auslösenden Auflast ermittelt werden, wobei Änderungen des Grundwasserdrucks auf Grund von Grundwasserabsenkungen, Konsolidation und Pfahlrammung zu berücksichtigen sind.

(4) Wenn die Setzung des Bodens nach der Einbringung des Pfahles als klein angesehen wird, darf eine wirtschaftliche Bemessung dadurch erzielt werden, dass die Bodensetzung als Einwirkung behandelt und eine Ermittlung der Wechselwirkung angestellt wird.

(5)P Bei der Ableitung des Bemessungswertes der Bodensetzung müssen die Wichten und die Zusammendrückbarkeit nach 2.4.3 in Rechnung gestellt werden.

(6) Bei der Untersuchung der Wechselwirkung sollten die Bewegung des Pfahles relativ zum umgebenden Boden, der Schubwiderstand des Bodens am Pfahlschaft sowie das ursächliche Bodengewicht und die erwarteten Oberflächenbelastungen neben dem Pfahl beachtet werden.

(7) In der Regel brauchen die negative Mantelreibung und die veränderlichen Lasten bei den Lastfällen nicht gleichzeitig angesetzt zu werden.

7.3.2.3 Hebung

(1)P Wenn die Wirkung einer Hebung oder aufwärtsgerichteter Kräfte untersucht wird, die längs des Pfahlschaftes auftreten können, muss die Baugrundbewegung allgemein als Einwirkung angesetzt werden.

ANMERKUNG 1 Eine Ausdehnung oder Hebung des Bodens kann durch Entlastung, Aushub, Frostwirkung oder die Rammung benachbarter Pfähle verursacht sein. Sie kann ebenso die Folge eines Grundwasseranstiegs durch Abholzen von Bäumen, die Beendigung einer Wassergewinnung, die Verhinderung (durch Neubauten) der Verdunstung oder Unfälle verursacht werden.

ANMERKUNG 2 Die Hebung kann während der Bauarbeiten eintreten, ehe die Pfähle durch das Tragwerk belastet werden, so dass sich ein unzulässiger Auftrieb oder ein inneres Versagen der Pfähle ergibt.

7.3.2.4 Seitendruck

(1)P Seitendrucke infolge von Bodenbewegungen rings um den Pfahl müssen berücksichtigt werden.

(2) Die nachstehend zusammengestellten Bemessungssituationen, die einen Seitendruck auf Pfähle verursachen können, sollten berücksichtigt werden:

- unterschiedliche Auflasten beiderseits der Pfahlgründung (z. B. auf oder neben einem Damm);
- unterschiedliche Aushubtiefen beiderseits der Pfahlgründung (z. B. in oder neben einem Einschnitt);
- Pfahlgründung in einem Kriechhang;
- Schrägpfähle in sich setzendem Boden;
- Pfähle in einem Erdbebengebiet.

(3) Der Seitendruck sollte in der Regel ermittelt werden, indem die Wechselwirkung zwischen dem Pfahl als steifem oder flexiblem Balken und dem sich bewegenden Boden untersucht wird. Wenn die Horizontalbewegung weicher Bodenschichten groß ist und die Pfähle in weitem Abstand stehen, hängt die resultierende seitliche Belastung der Pfähle hauptsächlich von der Scherfestigkeit der weichen Bodenschichten ab.

7.4 Verfahren und Gesichtspunkte bei Entwurf und Bemessung

7.4.1 Entwurfs- und Bemessungsverfahren

(1)P Entwurf und Bemessung müssen auf einem der folgenden Verfahren beruhen:

- Ergebnisse statischer Probelastungen, bei denen mittels Nachrechnung oder auf andere Weise gezeigt werden konnte, dass sie sonstigen einschlägigen Erfahrungen entsprechen;
- empirische oder analytische Berechnungsverfahren, deren Gültigkeit durch statische Probelastungen in vergleichbaren Situationen nachgewiesen worden ist;
- Ergebnisse dynamischer Probelastungen, deren Gültigkeit durch statische Probelastungen unter vergleichbaren Umständen nachgewiesen worden ist;
- das beobachtete Verhalten einer vergleichbaren Pfahlgründung, vorausgesetzt, die Ergebnisse der Baugrunderkundung und Baugrundversuche sind ebenfalls vergleichbar.

(2) Die Bemessungswerte für die in Berechnungen verwendeten Kenngrößen sollten generell mit Abschnitt 3 übereinstimmen, doch dürfen auch die Ergebnisse der Probelastungen bei der Wahl der Kennwerte herangezogen werden.

(3) Statische Probelastungen dürfen vor der endgültigen Bemessung an Versuchspfählen vorgenommen werden, die eigens für Versuchszwecke hergestellt werden, oder an Bauwerkspfählen, die Teil der Gründung sind.

7.4.2 Gesichtspunkte bei der Bemessung

(1)P Das Verhalten von Einzelpfählen und Pfahlgruppen und die Steifigkeit und Festigkeit der Kopfkonstruktion müssen beachtet werden.

(2)P Bei der Wahl der Rechenverfahren und der Kennwerte sowie der Nutzung der Probelastungsergebnisse müssen Dauer und zeitliche Veränderlichkeit der Belastung berücksichtigt werden.

(3)P Geplantes künftiges Aufbringen oder Beseitigen von Auflasten oder mögliche Veränderungen der Grundwasserverhältnisse müssen sowohl bei den Berechnungen als auch bei der Interpretation der Probelastungsergebnisse berücksichtigt werden.

(4)P Bei der Wahl des Pfahltyps einschließlich der Qualität des Pfahlbaustoffs und des Herstellungsverfahrens müssen berücksichtigt werden:

- die Baugrund- und Grundwasserverhältnisse auf der Baustelle, einschließlich vorhandener oder möglicher Hindernisse im Untergrund;
- die in den Pfählen beim Einbringen verursachten Spannungen;
- die Möglichkeit, den Pfahl nach der Herstellung zu schützen und eine Integritätsprüfung vorzunehmen;
- die Auswirkung des Verfahrens und der Reihenfolge der Pfahlherstellungen auf bereits fertige Pfähle oder angrenzende Bauten oder Leitungen;
- die Toleranzen, mit denen die Pfähle zuverlässig eingebracht werden können;
- die schädlichen Auswirkungen von Chemikalien im Untergrund;
- die Möglichkeit eines Kurzschlusses zwischen verschiedenen Aquiferen;
- die Handhabung und der Transport der Pfähle;
- die Auswirkung der Pfahlherstellung auf benachbarte Gebäude.

- (5) Bei der Behandlung der vorgenannten Gesichtspunkte sollten folgende Punkte beachtet werden:
- die Pfahlabstände innerhalb der Gruppe;
 - Verschiebungen oder Erschütterungen benachbarter Bauten infolge der Pfahlherstellung;
 - der Typ des verwendeten Ramm- oder Vibrationsbärs;
 - die dynamischen Spannungen im Pfahl während des Rammens;
 - bei Bohrpfählen, für deren Herstellung eine Stützflüssigkeit im Bohrloch eingesetzt wird, die Notwendigkeit, den Flüssigkeitsdruck so hoch zu halten, dass das Bohrloch nicht einstürzt und kein hydraulischer Grundbruch der Bohrlochsohle auftritt;
 - Reinigung der Bohrlochsohle und manchmal der Bohrlochwand, speziell bei Anwendung von Bentonit, um gestörtes Material zu entfernen;
 - eine örtliche Instabilität des frisch betonierten Pfahlschaftes, was zu Bodeneinschlüssen im Pfahl führen kann;
 - Eindringen von Boden oder Wasser in den Querschnitt von Ortbetonpfählen und die mögliche Störung des Frischbetons durch hindurchfließendes Wasser;
 - die Wirkung ungesättigter Sandlagen um den Pfahl, durch die Betonwasser abgezogen wird;
 - der Verzögerungseinfluss von Chemikalien im Boden;
 - die Bodenverdichtung beim Rammen von Verdrängungspfählen;
 - Störungen des Bodens beim Bohren der Löcher für Bohrpfähle.

7.5 Pfahlprobelbelastungen

7.5.1 Allgemeines

(1)P Pfahlprobelbelastungen müssen in folgenden Fällen ausgeführt werden:

- wenn eine Pfahlart oder ein Herstellungsverfahren angewendet wird, für das es keine vergleichbaren Erfahrungen gibt;
- wenn die Pfähle noch nicht unter vergleichbaren Baugrund- und Belastungsverhältnissen probebelastet worden sind;
- wenn die Pfähle unter Belastungsbedingungen eingesetzt werden sollen, für die Theorie und Erfahrung noch keine ausreichende Bemessungssicherheit ergeben. Die Probelbelastung sollte dann der vorgesehenen Belastung ähneln;
- wenn Beobachtungen bei der Herstellung ein Pfahlverhalten zeigen, das erheblich und ungünstig von dem abweicht, was auf Grund der Baugrunderkundung und Erfahrung zu erwarten wäre, und wenn ergänzende Baugrundaufschlüsse zu keiner Klärung der Gründe für diese Abweichung führen.

(2) Pfahlprobelbelastungen dürfen dazu dienen,

- die Eignung des Herstellungsverfahrens festzustellen;
- die Reaktion eines repräsentativen Pfahles und seiner Umgebung auf die Belastung hinsichtlich Setzung und Grenztragfähigkeit festzustellen;
- eine Beurteilung der gesamten Pfahlgründung zu ermöglichen.

(3) Wenn Probelastungen nicht praktikabel sind, weil die Modellierung der Lastwechsel schwierig ist (z. B. zyklische Belastung) sollten sehr vorsichtige Bemessungswerte für die Materialeigenschaften angesetzt werden.

(4)P Wenn eine einzige Probelastung ausgeführt wird, muss sie in der Regel an einer Stelle vorgenommen werden, wo die ungünstigsten Baugrundverhältnisse vermutet werden. Wenn das nicht möglich ist, muss bei der Ableitung des charakteristischen Wertes für den Druckwiderstand ein Abschlag gemacht werden.

(5)P Wenn Probelastungen an zwei oder mehr Versuchspfählen ausgeführt werden, müssen die Versuchsorte für die Pfahlbaustelle repräsentativ sein, wobei einer der Versuchspfähle dort angesetzt werden muss, wo die ungünstigsten Baugrundverhältnisse vermutet werden.

(6)P Zwischen der Herstellung des Versuchspfahles und dem Versuchsbeginn muss eine angemessene Wartezeit eingehalten werden, um zu erreichen, dass der Pfahlbaustoff seine erforderliche Festigkeit erreicht hat und die Porenwasserdrücke wieder ihre Ausgangswerte angenommen haben.

(7) In bestimmten Fällen kann es notwendig sein, die bei der Pfahlherstellung verursachten Porenwasserdrücke und ihren anschließenden Abbau aufzuzeichnen, um über den Versuchsbeginn eindeutig entscheiden zu können.

7.5.2 Statische Probelastungen

7.5.2.1 Belastungsverfahren

(1)P Der Ablauf der Pfahlprobelastung⁵⁾, insbesondere hinsichtlich der Anzahl und Dauer der Laststufen und der Durchführung von Lastzyklen, muss so geplant werden, dass aus den Messungen am Pfahl auf das Verformungsverhalten, Kriechverhalten und das Verhalten bei Wiederbelastung geschlossen werden kann. Versuchspfähle sind so zu belasten werden, dass auch auf die Grenzlaster geschlossen werden kann.

(2) Einrichtungen für die Messung der Lasten, Spannungen oder Dehnungen und Verschiebungen sollten vor dem Versuch kalibriert werden.

(3) Die Richtung der bei Druckpfahl- oder Zugpfahlversuchen aufgetragenen Kraft sollte mit der Pfahlachse übereinstimmen.

(4) Bei Pfahlprobelastungen für die Bemessung von Zugpfahlgründungen sollte bis zum Versagen belastet werden. Eine Extrapolation der Last-Verschiebungs-Linie sollte bei Zugpfahlversuchen nicht vorgenommen werden.

7.5.2.2 Versuchspfähle

(1)P Die Anzahl der zur Bestätigung der Bemessung erforderlichen Versuchspfähle muss von folgenden Gesichtspunkten abhängig gemacht werden:

- den Baugrundverhältnissen und ihrer Veränderlichkeit im Baustellenbereich;
- gegebenenfalls der Geotechnischen Kategorie des Tragwerks;
- früheren, dokumentierten Nachweisen zum Verhalten des gleichen Pfahltyps bei ähnlichen Baugrundverhältnissen;
- der Gesamtzahl und der Art der Pfähle beim Gründungsentwurf.

5) Siehe: ISSMFE Subcommittee on Field and Laboratory Testing, Axial Pile loading Test, Suggested Method. ASTM Journal, June 1985, S. 79–90.

(2)P Die Baugrundverhältnisse am Versuchsort müssen gründlich untersucht werden. Die Tiefe der Bohrungen und Sondierungen muss ausreichen, um sich sichere Erkenntnisse über die Bodenart neben und unter dem Pfahlfuß zu verschaffen. Dabei müssen alle Schichten untersucht werden, die vermutlich wesentlich zum Pfahlverhalten beitragen.

(3)P Das bei der Herstellung der Versuchspfähle angewendete Verfahren muss nach 7.9 vollständig dokumentiert werden.

7.5.2.3 Tragwerkspfähle

(1)P Es muss vorgeschrieben werden, dass die Anzahl der Probelastungen an Tragwerkspfählen auf Grund der beim Herstellen gewonnenen Erkenntnisse gewählt werden muss.

(2)P Die auf Tragwerkspfähle aufgebrachte Versuchsbelastung muss mindestens der Bemessungslast der Gründung entsprechen.

7.5.3 Dynamische Probelastungen

(1) Dynamische Probelastungen⁶⁾ dürfen angewendet werden, um den Druckwiderstand abzuschätzen, vorausgesetzt, eine angemessene Baugrunderkundung wurde durchgeführt und das Verfahren wurde durch statische Probelastungen am gleichen Pfahltyp, bei vergleichbarer Länge und Querschnitt und bei vergleichbaren Baugrundverhältnissen geprüft (siehe 7.6.2.4 bis 7.6.2.6).

(2)P Wenn mehr als ein dynamisches Testverfahren angewendet wird, müssen die Ergebnisse der verschiedenen Verfahren stets in Bezug zueinander gesetzt werden.

(3) Dynamische Probelastungen dürfen auch als Hinweis auf das gleichmäßige Tragverhalten der Pfähle und zur Auffindung von Pfählen mit reduzierter Tragfähigkeit genutzt werden.

7.5.4 Probelastungsbericht

(1)P Es muss vorgeschrieben werden, dass alle Belastungsversuche protokolliert werden. Soweit zutreffend, muss dieses Protokoll enthalten:

- eine Beschreibung der Baustelle;
- die Baugrundverhältnisse mit Bezugnahme auf die Baugrunduntersuchungen;
- die Pfahlart;
- eine Beschreibung der Pfahlherstellung und eventueller Schwierigkeiten bei den Arbeiten;
- eine Beschreibung der Belastungs- und Messeinrichtungen und des Widerlagersystems;
- Prüfzeugnisse für die Druckmessdosen, Pressen und Messgeber;
- Aufzeichnungen zur Herstellung der Versuchspfähle;
- Photos des Pfahles und des Versuchsortes;
- tabellarische Auftragung der Versuchsergebnisse;
- Zeit-Verschiebungs-Diagramme für jede aufgebrachte Last, wenn ein Laststufenverfahren angewendet wird;
- das gemessene Last-Verschiebungs-Verhalten;
- Gründe für alle Abweichungen von den genannten Forderungen.

6) Siehe: ASTM Designation D 4945, Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles.

DIN EN 1997-1:2014-03

EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

7.6 Axial beanspruchte Pfähle

7.6.1 Allgemeines

7.6.1.1 Bemessung nach Grenzzuständen

(1)P Entwurf und Bemessung müssen zeigen, dass die nachstehenden Grenzzustände hinreichend unwahrscheinlich sind:

- Grenzzustände des Druck- oder Zugwiderstands eines Einzelpfahles;
- Grenzzustände des Druck- oder Zugwiderstands der Pfahlgründung als Ganzes;
- Grenzzustand der Tragfähigkeit durch Versagen oder schwere Beschädigung eines gestützten Tragwerks durch übermäßige Verschiebungen oder Verschiebungsdifferenzen der Pfahlgründung;
- Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit im gestützten Tragwerk durch Verschiebungen der Pfähle.

(2) In der Regel sollte der Bemessung der Sicherheitsabstand gegenüber dem Versagen bei Druck- oder Zugbelastung zu Grunde gelegt werden, d. h. der Zustand, in dem sich die Pfahlgründung erheblich setzt oder hebt, ohne dass der Widerstand nennenswert zu- oder abnimmt (siehe 7.6.2 und 7.6.3).

(3) Bei Druckpfählen ist es oft schwierig, an Hand der Widerstands-Setzungslinie einen Grenzzustand der Tragfähigkeit zu definieren, wenn diese stetig gekrümmt ist. In solchen Fällen sollte als „Versagenskriterium“ eine Pfahlkopfsetzung von 10 % des Pfahlfußdurchmessers gewählt werden.

(4)P Bei Pfählen, die sich erheblich setzen, treten möglicherweise Grenzzustände der Tragfähigkeit im unterstützten Tragwerk auf, ehe der Pfahlwiderstand voll mobilisiert ist. In solchen Fällen muss bei der Bemessung eine vorsichtige Abschätzung der Setzungen zu Grunde gelegt werden.

ANMERKUNG Pfahlsetzungen werden in 7.6.4 behandelt.

7.6.1.2 Gesamtstandsicherheit

(1)P Das Versagen hinsichtlich der Gesamtstandsicherheit bei Gründungen, an denen Druckpfähle beteiligt sind, muss nach Abschnitt 11 untersucht werden.

(2) Wenn ein Versagen hinsichtlich der Gesamtstandsicherheit möglich ist, sollten sowohl Bruchflächen unter den Pfählen als auch solche untersucht werden, welche die Pfähle schneiden.

(3)P Das Versagen durch Aufschwimmen eines Bodenblocks, der Pfähle enthält, muss nach 7.6.3.1 (4)P überprüft werden.

7.6.2 Widerstand bei Druck

7.6.2.1 Allgemeines

(1)P Zum Nachweis, dass die Pfahlgründung die Bemessungslast mit angemessener Sicherheit gegen ein Versagen unter Druck übertragen kann, ist folgende Ungleichung für die Grenzzustände der Tragfähigkeit bei allen Lastfällen und Lastkombinationen zu erfüllen:

$$F_{c;d} \leq R_{c;d} \quad (7.1)$$

(2) Prinzipiell sollte $F_{c;d}$ das Pfahlgewicht enthalten und $R_{c;d}$ den Überlagerungsdruck des Bodens an der Gründungssohle. Allerdings dürfen diese beiden Faktoren außer Betracht bleiben, wenn sie sich annähernd gegenseitig aufheben. Dies braucht nicht der Fall zu sein, wenn

- eine wesentliche negative Mantelreibung wirkt,
- der Boden eine sehr geringe Wichte hat,
- die Pfähle über die Geländeoberfläche hinausragen.

(3)P Bei Pfahlgruppen müssen zwei Arten des Versagens nachgewiesen werden:

- Versagen des Druckwiderstands der Einzelpfähle;
- Versagen des Druckwiderstands der Pfähle und des dazwischen vorhandenen Bodens als Block.

Als Bemessungswiderstand ist der von diesen beiden Beanspruchungsarten verursachte kleinere Wert zu nehmen.

(4) Der Druckwiderstand der Pfahlgruppe als Block darf berechnet werden, indem der Block wie ein Pfahl mit großem Durchmesser behandelt wird.

(5)P Wenn der Bemessungswiderstand der Gründung ermittelt wird, müssen die Steifigkeit und Festigkeit der Pfahlkopfkonstruktion berücksichtigt werden.

(6) Wenn die Pfähle ein steifes Tragwerk stützen, darf die Fähigkeit des Tragwerks zur Lastumlagerung zwischen den Pfählen genutzt werden. Ein Grenzzustand tritt nur ein, wenn eine entsprechend große Zahl von Pfählen gemeinsam nachgibt, weshalb das Versagen nur eines einzigen Pfahles nicht beachtet zu werden braucht.

(7) Wenn die Pfähle ein biegeweiches Tragwerk stützen, sollte davon ausgegangen werden, dass der Druckwiderstand des schwächsten Pfahles das Auftreten eines Grenzzustands bestimmt.

(8) Besonders beachtet werden sollte das mögliche Nachgeben von Randpfählen unter schräger oder exzentrischer Tragwerksbelastung.

(9)P Wenn die Schicht, die die Pfähle trägt, über einer weichen Schicht liegt, muss der Einfluss der weichen Schicht auf den Druckwiderstand der Gründung in Rechnung gestellt werden.

(10)P Die Festigkeit eines Bodenbereichs über und unter dem Pfahlfuß muss in Rechnung gestellt werden, wenn der Pfahlfußwiderstand ermittelt wird.

ANMERKUNG Dieser Bereich kann sich über mehrere Durchmesser unter und über dem Pfahl erstrecken. Weiche Bodeneinschlüsse haben hier einen relativ großen Einfluss auf den Pfahlfußwiderstand.

(11) Ein Versagen durch Durchstanzen sollte untersucht werden, wenn weicher Boden in einer Tiefe von weniger als 4 Pfahlfußdurchmessern unter dem Pfahlfuß ansteht.

(12)P Wenn der Durchmesser des Pfahlfußes größer ist als der des Schaftes, muss eine mögliche ungünstige Wirkung berücksichtigt werden.

(13) Bei offenen geramnten Rohr- oder Kastenpfählen mit Öffnungsweiten über 500 mm in jeder Richtung und ohne eine innere Vorrichtung zur Pfropfenbildung sollte der Fußwiderstand auf den kleineren der beiden folgenden Werte begrenzt bleiben:

- der Scherwiderstand zwischen dem Pfropfen und der Pfahlinnenwand;
- der Fußwiderstand, der aus dem Fußquerschnitt abgeleitet wird.

7.6.2.2 Grenzwert des Druckwiderstands aus statischen Probelastungen

(1)P Die Art der Durchführung von Belastungsversuchen muss 7.5 entsprechen und ist im Geotechnischen Entwurfsbericht vorzugeben.

(2)P Versuchspfähle, die im Voraus probebelastet werden sollen, müssen in der gleichen Weise wie die Tragwerkspfähle hergestellt und in derselben Schicht gegründet werden.

(3) Wenn der Durchmesser des Versuchspfahles von dem der Tragwerkspfähle abweicht, muss die mögliche Differenz im Tragverhalten von Pfählen verschiedenen Durchmessers bei der Festlegung des Druckwiderstands berücksichtigt werden.

DIN EN 1997-1:2014-03**EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

(4) Im Fall eines Pfahles von sehr großem Durchmesser ist es oft unpraktisch, einen Belastungsversuch an einem Pfahl dieses Durchmessers auszuführen. Belastungsversuche an Versuchspfählen mit kleinerem Durchmesser dürfen herangezogen werden, vorausgesetzt, dass

- das Durchmesser Verhältnis von Versuchspfahl zu Tragwerkspfahl nicht kleiner als 0,5 ist,
- die kleineren Versuchspfähle in gleicher Weise hergestellt und eingebracht werden wie die Tragwerkspfähle,
- der Versuchspfahl so instrumentiert wird, dass Spitzendruck und Mantelreibung aus den Messungen getrennt abgeleitet werden können.

Dieses Verfahren sollte bei unten offenen Verdrängungspfählen mit Vorsicht angewendet werden, weil der Durchmesser die Weckung des Druckwiderstands unter dem Pfropfen beeinflusst.

(5)P Wenn eine Pfahlgründung negativer Mantelreibung ausgesetzt ist, muss der Pfahlwiderstand im Grenzzustand bzw. bei der Verschiebung, die als Kriterium für den Nachweis des Grenzzustands der Tragfähigkeit an Hand von Pfahlprobelastungen dient, berichtigt werden. Dies muss dadurch erfolgen, dass die gemessene bzw. die ungünstigste positive Mantelreibung in der zusammendrückbaren Schicht und in den darüber anstehenden Schichten, in denen sich die negative Mantelreibung entwickelt, von den am Pfahlkopf gemessenen Belastungen abgezogen wird.

(6) Während der Probelastung eines Pfahles, der negative Mantelreibung zu übernehmen haben wird, entwickelt sich eine positive Mantelreibung über die ganze Pfahllänge und sollte nach 7.3.2.2(6) berücksichtigt werden. Bei dem Ansatz der maximalen Versuchslast auf den Tragwerkspfahl sollte diese größer sein als die Summe aus der äußeren Bemessungslast plus der doppelten negativen Mantelreibungskraft.

(7)P Bei der Ableitung des charakteristischen Druckwiderstands $R_{c,k}$ aus den in einem oder mehreren Probelastungen gemessenen Werten $R_{c,m}$ muss ein Abschlag zur Berücksichtigung der durch den Baugrund und die Einbringung bedingten Streuungen gemacht werden.

(8)P Bei Tragwerken, die nicht imstande sind, Lasten von „weichen“ zu „steifen“ Pfählen umzulagern, muss mindestens folgende Gleichung erfüllt werden:

$$R_{c,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{mitt}}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad (7.2)$$

wo ξ_1 und ξ_2 von der Anzahl durchgeführter Probelastungen abhängige Streuungsfaktoren sind, die auf den Mittelwert $(R_{c,m})_{\text{mitt}}$ bzw. den kleinsten Wert $(R_{c,m})_{\text{min}}$ von $R_{c,m}$ angewendet werden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Streuungsfaktoren dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. In Tabelle A.9 werden die empfohlenen Werte angegeben.

(9) Wenn Tragwerke eine ausreichende Steifigkeit und Festigkeit haben, um Lasten von „weichen“ zu „steifen“ Pfählen umzulagern, dürfen die Zahlenwerte von ξ_1 und ξ_2 durch 1,1 dividiert werden, vorausgesetzt dass ξ_1 niemals kleiner als 1,0 wird.

(10)P Bei der Auswertung von Pfahlprobelastungen müssen die systematischen und zufälligen Anteile an der Veränderlichkeit des Untergrundes beachtet werden.

(11)P Die Aufzeichnungen über die Herstellung der Versuchspfähle müssen überprüft werden, und etwaigen Abweichungen von der normalen Durchführung muss Rechnung getragen werden.

(12) Der charakteristische Widerstand $R_{c,k}$ des Baugrunds darf bei Druckpfählen aus den charakteristischen Werten $R_{b,k}$ des Pfahlfußwiderstands und $R_{s,k}$ der Mantelreibung ermittelt werden, so dass

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} \quad (7.3)$$

ist.

(13) Diese Komponenten dürfen entweder direkt aus den Ergebnissen von Pfahlprobelbelastungen abgeleitet oder auf Grund der Ergebnisse von Baugrundversuchen oder dynamischen Belastungsversuchen geschätzt werden.

(14)P Der Bemessungswiderstand $R_{c;d}$ muss entweder aus

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} \quad (7.4)$$

oder

$$R_{c;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_s} \quad (7.5)$$

ermittelt werden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die für ständige und vorübergehende Situationen empfohlenen Werte sind in den Tabellen A.6, A.7 und A.8 angegeben.

7.6.2.3 Grenzwert des Druckwiderstands aus den Ergebnissen von Baugrundversuchen

(1)P Verfahren, an Hand von Ergebnissen von Baugrundversuchen den Druckwiderstand einer Pfahlgründung festzulegen, müssen auf der Grundlage von Pfahlprobelbelastungen und vergleichbarer Erfahrung – siehe die Definition in 1.5.2.2 – entwickelt worden sein.

(2) Durch die Einführung eines Modellfaktors nach 2.4.1 (9) lässt sich erreichen, dass der vorausgesagte Druckwiderstand ausreichend sicher ist.

(3)P Der Bemessungswert $R_{c;d}$ des Druckwiderstands eines Pfahles muss aus

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} \quad (7.6)$$

ermittelt werden.

(4)P Für jeden Pfahl müssen $R_{b;d}$ und $R_{s;d}$ aus

$$R_{b;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} \quad \text{und} \quad R_{s;d} = \frac{R_{s;k}}{\gamma_s} \quad (7.7)$$

ermittelt werden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die für ständige und für vorübergehende Situationen empfohlenen Werte sind in den Tabellen A.6, A.7 und A.8 angegeben.

(5)P Die charakteristischen Werte $R_{b;k}$ und $R_{s;k}$ müssen folgendermaßen bestimmt werden:

entweder mit

$$R_{c;k} = (R_{b;k} + R_{s;k}) = \frac{R_{b;cal} + R_{s;cal}}{\xi} = \frac{R_{c;cal}}{\xi} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{\text{mitt}}}{\xi_3}; \frac{(R_{c;cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad (7.8)$$

worin ξ_3 und ξ_4 von der Zahl n der herangezogenen Sondierdiagramme abhängige Streuungsfaktoren sind, die

auf die Mittelwerte $(R_{c;cal})_{\text{mitt}} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{\text{mitt}} = (R_{b;cal})_{\text{mitt}} + (R_{s;cal})_{\text{mitt}}$ bzw.

auf die Kleinstwerte $(R_{c;cal})_{\text{min}} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{\text{min}}$

angewendet werden, oder mit dem in 7.6.2.3 (8) angegebenen Verfahren.

DIN EN 1997-1:2014-03

EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Streuungsfaktoren dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle A.10 angegeben.

(6)P Die systematischen und zufälligen Anteile an der Veränderlichkeit des Baugrunds müssen bei der Bewertung der Baugrundversuche und der berechneten Widerstände beachtet werden.

(7) Bei Tragwerken mit ausreichender Steifigkeit und Festigkeit, die imstande sind, Lasten von „weichen“ zu „steifen“ Pfählen umzuverteilen, darf eine Abminderung der Streuungsfaktoren ξ_3 und ξ_4 durch Division mit 1,1 vorgenommen werden, vorausgesetzt, dass ξ_3 niemals kleiner als 1,0 ist.

(8) Die charakteristischen Werte können rechnerisch durch

$$R_{b;k} = A_b \times q_{b;k} \quad \text{und} \quad R_{s;k} = \sum_i A_{s;i} \times q_{s;i;k} \quad (7.9)$$

ermittelt werden, wo $q_{b;k}$ und $q_{s;k}$ charakteristische Werte des Spitzendrucks und der Mantelreibung in den verschiedenen Schichten sind, die an Hand von Bodenkennwerten erhalten werden.

ANMERKUNG Wenn diese Alternative angewendet wird, kann es erforderlich sein, die im Anhang A empfohlenen Teilsicherheitsbeiwerte γ_b und γ_s durch Modellfaktoren $> 1,0$ zu korrigieren. Der Wert des Modellfaktors darf im Nationalen Anhang festgelegt werden.

(9)P Bei Anwendung des Nachweisverfahrens 3 müssen die charakteristischen Werte der Boden-Kenngrößen nach 2.4.5 bestimmt werden. Dann müssen Teilsicherheitsbeiwerte auf diese charakteristischen Werte angewendet werden, um Bemessungswerte der Bodenkenngrößen für die Berechnung des Bemessungswertes des Pfahlwiderstands zu erhalten.

(10) Bei der Bewertung der Gültigkeit eines Rechenmodells, das auf den Bemessungswerten der Ergebnisse von Baugrundversuchen beruht, sollten folgende Punkte beachtet werden:

- Bodenart einschließlich Korngrößenverteilung, Mineralogie, Rundungsgrad (Kornform), Lagerungsdichte, Konsolidierungsgrad, Zusammendrückbarkeit und Durchlässigkeit;
- Art der Pfahlherstellung einschließlich des Bohr- oder Rammverfahrens;
- Länge, Durchmesser, Baustoff und Form des Pfahlschaftes und Pfahlfußes (z. B. bei Fußverbreiterung);
- Art der Baugrundversuche.

7.6.2.4 Grenzwert des Druckwiderstands aus Stoßversuchen bzw. dynamischen Probelastungen

(1)P Wenn eine dynamische Probelastung bzw. ein dynamischer Schlagversuch („Hammerschlag“) bei der Dehnung und Beschleunigung zeitabhängig während des Schlages gemessen werden (siehe 7.5.3 (1)), verwendet wird, um den Widerstand einzelner Druckpfähle festzustellen, muss die Gültigkeit des Ergebnisses dadurch nachgewiesen werden, dass zuvor bei einer statischen Probelastung am gleichen Pfahltyp mit gleicher Länge und gleichem Durchmesser sowie bei vergleichbaren Baugrundverhältnissen ein zufriedenstellendes Verhalten erzielt worden ist.

(2) Bei dynamischen Probelastungen sollte der Rammwiderstand direkt an dem betreffenden Standort gemessen werden.

ANMERKUNG Die dynamischen Probelastungen können auch durch eine vollständige Modellbildung ausgewertet werden. Das ermöglicht eine angenäherte Bestimmung von Mantelreibung und Spitzenwiderstand des Pfahles sowie eine Simulation seines Last-Setzungs-Verhaltens.

(3)P Die Schlagenergie muss groß genug sein, um eine geeignete Interpretation der Pfahltragfähigkeit bei entsprechend großer Pfahlsetzung zu ermöglichen.

(4)P Der Bemessungswert $R_{c;d}$ des Druckwiderstands der Pfähle muss aus

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} \quad (7.10)$$

ermittelt werden. Dabei ist

$$R_{c;k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{c;m})_{\text{mitt}}}{\xi_5}, \frac{(R_{c;m})_{\text{min}}}{\xi_6} \right\} \quad (7.11)$$

worin ξ_5 und ξ_6 von der Anzahl n der getesteten Pfähle abhängige Streuungsfaktoren sind, die auf den Mittelwert $(R_{c;m})_{\text{mitt}}$ bzw. den Kleinstwert $(R_{c;m})_{\text{min}}$ von $R_{c;m}$ angesetzt werden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte des Teilsicherheitsbeiwerts und der Streuungsfaktoren dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die empfohlenen Zahlenwerte der Streuungsfaktoren sind in Tabelle A.11 angegeben.

7.6.2.5 Grenzwert des Druckwiderstands durch Anwendung von Rammformeln

- (1)P Pfahlrammformeln dürfen nur angewendet werden, wenn die Baugrundsichtung bestimmt worden ist.
- (2)P Wenn Rammformeln benutzt werden, um den Grenzwert des Druckwiderstands von Einzelpfählen einer Gründung festzulegen, muss die Gültigkeit der Formel durch frühere Eignungsnachweise oder statische Probelastungen an Pfählen gleicher Art, ähnlicher Länge und ähnlichen Querschnitts und bei vergleichbaren Baugrundverhältnissen belegt worden sein.
- (3)P Bei geramten Spitzendruckpfählen in kohäsionslosem Boden muss der Bemessungswert $R_{c;d}$ des Grenzwiderstands in gleicher Weise wie in 7.6.2.4 ermittelt werden.
- (4) Wenn eine Rammformel benutzt wird, um den Druckwiderstand eines Pfahles nachzuweisen, sollte der Rammversuch an wenigstens 5 Pfählen ausgeführt worden sein, die in ausreichendem Abstand über die Pfahlbaustelle verteilt sind, um die geeignete Schlagzahl für die letzte Hitze festzustellen.
- (5) Die Eindringung des Pfahlfußes in der letzten Hitze sollte für jeden Pfahl registriert werden.

7.6.2.6 Grenzwert des Druckwiderstands mittels Analyse der Wellengleichung

- (1)P Die Methode der Analyse der Wellengleichung darf nur angewendet werden, wenn die Baugrundsichtung durch Bohrungen und Feldversuche erkundet worden ist.
- (2)P Wenn die Analyse der Wellengleichung benutzt wird, um die Widerstände einzelner Druckpfähle festzulegen, muss die Gültigkeit der Methode durch frühere Eignungsnachweise bei statischen Probelastungen an Pfählen gleicher Art, ähnlicher Länge und ähnlichen Querschnitts und bei vergleichbaren Baugrundverhältnissen belegt worden sein.
- (3)P Der Bemessungswert $R_{c;d}$ des Druckwiderstands, der aus den Auswertungsergebnissen von Wellengleichungen bei einer Anzahl repräsentativer Pfähle abgeleitet wird, muss in der gleichen Weise festgelegt werden wie in 7.6.2.4, und zwar mit ξ -Werten nach örtlicher Erfahrung.

ANMERKUNG Grundlage für die Analyse der Wellengleichung ist ein mathematisches Modell für Baugrund, Pfahl und Rammgerät ohne Messung der Spannungswellenausbreitung im Pfahl. Die Methode wird in der Regel angewendet, um das Verhalten des Rammjägers, dynamische Bodenkenngößen und die Spannungen im Pfahl während der Rammung zu untersuchen. Ebenso ist es auf Grund der Modelle möglich, die erforderliche Rammenergie (Schlagzahl) zu bestimmen, die gewöhnlich in einer Beziehung zum erwarteten Druckwiderstand steht.

DIN EN 1997-1:2014-03

EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

7.6.2.7 Nachrammung

(1)P Im Entwurf muss die Anzahl der nachzurammenden Pfähle angegeben werden. Wenn die Nachrammung niedrigere Ergebnisse liefert, müssen diese als Grundlage für die Festlegung des Grenzwertes des Druckwiderstands genommen werden. Ergeben sie höhere Werte, dürfen diese genommen werden.

(2) Eine Nachrammung sollte in der Regel in schluffigen Böden erfolgen, sofern nicht die örtliche Erfahrung gezeigt hat, dass das nicht nötig ist.

ANMERKUNG Die Nachrammung von Reibungspfählen in tonigen Böden liefert in der Regel einen verminderten Druckwiderstand.

7.6.3 Widerstand bei Zug

7.6.3.1 Allgemeines

(1)P Soweit anwendbar, muss die Bemessung von Zugpfählen den in 7.6.2 genannten Regeln entsprechen. Bemessungsregeln, die nur auf Zugpfahlgründungen zutreffen, werden nachfolgend behandelt.

(2)P Zum Nachweis, dass die Gründung die Bemessungslast mit angemessener Sicherheit gegen ein Versagen durch Zugeinwirkung überträgt, muss die folgende Ungleichung für alle Lastfälle und Lastkombinationen in Grenzzuständen erfüllt werden:

$$F_{t,d} \leq R_{t,d} \quad (7.12)$$

(3)P Bei Zugpfählen müssen zwei Formen des Versagens untersucht werden:

- das Herausziehen der Pfähle aus dem Boden;
- das Aufschwimmen des Bodenblocks, der die Pfähle enthält.

(4)P Der Nachweis gegen Aufschwimmen des Bodenblocks mit den Pfählen, siehe Bild 7.1, muss nach 2.4.7.4 ausgeführt werden.

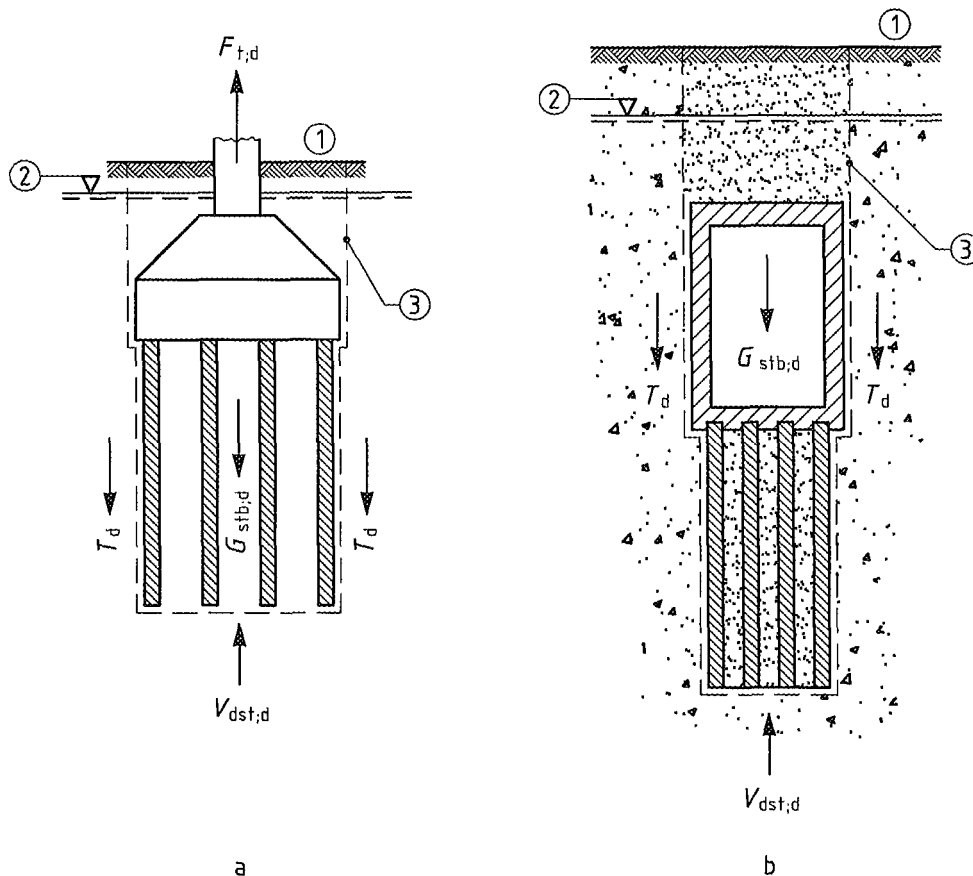
(5) Bei einzeln stehenden Zugpfählen oder einer Zugpfahlgruppe kann das Versagen durch den Herauszieh Widerstand eines mittragenden Erdkörpers bestimmt sein, besonders bei Pfählen mit Fußverbreiterung oder bei Pfählen, die kraftschlüssig in Fels einbinden.

(6) Beim Nachweis gegen Aufschwimmen mit der Untersuchung der Blockhebung darf der seitliche Schubwiderstand T_d zusätzlich als stabilisierende Einwirkung angesetzt werden (siehe Bild 7.1).

(7) In der Regel ist das Blockverhalten für den Herauszieh Widerstand maßgebend, wenn der Pfahlabstand gleich oder kleiner ist als die Quadratwurzel aus dem Produkt von Pfahldurchmesser und Einbindetiefe in die hauptsächlich tragende Bodenschicht.

(8)P Die Gruppenwirkung, die die wirksamen Vertikalspannungen im Boden und damit die Mantelreibung der einzelnen Pfähle in der Gruppe vermindern kann, muss bei der Festlegung des Herauszieh Widerstands der Pfahlgruppe berücksichtigt werden.

(9)P Die äußerst nachteilige Wirkung zyklischer und wiederholter Belastung auf den Herauszieh Widerstand muss berücksichtigt werden.



Legende

- (1) Geländeoberfläche
- (2) Grundwasserspiegel
- (3) Blockseitenflächen, in denen sich ein Schubwiderstand T_d entwickelt

Bild 7.1 — Beispiele zum Aufschwimmen (UPL) einer Pfahlgründung

(10) Um diese Wirkung einzuschätzen, sollten vergleichbare Erfahrungen aus Pfahlprobelastungen herangezogen werden.

7.6.3.2 Grenzwert des Herauszieh Widerstands auf Grund von Pfahlprobelastungen

(1)P Pfahlprobelastungen zur Bestimmung des Grenzwerts R_t des Herauszieh Widerstands eines einzeln stehenden Pfahles müssen entsprechend 7.5.1, 7.5.2 und 7.5.4 sowie unter Berücksichtigung von 7.6.2.2 durchgeführt werden.

(2)P Der Bemessungswert $R_{t,d}$ des Herauszieh Widerstands muss aus

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{s;t}} \quad (7.13)$$

abgeleitet werden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die für ständige und vorübergehende Situationen empfohlenen Werte sind in den Tabellen A.6, A.7 und A.8 angegeben.

DIN EN 1997-1:2014-03**EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

(3) Wenn die Pfähle auf Zug beansprucht werden, sollte in der Regel vorgeschrieben werden, mehr als nur einen Pfahl zu prüfen. Bei einer großen Anzahl von Zugpfählen sollten wenigstens 2 % geprüft werden.

(4)P Die Aufzeichnungen über das Einbringen der Versuchspfähle müssen überprüft werden, und allen Abweichungen von den normalen Herstellbedingungen muss bei der Auswertung der Probelastungsergebnisse Rechnung getragen werden.

(5)P Der charakteristische Wert des Herauszieh Widerstands eines Pfahles muss aus

$$R_{t;k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{t;m})_{\text{mitt}}}{\xi_1}; \frac{(R_{t;m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad (7.14)$$

bestimmt werden, wobei ξ_1 und ξ_2 von der Anzahl n probebelasteter Pfähle abhängige Streuungsfaktoren sind, die auf den Mittelwert $(R_{t;m})_{\text{mitt}}$ bzw. den Kleinstwert $(R_{t;m})_{\text{min}}$ der gemessenen Herauszieh Widerstände angewendet werden.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Streuungsfaktoren dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle A.9 angegeben.

7.6.3.3 Grenzwerte des Herauszieh Widerstands auf Grund der Ergebnisse von Baugrundversuchen

(1)P Die auf Ergebnissen von Baugrundversuchen beruhenden Verfahren zur Festlegung des Herauszieh Widerstands einer Pfahlgründung müssen von Pfahlprobelastungen und auf Grund nach 1.5.2.2 definierter Erfahrung hergeleitet worden sein.

(2) Durch die Einführung eines Modellfaktors nach 2.4.1 (9) lässt sich erreichen, dass der vorausgesagte Herauszieh Widerstand ausreichend sicher ist.

(3)P Der Bemessungswert $R_{t;d}$ des Herauszieh Widerstands eines Pfahles muss aus

$$R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_{s;t}} \quad (7.15)$$

abgeleitet werden.

Dabei ist

$$R_{t;k} = R_{s;k} \quad (7.16)$$

ANMERKUNG Der Zahlenwert des Teilsicherheitsbeiwerts darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die für ständige und vorübergehende Situationen empfohlenen Werte sind in den Tabellen A.6, A.7 und A.8 angegeben.

(4)P Der charakteristische Wert $R_{t;k}$ muss entweder mit

$$R_{t;k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{s;cal})_{\text{mitt}}}{\xi_3}; \frac{(R_{s;cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad (7.17)$$

ermittelt werden, wo ξ_3 und ξ_4 von der Zahl n der herangezogenen Sondierdiagramme abhängige Streuungsfaktoren sind, die auf den Mittelwert $(R_{s;cal})_{\text{mitt}}$ bzw. den Kleinstwert $(R_{s;cal})_{\text{min}}$ angewendet werden, oder mit dem in 7.6.3.3 (6) genannten Verfahren.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Streuungsfaktoren dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle A.10 angegeben.

(5)P Die systematischen und zufälligen Anteile an der Veränderlichkeit des Baugrunds müssen bei der Bewertung des berechneten Herauszieh Widerstands berücksichtigt werden.

- (6) Der charakteristische Wert des Herausziehwiderstands kann mit

$$R_{t,k} = \sum_i A_{s,i} \times q_{s,i,k} \quad (7.18)$$

berechnet werden, wobei $q_{s,i,k}$ charakteristische Werte für die Mantelreibung in den verschiedenen Schichten sind, die an Hand von Baugrund-Kennwerten erhalten werden.

ANMERKUNG Wenn diese Alternative angewendet wird, kann es erforderlich sein, den im Anhang A empfohlenen Wert durch einen Modellfaktor $> 1,0$ zu korrigieren. Der Zahlenwert des Modellfaktors darf im Nationalen Anhang festgelegt werden.

(7)P Bei Anwendung des Nachweisverfahrens 3 müssen die charakteristischen Werte der Bodenkenngrößen nach 2.4.5 bestimmt werden. Dann müssen auf diese charakteristischen Werte Teilsicherheitsbeiwerte angewendet werden, um die Bemessungswerte der Bodenkenngrößen für die Berechnung des Bemessungs-Pfahlwiderstands zu erhalten.

(8) Die Gültigkeit des auf den Ergebnissen bodenmechanischer Versuche beruhenden Rechenmodells sollte entsprechend 7.6.2.3 (10) festgestellt werden.

7.6.4 Vertikalverschiebungen von Pfahlgründungen (Gebrauchstauglichkeit des gestützten Bauwerks)

7.6.4.1 Allgemeines

(1)P Vertikalverschiebungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit müssen ermittelt werden, um zu prüfen, ob die in 2.4.8 und 2.4.9 genannten Anforderungen eingehalten sind.

(2) Bei der Berechnung der Vertikalverschiebungen einer Pfahlgründung sollten die Unsicherheiten des Rechenmodells und jene bei der Bestimmung der relevanten Baugrundeigenschaften in Rechnung gestellt werden. Deswegen sollte nicht übersehen werden, dass die Berechnungen in den meisten Fällen nur eine angenäherte Abschätzung der Verschiebungen der Pfahlgründung liefern.

ANMERKUNG Bei Pfählen, die in mitteldicht bis dicht gelagerten Böden Last abtragen, und bei Zugpfählen sind die Sicherheitsanforderungen für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Regel ausreichend, um einen Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit im gestützten Tragwerk zu verhüten.

7.6.4.2 Druckpfahlgründungen

(1)P Die Möglichkeit, dass im gestützten Tragwerk ein Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit infolge von Pfahlsetzungen auftritt, muss überprüft werden, wobei eine negative Mantelreibung eingerechnet werden muss, falls sie wahrscheinlich ist.

ANMERKUNG Wenn der Pfahlfuß in einer mitteldichten oder festen Bodenschicht über Fels oder hartem Boden steht, genügen in der Regel die Teilsicherheitsbeiwerte für die Verhältnisse im Grenzzustand der Tragfähigkeit, um die Anforderungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu erfüllen.

(2)P Die Ermittlung von Setzungen muss sowohl die Setzung des einzelnen Pfahles als auch die infolge der Gruppenwirkung enthalten.

(3) Die Setzungsberechnung sollte eine Schätzung der Setzungsunterschiede enthalten, die möglicherweise auftreten.

(4) Wenn keine Probelastungsergebnisse für die Untersuchung der Wechselwirkung zwischen der Pfahlgründung und dem aufgehenden Tragwerk zur Verfügung stehen, sollte das Last-Setzungs-Verhalten von Einzelpfählen auf Grund empirisch begründeter sicherer Annahmen festgelegt werden.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

7.6.4.3 Zugpfahlgründungen

(1)P Die Ermittlung aufwärtsgerichteter Verschiebungen muss den Grundsätzen von 7.6.4.2 entsprechen.

ANMERKUNG Besonders beachtet werden sollte die Dehnung des Pfahlbaustoffs.

(2)P Wenn für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sehr strenge Kriterien gelten, muss eine getrennte Überprüfung der aufwärtsgerichteten Verschiebungen durchgeführt werden.

7.7 Quer beanspruchte Pfähle

7.7.1 Allgemeines

(1)P Die Bemessung quer beanspruchter Pfähle muss mit den in 7.4 und 7.5 genannten Bemessungsregeln übereinstimmen, soweit sie anwendbar sind. Regeln, die sich speziell auf Gründungen mit quer belasteten Pfählen beziehen, werden nachfolgend angegeben.

(2)P Für den Nachweis, dass ein Pfahl den Bemessungsseitendruck mit angemessener Sicherheit gegen Versagen übernehmen kann, muss für alle Lasten und Lastkombinationen in Grenzzuständen der Tragfähigkeit folgende Ungleichung erfüllt werden:

$$F_{tr,d} \leq R_{tr,d} \quad (7.19)$$

(3) Eine der folgenden Versagensformen sollte untersucht werden:

- bei kurzen Pfählen die Drehung und Verschiebung als starrer Körper;
- bei langen, schlanken Pfählen das Versagen durch Pfahlbiegung in Verbindung mit örtlichem Kriechen und dem Ausweichen des Bodens am Pfahlkopf.

(4)P Wenn der Widerstand quer beanspruchter Pfähle ermittelt wird, muss die Gruppenwirkung berücksichtigt werden.

(5) Es sollte beachtet werden, dass die auf eine Pfahlgruppe in Querrichtung ausgeübte Belastung zu einer Kombination von Druck, Zug und Querkräften in den einzelnen Pfählen führen kann.

7.7.2 Widerstand gegen Querbeanspruchung auf Grund von Pfahlprobelastungen

(1)P Probelastungen mit quer beanspruchten Pfählen müssen entsprechend 7.5.2 durchgeführt werden.

(2) Im Gegensatz zu der in 7.5 beschriebenen Versuchsdurchführung brauchen Versuche an quer beanspruchten Pfählen im Allgemeinen nicht bis zu einem Versagen fortgesetzt zu werden. Die Größe und die Krafrichtung der Versuchslast sollten die Bemessungslast des Pfahles simulieren.

(3)P Bei der Wahl der Anzahl von Versuchspfählen und der Ableitung des Bemessungswiderstands aus den Versuchsergebnissen muss ein Abschlag zur Berücksichtigung der Veränderlichkeit des Baugrunds, speziell in den oberen Metern des Pfahles, gemacht werden.

(4) Die Aufzeichnungen über die Herstellung der Versuchspfähle sollten überprüft und eine etwaige Abweichung von normalen Herstellungsbedingungen berücksichtigt werden, wenn die Ergebnisse der Probelastung ausgewertet werden. Bei Pfahlgruppen sollten deren Wechselwirkung und ihre Kopfeinbindung berücksichtigt werden, wenn der seitliche Widerstand aus den Ergebnissen der Probelastungen an Einzelpfählen abgeleitet wird.

7.7.3 Widerstand gegen Querbeanspruchung auf Grund von Baugrunduntersuchungen und Kenngrößen der Pfahlfestigkeit

(1)P Der Widerstand gegen die Querbeanspruchung von Pfählen oder Pfahlgruppen muss mit einem passenden Ansatz für die Beanspruchungen, Baugrundreaktionen und Verschiebungen berechnet werden.

(2)P Entsprechend 7.8 muss der Nachweis für den quer beanspruchten Pfahl die Möglichkeit berücksichtigen, dass es zu einem inneren Versagen des Pfahles im Baugrund kommt.

(3) Die Berechnung des Widerstands eines langen, schlanken Pfahles gegen eine Querbeanspruchung darf mit dem Bettungsmodulverfahren für einen am Kopf belasteten und von einem verformbaren Medium gestützten Balken ausgeführt werden.

(4)P Der Freiheitsgrad der Pfahlverdrehung am Anschluss an die Kopfplatte muss berücksichtigt werden, wenn der Widerstand der Gründung gegen eine Querbeanspruchung ermittelt wird.

7.7.4 Verschiebung bei Querbeanspruchung

(1)P Bei der Ermittlung der Querverschiebung einer Pfahlgründung muss in Rechnung gestellt werden:

- die Steifigkeit des Baugrunds und ihre Abhängigkeit von der Größe der Verformung;
- die Biegesteifigkeit der Einzelpfähle;
- das Einspannmoment der Pfähle am Anschluss an das Tragwerk;
- die Gruppenwirkung;
- die Wirkung schwellender oder zyklischer Belastung.

(2) Die allgemeine Berechnung des Verschiebungszustands einer Pfahlgründung sollte von den erwarteten kinematischen Freiheitsgraden ausgehen.

7.8 Innere Bemessung des Pfahles

(1)P Das innere Versagen des Pfahles ist in Übereinstimmung mit 2.4.6.4 auszuschließen.

(2)P Pfähle müssen so konstruiert sein, dass sie alle Beanspruchungen aufnehmen können, denen sie ausgesetzt sein können. Dazu gehören:

- die Umstände bei ihrer Nutzung, z. B. Korrosionsbedingungen;
- die Umstände bei der Herstellung, z. B. ungünstige Baugrundverhältnisse wie Findlinge, steil einfallende Flächen des Grundgebirges;
- andere Faktoren, die die Rammbarkeit beeinflussen, einschließlich der Beschaffenheit von Klüften;
- bei vorgefertigten Pfählen: die Umstände ihrer Anlieferung zur Baustelle und ihrer Einbringung.

(3)P Bei der Pfahlbemessung müssen die für die Pfahlart ausgewiesenen Herstellungstoleranzen, die Komponenten der Einwirkung und das Verhalten der Gründung in Rechnung gestellt werden.

(4)P Schlanke Pfähle, die teilweise im Wasser oder in sehr weichen Sedimenten größerer Dicke stehen, müssen auf Knicken untersucht werden.

(5) In der Regel ist kein Knicknachweis zu fordern, wenn die Pfähle von Böden mit einer charakteristischen Scherfestigkeit mit dem Wert $c_u > 10$ kPa umschlossen sind.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

7.9 Bauüberwachung

- (1)P Grundlage der Pfahlarbeiten muss ein Plan mit den Angaben für die Einbringung der Pfähle sein.
- (2) Der Plan sollte folgende Angaben enthalten:
- die Pfahlart;
 - den Ansatzpunkt und die Neigung jedes Pfahles, einschließlich der Toleranzen für den Ansatzpunkt;
 - den Pfahlquerschnitt;
 - bei Ortbetonpfählen Angaben über ihre Bewehrung;
 - die Pfahllänge;
 - eine Nummerierung der Pfähle;
 - die erforderliche Pfahltragfähigkeit;
 - die Pfahlfußtiefe (bezogen auf einen Festpunkt auf der Baustelle oder in der Nähe) oder den erforderlichen Eindringwiderstand;
 - die Reihenfolge der Pfahlherstellung;
 - bereits bekannte Hindernisse;
 - alle sonstigen Einschränkungen für die Pfahlbaustelle.
- (3)P Die Herstellung der Pfähle muss durch Messungen überwacht werden, die auf der Baustelle während der Herstellung zu protokollieren sind.
- (4) Jedes Pfahlprotokoll sollte Angaben zur Herstellung enthalten, die in den einschlägigen Ausführungsnormen EN 1536:1999, EN 12063:1999, EN 12699:2000 und EN 14199:2005 angegeben sind, etwa folgende:
- Pfahlnummer;
 - Gerätedaten;
 - Pfahlquerschnitt und -länge;
 - Datum und Zeitpunkt der Herstellung (einschließlich etwaiger Unterbrechungen);
 - Betonrezeptur, Betonmenge und Schüttverfahren bei Ortbetonpfählen;
 - Wichte, pH-Wert, Marsh-Zähigkeit sowie den Feststoffanteil der Bentonitsuspension (falls angewendet);
 - bei Schneckenbohrpfählen oder anderen Verpresspfählen: Menge und Pumpendruck des Verpressmittels oder Betons; Innen- und Außendurchmesser, Ganghöhe der Schnecke und Eindringmaß je Umdrehung;
 - bei Verdrängungspfählen: Messwerte zur Rammarbeit wie Gewicht und Fallhöhe des Rammjärs oder sein Kraftaufwand, Schlagfrequenz und Anzahl der Schläge bei mindestens den letzten 25 cm Eindringung;
 - gegebenenfalls: die Leistungsaufnahme von Schwingern;
 - gegebenenfalls: das Drehmoment des Bohrgerätes;
 - bei Bohrpfählen: die beim Bohren angetroffenen Schichten und die Verhältnisse auf der Bohrlochsohle, wenn das Verhalten des Pfahlfußes kritisch ist;
 - angetroffene Hindernisse;
 - Lage- und Richtungsabweichungen und tatsächliche Ansatzhöhen.

(5) Die Protokolle sollten wenigstens fünf Jahre lang nach Abschluss der Arbeiten aufbewahrt werden. Nach Beendigung der Pfahlherstellung sollten die Abnahmeprotokolle gesammelt und den Bestandsplänen beigefügt werden.

(6)P Wenn sich bei Baustellenbeobachtungen oder bei der Überprüfung der Pfahlprotokolle Zweifel an der Qualität von fertig gestellten Pfählen ergeben, müssen Untersuchungen zur Ermittlung ihres Zustands und zur Notwendigkeit von Sanierungen durchgeführt werden. Diese Untersuchungen müssen entweder die Ausführung einer statischen Pfahlprobelastung, einer „low-strain“-Integritätsprüfung, das Herstellen eines Ersatzpfahles oder, bei Verdrängungspfählen, das Nachrammen in Verbindung mit Baugrundversuchen neben dem fraglichen Pfahl umfassen.

(7)P Wenn die Pfahlherstellung bei Pfählen, deren Zustand empfindlich von der Herstellung abhängt, nicht zuverlässig überwacht werden kann, muss eine „low-strain“-Integritätsprüfung vorgenommen werden.

(8) „Low-strain“-Integritätsprüfungen dürfen für eine grobe Bewertung von solchen Pfählen eingesetzt werden, die schwere Schäden haben könnten oder die während der Herstellung einen bedenklichen Verlust an Festigkeit im Boden verursacht haben könnten. Mängel wie eine ungenügende Betongüte und Betondeckung, die das Langzeitverhalten eines Pfahles beeinträchtigen können, lassen sich oft nicht mit „low-strain“-Integritätsprüfungen feststellen, so dass andere Versuche wie Ultraschallprüfungen, Schwingungsversuche oder Kernentnahmen nötig sind, um die Herstellung zu überwachen.

8 Anker

8.1 Allgemeines

8.1.1 Geltungsbereich

(1)P Dieser Abschnitt ist bei der Bemessung von Kurzzeitankern und Dauerankern anzuwenden, die eingesetzt werden, um zum Beispiel

- ein Stützbauwerk zu verankern;
- die Standsicherheit von Böschungen, Einschnitten und Tunneln zu erreichen;
- den auf Tragwerke wirkenden Auftriebskräften zu widerstehen;
- das Abrutschen oder Kippen zu verhindern;
- zur Verankerung von Spannseilen,

indem eine Zugkraft in eine tragfähige Boden- oder Felsformation eingeleitet wird.

(2)P Dieser Abschnitt gilt für die Bemessung von Ankern nach EN 1537 und von anderen Ankern, die 8.1.2.1 entsprechen, wie z. B. Schraubbohrankern und Spreizhülsenankern mit einer freien Ankerlänge.

(3)P Zugglieder ohne freie Stahllänge (wie z.B. Zugpfähle) sind nach den Grundsätzen von Abschnitt 7 „Pfahlgründungen“ zu bemessen.

(4)P Wände, die zur Verankerung von toter-Mann-Ankern dienen, sind nach den Grundsätzen von Abschnitt 9 „Stützbauwerke“ zu bemessen

(5) Dieser Abschnitt gilt nicht für die Bemessung von Bodennägeln und Felsankern.

8.1.2 Definitionen

8.1.2.1

Anker

Einbauelemente, die eine aufgebrachte Zugkraft über eine freie Ankerlänge in eine tragfähige Schicht im Baugrund einleiten

DIN EN 1997-1:2014-03

EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

8.1.2.2

Verpressanker

Anker, der über eine mit Zementmörtel, Harz oder einem ähnlichen Material verpresste Krafteintragungslänge Zugkräfte in den Baugrund einleitet

ANMERKUNG In der englischen Fassung von EN 1997-1 wird der Begriff „grouted anchor“, in EN 1537 der Begriff „ground anchor“ benutzt.

8.1.2.3

Daueranker

Anker mit einer geplanten Lebensdauer von mehr als zwei Jahren

8.1.2.4

Kurzzeitanker

Anker mit einer geplanten Lebensdauer von zwei Jahren oder weniger

8.1.2.5

Zugglied

Teil eines Ankers, der die Zugkraft vom Ankerkopf auf den Verpresskörper/ das lastaufnehmende Element im Baugrund überträgt

8.1.2.6

Krafteintragungslänge des Ankers

Bemessungswert der Ankerlänge, über die die Last in den umgebenden Baugrund übertragen wird

8.1.2.7

freie Ankerlänge

Länge des Ankers zwischen der Verankerung am Ankerkopf und dem spannsseitigen Ende der Verankerungslänge des Ankers

8.1.2.8

Verankerungslänge des Zuggliedes bei Verpressankern

Länge des Zuggliedes, die direkt mit dem Verpresskörper verbunden und in der Lage ist, die aufgebrachte Zugkraft zu übertragen

8.1.2.9

freie Stahllänge

Länge des Zuggliedes zwischen der Verankerung am Ankerkopf und dem spannsseitigen Ende der Verankerungslänge des Zuggliedes

8.1.2.10

rechnerische freie Stahllänge

Länge des Zuggliedes, die als vollständig entkoppelt vom umgebenden Verpressmörtel angesehen wird und anhand der Daten für das Verhältnis Kraft/elastische Verformung nach der Prüfung berechnet wird

8.1.2.11

Untersuchungsprüfung

Belastungsprüfung zur Ermittlung des maximalen Herausziehwiderstandes eines Ankers und der Eigenschaften des Ankers im Gebrauchslastbereich

8.1.2.12

Eignungsprüfung

Belastungsprüfung zur Bestätigung der Eignung einer gegebenen Ankerkonstruktion für bestimmte Baugrundbedingungen

8.1.2.13

Abnahmeprüfung

Belastungsprüfung an einem Anker zur Überprüfung der Einhaltung der Annahmekriterien

8.2 Grenzzustände

(1)P Folgende Grenzzustände (sowohl einzeln als auch in Kombination) sind bei allen Ankern nachzuweisen:

- Materialversagen des Zuggliedes oder Ankerkopfes infolge der angewandten Spannungen;
- Versagen der Verbindung zwischen dem Zugglied und dem Verpresskörper/ dem lastaufnehmenden Element im Boden;
- Verlust der Ankerkraft oder übermäßiges Nachgeben des Ankerkopfes durch Kriechen und Entspannung;
- Versagen oder übermäßige Verformung von Ankerteilen infolge der angesetzten Ankerkraft;
- Verlust der Geländebruchsicherheit des verankerten Bodens samt Stützbauwerk (siehe Abschnitt 11);
- Grenzzustände in gestützten oder angrenzenden Bauteilen, einschließlich derjenigen, die sich aus Vorspannkraften ergeben;
- Instabilität oder übermäßige Verformung eines Bodenbereichs, in den die Zugkräfte aus einer Ankergruppe übertragen werden sollen;
- Versagen des Verbundes zwischen dem Verpresskörper/ lastaufnehmenden Element und dem Baugrund

(2)P Neben den in 8.2(1)P aufgeführten Grenzzuständen sind die folgenden Grenzzustände (sowohl einzeln als auch in Kombination) bei allen Verpressankern nachzuweisen:

- Versagen des Verbundes zwischen Verpresskörper und Baugrund;
- Versagen des Verbundes an den Kontaktflächen zwischen Zugglied, Umhüllung und Verpressmörtel;
- Versagen des Verbundes zwischen Zugglied und Verpressmörtel.

(3)P Bei Ankergruppen sollte die kritischste Gleitfläche nachgewiesen werden.

ANMERKUNG Abhängig vom Ankerabstand und den Festigkeitseigenschaften des Baugrunds kann dies die Verschiebung des von den Ankern gehaltenen Bodenblocks bzw. eines Teils davon bedeuten; dies geschieht oft in Verbindung mit dem Herausziehen der unteren Enden der Anker.

8.3 Bemessungssituationen und Einwirkungen

(1)P Die Bemessungssituationen sind nach 2.2 auszuwählen.

(2)P Zusätzlich muss Folgendes beachtet werden:

- alle in Frage kommenden, in 8.2 aufgeführten Grenzzustände und ihre Kombinationen;
- chemische Bestandteile des Baugrunds oder des Grundwassers, die die Dauerhaftigkeit von Ankern beeinträchtigen können.

(3)P Der Bemessungswert der Ankerkraft ist aus der Bemessung des verankerten Bauwerks abzuleiten, wobei die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen sind.

8.4 Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung

(1)P Es dürfen nur Anker eingesetzt werden, deren Bemessung und Konstruktion durch Untersuchungs- oder Eignungsprüfungen nach EN ISO 22477-5 oder durch vergleichbare Erfahrung (wie in 1.5.2.2 definiert) bestätigt wurden und wenn nachgewiesen wurde, dass die Anker die geforderte Leistung und Dauerhaftigkeit, die zu dokumentieren sind, aufweisen.

(2)P Beim Einbau des Ankers sind die Auswirkungen jeglicher Verformungen von angrenzenden Bauteilen sowie die Rückwirkung der eingepprägten Vorspannkraft des Ankers zu berücksichtigen.

DIN EN 1997-1:2014-03**EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

(3)P Der Bereich des Untergrunds, in den Zugkräfte einzuleiten sind, sollte nach Möglichkeit in die Baugrunderkundung mit einbezogen werden.

(4)P Bei vorgespannten Ankern muss der Ankerkopf so bemessen werden, dass das Anspannen, das Aufbringen der Prüflast und das Festlegen sowie, falls erforderlich, auch das Lösen, Entspannen und Wiederanspannen möglich sind.

(5)P Der Ankerkopf muss so ausgelegt werden, dass er Richtungsabweichungen der Ankerkraft aushält und in der Lage ist, sich Verformungen anzupassen, die während der Nutzungsdauer des Tragwerks auftreten können.

(6)P Da die Wirksamkeit eines Ankers von der freien Ankerlänge abhängt, muss die Ankerkraft in so ausreichender Entfernung von dem verankerten Bauwerk in den Untergrund eingeleitet werden, dass keine zusätzlichen Kräfte darauf einwirken. Die erforderliche freie Ankerlänge ist bei der Bemessung des verankerten Bauwerks zu bestimmen.

ANMERKUNG Das Verfahren zur Berechnung der erforderlichen freien Ankerlänge darf im Nationalen Anhang festgelegt werden.

(7)P Es müssen Maßnahmen getroffen werden, damit ungünstige Wechselwirkungen zwischen Ankern, die nahe beieinander liegen, vermieden werden.

ANMERKUNG Die Kriterien für die Notwendigkeit, die Gruppenwirkung zu prüfen, dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden.

(8)P Der Anker sollte normalerweise so gerichtet sein, dass er sich bei Verformungen selbst anspannt. Wenn das nicht möglich ist, müssen die ungünstigen Folgen von möglichen Bruchmechanismen berücksichtigt werden.

(9)P Um zu erreichen, dass der Ankerwiderstand unter den Bedingungen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit mit akzeptablen Ankerkopfbewegungen mobilisiert wird, muss eine ausreichende Festlegekraft angewendet werden.

(10)P Wird der Anker als Feder angesehen, sollte seine Steifigkeit so angesetzt werden, dass die berechneten Verschiebungen der Stützkonstruktion zur Verschiebung und Dehnung des Ankers passen, wobei die Verschiebung der Krafteintragungslänge zu berücksichtigen ist.

(11)P Der Korrosionsschutz von Ankern mit einem Zugglied aus Stahl muss unter Berücksichtigung der Stahlsorte und der Aggressivität des umgebenden Baugrunds geplant werden.

(12)P Der Korrosionsschutz von Verpressankern muss EN 1537 entsprechen.

8.5 Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit von Ankern

8.5.1 Allgemeines

(1)P Der Bemessungswert des Ankerwiderstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit $R_{ULS;d}$ muss die folgende Ungleichung erfüllen:

$$E_{ULS;d} \leq R_{ULS;d} \quad (8.1)$$

Dabei ist:

$$E_{ULS;d} = \max(F_{ULS;d}; F_{Serv;d}) \quad (8.2)$$

und

$$F_{Serv;d} = \gamma_{Serv} \times F_{Serv;k} \quad (8.3)$$

ANMERKUNG 1 Der Wert des Teilsicherheitsbeiwerts γ_{Serv} darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Der für ständige und vorübergehende Situationen empfohlene Wert ist in Tabelle A.18 angegeben.

ANMERKUNG 2 Die Gleichungen (8.1) bis (8.3) gelten auch für den Nachweis der Sicherheit gegen Auftrieb (UPL).

ANMERKUNG 3 In Abschnitt 8 wird davon ausgegangen, dass alle Teilsicherheitsbeiwerte und Streuungsfaktoren für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit eins betragen, es sei denn, dass Symbole ausdrücklich eingeschlossen sind. Die Werte für zusätzliche Teilsicherheitsbeiwerte und Streuungsfaktoren für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden.

(2)P Falls eine separate Bewertung des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit des Ankers gefordert wird, ist sie unter Anwendung von Gleichung (8.4) durchzuführen:

$$F_{\text{Serv};k} \leq R_{\text{SLS};d} \quad (8.4)$$

ANMERKUNG 1 Ob eine separate Bewertung des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit des Ankers benötigt wird, darf im Nationalen Anhang festgelegt werden.

ANMERKUNG 2 Im Nationalen Anhang darf festgelegt werden, ob die Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit getrennt oder in einem kombinierten Verfahren durchzuführen sind.

8.5.2 Widerstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Geotechnik

(1)P Der geotechnische Messwert des Widerstands eines Ankers im Grenzzustand der Tragfähigkeit, wie in 8.5.2(2)P definiert, ist aus einer Reihe von Untersuchungs- oder Eignungsprüfungen (n), die nach EN ISO 22477-5 erfolgen, zu bestimmen.

ANMERKUNG Das zur Bestimmung des Messwerts des Widerstands anzuwendende Prüfverfahren und die Anzahl der Prüfungen n dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden.

(2)P Der Messwert des Widerstands eines Ankers im Grenzzustand der Tragfähigkeit $R_{\text{ULS};m}$ ist durch Belastungsprüfungen als die Prüflast oder die Last, die zur Grenzbedingung führt, zu bestimmen, wobei der kleinere der beiden Werte maßgebend ist (R_m). Die Grenzbedingung hängt vom Prüfverfahren ab und kann Folgendes sein:

- die Asymptote der Kurve des Kriechmaßes in Abhängigkeit von der Last, oder;
- die Last, die einem Grenzwert des Kriechmaßes entspricht (α_{ULS}), oder;
- die Last, die einem Grenzwert des Lastabfalls entspricht ($k_{i;\text{ULS}}$).

Daher gilt:

$$R_{\text{ULS};m} = \min\{R_m(\alpha_{\text{ULS}} \text{ oder } k_{i;\text{ULS}}) \text{ und } P_p\} \quad (8.5)$$

ANMERKUNG Der Grenzwert für das Kriechmaß (α_{ULS}) oder des Lastabfalls ($k_{i;\text{ULS}}$) darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Dieser darf die Anwendung einer Asymptote der Kurve des Kriechmaßes in Abhängigkeit von der Last anstelle eines festgelegten Werts für α_{ULS} festlegen. Für ständige und vorübergehende Situationen empfohlene Werte sind in Tabelle A.21 angegeben.

(3)P Der charakteristische Wert des Widerstands eines Ankers im Grenzzustand der Tragfähigkeit $R_{\text{ULS};k}$ ist mittels folgender Gleichung abzuleiten:

$$R_{\text{ULS};k} = \frac{(R_{\text{ULS};m})_{\min}}{\xi_{\text{ULS}}} \quad (8.6)$$

ANMERKUNG 1 Werte des Streuungsfaktors ξ_{ULS} dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Für ständige und vorübergehende Situationen empfohlene Werte sind in Tabelle A.20 angegeben.

DIN EN 1997-1:2014-03**EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

ANMERKUNG 2 Die Mindestanzahl von Untersuchungs- und Eignungsprüfungen n , die zur Bestimmung von $(R_{ULS;m})_{\min}$ durchzuführen sind, darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Für ständige und vorübergehende Situationen empfohlene Werte sind in Tabelle A.20 angegeben.

(4) Bei den Untersuchungsprüfungen sollte die Last üblicherweise bis zur abgeschätzten Grenztragfähigkeit des Baugrund/Verpressmörtel-Verbunds erhöht werden; unter Umständen müssen Zugglieder und andere tragende Bauteile eine höhere Tragfähigkeit aufweisen, als für Eignungs- oder Abnahmeprüfungen erforderlich.

(5)P Der Bemessungswert des Widerstands eines Ankers im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist mittels folgender Gleichung abzuleiten:

$$R_{ULS;d} = \frac{R_{ULS;k}}{\gamma_{a;ULS}} \quad (8.7)$$

ANMERKUNG Der Wert des Teilsicherheitsbeiwerts $\gamma_{a;ULS}$ darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Für ständige und vorübergehende Situationen empfohlene Werte sind in Tabelle A.19 angegeben.

8.5.3 Widerstand im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in der Geotechnik

(1)P Der Messwert des Widerstands eines Ankers im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, wie in 8.5.3(2)P definiert, ist aus einer Reihe von Untersuchungs- oder Eignungsprüfungen (n), die nach EN ISO 22477-5 erfolgen, zu bestimmen.

ANMERKUNG 1 Das zur Bestimmung des Messwerts des Widerstands anzuwendende Prüfverfahren und die Anzahl der Prüfungen n dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden.

ANMERKUNG 2 Das zur Bestimmung des Messwerts des Widerstands anzuwendende Prüfverfahren darf im Nationalen Anhang festgelegt werden.

(2)P Der Messwert des Widerstands eines Ankers im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit $R_{SLS;m}$ ist durch Untersuchungs- oder Eignungsprüfungen als die Prüflast oder die Last, die zur Grenzbedingung führt, zu bestimmen, wobei der kleinere der beiden Werte maßgebend ist. Die Grenzbedingung hängt vom Prüfverfahren ab und entspricht der kritischen Kriechlast (P_c) oder der Last, die einem Grenzwert des Kriechmaßes (α_{SLS}), oder einem Grenzwert des Lastabfalls ($k_{l;SLS}$) entspricht.

Daher gilt:

$$R_{SLS;m} = \min\{R_m(\alpha_{SLS} \text{ oder } k_{l;SLS} \text{ oder } P_c) \text{ und } P_p\} \quad (8.8)$$

ANMERKUNG Der Grenzwert für das Kriechmaß (α_{SLS}) oder des Lastabfalls ($k_{l;SLS}$) darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Empfohlene Werte sind in Tabelle A.21 angegeben.

(3)P Der charakteristische Wert des Widerstands eines Ankers im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ($R_{SLS;k}$) ist mittels folgender Gleichung abzuleiten:

$$R_{SLS;k} = (R_{SLS;m})_{\min} \quad (8.9)$$

ANMERKUNG Die Mindestanzahl von Untersuchungs- und Eignungsprüfungen n , die zur Bestimmung von $(R_{SLS;m})_{\min}$ durchzuführen sind, darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Empfohlene Werte sind in Tabelle A.20 angegeben.

(4)P Der Bemessungswert des Widerstands eines Ankers im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist mittels folgender Gleichung abzuleiten:

$$R_{SLS;d} = \frac{R_{SLS;k}}{\gamma_{a;SLS}} \quad (8.10)$$

ANMERKUNG Der Wert des Teilsicherheitsbeiwerts $\gamma_{a;SLS}$ darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Empfohlene Werte sind in Tabelle A.20 angegeben.

8.5.4 Materialwiderstand

(1)P Der Widerstand der lasttragenden Ankerbauteile im Grenzzustand der Tragfähigkeit $R_{t;d}$ ist in Übereinstimmung mit den Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau, z. B. EN 1992 und EN 1993, wie zutreffend, zu berechnen, um die folgende Ungleichung zu erfüllen:

$$E_{ULS;d} \leq R_{t;d} \quad (8.11)$$

(2)P Die Bemessung eines Ankers bei Beanspruchung durch eine Prüflast muss EN 1992-1-1:2004, 5.10.2.1, entsprechen.

(3) Bei Verpressankern muss der Widerstand der Zuglieds/des Verpresskörpers den einschlägigen Normen, z.B. EN 1992-1-1 und EN 1537, entsprechen.

ANMERKUNG ETAG 013 *Guideline for European Technical Approvals of post-tensioning kits for prestressing of structures*, Eota, Brüssel, Ausgabe Juni 2002, könnte anwendbar sein.

8.6 Ankerprüfungen

8.6.1 Untersuchungs- oder Eignungsprüfungen

(1)P Um den Anforderungen von 8.5.1 zu genügen, sind Untersuchungs- oder Eignungsprüfungen in Übereinstimmung mit EN ISO 22477-5 durchzuführen, um nachzuweisen, dass die Grenzkriterien bei der Prüflast P_p nicht überschritten werden. Die Prüflast ergibt sich aus folgender Gleichung:

$$P_p \geq \xi_{ULS} \times \gamma_{a;ULS} \times E_{ULS;d} \quad (8.12)$$

(2) Verpressanker, bei denen der Abstand zwischen den einzelnen Verankerungslängen der Zugglieder weniger als 1,5 m beträgt, sollten gruppenweise geprüft werden, es sei denn, dass vergleichbare Erfahrungen gezeigt haben, dass die Wechselwirkung messbare Wirkungen hat, die berücksichtigt werden können.

8.6.2 Abnahmeprüfungen

(1)P Vor dem Festlegen und der Inbetriebnahme sind alle Verpressanker Abnahmeprüfungen nach EN ISO 22477-5 zu unterziehen.

(2)P Die in einer Abnahmeprüfung auf den Anker aufzubringende Prüflast P_p ist von der Bemessungskraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit $E_{ULS;d}$ oder von $F_{Serv;k}$ unter Anwendung der folgenden Ungleichungen abzuleiten:

$$P_p \geq \gamma_{a;acc;ULS} \times E_{ULS;d} \quad (8.13)$$

oder

$$P_p \geq \gamma_{a;acc;SLS} \times F_{Serv;k} \quad (8.14)$$

ANMERKUNG 1 Die Werte der Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{a;acc;ULS}$ und $\gamma_{a;acc;SLS}$ dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Empfohlene Werte für $\gamma_{a;acc;ULS}$ für ständige und vorübergehende Situationen und für $\gamma_{a;acc;SLS}$ sind in Tabelle A.20 angegeben.

ANMERKUNG 2 Im Nationalen Anhang darf festgelegt werden, ob die in einer Abnahmeprüfung aufgebrachte Prüflast sich auf die Bemessungskraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit (8.13) oder auf $F_{Serv;k}$ (8.14) beziehen muss.

(3)P In jeder Prüfung dürfen die unter der Prüflast sowie unter anderen festgelegten Lasten auftretenden Werte für das Kriechmaß/den Lastabfall die Grenzwerte nicht übersteigen.

DIN EN 1997-1:2014-03**EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

ANMERKUNG 1 Die Grenzwerte für das Kriechmaß/den Lastabfall bei der Prüflast dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Für ständige und vorübergehende Situationen empfohlene Werte sind in Tabelle A.21 angegeben.

ANMERKUNG 2 Die Prüfung des Kriechmaßes/des Lastabfalls bei anderen festgelegten Lasten, die geringer als die Prüflast sind, ist freigestellt und darf im Nationalen Anhang festgelegt werden. Es werden keine Werte empfohlen.

(4)P Die rechnerische freie Stahllänge eines Verpressankers muss den Anforderungen von EN 1537 entsprechen.

8.7 Festlegekraft für vorgespannte Anker

(1)P Die Festlegekraft muss ausreichen, um die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks und von Stützbauwerken sicherzustellen.

(2)P Die Festlegekraft darf nicht zu einem Grenzzustand im Baugrund, im Bauwerk oder in den Stützbauwerken führen.

(3) Wo sich Lagen von Verpressankern mit ihren Krafteintragungslängen in Abständen von weniger als 1,5 m (Mittenabstand) kreuzen, sollte nach dem Festlegen die Vorspannung an einigen Ankern überprüft werden.

8.8 Bauüberwachung, Kontrollmessungen und Wartung

(1) Die Bauüberwachung, Kontrollmessungen und Wartung sollten, so weit zutreffend, den in Abschnitt 4 dieser Norm und den in EN 1537 angegebenen Regeln folgen.



9 Stützbauwerke

9.1 Allgemeines

9.1.1 Geltungsbereich

(1)P Die Vorgaben dieses Abschnitts beziehen sich auf Tragwerke, die einen Untergrund abstützen, der Boden, Fels oder Hinterfüllung und Wasser enthält. Ein Material ist gestützt, wenn es in steilerer Neigung gehalten wird als die, unter der es sich ohne ein stützendes Tragwerk einstellen würde. Stützbauwerke umfassen alle Arten von Wänden oder Stützsystemen, bei denen Bauteile durch Kräfte aus dem gestützten Material beansprucht werden.

(2)P Der Druck durch in einem Silo gespeichertes körniges Material muss nach EN 1991-4 berechnet werden.

9.1.2 Definitionen

(1) Bei der Bemessung von Stützbauwerken sollten folgende drei Hauptarten unterschieden werden:

9.1.2.1

Gewichtsstützwände

Wände aus Stein oder Beton oder Stahlbeton auf einem Fundament, mit oder ohne Sporn, Fuß oder Stützpfeiler. Das Wandgewicht selbst, gegebenenfalls einschließlich stabilisierender Boden-, Fels- oder Hinterfüllungsmassen, spielt bei der Stützwirkung eine wesentliche Rolle. Beispiele sind Gewichtsstützwände aus Beton mit konstanter oder variabler Dicke, Winkelstützwände, Widerlagerwände

9.1.2.2**im Boden einbindende Wände**

relativ dünne Wände aus Stahl, Stahlbeton oder Holz, die durch Verankerungen, Steifen und/oder den Erdwiderstand gestützt werden. Die Biegesteifigkeit solcher Wände spielt bei der Stützwirkung eine wesentliche Rolle, während das Wandgewicht ohne große Bedeutung ist. Beispiele sind eingespannte Stahlspundwände, verankerte oder ausgesteifte Stahl- oder Betonspundwände, Schlitzwände

9.1.2.3**zusammengesetzte Stützkonstruktionen**

Wände, die sich aus Elementen der vorgenannten beiden Arten zusammensetzen. Es gibt eine große Vielfalt derartiger Konstruktionen, und Beispiele dafür sind Kastenfangedämme, durch Anker, Geokunststoffe oder Injektionen bewehrte Erdbauwerke, Tragwerke mit mehreren Lagen von Bodenankern oder Bodennägeln

9.2 Grenzzustände

(1)P Eine Liste der zu untersuchenden Grenzzustände muss aufgestellt werden. Mindestens folgende Grenzzustände müssen für alle Arten von Stützbauwerken untersucht werden:

- Gesamtstandsicherheit;
- Versagen eines Bauteils, z. B. einer Wand, $\boxed{A_1}$ eines Ankers $\boxed{A_1}$, eines Gurtes oder einer Steife, oder Bruch der Anschlüsse zwischen derartigen Bauteilen;
- gemeinsames Versagen des Baugrunds und des Bauteils;
- hydraulischer Grundbruch und Piping;
- Nachgeben des Stützbauwerks, so dass es zum Einsturz kommt oder dass das Erscheinungsbild die uneingeschränkte Nutzung des Bauwerks, angrenzende Bauwerke oder Leitungen, die davon abhängen, beeinträchtigt werden;
- unzulässige Leckagen durch die Wand oder unter dieser;
- unzulässige Bodenausspülungen durch die Wand oder unter dieser;
- unzulässige Veränderungen der Grundwasserverhältnisse.

(2)P Zusätzlich müssen folgende Grenzzustände bei Gewichtsstützwänden und zusammengesetzten Stützkonstruktionen nachgewiesen werden:

- Grundbruch des Bodens unter dem Fundament;
- Gleitversagen in der Sohlfläche;
- Kippen;

und bei in Boden einbindenden Wänden:

- Versagen der Wand oder von Teilen durch Drehung oder Verschiebung;
- Versagen durch fehlendes vertikales Gleichgewicht.

(3)P Soweit zutreffend, müssen Kombinationen der vorgenannten Grenzzustände bei allen Arten von Stützbauwerken in die Nachweise einbezogen werden.

(4) Der Entwurf von Gewichtsstützwänden erfordert oft Lösungsansätze, wie sie auch beim Entwurf von Flächen Gründungen, Verkehrsdämmen und Böschungen auftreten. Beim Nachweis der Grenzzustände sollten daher die Grundsätze des Abschnitts 6 in geeigneter Weise angewendet werden. Besonders zu beachten ist das Versagen durch einen Grundbruch unter der Bauwerkssohle bei Einwirkungen mit großen Exzentrizitäten und Neigungswinkeln (siehe 6.5.4).

DIN EN 1997-1:2014-03

EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

9.3 Einwirkungen, geometrische Angaben und Bemessungssituationen

9.3.1 Einwirkungen

9.3.1.1 Grundlegende Einwirkungen

(1) Die in 2.4.2 (4) zusammengestellten Einwirkungen sollten berücksichtigt werden.

9.3.1.2 Gewicht der Hinterfüllung

(1)P Bemessungswerte für die Wichte des Hinterfüllungsmaterials müssen in Kenntnis des verfügbaren Materials abgeschätzt werden. Im Geotechnischen Entwurfsbericht muss angegeben werden, welche Kontrollen während der Bauausführung vorzunehmen sind, um zu erreichen, dass die tatsächlichen Werte nicht ungünstiger sind als die bei der Bemessung angesetzt.

9.3.1.3 Auflasten

(1)P Bei der Bestimmung der Bemessungswerte von Auflasten müssen die an der Oberfläche oder in Oberflächennähe vorhandenen Nachbargebäude, geparkte oder fahrende Fahrzeuge oder Kräne, gelagertes Schüttmaterial, Waren, Container usw. berücksichtigt werden.

(2) Mit Sorgfalt sollte in Fällen wiederholter Auflast wie etwa bei Kranschienen auf einer Kaimauer vorgegangen werden. Die von solchen Auflasten verursachten Drücke können beträchtlich diejenigen übersteigen, die bei der ersten Belastung auftreten oder die sich aus einer statischen Belastung gleicher Größe herleiten.

9.3.1.4 Wassergewicht

(1)P Die Bemessungswerte für die Wichte des Wassers müssen wiedergeben, ob es sich um Süßwasser, Salzwasser oder Wasser handelt, das mit Chemikalien oder Verunreinigungen in einem Umfang belastet ist, der eine Anpassung des üblichen Wertes erfordert.

9.3.1.5 Wellen- und Eiskräfte

(1)P Bemessungswerte für die durch reflektierte Wellen erzeugten Kräfte oder Eisdruckkräfte müssen auf Grund örtlich verfügbarer Daten der klimatischen und hydraulischen Bedingungen gewählt werden.

(2)P Bei den Bemessungswerten für die von einer Eisscholle verursachten statischen Kräfte muss Folgendes berücksichtigt werden:

- die Ausgangstemperatur vor der Erwärmung des Eises;
- der Temperaturanstieg;
- die Dicke der Eisscholle.

9.3.1.6 Strömungskräfte

(1)P Bei Strömungskräften infolge unterschiedlicher Grundwasserspiegel hinter und vor einem Stützbauwerk muss beachtet werden, dass sie den Erddruck hinter dem Bauwerk verändern und den Erdwiderstand davor verringern können.

9.3.1.7 Stoßkräfte

(1) Bei der Bestimmung der Bemessungswerte für Stoßkräfte, beispielsweise durch Wellen, Eisschollen oder Fahrzeuge, darf die von den zusammenstoßenden Massen oder von Leitschutzeinrichtungen absorbierte Energie berücksichtigt werden, wie z. B. durch Fender oder Leiteinrichtungen.

(2) Bei seitlichen Stößen auf Stützwände sollte die erhöhte Steifigkeit des gestützten Bodens berücksichtigt werden.

(3) Die Gefahr, dass durch einen seitlichen Stoß auf einbindende Wände eine Verflüssigung auftritt, sollte untersucht werden.

(4)P Die Stoßkraft einer Eisscholle beim Anprall an ein Stützbauwerk muss unter Berücksichtigung der Druckfestigkeit des Eises und der Schollendicke berechnet werden. Salzgehalt und Homogenität des Eises müssen bei der Berechnung der Druckfestigkeit berücksichtigt werden.

9.3.1.8 Temperaturwirkungen

(1)P Bei der Planung von Stützbauwerken müssen die zeitlichen und räumlichen Wirkungen ungewöhnlicher Temperaturänderungen in Rechnung gestellt werden.

(2) Derartige Wirkungen sollten besonders bei der Bestimmung von Steifen- und Stützkräften beachtet werden.

(3) Wenn Brandwirkungen untersucht werden, sollten die materialspezifischen Eurocodes mit den Teilen herangezogen werden, die sich mit dem konstruktiven Brandschutz befassen.

(4)P Um zu verhindern, dass sich im Boden hinter dem Stützbauwerk Eislinsen bilden, müssen besondere Vorkehrungen, wie beispielsweise die Wahl geeigneten Hinterfüllungsmaterials, Drainage oder Dämmung, getroffen werden.

9.3.2 Geometrische Vorgaben

9.3.2.1 Grundlegende Werte

(1)P Bemessungswerte für geometrische Vorgaben müssen nach den in 2.4.6.3 angegebenen Grundsätzen abgeleitet werden.

9.3.2.2 Geländeoberfläche

(1)P Bei den Bemessungswerten für die Geometrie des gestützten Materials muss die Unregelmäßigkeit der tatsächlichen Geländehöhen in Rechnung gestellt werden. Die Bemessungswerte müssen auch einen vorhersehbaren Aushub oder mögliche Kolke vor dem Stützbauwerk berücksichtigen.

(2) Bei Nachweisen des Grenzzustands der Tragfähigkeit, bei denen die Standsicherheit eines Stützbauwerks vom Erdwiderstand vor dem Tragwerk abhängt, sollte die Oberfläche des dazu herangezogenen Bodens um ein Maß Δa unter den erwarteten Nennwert abgesenkt werden. Bei der Wahl des Wertes Δa sollte berücksichtigt werden, in welchem Umfang von einer örtlichen Kontrolle der Geländeoberfläche ausgegangen werden kann. Unter normalen Umständen sollten folgende Werte angesetzt werden:

- bei einer nicht gestützten, im Boden eingespannten Wand sollte Δa gleich 10 % der Wandhöhe oberhalb der Aushubsohle betragen, begrenzt auf maximal 0,5 m;
- bei einer gestützten Wand sollte Δa gleich 10 % des Abstandes zwischen unterster Stützung und Aushubsohle sein, begrenzt auf maximal 0,5 m.

(3) Kleinere Werte von Δa bis zu $\Delta a = 0$ dürfen angesetzt werden, wenn eine zuverlässige Kontrolle der Sohlentiefe während der in Frage kommenden Bemessungssituation vorgeschrieben ist.

(4) Größere Werte von Δa sollten angesetzt werden, wenn die Geländehöhe besonders unsicher ist.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

9.3.2.3 Wasserstände

(1)P Die Wahl der Bemessungs- oder charakteristischen Werte für die freien und gespannten Wasserspiegelhöhen muss auf der Grundlage der hydraulischen und hydrogeologischen Verhältnisse vor Ort erfolgen.

(2)P Die Folgen der veränderlichen Durchlässigkeit auf die Grundwasserverhältnisse müssen berücksichtigt werden.

(3)P Die Möglichkeit ungünstiger Wasserdrücke durch Sperrschichten oder artesisch gespannte Wasserspiegel muss berücksichtigt werden.

9.3.3 Bemessungssituationen

(1)P Folgende Punkte müssen beachtet werden:

- die räumliche Veränderlichkeit der Baugrundeigenschaften, Wasserstände und Porenwasserdrücke;
- die voraussichtliche zeitliche Veränderung der Baugrundeigenschaften, Wasserstände und Porenwasserdrücke;
- Veränderungen bei den Einwirkungen und in der Art ihres Zusammenwirkens;
- Aushub, Kolk oder Erosion vor dem Stützbauwerk;
- Verdichtungswirkungen beim Hinterfüllen des Stützbauwerks;
- die Auswirkungen voraussichtlicher künftiger Konstruktionen sowie Be- und Entlastungen auf oder nahe dem gestützten Material;
- voraussichtliche Bewegungen im Untergrund, beispielsweise infolge von Sackungen, Frostwirkungen.

(2) Bei Uferbauwerken braucht eine gleichzeitige Einwirkung durch Wellen und Eis an der gleichen Stelle nicht angesetzt zu werden.

9.4 Gesichtspunkte bei Bemessung und Ausführung

9.4.1 Allgemeines

(1)P Mit den in 2.4.7 und 2.4.8 beschriebenen Verfahren müssen die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen werden.

(2)P Es muss gezeigt werden, dass für die angenommenen Druckverteilungen und die Einwirkungen auf die Wand vertikales Gleichgewicht besteht.

(3) Der Nachweis des vertikalen Gleichgewichts darf dadurch erreicht werden, dass die Kennwerte der Wandreibung reduziert werden.

(4) So weit wie möglich, sollten Stützwände so gestaltet werden, dass sich ein Grenzzustand deutlich ankündigt. Der Entwurf sollte Schutz gegen einen Sprödbbruch bieten, z. B. einen plötzlichen Einsturz ohne auffallende vorausgehende Verformungen.

(5) Bei vielen Tragwerken zur Bodenabstützung sollte ein kritischer Grenzzustand berücksichtigt werden, bei dem sich die Wand so weit verschoben hat, dass an nahe stehenden Gebäuden oder Leitungen Schäden auftreten. Obwohl ein Einsturz der Wand möglicherweise nicht droht, kann für die abgestützten Konstruktionen das Ausmaß der Beschädigung beträchtlich über einen Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit hinausgehen.

(6) Die in dieser Norm empfohlenen Bemessungsverfahren und Teilsicherheitswerte reichen in der Regel aus, einen Grenzzustand der Tragfähigkeit auch in Nachbargebäuden zu vermeiden, vorausgesetzt, dass die betroffenen Bodenbereiche eine mindestens mitteldichte Lagerung oder eine feste Konsistenz haben und dass sachgemäße Bauverfahren und Bauabläufe angewendet werden. Besondere Beachtung sollten allerdings bestimmte hoch vorbelastete Tonsedimente erfahren, bei denen große horizontale Ruhedruckspannungen erhebliche Bewegungen in einem weiten Bereich um die Baugrube auslösen können.

(7) Die Komplexität der Wechselwirkung zwischen Baugrund und Stützbauwerk erschwert es in bestimmten Fällen, ein Stützbauwerk im Einzelnen zu planen, ehe die tatsächliche Ausführung beginnt. In einem solchen Fall sollte die Beobachtungsmethode bei der Planung in Betracht gezogen werden (siehe 2.7).

(8)P Soweit zutreffend, müssen bei der Planung von Stützbauwerken folgende Punkte berücksichtigt werden:

- die Begleitumstände der Bauausführung einschließlich
 - Vorhaltung vorübergehender Abstützung der Baugrubenwände,
 - Veränderungen der Eigenspannungen und der daraus sich ergebenden Bewegungen des Bodens beim Einbau der Wand,
 - Störungen des Bodens bei Ramm- oder Bohrarbeiten,
 - Zufahrtsmöglichkeit für den Baubetrieb;
- der geforderte Grad an Wasserdichtigkeit der fertig gestellten Wand;
- die Ausführbarkeit einer wasserdichten Einbindung einer Wand in eine Sperrschicht; anstatt der Berücksichtigung einer Unterströmung ist das Gleichgewicht der Wand unter Einfluss des hydrostatischen Wasserdrucks zu untersuchen;
- die Ausführbarkeit von Ankern im angrenzenden Untergrund;
- die Ausführbarkeit von Aushubarbeiten zwischen Aussteifungen der Stützwände;
- die Eignung der Wand zur Abtragung vertikaler Lasten;
- die Duktilität von Konstruktionselementen;
- Zugänglichkeit für die Erhaltung der Wand und eventueller damit verbundener Entwässerungsmaßnahmen;
- Erscheinungsbild und Dauerhaftigkeit der Wand und eventueller A_1 Anker A_1 ;
- bei Spundwänden ein ausreichend steifer Querschnitt für die Rammung bis zur vorgesehenen Tiefe ohne Schlosssprengung;
- die Standsicherheit von Bohrlöchern oder Wandschlitzten, solange sie offen sind;
- bei Auffüllungen die Art des verfügbaren Materials und die zur Verdichtung neben der Wand angewendeten Verfahren entsprechend 5.3.

9.4.2 Dränsysteme

(1)P Wenn Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit des geplanten Tragwerks vom erfolgreichen Funktionieren eines Entwässerungssystems abhängen, sind die Folgen seines Versagens hinsichtlich Sicherheit und Reparaturaufwand zu bedenken. Eine der folgenden Vorkehrungen (oder eine Kombination von ihnen) ist anzuwenden:

- ein Wartungsprogramm für das Entwässerungssystem muss gefordert und die entsprechende Zugänglichkeit eingeplant werden;
- sowohl durch vergleichbare Erfahrung als auch durch Regelung ausreichender Abflussverhältnisse muss gezeigt werden, dass die Dränung ihre Funktion sachgemäß ohne Wartung erfüllen wird.

(2) Die Mengen, Drücke und gegebenenfalls chemischen Bestandteile aller abzuführenden Wasserzuflüsse sollten berücksichtigt werden.

DIN EN 1997-1:2014-03

EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

9.5 Erddruckermittlung

9.5.1 Allgemeines

(1)P Bei der Erddruckermittlung müssen die zulässige Art und Größe der Bewegung und Verformung berücksichtigt werden, die im untersuchten Grenzzustand auftreten können.

(2) Im folgenden Kontext sollte das Wort „Erddruck“ auch den totalen Erddruck weicher und verwitterter Gesteine bezeichnen und den Grundwasserdruck mit einschließen.

(3)P Bei der Berechnung der Größe von Erddrücken und der sich daraus ergebenden Krafrichtung müssen in Rechnung gestellt werden:

- Belastung und Neigung der Geländeoberfläche;
- Wandneigung gegen die Senkrechte;
- Wasserspiegel und Strömungskräfte im Untergrund;
- Größe und Richtung der Wandbewegung relativ zum Boden;
- waagerechtes wie auch senkrecht Gleichgewicht der gesamten Stützkonstruktion;
- Scherfestigkeit und Wichte des Bodens;
- Steifigkeit der Wand und des Stützsystems;
- Wandrauigkeit.

(4) Der Betrag der mobilisierten Wandreibung und Adhäsion sollte als Funktion

- der Scherparameter des Bodens,
 - der Reibungseigenschaften des Wandrückens,
 - der Richtung und Größe der Wandbewegung relativ zum Boden und
 - der Fähigkeit der Wand, alle aus der Wandreibung und Adhäsion herrührenden Vertikalkräfte abzutragen,
- ermittelt werden.

(5) Die Scherspannung, die an der Grenzfläche zwischen Wand und Boden mobilisiert werden kann, sollte durch den Wandreibungswinkel δ ausgedrückt werden.

(6) Bei Betonwänden oder Spundwänden, die Sand oder Kies abstützen, darf als Kenngröße der Kontaktfläche zwischen Wand und Boden $\delta_d = k \times \varphi_{cv;d}$ angenommen werden. k sollte bei vorgefertigten Beton- oder Stahlspundwänden nicht größer als 2/3 sein.

(7) Wenn gegen den Boden betoniert wird, darf $k = 1,0$ angenommen werden.

(8) Bei Stahlspundwänden in Tonboden sollte für den undrained Zustand unmittelbar nach dem Rammen kein Widerstand durch Adhäsion oder Reibung angenommen werden. Entsprechende Zunahmen dieser Werte können eine bestimmte Zeit in Anspruch nehmen, um wirksam zu werden.

(9)P Die Größe der Erddrücke und die daraus resultierenden Krafrichtungen müssen nach dem gewählten Nachweisverfahren (siehe 2.4.7.3) und für den untersuchten Grenzzustand berechnet werden.

(10) Die Größe des Erddrucks in einem Grenzzustand der Tragfähigkeit unterscheidet sich generell von jener im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Diese beiden Werte ergeben sich aus zwei grundsätzlich verschiedenen Berechnungen. Wenn daher der Erddruck als Einwirkung ausgedrückt wird, kann er nicht nur einen einzigen charakteristischen Wert haben.

(11)P Bei Stützbauwerken gegen Fels müssen Berechnungen der Drücke die Auswirkungen von Diskontinuitäten besonders im Hinblick auf ihre Orientierung, ihren Abstand, ihre Öffnungsweite, Rauigkeit und die mechanischen Merkmale aller Kluftfüllungen berücksichtigen.

(12)P Bei der Berechnung der Drücke auf die Stützkonstruktion müssen alle Schwellpotentiale des Untergrundes beachtet werden.

9.5.2 Werte des Erdruhedrucks

(1)P Wenn keine Relativbewegung der Wand gegen den Boden stattfindet, muss der Erddruck für den Ruhespannungszustand berechnet werden. Die Ermittlung muss der Spannungsgeschichte des Untergrundes Rechnung tragen.

(2) Ein Ruhezustand sollte in der Regel im Untergrund hinter einer Stützwand vorausgesetzt werden, wenn die Bewegung des Tragwerks im normalkonsolidierten Boden weniger als $5 \times 10^{-4} \times h$ beträgt.

(3) Bei waagerechtem Gelände sollte der Ruhedruckbeiwert K_0 mittels

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \times \sqrt{\text{OCR}} \quad (9.1)$$

bestimmt werden. Die Gleichung sollte nicht bei sehr hohen Werten von OCR angewendet werden.

(4) Wenn das Gelände von der Wand aus unter $\beta \leq \varphi'$ nach oben ansteigt, sollte die waagerechte Komponente $\sigma'_{h,0}$ des wirksamen Erddrucks aus dem wirksamen Überlagerungsdruck q' mit dem Ruhedruckbeiwert $K_{0;\beta}$ aus

$$K_{0;\beta} = K_0 \times (1 + \sin \beta) \quad (9.2)$$

berechnet werden. Die Richtung der Erddruckkraft sollte dann parallel zur Geländeoberfläche angenommen werden.

9.5.3 Grenzwerte des Erddrucks

(1)P Grenzwerte des Erddrucks müssen unter Berücksichtigung der Relativbewegung von Boden und Wand im Bruchzustand und für die zugehörige Gleitfläche berechnet werden.

(2) Bei großen Reibungswinkeln und Wandreibungswinkeln δ kann die Erddruckberechnung mit geraden Gleitflächen von derjenigen mit gekrümmten Gleitflächen deutlich abweichen und führt dann zu auf der unsicheren Seite liegenden Ergebnissen.

ANMERKUNG Anhang C gibt einige Werte von Relativbewegungen an, die zu Grenzwerten von Erddrücken führen.

(3) In Fällen, in denen dem Stützbauwerk durch Steifen, Anker oder ähnliche Bauelemente kinematische Zwänge aufgeprägt werden, sollte beachtet werden, dass die Grenzwerte des aktiven und passiven Erddrucks und ihre Verteilungen möglicherweise nicht die ungünstigsten sind.

9.5.4 Zwischenwerte des Erddrucks

(1)P Zwischenwerte des Erddrucks treten auf, wenn die Wandbewegungen nicht ausreichen, um die Grenzwerte zu erreichen. Bei der Ermittlung der Zwischenwerte des Erddrucks müssen die Größe der Wandbewegung und ihre Richtung relativ zum Boden in Rechnung gestellt werden.

ANMERKUNG Anhang C enthält in Bild C.3 ein Diagramm, das zur Ermittlung des mobilisierten Erdwiderstands verwendet werden kann.

(2) Die Zwischenwerte von Erddrücken können beispielsweise mit verschiedenen empirischen Regeln, Bettungsmodulverfahren oder FE-Methoden berechnet werden.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

9.5.5 Verdichtungswirkung

(1)P Bei der Ermittlung des Erddrucks aus der Hinterfüllung einer Wand müssen die durch Verfüllung und die angewandten Verdichtungsverfahren verursachten Zusatzdrücke erfasst werden.

ANMERKUNG Messungen zeigen, dass derartige Zusatzdrücke von der aufgewendeten Verdichtungsenergie, der Schüttlagendicke und dem Fahrschema des Verdichtungsgerätes abhängen. Horizontaldrücke gegen die Wand aus einer Schüttlage werden möglicherweise reduziert, wenn die nächste Lage aufgebracht und verdichtet wird. Nach Abschluss der Hinterfüllung wirkt der Zusatzerddruck in der Regel nur im oberen Wandbereich.

(2)P Geeignete Verdichtungsverfahren müssen vorgegeben werden, um übermäßige Zusatzerddrücke zu vermeiden, die zu unerwünschten Bewegungen führen können.

9.6 Wasserdrücke

(1)P Bei der Bestimmung der charakteristischen und der Bemessungswerte der Wasserdrücke müssen die Wasserstände über und unter der Geländeoberfläche berücksichtigt werden.

(2)P Zur Erfassung der in 9.4.1 (5) angegebenen möglichen Risiken müssen nach 2.4.5.3 und 2.4.6.1 bei den Nachweisen der Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit die Wasserdrücke in Einwirkungskombinationen angesetzt werden.

(3) Bei Tragwerken, die einen Boden von mittlerer oder geringer Durchlässigkeit (Schluffe und Tone) stützen, sollten in der Regel Wasserdrücke auf die Wand angesetzt werden. Sofern nicht ein zuverlässiges Dränsystem vorgesehen (siehe 9.4.2 (1)P) oder das Einsickern verhindert wird, sollten in der Regel Wasserdruckhöhen bis zur Oberfläche der Hinterfüllung angesetzt werden.

(4)P Wenn plötzliche Wasserspiegeländerungen im offenen Wasser möglich sind, müssen sowohl der instationäre Zustand unmittelbar nach der Änderung als auch der stationäre Zustand untersucht werden.

(5)P Wenn keine besonderen Maßnahmen zur Dränung oder Verhütung von Zuflüssen vorgesehen sind, müssen die möglichen Auswirkungen von wassergefüllten Zug- oder Schrumpfrissen in Betracht gezogen werden.

9.7 Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

9.7.1 Allgemeines

(1)P Die Bemessung von Stützbauwerken muss für den Grenzzustand der Tragfähigkeit mit den Bemessungswerten der Einwirkungen oder Beanspruchungen und der Widerstände für die in 9.3.3 verlangten, für diesen Fall geeigneten Bemessungssituationen durchgeführt werden.

(2)P Alle relevanten Arten des Versagens müssen berücksichtigt werden. Sie umfassen mindestens die in den Bildern 9.1 bis 9.6 dargestellten Systeme für die am häufigsten eingesetzten Stützungen.

(3)P Die rechnerischen Nachweise für Grenzzustände der Tragfähigkeit müssen zeigen, dass bei Ansatz der Bemessungseinwirkungen oder -beanspruchungen und der Bemessungsfestigkeiten oder -widerstände nach 2.4 Gleichgewicht gewahrt ist. Bei der Festlegung der Bemessungswerte der Festigkeit bzw. der Widerstände muss auf die Verträglichkeit der Verformungen geachtet werden.

(4)P Für die Bemessungswerte der Festigkeit des Bodens bzw. seines Widerstands müssen obere oder untere Bemessungswerte angesetzt werden, je nachdem welche ungünstiger sind.

(5) Berechnungsverfahren, bei denen die Umverteilung des Erddrucks entsprechend den Relativverschiebungen und Steifigkeiten des Bodens und der Bauteile angewendet wird, sind zulässig.

(6)P Bei feinkörnigen Bodenarten müssen sowohl das Kurzzeit- als auch das Langzeitverhalten berücksichtigt werden.

(7)P Bei Wänden, die Wasserdruckunterschieden ausgesetzt sind, muss die Sicherheit gegen ein Versagen durch hydraulischen Grundbruch oder Piping nachgewiesen werden.

9.7.2 Gesamtstandsicherheit

(1)P Die in Abschnitt 11 genannten Grundsätze müssen in geeigneter Weise angewendet werden, um zu zeigen, dass kein Verlust der Gesamtstandsicherheit eintritt und die zugehörigen Verformungen genügend klein bleiben.

(2) Mindestens die in Bild 9.1 gezeigten Formen des Versagens sollten untersucht werden, wobei, falls das eine Rolle spielt, ein progressiver Bruch und eine Verflüssigung einbezogen werden sollten.

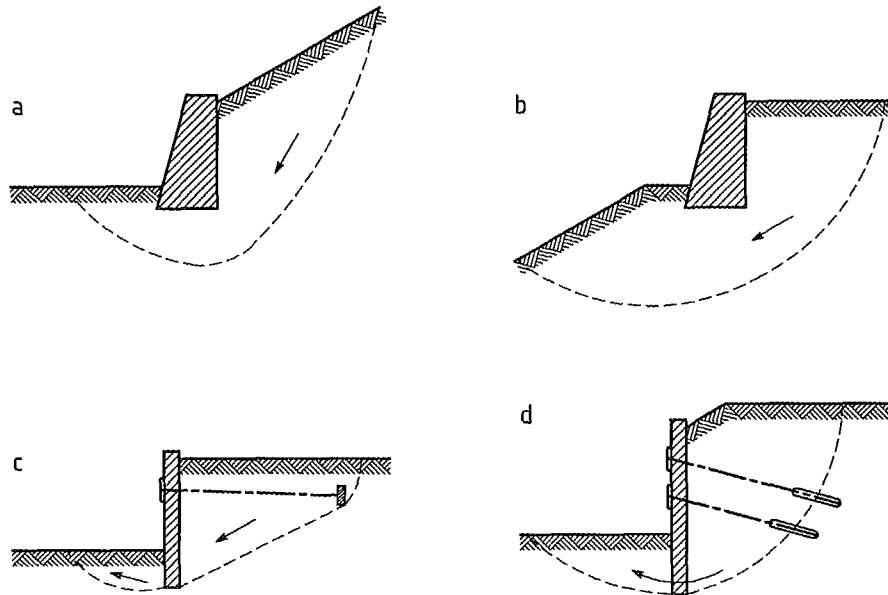


Bild 9.1 — Beispiele für Grenzzustände durch Verlust der Gesamtstandsicherheit bei Stützbauwerken

9.7.3 Fundamentversagen bei Gewichtsstützwänden

(1)P Die in Abschnitt 6 genannten Grundsätze müssen in geeigneter Weise angewendet werden, um zu zeigen, dass ein Fundamentversagen ausreichend unwahrscheinlich ist und dass die Verformungen hinnehmbar sein werden. Sowohl Grundbruch als auch Gleiten müssen nachgewiesen werden.

(2) Mindestens die in Bild 9.2 gezeigten Formen des Versagens sollten untersucht werden.

Horizontal

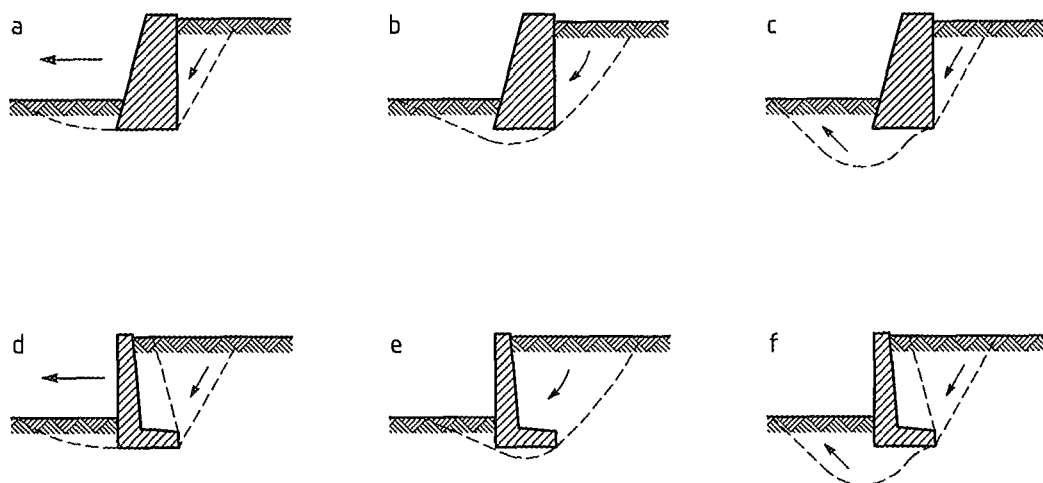


Bild 9.2 — Beispiele für ein Fundamentversagen bei Gewichtsstützwänden

DIN EN 1997-1:2014-03
EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

9.7.4 Versagen bodengestützter Wände durch Drehung

(1)P Durch Gleichgewichtsuntersuchungen muss nachgewiesen werden, dass bodengestützte Wände ausreichend tief im Boden einbinden, um ein Versagen durch Drehung zu verhindern.

(2) Mindestens die in Bild 9.3 gezeigten Formen des Versagens sollten untersucht werden.

(3)P Die Bemessungswerte für Größe und Richtung der Wandschubspannung müssen den vertikalen Relativverschiebungen entsprechen, die in der Bemessungssituation auftreten können.

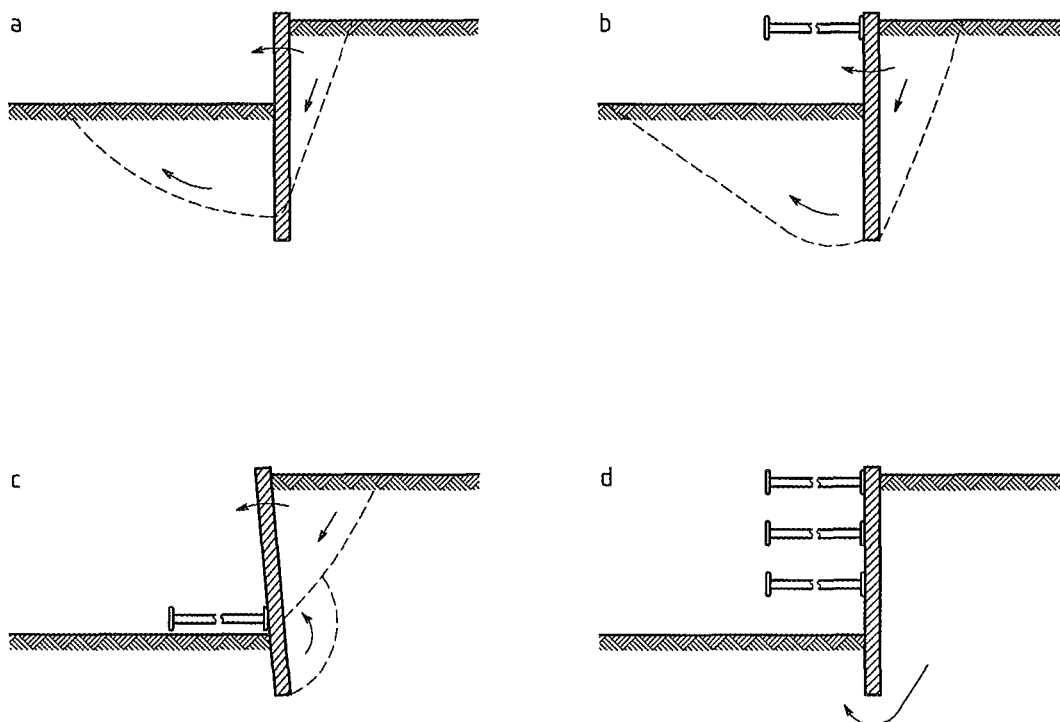


Bild 9.3 — Beispiele für das Versagen von bodengestützten Wänden

9.7.5 Versagen bodengestützter Wände durch Vertikalbewegung

(1)P Es muss nachgewiesen werden, dass bei Ansatz der Bemessungswerte der Scherparameter des Bodens und der Vertikalkräfte auf die Wand Gleichgewicht in vertikaler Richtung besteht.

(2) Mindestens das in Bild 9.4 dargestellte Versagen sollte untersucht werden.

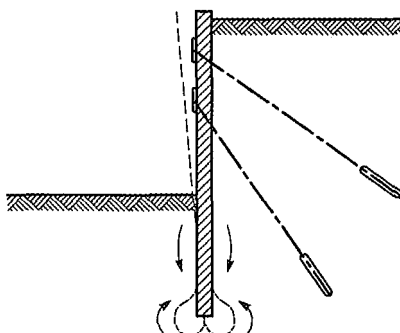


Bild 9.4 — Beispiel für das Versagen einer bodengestützten Wand durch Vertikalbewegung

(3)P Wenn die Vertikalverschiebung der Wand untersucht wird, müssen bei diesem Nachweis obere Bemessungswerte für Vorspannkkräfte angesetzt werden, wie sie durch die Vertikalkomponente von Ankerkräften verursacht werden.

(4)P Die Bemessungswerte für Größe und Richtung der Wandschubspannung müssen mit der Erfüllung des Vertikalkraft- und Momentengleichgewichts in Einklang stehen.

(5)P Wenn die Wand als Fundament für ein Tragwerk dient, ist das vertikale Gleichgewicht nach den Grundsätzen des Abschnitts 7 nachzuweisen.

9.7.6 Innere Bemessung von Stützbauwerken

(1)P Bei Stützbauwerken einschließlich ihrer Auflager wie Anker oder Steifen muss nach 2.4 und EN 1992, EN 1993, EN 1995 und EN 1996 nachgewiesen werden, dass kein inneres Versagen eintritt.

(2) Mindestens die in Bild 9.5 dargestellten Formen des Versagens sollten nachgewiesen werden.

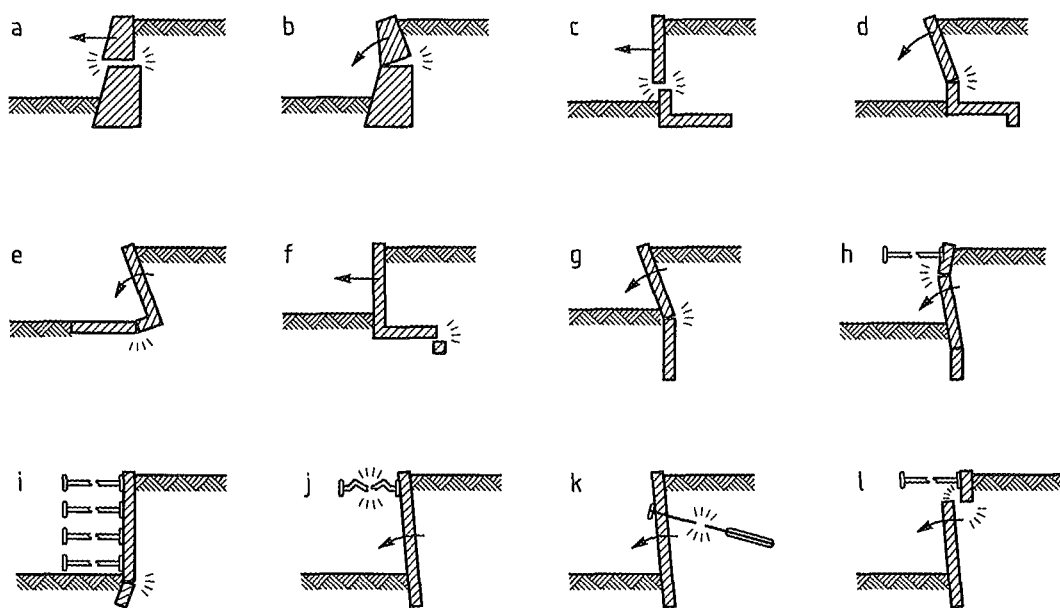


Bild 9.5 — Beispiele für inneres Versagen bei Stützbauwerken

(3)P Bei allen Grenzzuständen der Tragfähigkeit muss nachgewiesen werden, dass die erforderlichen Festigkeiten mit verträglichen Verformungen im Untergrund und im Tragwerk mobilisiert werden können.

(4) Bei Bauteilen sollte die verformungsbedingte Festigkeitsabnahme infolge von Effekten wie Rissen unbewehrter Querschnitte, großer Verdrehungen bei plastischen Gelenken oder Ausbeulen von Stahlquerschnitten nach EN 1992 bis EN 1996 und EN 1999 berücksichtigt werden.

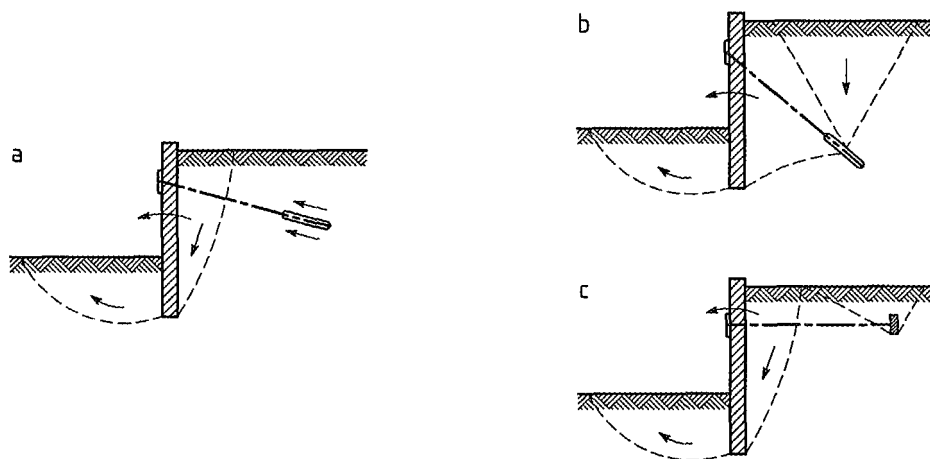
9.7.7 Versagen von $\boxed{A_1}$ Ankern $\boxed{A_1}$

(1)P Es muss nachgewiesen werden, dass Gleichgewicht ohne Versagen durch ein Herausziehen von Bodenankern besteht.

(2)P Die Anker müssen nach Abschnitt 8 bemessen werden.

(3) Mindestens die in Bild 9.6 (a, b) dargestellten Formen des Versagens sollten untersucht werden.

(4) Bei Verankerungen mit einer Ankerwand sollte auch das in Bild 9.6 (c) gezeigte Versagen untersucht werden.

**Bild 9.6 — Beispiele für das Versagen von Verankerungen**

9.8 Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

9.8.1 Allgemeines

(1)P Die Bemessung von Stützbauwerken muss für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach den Vorgaben von 9.3.3 mit den geeigneten Bemessungssituationen überprüft werden.

(2) Die Festlegung der Bemessungswerte für Erddrücke sollte der Ausgangsspannung, Steifigkeit und Festigkeit des Bodens und der Steifigkeit der Bauteile Rechnung tragen.

(3) Die Bemessungswerte der Erddrücke sollten so abgeleitet werden, dass sie der zulässigen Verformung des Tragwerks im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit entsprechen. Diese Drücke sind nicht zwangsläufig Grenzwerte.

9.8.2 Verschiebungen

(1)P Grenzwerte für zulässige Verschiebungen der Wände und des angrenzenden Bodens müssen nach 2.4.8 festgelegt werden, wobei die Verschiebungstoleranzen für die gestützten Tragwerke und für Leitungen einzuhalten sind.

(2)P Eine vorsichtige Abschätzung der Verformung und Verschiebung von Stützwänden sowie die Auswirkung auf gestützte Tragwerke und Leitungen müssen in jedem Fall auf Grund vorhandener Erfahrung vorgenommen werden. Dabei müssen die herstellungsbedingten Auswirkungen einbezogen werden. Die Berechtigung für das geplante Vorgehen darf dadurch gezeigt werden, dass die geschätzten Verschiebungen nicht größer als die Grenzwerte sind.

(3)P Wenn die zunächst vorgenommene vorsichtige Abschätzung der Verformung größer ist als die Grenzwerte, muss die Berechtigung für das geplante Vorgehen durch eine genauere Untersuchung mit Berechnungen des Verschiebungszustands belegt werden.

(4)P Es muss beachtet werden, in welchem Umfang veränderliche Einwirkungen wie Verkehrserschütterungen hinter dem Stützbauwerk zur Wandverschiebung beitragen.

(5)P In folgenden Fällen muss eine genauere Untersuchung mit Berechnungen des Verschiebungszustands vorgenommen werden:

- wenn benachbarte Gebäude und Leitungen ungewöhnlich verschiebungsempfindlich sind;
- wenn keine vergleichbare Erfahrung vorliegt.

(6) Verschiebungsberechnungen sollten auch in folgenden Fällen vorgenommen werden:

- wenn die Wand einen über 6 m hoch anstehenden bindigen Boden von niedriger Plastizitätszahl oder
- wenn die Wand einen über 3 m hoch anstehenden bindigen Boden von hoher Plastizitätszahl stützt;
- wenn die Wand in weichen Ton einbindet oder er unter dem Wandfuß ansteht.

(7)P Verschiebungsberechnungen müssen die Steifigkeit des Untergrundes und der Bauteile sowie die Reihenfolge der Bauausführung in Rechnung stellen.

(8) Das den Verformungsberechnungen zu Grunde gelegte Materialverhalten sollte durch vergleichbare Erfahrung mit dem gleichen Rechenmodell geeicht sein. Wenn lineares Verhalten unterstellt wird, sollten die für den Boden und die Baustoffe angesetzten Steifigkeiten zu dem berechneten Verformungsmaß passen. Wahlweise lassen sich Stoffgesetze für die vollständige Modellierung des Spannungs-Dehnungs-Zustands anwenden.

(9)P Die Wirkung von Schwingungen auf die Verschiebungen muss nach 6.6.4 untersucht werden.

10 Hydraulisch verursachtes Versagen

10.1 Allgemeines

(1)P Die Vorgaben dieses Abschnitts beziehen sich auf vier Arten des Bodenversagens, die durch Porenwasserdruck oder Sickerströmung eingeleitet werden und die gegebenenfalls geprüft werden müssen:

- Versagen durch Aufschwimmen;
- hydraulischer Grundbruch;
- Versagen durch innere Erosion;
- Versagen durch Piping.

ANMERKUNG 1 Aufschwimmen tritt ein, wenn der Porenwasserdruck unter einem Bauwerk oder einer wenig durchlässigen Bodenschicht größer ist als der mittlere Auflastdruck (durch das Bauwerk und/oder die darüber liegende Bodenschicht).

ANMERKUNG 2 Ein hydraulischer Grundbruch tritt ein, wenn aufwärtsgerichtete Strömungskräfte gegen das Eigengewicht des Bodens wirken, so dass die vertikale wirksame Spannung null wird. Die Bodenteilchen werden dann von der Vertikalströmung angehoben, so dass der Boden versagt.

ANMERKUNG 3 Innere Erosion wird durch den Transport von Bodenteilchen innerhalb einer Bodenschicht, an Schichtgrenzen oder an der Kontaktfläche zwischen dem Boden und einem Bauwerk verursacht. Das kann schließlich zu einer rückschreitenden Erosion und damit zum Einsturz des Bauwerks führen.

ANMERKUNG 4 Piping ist eine Sonderform des Versagens, etwa eines Staubeckens, durch innere Erosion, die an der Oberfläche beginnt und sich dann rückschreitend einen röhrenförmigen Fließweg im Boden oder zwischen Boden und Bauwerk oder an der Schichtgrenze zwischen bindigen und nichtbindigen Bodenschichten schafft. Der Bruch tritt ein, sobald das oberstromige Ende der erodierten Stromröhre den Beckenboden erreicht.

ANMERKUNG 5 Die Bedingungen für ein hydraulisch verursachtes Versagen des Bodens lassen sich in totalen Spannungen und Porenwasserdruck formulieren oder in wirksamen Spannungen und mit dem hydraulischen Gradienten. Der Ansatz in totalen Spannungen wird bei Auftriebsnachweisen angewendet. Für den hydraulischen Grundbruch kommen beide Ansätze in Frage. Bedingungen, die sich auf hydraulische Gradienten beziehen, dienen der Vorbeugung der inneren Erosion und Piping.

(2) In Fällen, in denen der Porenwasserdruck hydrostatisch ist (vernachlässigbarer hydraulischer Gradient), braucht nur der Auftrieb untersucht zu werden.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

(3)P Bei der Ermittlung von hydraulischen Gradienten, Porenwasserdrücken oder Strömungskräften müssen

- die zeitliche und räumliche Veränderlichkeit der Durchlässigkeit,
- die zeitliche Veränderung der Wasserspiegel und Porenwasserdrücke und
- alle Veränderungen der Randbedingungen, wie z. B. ein Aushub, im Abstrombereich

berücksichtigt werden.

(4) Beachtet werden sollte, dass die relevante Bodenschichtung bei verschiedenen Bruchmechanismen möglicherweise unterschiedlich ist.

(5)P Wenn die Standsicherheit geotechnischer Tragwerke entscheidend durch hydraulischen Grundbruch, Piping oder innere Erosion gefährdet ist, müssen Maßnahmen zur Verringerung des hydraulischen Gradienten ergriffen werden.

(6) Maßnahmen, die gewöhnlich vorgesehen werden, um ein hydraulisch bedingtes Versagen zu vermeiden, sind:

- Verlängerung des Sickerweges durch Schikanen oder Vorschüttungen;
- Änderungen der Konstruktion, um den Wasserdrücken oder Gradienten zu widerstehen;
- kontrollierte Entwässerung;
- Auflastfilter;
- Vermeidung von nicht erosionsbeständigen Tonen ohne entsprechende Filter;
- Böschungssicherungen;
- umgekehrte Filter;
- Entlastungsbrunnen;
- Verringerung des hydraulischen Gradienten.

10.2 Versagen durch Aufschwimmen

(1)P Die Standsicherheit eines Tragwerks oder einer wenig durchlässigen Bodenschicht gegen Aufschwimmen ist dadurch zu überprüfen, dass die ständigen stabilisierenden Einwirkungen (z. B. Gewicht und Wandreibung) mit den ständigen und veränderlichen destabilisierenden Einwirkungen des Wassers oder möglicher anderer Einwirkungen verglichen werden. Beispiele für Situationen, in denen die Sicherheit gegen Aufschwimmen nachzuweisen ist, zeigen die Bilder 7.1 und 10.1.

(2)P Der Nachweis gegen ein Versagen durch Aufschwimmen ist mit der Ungleichung (2.8) in 2.4.7.4 zu führen. In dieser Ungleichung ist der Bemessungswert der vertikalen Komponente der stabilisierenden Einwirkungen ($G_{\text{stb};d}$) z. B. das Gewicht des Tragwerks und von Bodenschichten. Der Bemessungswert der Widerstände R_d ist die Summe von z. B. Wandreibungskräften (T_d) und Ankerkräften (P_d). Die Widerstände gegen Aufschwimmen durch Bodenreibung oder Verankerungen können auch als ständige stabilisierende vertikale Einwirkungen ($G_{\text{stb};d}$) angesetzt werden. Der Bemessungswert der vertikalen Komponente der destabilisierenden ständigen und veränderlichen Einwirkungen $V_{\text{dst};d}$ ist die Summe der Wasserdrücke unter dem Tragwerk (ständige und veränderliche Anteile) und aller sonstigen aufwärts gerichteten Einwirkungen.

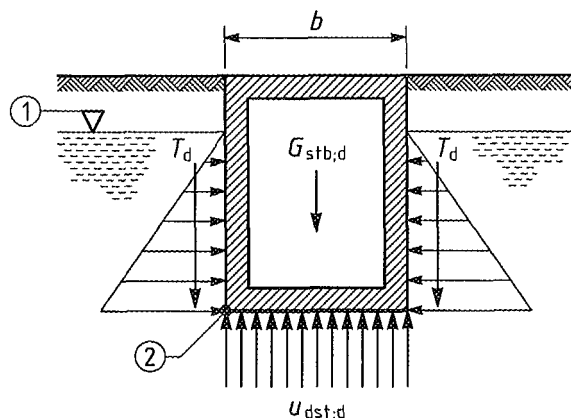
(3) Wenn es im Nationalen Anhang zugelassen ist, dann können die Widerstände aus Reibung oder Ankerkräften auch als ständige stabilisierende vertikale Einwirkungen ($G_{\text{stb};d}$) behandelt werden.

ANMERKUNG Die Teilsicherheitsbeiwerte können im Nationalen Anhang festgelegt werden.

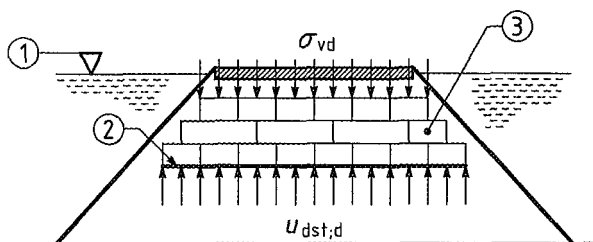
(4) Die gängigsten Maßnahmen zur Vermeidung des Aufschwimmens sind:

- eine Vergrößerung des Tragwerksgewichts;
- eine Verringerung des Wasserdrucks unter dem Tragwerk durch Dränage;
- die Verankerung des Tragwerks in den darunter anstehenden Bodenschichten.

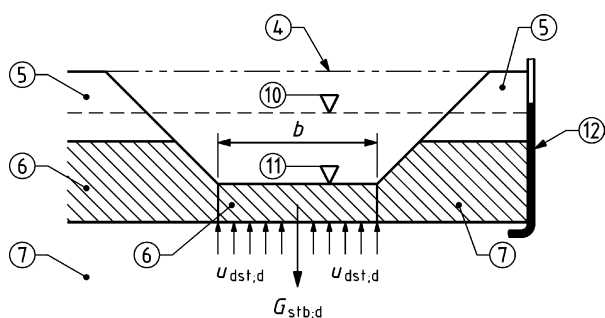
(5)P Wenn Pfähle oder Anker eingesetzt werden, um dem Aufschwimmen entgegenzuwirken, muss die Bemessung nach 7.6.3 bzw. 8.5 und mit den in 2.4.7.4 genannten Teilsicherheitsbeiwerten vorgenommen werden.



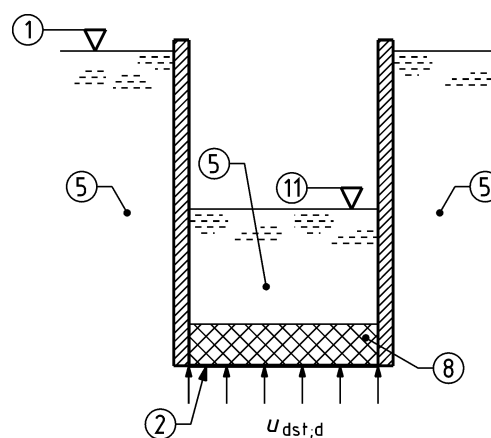
a) Aufschwimmen bei einem Tunnel im Grundwasser



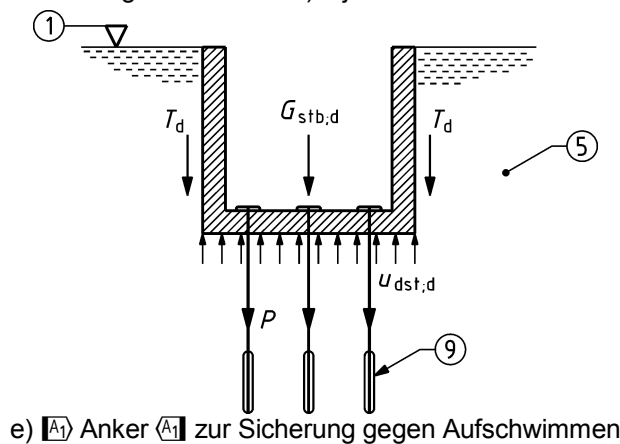
b) Aufschwimmen bei einem Damm aus Leichtbaumaterial



c) Aufschwimmen der Sohle einer Baugrube



d) Injektionssohle



e) Anker zur Sicherung gegen Aufschwimmen

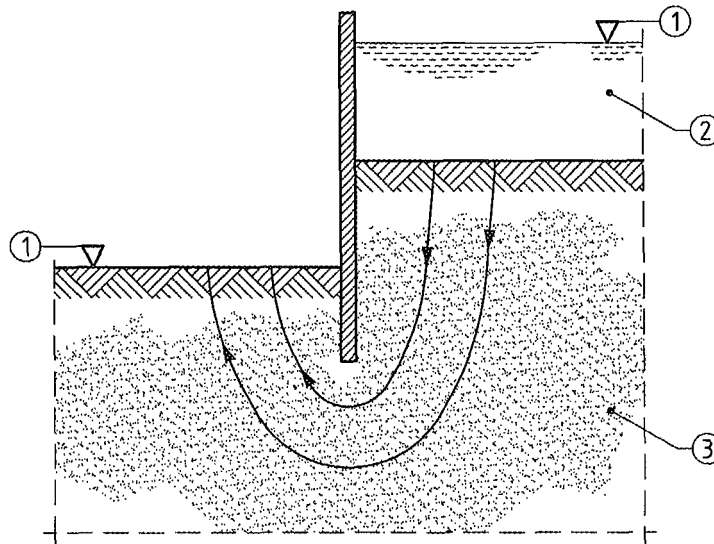
Legende

- | | |
|--|--|
| (1) Grundwasserspiegel | (7) Kies |
| (2) Sperrfläche | (8) injizierter Sand |
| (3) leichtgewichtiges Böschungsbaumaterial | (9) Anker |
| (4) frühere Geländeoberfläche | (10) Grundwasserspiegel vor dem Aushub |
| (5) Sand | (11) Grundwasserspiegel in der Baugrube |
| (6) Ton | (12) Grundwasserdruckhöhe an der Unterseite der Tonschicht |

Bild 10.1 — Beispiele, bei denen die Sicherheit gegen Aufschwimmen nachzuweisen ist

10.3 Hydraulischer Grundbruch

(1)P Die Standsicherheit des Bodens gegen einen hydraulischen Grundbruch muss für jedes in Frage kommende Bodenprisma durch Erfüllung der Gleichungen (2.9a) oder (2.9b) nachgewiesen werden. Gleichung (2.9a) formuliert die Sicherheitsbedingung in totalen Spannungen und Porenwasserdrücken. Gleichung (2.9b) formuliert die gleiche Bedingung in Strömungskräften und Auftriebsgewichten. Ein Beispiel für Situationen, in denen der hydraulische Grundbruch zu prüfen ist, zeigt Bild 10.2.



Legende

- (1) (links) Aushubsohle; (rechts) freier Wasserspiegel
- (2) Wasser
- (3) Sand

Bild 10.2 — Beispiel einer Situation, in der ein hydraulischer Grundbruch kritisch sein könnte

(2)P Bei der Bestimmung des charakteristischen Wertes des Porenwasserdrucks müssen alle möglichen ungünstigen Bedingungen wie

- dünne eingelagerte Bodenschichten von geringer Durchlässigkeit und
- räumliche Effekte wie in engen kreisförmigen oder rechteckigen Baugruben unter dem Wasserspiegel erfasst werden.

ANMERKUNG 1 Wenn der Boden eine nennenswerte Kohäsion und damit geringe Durchlässigkeit aufweist, ändert sich das Versagensmuster vom hydraulischen Grundbruch zum Versagen durch Aufschwimmen. Der Nachweis wird dann nach 10.2 geführt, wobei dem Gewicht zusätzliche widerstehende Kräfte hinzugerechnet werden können.

ANMERKUNG 2 Der Nachweis gegen einen hydraulischen Grundbruch schließt eine innere Erosion nicht aus, die gegebenenfalls getrennt untersucht werden sollte.

(3) Die häufigsten Gegenmaßnahmen zur Vermeidung eines hydraulischen Grundbruchs sind:

- Verringerung des Wasserdrucks unter dem durch hydraulischen Grundbruch gefährdeten Bodenvolumen;
- Erhöhung des widerstehenden Gewichts.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

10.4 Innere Erosion

(1)P Um die Gefahr des Austrags von Boden durch innere Erosion zu begrenzen, müssen Filterkriterien angewendet werden.

(2)P Wo ein Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge innerer Erosion auftreten kann, müssen bewährte Maßnahmen wie Auflastfilter auf der freien Bodenoberfläche angewendet werden.

(3) Ein Auflastfilter sollte im Allgemeinen aus einem natürlichen nichtbindigen Boden bestehen, der die in Frage kommenden Filterkriterien erfüllt. In einigen Fällen ist möglicherweise mehr als nur ein Filter erforderlich, um zu erreichen, dass sich die Kornverteilung stufenweise ändert, damit ein ausreichender Schutz sowohl für den Boden als auch für die Filterschichten gegeben ist.

(4) Wahlweise dürfen künstliche Filter wie Geokunststoffe eingesetzt werden, vorausgesetzt, dass sie nachgewiesenermaßen einen Transport von Feinbestandteilen des Bodens ausreichend verhindern.

(5)P Wenn die Filterkriterien nicht erfüllt sind, muss nachgewiesen werden, dass der hydraulische Gradient genügend weit unter dem kritischen Bemessungswert des Gradienten bleibt, bei dem die feinen Bodenbestandteile in Bewegung geraten.

(6)P Der für die innere Erosion kritische hydraulische Gradient muss unter Beachtung mindestens folgender Gesichtspunkte festgelegt werden:

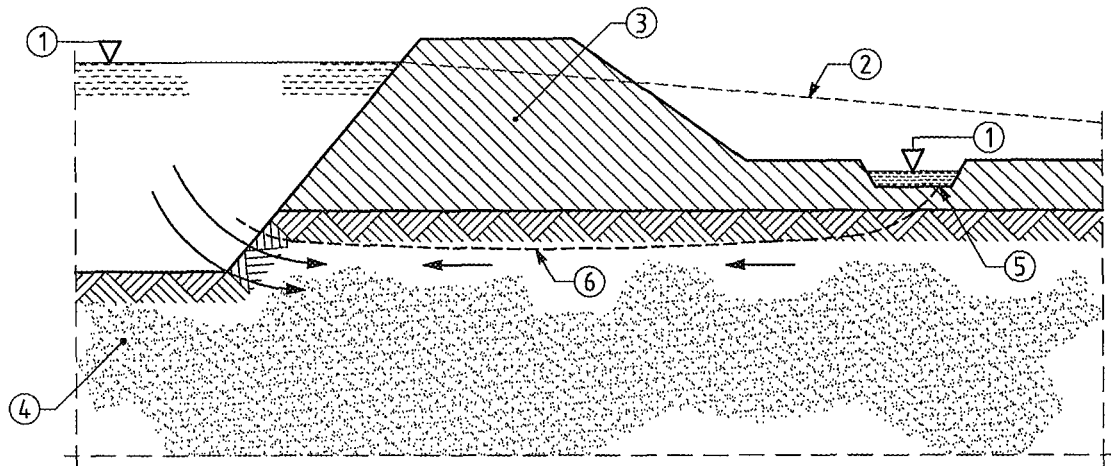
- Strömungsrichtung;
- Kornverteilung und Kornform;
- Bodenschichtung.

10.5 Versagen durch Piping

(1)P Wenn bei den vorherrschenden hydraulischen und bodenmechanischen Bedingungen ein Piping (siehe Bild 10.3) auftreten kann und dies die Standsicherheit oder die Gebrauchstauglichkeit der wasserbaulichen Anlage gefährdet, müssen Vorkehrungen getroffen werden, um den Beginn des Piping entweder durch Anwendung von Filtern oder durch konstruktive Gegenmaßnahmen oder Unterbrechung der Grundwasserströmung zu verhindern.

ANMERKUNG Geeignete Maßnahmen sind:

- Einbau einer Berme auf der Landseite eines Dammes, damit der mögliche Beginn von Piping vom Bauwerk weiter weggerückt und der hydraulische Gradient an dieser Stelle vermindert wird;
- Einbau von undurchlässigen Schürzen unter der wasserbaulichen Anlage, welche die Grundwasserströmung entweder absperren oder den Sickerweg verlängern, so dass der hydraulische Gradient auf ein sicheres Maß verringert ist.



Legende

- | | |
|---|--|
| 1 offener Wasserspiegel | 4 durchlässiger Untergrund |
| 2 Druckhöhe im durchlässigen Untergrund | 5 im Fall einer Quelle Beginn von Piping |
| 3 gering durchlässiges Material | 6 möglicher Verlauf von Piping |

Bild 10.3 — Beispiel für denen Piping eintreten kann

(2)P In Zeiten extrem ungünstiger hydraulischer Verhältnisse, wie bei Überschwemmungen, müssen Bereiche, die anfällig für ein Piping sind, regelmäßig inspiziert werden, damit die notwendigen Gegenmaßnahmen unverzüglich durchgeführt werden können. Materialien für solche Maßnahmen müssen in Reichweite gelagert werden.

(3)P Das Versagen durch Piping muss durch einen ausreichenden Widerstand gegen innere Erosion in den Bereichen verhindert werden, wo das Wasser austreten kann.

(4) Solch ein Versagen wird verhindert, wenn

- im ebenen Teil des Geländes eine ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch vorhanden ist;
- bei geneigtem Gelände die Deckschichten ausreichend standsicher sind (lokale Böschungsbruchsicherheit).

(5)P Bei der Ermittlung des hydraulischen Gradienten für die genannten Nachweise muss an der Austrittsstelle die Tatsache berücksichtigt werden, dass Bauwerksfugen oder Kontaktflächen zwischen Bauwerk und Boden bevorzugte Sickerwege werden können.

11 Gesamtstandsicherheit

11.1 Allgemeines

(1)P Die Vorgaben dieses Abschnitts müssen auf die Gesamtstandsicherheit und die Bewegungen im gewachsenen oder aufgefüllten Untergrund bei Fundamenten, Stützbauwerken, Hängen, Dämmen oder Baugruben angewendet werden.

(2) Beachtet werden sollten die Regelungen, die sich in den Abschnitten 6 bis 10 und 12 auf die Gesamtstandsicherheit beziehen.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

11.2 Grenzzustände

(1)P Alle für den speziellen Baugrund in Frage kommenden Grenzzustände müssen untersucht werden, um die grundsätzlichen Anforderungen an Standsicherheit, Begrenzung der Verformungen, Dauerhaftigkeit und Verschiebungstoleranzen für benachbarte Gebäude und Leitungen zu erfüllen.

(2) Einige der möglichen Grenzzustände sind folgende:

- Verlust der Gesamtstandsicherheit des Bodens und damit verbundener Tragwerke;
- übermäßige Bodenbewegungen infolge von Scherverformungen, Setzung, Schwingungen oder Hebung;
- Schaden oder Einbuße der Gebrauchstauglichkeit bei Nachbargebäuden, Straßen oder Leitungen durch Bewegungen im Untergrund.

11.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen

(1) Bei der Aufstellung der Einwirkungen für Grenzzustandsberechnungen sollte von der in 2.4.2 (4) angegebenen Zusammenstellung ausgegangen werden.

(2)P Soweit zutreffend, müssen die Wirkungen nachstehender Umstände in die Betrachtung einbezogen werden:

- Bauverfahren;
- neue Böschungen und Bauten in der Nähe des betreffenden Baugeländes;
- frühere oder andauernde Bodenbewegungen aus verschiedenen Ursachen;
- Schwingungen;
- Klimawechsel einschließlich Temperaturänderungen (Frost und Tauen); Dürren und schwere Niederschläge;
- Bewuchs und seine Entfernung;
- Aktivitäten von Menschen oder Tieren;
- Änderungen des Wassergehalts oder Porenwasserdrucks;
- Wellenbewegungen.

(3)P Die Bemessungs-Spiegelhöhen der Gewässer und des Grundwassers oder ihrer Kombination müssen bei Grenzzuständen der Tragfähigkeit nach verfügbaren hydrologischen Werten und örtlichen Beobachtungen gewählt werden, um die ungünstigsten Bedingungen zu erfassen, die in der betrachteten Bemessungssituation auftreten könnten. Die Möglichkeit, dass Dränagen, Filter oder Abdichtungen versagen, muss beachtet werden.

(4) Die Möglichkeit, dass ein Kanal oder Staubecken zu Wartungszwecken oder bei einem Dambruch geleert wird, sollte ebenfalls bedacht werden. Bei Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit darf ein normaler Wasserspiegel oder Porenwasserdruck zu Grunde gelegt werden.

(5) Bei Uferböschungen sind die ungünstigsten hydraulischen Bedingungen in der Regel die stationäre Durchsickerung bei höchstem Grundwasserstand und eine rasche Spiegelabsenkung im offenen Wasser.

(6)P Bei der Ableitung von Bemessungsverteilungen des Porenwasserdrucks muss die mögliche Bandbreite der Anisotropie der Durchlässigkeit und der Veränderlichkeit des Untergrundes in Rechnung gestellt werden.

11.4 Gesichtspunkte bei Berechnung und Ausführung

(1)P Beim Überprüfen der Gesamtstandsicherheit eines Geländes und der Bewegungen im gewachsenen oder künstlich hergestellten Untergrund müssen vergleichbare Erfahrungen im Sinne von 1.5.2.2 einbezogen werden.

(2)P Die Gesamtstandsicherheit und Bewegungen in dem Baugrund, der vorhandene Gebäude, neue Tragwerke, Böschungen oder Baugruben trägt, müssen nachgewiesen werden.

(3) In Fällen, in denen die Standsicherheit des Baugrundes vor Beginn der Planung nicht eindeutig geklärt werden kann, sollten zusätzliche Untersuchungen, Kontrollmessungen und Berechnungen nach den Vorgaben von 11.7 ausgeschrieben werden.

(4) Typische Situationen, in denen ein Nachweis der Gesamtstandsicherheit geführt werden sollte, sind:

- Stützbauwerke;
- Baugruben, Böschungen oder Verkehrsdämme;
- Gründungen in geböschtem Gelände, auf Hängen oder Verkehrsdämmen;
- Gründungen neben einer Baugrube, einem Einschnitt oder unterirdischen Bauwerken oder am Ufer.

ANMERKUNG Standsicherheitsprobleme oder Kriecherscheinungen treten vornehmlich in bindigen Bodenarten mit geböschter Oberfläche auf. Allerdings kann auch bei nichtbindigen Böden und geklüftetem Fels eine Böschung instabil sein, wenn ihre möglicherweise durch Erosion zu Stande gekommene Hangneigung nahe beim Winkel der Scherfestigkeit liegt. Verstärkte Bewegungen sind oft bei erhöhten Porenwasserdrücken oder in Oberflächennähe bei Frost-Tau-Wechseln zu beobachten.

(5)P Wenn die Standsicherheit eines Geländes nicht abschließend nachgewiesen werden kann oder die festgestellten Bewegungen für den beabsichtigten Zweck nicht hinnehmbar sind, muss die Örtlichkeit ohne stabilisierende Maßnahmen als ungeeignet beurteilt werden.



(6)P Durch die Planung muss erreicht werden, dass alle Bautätigkeiten vor Ort so geplant und ausgeführt werden können, dass ein Auftreten von Grenzzuständen der Tragfähigkeit oder Gebrauchstauglichkeit hinreichend unwahrscheinlich ist.

(7)P Böschungsflächen, die möglicherweise einer Erosion ausgesetzt sind, müssen erforderlichenfalls geschützt werden, um zu erreichen, dass ihre Sicherheit erhalten bleibt.

(8) Böschungen sollten versiegelt, bepflanzt oder künstlich geschützt werden. Bei Böschungen mit Bermen sollte ein Dränsystem auf der Berme berücksichtigt werden.

(9)P Der Bauablauf muss in Rechnung gestellt werden, soweit davon die Gesamtstandsicherheit und die Größenordnung der Bewegungen beeinflusst sein könnten.

(10) Potentiell instabile Böschungen können durch

- eine Betonabdeckung mit oder ohne  Anker ,
- ein Widerlager aus Gabionen, entweder mit Körben aus Stahl oder aus Geokunststoffen,
- Bodenvernagelung,
- Begrünung,
- ein Dränsystem und
- eine Kombination der genannten Maßnahmen

befestigt werden.

(11) Die Berechnungen sollten von den allgemeinen Grundsätzen der Abschnitte 8 und 9 ausgehen.

11.5 Berechnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

11.5.1 Nachweis der Gesamtstandsicherheit

(1)P Die Standsicherheit von Böschungen einschließlich vorhandener, betroffener oder geplanter Tragwerke muss für die Grenzzustände der Tragfähigkeit (GEO und STR) mit Bemessungswerten für Einwirkungen und Festigkeiten nachgewiesen werden, wobei die in A.3.1 (1)P, A.3.2 (1)P und A.3.3.6 (1)P definierten Teilsicherheitsbeiwerte anzuwenden sind.

ANMERKUNG Die Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte dürfen im Nationalen Anhang festgelegt werden. Die für ständige und für vorübergehende Situationen empfohlenen Werte sind in den Tabellen A.3, A.4 und A.14 angegeben.

(2)P Bei der Ermittlung der Böschungsbruchsicherheit müssen alle in Frage kommenden Versagensformen einbezogen werden.

(3) Bei der Wahl eines Berechnungsverfahrens sollte Folgendes beachtet werden:

- Schichtaufbau des Untergrundes;
- Vorkommen und Einfallswinkel von Diskontinuitäten;
- Sickerwasser und Porenwasserdruckverteilung;
- kurzfristige und langfristige Standsicherheit;
- Kriechen durch Scherverformung;
- Bruchmechanismus (kreisförmige oder nichtkreisförmige Gleitfläche; Kippen; Fließen);
- Anwendung numerischer Verfahren.

(4) Die von der Gleitfläche umschlossene Boden- oder Felsmasse sollte in der Regel als starrer Körper oder in Form mehrerer starrer Körper behandelt werden, die sich gleichzeitig bewegen. Die Gleitflächen oder Grenzflächen zwischen starren Körpern können viele Formen haben – einschließlich ebener, kreisförmiger und komplizierterer Formen. Wahlweise darf die Standsicherheit durch eine Grenzzustandsberechnung oder mit Finiten Elementen nachgewiesen werden.

(5) Wenn der Baugrund oder das Dammschüttmaterial relativ homogen und isotrop ist, sollten in der Regel kreisförmige Gleitflächen angenommen werden.

(6) Bei Böschungen in geschichteten Böden mit deutlich wechselnden Scherfestigkeiten sollte den Schichten mit geringer Festigkeit besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden. Möglicherweise erfordert das die Berechnung mit nichtkreisförmigen Gleitflächen.

(7) Bei geklüftetem Material wie hartem Fels und geschichteten oder gerissenen Böden kann die Gleitflächenform teilweise oder gänzlich durch Diskontinuitäten vorgeprägt sein. In diesem Fall muss in der Regel die Untersuchung dreidimensionaler Keile vorgenommen werden.

(8) Bereits vorhandene Gleitflächen, die unter Umständen reaktiviert werden können, sollten sowohl mit kreisförmigen als auch nichtkreisförmigen Gleitflächen untersucht werden. Die sonst für Nachweise der Gesamtstandsicherheit angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte können dann ungeeignet sein.

(9) Wenn der Bruchzustand nicht als ebener Zustand angesehen werden kann, sollte die Anwendung dreidimensionaler Gleitflächenformen erwogen werden.

(10) Das Verfahren sollte das Gesamtmoment und die vertikale Standsicherheit des Bruchkörpers nachweisen. Wenn ein Lamellenverfahren angewendet wird und das horizontale Gleichgewicht nicht überprüft wird, sollten die Lamellenseitenkräfte horizontal angenommen werden.

(11)P In Fällen, in denen ein gemeinsames Versagen von Bauteilen und Boden auftreten könnte, muss deren Wechselwirkung berücksichtigt werden, indem ihre unterschiedliche relative Steifigkeit herangezogen wird. Derartige Fälle betreffen Gleitflächen, die konstruktive Elemente wie Pfähle oder biegsame Wände schneiden.

(12) Da es bei der Festlegung der ungünstigsten Gleitfläche nicht möglich ist, zwischen günstigen und ungünstigen Gewichtslasten zu unterscheiden, sollten Unsicherheiten beim Ansatz der Wichte des Bodens durch die Anwendung oberer und unterer charakteristischer Werte berücksichtigt werden.

(13)P Es muss nachgewiesen werden, dass die Baugrundverformung unter Bemessungslasten infolge Kriechens oder großräumiger Setzungen keine unzulässigen Schäden an Tragwerken oder Infrastruktureinrichtungen anrichten kann, die sich im Baugrund, im Baugelände oder in seiner Nähe befinden.

11.5.2 Felsböschungen und Einschnitte

(1)P Die Standsicherheit von Felsböschungen und Einschnitten muss an Hand translatorischer oder rotatorischer Bruchvorgänge überprüft werden, an denen einzelne Gesteinsblöcke oder größere Gesteinsmassen beteiligt sind. Besondere Aufmerksamkeit verdienen die Drücke, die von dem in Klüften und Spalten gestauten Sickerwasser verursacht werden.

(2)P Standsicherheitsuntersuchungen müssen auf einer zuverlässigen Kenntnis der Kluftscharen im Fels und der Scherfestigkeit des intakten Gesteins und der Diskontinuitäten beruhen.

(3) Beachtet werden sollte, dass der Bruch von Böschungen und Einschnitten bei harten Gesteinsmassen mit deutlich ausgebildetem Kluftmuster in der Regel

- das Abrutschen von Blöcken oder Felskeilen,
- das Abkippen von Blöcken oder Platten,
- eine Kombination beider Vorgänge

in Abhängigkeit von der Ausrichtung der Felsböschungen im Verhältnis zu den Diskontinuitäten verursacht.

(4) Es sollte berücksichtigt werden, dass der Bruch von Böschungen oder Einschnitten in stark geklüftetem oder veränderlich festem Fels und verkitteten Böden sich möglicherweise auf kreisförmigen oder nahezu kreisförmigen Gleitflächen entwickeln kann, die teilweise durch intaktes Gestein verlaufen.

(5) Das Rutschen einzelner Blöcke und Felskeile sollte in der Regel dadurch verhindert werden, dass die Hangneigung durch Bermen reduziert wird und Anker, Felsnägel und eine innere Entwässerung vorgesehen werden. Bei Einschnittsböschungen sollte das Abrutschen dadurch verhindert werden, dass durch die gewählte Richtung und Orientierung der Böschungsfläche Bewegungen einzelner Blöcke kinematisch unmöglich sind.

(6) Durch eine Verankerung oder Nagelung und eine innere Entwässerung sollten Felsstürze in der Regel verhindert werden.

(7) Bei der Untersuchung der langfristigen Standsicherheit von Böschungen und Einschnitten sollten die abträglichen Einflüsse der Vegetation und der Umwelteinwirkungen oder Schadstoffe auf die Scherfestigkeit von Diskontinuitäten und die Festigkeit des intakten Gesteins in Rechnung gestellt werden.

(8) Bei stark zerklüfteten Gesteinsmassen an Steilhängen und bei Böschungen, die zum Abbrechen, Spalten, Zerteilen und Abstürzen neigen, sollte stets die Möglichkeit eines Felssturzes geprüft werden.

(9) In Fällen, in denen zuverlässige Vorkehrungen gegen Felsstürze nicht möglich sind, sollten Felsstürze hingenommen und mit Netzen, Schwellen oder anderen geeigneten Vorkehrungen das fallende Gestein abgefangen werden.

(10) Die Planung von Maßnahmen zum Auffangen von Gesteinsblöcken oder Hangschutt an einem Felshang sollte von einer gründlichen Untersuchung der in Frage kommenden Bahnen des fallenden Materials ausgehen.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

11.5.3 Standsicherheit von Baugruben

(1)P Die Gesamtstandsicherheit des Bodens neben einer Baugrube muss unter Einbeziehung des Baugrubenaushubs und vorhandener Bauwerke, Straßen und Leitungen nachgewiesen werden (siehe Abschnitt 9).

(2)P Die Standsicherheit der Baugrubensohle muss in Bezug zum Porenwasserdruck im Untergrund überprüft werden. Zum Nachweis der hydraulischen Grundbruchsicherheit siehe Abschnitt 10.

(3)P Die Sohlhebung durch Entlastung muss bei tiefen Baugruben berücksichtigt werden.

11.6 Berechnung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

(1)P Entwurf und Berechnung müssen zeigen, dass die Verformung des Baugrunds keinen Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei Tragwerken und Infrastruktureinrichtungen auf dem Baugelände oder in seiner Nähe verursacht.

(2) Die durch folgende Ursachen bedingten Senkungen des Geländes sollten beachtet werden:

- Veränderungen der Grundwasserverhältnisse und der entsprechenden Porenwasserdrücke;
- langfristiges Kriechen unter dränierten Verhältnissen;
- Volumenverluste tiefliegender löslicher Schichten;
- Bergbau und ähnliche Aktivitäten wie eine Gasgewinnung.

(3) Da die derzeit verfügbaren analytischen und numerischen Verfahren gewöhnlich keine zuverlässigen Voraussagen zur Verformung eines natürlichen Hanges machen können, sollte das Eintreten eines Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit entweder durch

- eine Begrenzung der mobilisierten Scherfestigkeit oder
- die Beobachtung der Bewegungen und die Festlegung von Maßnahmen, diese zu bremsen oder erforderlichenfalls zu unterbinden, vermieden werden.

11.7 Kontrollmessungen

(1)P Kontrollmessungen am Baugrund müssen mit geeigneter Ausrüstung vorgenommen werden, wenn es entweder

- nicht möglich ist, durch Berechnung oder konstruktive Vorkehrungen nachzuweisen, dass die in 11.2 genannten Grenzzustände mit ausreichender Wahrscheinlichkeit nicht eintreten werden, oder
- die in den Berechnungen getroffenen Annahmen nicht auf zuverlässigen Werten beruhen.

(2) Die vorgesehenen Kontrollmessungen sollten Kenntnis geben von:

- Grundwasserkoten oder Porenwasserdrücken im Untergrund, so dass Berechnungen mit wirksamen Spannungen ausgeführt oder geprüft werden können;
- seitlichen und vertikalen Bewegungen im Untergrund, um weitere Verformungen vorhersagen zu können;
- der Tiefe und Form einer aktiven Gleitfläche, um die Kennwerte der Bodenfestigkeit für die Planung von Gegenmaßnahmen zu gewinnen;
- den Verformungsgeschwindigkeiten, um vor nahender Gefahr zu warnen. In solchen Fällen kann eine digitale Datenübermittlung von den Instrumenten zu einem entfernten Punkt oder ein Fernmelde-Alarmsystem geeignet sein.

12 Erddämme

12.1 Allgemeines

(1)P Die Vorgaben dieses Abschnitts müssen auf die Aufschüttungen für kleine Dämme und Anlagen der Infrastruktur angewendet werden.

(2) Bei der Schüttung und Verdichtung von Aufschüttungen müssen die Vorgaben des Abschnitts 5 beachtet werden.

12.2 Grenzzustände

(1)P Für die geplante Aufschüttung muss eine Liste der bei der Bemessung nachzuweisenden Grenzzustände aufgestellt werden.

(2) Folgende Grenzzustände sollten geprüft werden:

- Gesamtstandsicherheit;
- Versagen der Böschung oder Krone der Aufschüttung;
- Versagen durch innere Erosion;
- örtliches Versagen durch Erosion der Oberfläche oder Kolke;
- Verformungen der Aufschüttung, die zum Verlust der Gebrauchstauglichkeit führen, z. B. übermäßige Setzungen oder Risse;
- Setzungen und Kriechverformungen, die zu Schäden oder zum Verlust der Gebrauchstauglichkeit bei Nachbargebäuden oder Leitungen führen;
- übermäßige Verformungen in Übergangszonen, z. B. der Rampe eines Brückenwiderlagers;
- Verlust der Gebrauchstauglichkeit von Verkehrsanlagen durch Klimaeinflüsse wie Frost und Tauen oder extreme Trockenheit;
- Böschungskriechen in Zeiten des Frostes und des Tauwetters;
- Beeinträchtigung der Frostschutzschicht unter Straßen durch Schwerverkehrslasten;
- Verformungen durch hydraulische Einwirkungen;
- Veränderungen der Umweltverhältnisse, etwa durch Schadstoffeintrag an der Oberfläche oder ins Grundwasser, Lärm oder Schwingungen.

12.3 Einwirkungen und Bemessungssituationen

(1) Bei der Wahl der Einwirkungen für die Berechnung von Grenzzuständen sollte die Zusammenstellung in 2.4.2(4) berücksichtigt werden.

(2) Bei der Ermittlung der Einwirkungen, die von Dämmen auf benachbarte Tragwerke oder auf bewehrte Bodenbereiche ausgeübt werden, sollten die unterschiedlichen Steifigkeiten beachtet werden.

(3)P Bemessungssituationen müssen nach 2.2 ausgewählt werden.

(4)P Folgende besonderen Bemessungssituationen müssen gegebenenfalls ergänzend berücksichtigt werden:

- Auswirkungen des Bauverfahrens wie ein Aushub in der Nähe der Dammschüttung und Erschütterungen durch Sprengungen, Pfahlrammungen oder schweres Gerät;
- die Einflüsse geplanter Bauwerke, die auf oder in der Nähe des Erddamms zu errichten sind;
- Erosionswirkungen an den Böschungen und der Krone durch Überfluten, Eis, Wellen und Regen;
- Temperatureffekte wie das Schrumpfen.

(5)P Die Bemessungswerte der Wasserspiegelhöhen an der luftseitigen Böschung und des Grundwassers oder ihrer Kombination müssen nach verfügbaren hydrologischen Angaben angesetzt werden, um die ungünstigsten Bedingungen zu erfassen, die in der betrachteten Bemessungssituation auftreten können. Die Möglichkeit, dass Dränagen, Filter oder Abdichtungen versagen, muss beachtet werden.

(6) Bei Uferdämmen sollten die ungünstigsten hydraulischen Bedingungen, das sind in der Regel die stationäre Durchsickerung bei höchstem Grundwasserstand und eine rasche Spiegelabsenkung im offenen Wasser, berücksichtigt werden.

(7)P Bei der Festlegung von Bemessungsverteilungen des Porenwasserdrucks muss die mögliche Bandbreite der Anisotropie und Heterogenität des Bodens berücksichtigt werden.

(8)P Bei der Bemessung unter Berücksichtigung der Dammsetzung muss die Abminderung der wirksamen Bodenspannung beachtet werden, die dadurch entsteht, dass die Deckschicht oder der Dammkörper ins Grundwasser eintaucht.

12.4 Gesichtspunkte bei Entwurf und Ausführung

(1)P Dammschüttungen müssen unter Berücksichtigung von Erfahrungen mit Erddämmen auf ähnlichem Untergrund und mit ähnlichem Schüttmaterial geplant werden.

(2)P Bei der Festlegung der Gründungsebene eines Erddamms muss gegebenenfalls Folgendes beachtet werden:

- Erreichen einer ausreichend tragfähigen Schicht oder, falls das praktisch unmöglich ist, die Anwendung stabilisierender Maßnahmen;
 - Vorsorge für einen ausreichenden Schutz gegen wetterbedingte Beeinträchtigungen der Tragfähigkeit des Untergrundes;
 - der Grundwasserspiegel im Hinblick auf die Dammentwässerung;
 - Vermeidung von Beeinträchtigungen angrenzender Bauten und Einrichtungen;
 - Erreichen von Schichten mit ausreichend geringer Durchlässigkeit.
- (3) Die Planung von Dammschüttungen sollte dafür sorgen, dass
- die Tragfähigkeit des Untergrundes ausreicht,
 - die verschiedenen Lagen der Aufschüttung ausreichend entwässert werden,
 - die Durchlässigkeit des Schüttmaterials bei Dämmen genügend klein ist,
 - Filter oder Geokunststoffe gefordert werden, um die Filterkriterien zu erfüllen, wo das notwendig ist,
 - das Schüttmaterial nach den in 5.3.2 genannten Kriterien vorgeschrieben wird.

(4)P Bei Dämmen auf schwach tragfähigem Untergrund muss die Baufolge so festgelegt werden, dass die Tragfähigkeit mit Sicherheit nicht überschritten wird und sich keine unzuträglichen Setzungen oder Bewegungen während des Baus ergeben (siehe 5.3.3 (2)P).

(5) Wenn der Aufbau des Dammes auf zusammendrückbarem Untergrund lagenweise erfolgt, sollten Piezometerkontrollen vorgeschrieben werden, um zu erreichen, dass die Porenwasserdrücke auf annähernd geringe Werte abgeklungen sind, ehe die nächste Lage geschüttet wird.

(6)P Bei Erddämmen, die das Wasser mit unterschiedlichen Spiegelhöhen stauen, muss die Gründungssohle mit Rücksicht auf die Durchlässigkeit des Untergrundes gewählt werden, oder es müssen Vorkehrungen getroffen werden, damit das Bauwerk wasserdicht wird.

- (7) Wenn eine Bodenverbesserung vorgeschrieben wird, sollte das zu verbessernde Bodenvolumen mit ausreichender Flächenausdehnung bemessen werden, um schädliche Verformungen zu vermeiden.
- (8) Wenn das Dammgewicht aus der Wichte des Schüttmaterials, siehe 3.3.3, abgeleitet wird, sollte dafür gesorgt werden, dass Korngrößen > 20 mm bis 60 mm in die Kontrolle der Lagerungsdichte einbezogen werden. Oft ist das nicht der Fall, das Grobkorn kann sich aber auf die Wichte erheblich auswirken.
- (9)P Der Erosion ausgesetzte Dammböschungsfächen müssen geschützt werden. Wenn Bermen geplant sind, muss deren Entwässerungsmöglichkeit ausgeschrieben werden.
- (10) Die Böschungen sollten während der Schüttvorgänge versiegelt und danach begrünt werden, wo das in Frage kommt.
- (11) Bei Verkehrsdämmen sollte eine Eisbildung auf der Oberfläche vermieden werden. Die Wärmekapazität des Belages auf einer Dämmschicht oder einer leichtgewichtigen Schüttung kann dafür ausreichen.
- (12) Die Frosteindringung auf der Krone eines Erddamms sollte auf ein geeignetes Maß beschränkt werden.
- (13) Bei der Planung der Dammböschung sollte beachtet werden, dass sich unabhängig von der Standsicherheit bei trockenen Bedingungen während des Gefrierens und Tausens in Böschungen Kriechbewegungen ergeben können. Dies ist besonders in Übergangszonen von Bedeutung, etwa bei Brückenwiderlagern.

12.5 Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

- (1)P Beim Nachweis der Standsicherheit des Erddamms oder seiner Teile müssen alle in Abschnitt 11 genannten Arten des Versagens berücksichtigt werden.
- (2) Da Erddämme oft abschnittsweise mit unterschiedlichen Lastzuständen hergestellt werden, sollte der Nachweis Abschnitt für Abschnitt nach den im Geotechnischen Entwurfsbericht gemachten Vorgaben erfolgen.
- (3)P Wenn leichte Füllstoffe wie Schaumstoff, Blähton oder Leichtbeton verwendet werden, muss die Möglichkeit von Auftriebswirkungen berücksichtigt werden (siehe Abschnitt 10).
- (4)P Bei jeder Untersuchung von Erddämmen, die unterschiedliche Schüttmaterialien enthalten, müssen Festigkeitswerte angesetzt werden, die sich auf untereinander verträgliche Dehnungen der Materialien beziehen.
- (5) Wo Straßen oder Wasserläufe einen Erddamm kreuzen, sollte die räumliche Wechselwirkung der verschiedenen Konstruktionselemente besonders sorgfältig beachtet werden.
- (6) Bei der Untersuchung der Standsicherheit von verbessertem Untergrund sollte die Wirkung des Bodenverbesserungsverfahrens beachtet werden, z. B. die Störung bei einem weichen, sensitiven Ton. Da die Wirkung der Bodenverbesserung zeitabhängig eintritt, sollte sie erst für den Fall nach dem Erreichen eines stationären Endzustands in Ansatz gebracht werden.
- (7)P Um Grenzzustände der Tragfähigkeit infolge von Oberflächenerosion, innerer Erosion oder hydraulischem Druck zu vermeiden, müssen die Vorgaben der Abschnitte 10 und 11 erfüllt werden.

12.6 Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

- (1)P Es muss nachgewiesen werden, dass die Dammverformungen keinen Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in der Aufschüttung oder bei Tragwerken, Straßen oder Leitungen verursachen, die sich in der Aufschüttung, darauf oder in der Nähe befinden.
- (2) Die Setzung eines Damms auf zusammendrückbarem Untergrund sollte nach den Grundsätzen von 6.6.1 berechnet werden. Besonders beachtet werden sollten die zeitabhängigen Konsolidations- und sekundären Setzungen.

(3) Die Möglichkeit von Setzungen infolge von Spiegeländerungen des Grundwassers sollte bedacht werden.

(4) In Fällen, in denen sich die Setzungen nur schwer vorhersagen lassen, sollten die Bauverfahren der Vorbelastung oder Versuchsschüttung in Betracht gezogen werden, besonders wenn Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit verhütet werden sollen.

12.7 Bauüberwachung und Kontrollmessungen

(1)P Bauüberwachung und Kontrollmessungen müssen den Vorgaben im Abschnitt 4 entsprechen.

(2) Kontrollmessungen sollten bei Erddämmen in einer oder in mehreren der folgenden Situationen angewendet werden:

- bei Einsatz der Beobachtungsmethode (siehe 2.7);
- wenn die Standsicherheit eines Dammes, der als Staudamm wirkt, in hohem Maße von der Porenwasserdruckverteilung in und unter dem Damm abhängt;
- wenn Kontaminationen aus der Aufschüttung und aus Verkehr registriert werden sollen;
- wenn eine Kontrolle ungünstiger Wirkungen auf Tragwerke oder Versorgungseinrichtungen gefordert ist;
- wenn eine Oberflächenerosion ein beträchtliches Risiko ist.

(3)P In Fällen, in denen ein Überwachungs- und Kontrollmessprogramm gefordert wird, muss es der Planer im Geotechnischen Untersuchungsbericht (siehe 2.8) darstellen. Es muss angegeben werden, dass die Messprotokolle auszuwerten sind und darauf im notwendigen Umfang zu reagieren ist.

(4) Das Messprogramm für einen Damm sollte gegebenenfalls folgende Aufzeichnungen umfassen:

- Porenwasserdruckmessungen im und unter dem Damm;
- Setzungsmessungen an dem gesamten Damm oder in Teilbereichen und an betroffenen Tragwerken;
- Messungen von Horizontalverschiebungen;
- Kontrollen der Scherparameter der Schüttmaterialien während der Ausführung;
- chemische Analysen vor, während und nach der Bauausführung, wenn eine Schadstoffkontrolle gefordert ist;
- Beobachtung des Erosionsschutzes;
- Überprüfung der Durchlässigkeit des Schüttmaterials und des Untergrundes während der Bauausführung;
- Tiefe der Frosteindringung an der Dammkrone.

(5) Der Bau von Dämmen auf einem weichen Untergrund mit geringer Durchlässigkeit sollte mit Porenwasserdruckgebern in den weichen Schichten und Setzungsmessungen an der Aufschüttung messtechnisch kontrolliert werden.

Anhang A
(normativ)**Teilsicherheitsbeiwerte und Streuungsfaktoren für Grenzzustände der Tragfähigkeit $\boxed{A_1}$ und der Gebrauchstauglichkeit sowie $\boxed{A_1}$ empfohlene Zahlenwerte****A.1 Teilsicherheitsbeiwerte und Streuungsfaktoren** $\boxed{A_1}$

(1)P Die Teilsicherheitsbeiwerte γ für Grenzzustände der Tragfähigkeit bei ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen müssen die in diesem Anhang genannten sein.

(2)P Die Teilsicherheitswerte γ für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit von Ankern müssen die in diesem Anhang genannten sein.

(3)P Die Streuungsfaktoren ξ für Pfahlgründungen und Anker in sämtlichen Bemessungssituationen müssen die in diesem Anhang genannten sein.

 $\boxed{A_1}$.**A.2 Teilsicherheitsbeiwerte für die Nachweise von Grenzzuständen der Lagesicherheit (EQU)**

(1)P Für den Nachweis von Grenzzuständen der Lagesicherheit (EQU) sind bei den Einwirkungen folgende Teilsicherheitsbeiwerte γ_F anzuwenden:

- $\gamma_{G;dst}$ für destabilisierende, ungünstige ständige Einwirkungen;
- $\gamma_{G;stb}$ für stabilisierende, günstige ständige Einwirkungen;
- $\gamma_{Q;dst}$ für destabilisierende, ungünstige veränderliche Einwirkungen;
- $\gamma_{Q;stb}$ für stabilisierende, günstige veränderliche Einwirkungen.

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Zahlenwerte von $\gamma_{G;dst}$, $\gamma_{G;stb}$, $\gamma_{Q;dst}$ und $\gamma_{Q;stb}$ dürfen dem Nationalen Anhang zu EN 1990:2002 entnommen werden. Die in EN 1990:2002 für Bauwerke empfohlenen Werte sind in Tabelle A.1 angegeben.

Tabelle A.1 — Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (γ_F)

Einwirkung	Symbol	Wert
Ständige		
ungünstig ^a	$\gamma_{G;dst}$	1,1
günstig ^b	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Veränderliche		
ungünstig ^a	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
günstig ^b	$\gamma_{Q;stb}$	0
^a Destabilisierend. ^b Stabilisierend.		

DIN EN 1997-1:2014-03
EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

(2)P Beim Nachweis von Grenzzuständen der Lagesicherheit (EQU) sind folgende Teilsicherheitsbeiwerte γ_M auf die Bodenkennwerte anzuwenden, wenn geringere Scherwiderstände einbezogen werden:

- $\gamma_{\varphi'}$ auf den Tangens des wirksamen Reibungswinkels;
- γ_c auf die wirksame Kohäsion;
- γ_{cu} auf die Scherfestigkeit im undrännierten Zustand;
- γ_{qu} auf die einaxiale Druckfestigkeit;
- γ_γ auf die Wichte.

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{\varphi'}$, γ_c , γ_{cu} , γ_{qu} und γ_γ dürfen dem zu dieser Norm gehörenden Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle A.2 angegeben.

Tabelle A.2 — Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen (γ_M)

Bodenkenngröße	Symbol	Wert
Wirksamer Reibungswinkel ^a	$\gamma_{\varphi'}$	1,25
Wirksame Kohäsion	γ_c	1,25
Scherfestigkeit im undrännierten Zustand	γ_{cu}	1,4
Einaxiale Druckfestigkeit	γ_{qu}	1,4
Wichte	γ_γ	1,0
^a Dieser Beiwert wird auf $\tan \varphi'$ angewendet.		

A.3 Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis von Grenzzuständen im Tragwerk (STR) und Grenzzuständen im Baugrund (GEO)

A.3.1 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (γ_F) oder Beanspruchungen (γ_E)

(1)P Für den Nachweis von Grenzzuständen im Tragwerk und im Baugrund sind die den folgenden Teilsicherheitsbeiwerten γ_F für Einwirkungen bzw. γ_E für Beanspruchungen zuzuordnenden Wertegruppen A1 oder A2 anzuwenden:

- γ_G für ständige ungünstige oder günstige Einwirkungen;
- γ_Q für veränderliche ungünstige oder günstige Einwirkungen.

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte γ_G und γ_Q dürfen dem entsprechenden Nationalen Anhang zu EN 1990:2002 entnommen werden. Die in EN 1990:2002 für die beiden Gruppen A1 und A2 bei Bauwerken empfohlenen Werte gibt Tabelle A.3 an.

Tabelle A.3 — Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (γ_F) oder Beanspruchungen (γ_E)

Einwirkung		Symbol	Werte	
Dauer	Bedingung		A1	A2
Ständig	ungünstig	γ_G	1,35	1,0
	günstig	γ_G	1,0	1,0
Veränderlich	ungünstig	γ_Q	1,5	1,3
	günstig	γ_Q	0	0

A.3.2 Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen (γ_M)

(1)P Für den Nachweis von Grenzzuständen im Tragwerk und im Baugrund sind die den folgenden Teilsicherheitsbeiwerten γ_M für Bodenkenngrößen zugeordneten Wertegruppen *M1* oder *M2* anzuwenden:

- $\gamma_{\phi'}$ auf den Tangens des wirksamen Reibungswinkels;
- γ_c auf die wirksame Kohäsion;
- γ_{cu} auf die Scherfestigkeit im undrännierten Zustand;
- γ_{qu} auf die einaxiale Druckfestigkeit;
- γ_γ auf die Wichte.

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{\phi'}$, γ_c , γ_{cu} , γ_{qu} und γ_γ dürfen dem entsprechenden Nationalen Anhang entnommen werden. Die für die Gruppen *M1* und *M2* empfohlenen Werte gibt Tabelle A.4 an.

Tabelle A.4 — Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen (γ_M)

Bodenkenngröße	Symbol	Werte	
		M1	M2
Wirksamer Scherwinkel ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Wirksame Kohäsion	γ_c	1,0	1,25
Scherfestigkeit im undrännierten Zustand	γ_{cu}	1,0	1,4
Einaxiale Druckfestigkeit	γ_{qu}	1,0	1,4
Wichte	γ_γ	1,0	1,0
^a Dieser Beiwert wird auf $\tan \phi'$ angewendet.			

A.3.3 Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände (γ_R)**A.3.3.1 Teilsicherheitsbeiwerte für Flächengründungen**

(1)P Beim Nachweis der Grenzzustände (STR) und (GEO) von Flächengründungen müssen die Wertegruppen $R1$, $R2$ und $R3$ der folgenden Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Widerstände angewendet werden:

- $\gamma_{R,v}$ für den Grundbruchwiderstand;
- $\gamma_{R,h}$ für den Gleitwiderstand.

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Zahlenwerte von $\gamma_{R,v}$ und $\gamma_{R,h}$ dürfen dem zu dieser Norm gehörenden Nationalen Anhang entnommen werden. Die für die Gruppen $R1$, $R2$ und $R3$ empfohlenen Werte gibt Tabelle A.5 an.

Tabelle A.5 — Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Flächengründungen

Widerstand	Symbol	Werte		
		$R1$	$R2$	$R3$
Grundbruch	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Gleiten	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

A.3.3.2 Teilsicherheitsbeiwerte für Pfahlgründungen

(1)P Beim Nachweis der Grenzzustände (STR) und (GEO) von Pfahlgründungen müssen die Wertegruppen $R1$, $R2$, $R3$ bzw. $R4$ der folgenden Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Widerstände angewendet werden:

- γ_b für den Spitzendruck;
- γ_s für die Mantelreibung bei Druckpfählen;
- γ_t für den Gesamtwiderstand von Druckpfählen;
- $\gamma_{s,t}$ für die Mantelreibung bei Zugpfählen.

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Zahlenwerte von γ_b , γ_s , γ_t und $\gamma_{s,t}$ dürfen dem zu dieser Norm gehörenden Nationalen Anhang entnommen werden. Empfohlene Wertegruppen $R1$, $R2$ und $R3$ bzw. $R4$ sind in Tabelle A.6 für Verdrängungspfähle, in Tabelle A.7 für Bohrpfähle und in Tabelle A.8 für Schneckenbohrpfähle angegeben.

Tabelle A.6 — Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Verdrängungspfähle

Widerstand	Symbol	Werte			
		$R1$	$R2$	$R3$	$R4$
Spitzendruck	γ_b	1,0	1,1	1,0	1,3
Mantelreibung (bei Druck)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Gesamtwiderstand (bei Druck)	γ_t	1,0	1,1	1,0	1,3
Mantelreibung bei Zug	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Tabelle A.7 — Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Bohrpfähle

Widerstand	Symbol	Werte			
		$R1$	$R2$	$R3$	$R4$
Spitzendruck	γ_b	1,25	1,1	1,0	1,6
Mantelreibung (Druck)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Gesamtwiderstand (Druck)	γ_t	1,15	1,1	1,0	1,5
Mantelreibung (Zug)	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Tabelle A.8 — Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Schneckenbohrpfähle (CFA)

Widerstand	Symbol	Werte			
		$R1$	$R2$	$R3$	$R4$
Spitzendruck	γ_b	1,1	1,1	1,0	1,45
Mantelreibung (Druck)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Gesamtwiderstand (Druck)	γ_t	1,1	1,1	1,0	1,4
Mantelreibung (Zug)	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

A.3.3.3 Streuungsfaktoren für Pfahlgründungen

(1)P Beim Nachweis von Grenzzuständen (STR) und (GEO) müssen folgende Streuungsfaktoren ξ angewendet werden, um den charakteristischen Widerstand axial belasteter Pfähle abzuleiten:

- ξ_1 auf die Mittelwerte der bei statischen Probelastungen gemessenen Widerstände;
- ξ_2 auf den Kleinstwert der bei statischen Probelastungen gemessenen Widerstände;
- ξ_3 auf die Mittelwerte der aus den Ergebnissen von Baugrundversuchen berechneten Widerstände;
- ξ_4 auf den Kleinstwert der aus den Ergebnissen von Baugrundversuchen berechneten Widerstände;
- ξ_5 auf die Mittelwerte der bei dynamischen Probelastungen gemessenen Widerstände;
- ξ_6 auf den Kleinstwert der bei dynamischen Probelastungen gemessenen Widerstände.

ANMERKUNG Bei der nationalen Anwendung dürfen die Zahlenwerte von ξ_1 , ξ_2 , ξ_3 , ξ_4 , ξ_5 und ξ_6 dem zu dieser Norm gehörenden Nationalen Anhang entnommen werden. Empfohlene Werte sind in den Tabellen A.9, A.10 und A.11 angegeben.

Tabelle A.9 — Streuungsfaktoren ξ zur Ableitung charakteristischer Werte aus statischen Pfahlprobelbelastungen (n -Anzahl der probelbelasteten Pfähle)

ξ für $n =$	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
ξ_2	1,4	1,2	1,05	1,0	1,0

Tabelle A.10 — Streuungsfaktoren ξ zur Ableitung charakteristischer Werte aus Ergebnissen von Baugrunduntersuchungen (n -Anzahl der Versuchsprofile)

ξ für $n =$	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,4	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,4	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Tabelle A.11 — Streuungsfaktoren ξ zur Ableitung charakteristischer Werte aus Schlagversuchen (n -Anzahl der untersuchten Pfähle)

ξ für $n =$	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,6	1,5	1,45	1,42	1,4
ξ_6	1,5	1,35	1,3	1,25	1,25
<p>a Die ξ-Werte in der Tabelle gelten für Schlagversuche.</p> <p>b Die ξ-Werte dürfen mit einem Modellfaktor = 0,85 reduziert werden, wenn bei den Versuchen die Wellenausbreitung gemessen wird.</p> <p>c Die ξ-Werte sollten mit einem Modellfaktor = 1,10 erhöht werden, wenn eine Rammformel mit Messung der quasielastischen Pfahlkopfbewegung beim Schlag angewendet wird.</p> <p>d Die ξ-Werte sollen mit einem Modellfaktor = 1,20 erhöht werden, wenn die Rammformel ohne Messung der quasielastischen Pfahlkopfbewegung angewendet wird.</p> <p>e Wenn unterschiedliche Pfähle in der Gründung vorhanden sind, sollten bei der Wahl der Anzahl n der untersuchten Pfähle Gruppen gleichartiger Pfähle getrennt berücksichtigt werden.</p>					

A.3.3.4 $\boxed{A_1}$ Teilsicherheitsbeiwerte für Anker $\boxed{A_1}$

$\boxed{A_1}$ (1) Siehe A.6. $\boxed{A_1}$

Tabelle A.12 — wird nicht angewendet

$\boxed{A_1}$ Gestricherter Text $\boxed{A_1}$

A.3.3.5 Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Stützbauwerke

(1)P Beim Nachweis der Grenzzustände (STR) und (GEO) von Stützbauwerken müssen die Wertegruppen $R1$, $R2$ oder $R3$ der folgenden Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Widerstände angewendet werden:

- $\gamma_{R,v}$ für den Grundbruchwiderstand;
- $\gamma_{R,h}$ für den Gleitwiderstand;
- $\gamma_{R,e}$ für den Erdwiderstand.

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Zahlenwerte von $\gamma_{R,v}$, $\gamma_{R,h}$ und $\gamma_{R,e}$ dürfen dem zu dieser Norm gehörenden Nationalen Anhang entnommen werden. Empfohlene Wertegruppen $R1$, $R2$ und $R3$ sind in Tabelle A.13 angegeben.

Tabelle A.13 — Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für die Widerstände von Stützbauwerken

Widerstand	Symbol	Werte		
		$R1$	$R2$	$R3$
Grundbruch	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Gleiten	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0
Erdwiderstand	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,4	1,0

A.3.3.6 Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Böschungen und Nachweise der Gesamtstandsicherheit

(1)P Beim Nachweis der Grenzzustände (STR) und (GEO) von Böschungen und Geländen muss ein Teilsicherheitsbeiwert ($\gamma_{R,e}$) auf den Erdwiderstand angewendet werden.

ANMERKUNG Der national anzuwendende Zahlenwert von $\gamma_{R,e}$ darf dem zu dieser Norm gehörenden Nationalen Anhang entnommen werden. Empfohlene Wertegruppen $R1$, $R2$ und $R3$ sind in Tabelle A.14 angegeben.

Tabelle A.14 — Teilsicherheitsbeiwerte (γ_M) für Böschungen und Nachweise der Gesamtstandsicherheit

Widerstand	Symbol	Werte		
		$R1$	$R2$	$R3$
Erdwiderstand	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,1	1,0

A.4 Teilsicherheitsbeiwerte für Nachweise von Aufschwimm-Grenzzuständen (UPL)

(1)P Beim Nachweis von Aufschwimm-Grenzzuständen (UPL) sind bei den Einwirkungen folgende Teilsicherheitsbeiwerte γ_F anzuwenden:

- $\gamma_{G,dst}$ auf destabilisierende, ungünstige ständige Einwirkungen;
- $\gamma_{G,stb}$ auf stabilisierende, günstige ständige Einwirkungen;
- $\gamma_{Q,dst}$ auf destabilisierende, ungünstige veränderliche Einwirkungen.

DIN EN 1997-1:2014-03
EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{G,dst}$, $\gamma_{G,stb}$ und $\gamma_{Q,dst}$ dürfen dem zu dieser Norm gehörenden Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle A.15 angegeben.

Tabelle A.15 — Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (γ_F)

Einwirkung	Symbol	Wert
Ständige		
ungünstige ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,0
günstige ^b	$\gamma_{G,stb}$	0,9
Veränderliche		
ungünstige ^a	$\gamma_{Q,dst}$	1,5
^a Destabilisierend.		
^b Stabilisierend.		

(2)P Beim Nachweis von Aufschwimm-Grenzzuständen (UPL) sind folgende Teilsicherheitsbeiwerte anzuwenden, wenn Widerstände einbezogen werden:

- $\gamma_{\phi'}$ auf den Tangens des wirksamen Scherwinkels;
- $\gamma_{c'}$ auf die wirksame Kohäsion;
- γ_{cu} auf die Scherfestigkeit im undrännierten Zustand;
- $\gamma_{s,t}$ auf den Herauszieh Widerstand des Pfahles;

A1

- $\gamma_{a;ULS}$ auf den Ankerwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Zahlenwerte der Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{\phi'}$, $\gamma_{c'}$, γ_{cu} , $\gamma_{s,t}$ und $\gamma_{a;ULS}$ können dem zu dieser Norm gehörenden Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle A.16 angegeben. **A1**



Tabelle A.16 — Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen und Widerstände

Bodenkenngröße	Symbol	Wert
effektiver Scherwinkel ^a	$\gamma_{\varphi'}$	1,25
effektive Kohäsion	γ_c'	1,25
Scherfestigkeit im undränierten Zustand	γ_{cu}	1,40
Pfahl-Zugwiderstand	$\gamma_{s;t}$	1,40
Ankerwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit	$\gamma_{a;ULS}$	b
^a Dieser Beiwert wird auf $\tan \varphi'$ angewendet.		
^b Siehe Tabelle A.19.		



A.5 Teilsicherheitsbeiwerte für den Nachweis der hydraulischen Grundbruchsicherheit (HYD)

(1)P Beim Nachweis der hydraulischen Grundbruchsicherheit (HYD) sind auf die Einwirkungen folgende Teilsicherheitsbeiwerte anzuwenden:

- $\gamma_{G;dst}$ auf destabilisierende, ungünstige ständige Einwirkungen;
- $\gamma_{G;stb}$ auf stabilisierende, günstige ständige Einwirkungen;
- $\gamma_{Q;dst}$ auf destabilisierende, ungünstige veränderliche Einwirkungen.

ANMERKUNG Bei der nationalen Anwendung dürfen die Zahlenwerte für die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{G;dst}$, $\gamma_{G;stb}$ und $\gamma_{Q;dst}$ dem zu dieser Norm gehörenden Nationalen Anhang entnommen werden. Die empfohlenen Werte stehen in Tabelle A.17.

Tabelle A.17 — Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen (γ_F)

Einwirkung	Symbol	Wert
Ständige		
ungünstige ^a	$\gamma_{G;dst}$	1,35
günstige ^b	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Veränderliche		
ungünstige ^a	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
^a Destabilisierend.		
^b Stabilisierend.		



A.6 Teilsicherheitsbeiwerte, Streuungsfaktoren, Grenzkriterien für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit und Anzahl der Untersuchungs-/Eignungsprüfungen für Anker

(1)P Für den Nachweis der Einwirkungen und Beanspruchungen für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit ist der folgende Teilsicherheitsbeiwert anzuwenden:

— γ_{Serv} für $F_{\text{Serv};k}$.

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Zahlenwerte für γ_{Serv} können dem Nationalen Anhang zu dieser Norm entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle A.18 angegeben.

Tabelle A.18 — Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Grenzzustand	Symbol	Wert
Tragfähigkeit (Gleichung 8.3)	γ_{Serv}	1,35
ANMERKUNG Der für γ_{Serv} empfohlene Wert gilt für alle Nachweisverfahren.		

(2)P Für den Nachweis von Ankern in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit STR, GEO und UPL für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen ist der folgende Teilsicherheitsbeiwert anzuwenden:

— $\gamma_{a;\text{ULS}}$ für $R_{\text{ULS};k}$.

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Zahlenwerte für $\gamma_{a;\text{ULS}}$ können dem Nationalen Anhang zu dieser Norm entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle A.19 angegeben.

Tabelle A.19 — Teilsicherheitsbeiwerte (γ_R) für Anker in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen

Symbol	STR/GEO				UPL
	R1	R2	R3	R4	
$\gamma_{a;\text{ULS}}$	1,1	1,1	1,0	1,1	1,4

(3)P Zur Bestätigung von Ankerprüfverfahren für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit sind der folgende Streuungsfaktor und die folgenden Teilsicherheitsbeiwerte anzuwenden:

— ξ_{ULS} für $(R_{\text{ULS};m})_{\text{min}}$;

— $\gamma_{a;\text{SLS}}$ für $R_{\text{ULS};k}$;

— $\gamma_{a;\text{acc};\text{ULS}}$ für E_{ULS} ;

— $\gamma_{a;\text{acc};\text{SLS}}$ für $F_{\text{Serv};k}$.

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Zahlenwerte für ξ_{ULS} , $\gamma_{\text{a;SLS}}$, $\gamma_{\text{a;acc;ULS}}$ und $\gamma_{\text{a;acc;SLS}}$ können dem Nationalen Anhang zu dieser Norm entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle A.20 angegeben.

Tabelle A.20 — Vom Ankerprüfverfahren abhängige Werte für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit

Symbol	Gleichung	Prüfverfahren ^a		
		1	2	3
ξ_{ULS}	8.6	1,0 ^b	1,0 ^b	1,0
$\gamma_{\text{a;SLS}}$	8.10	NA	1,0	1,2 ^c
n		3	3	2
$\gamma_{\text{a;acc;ULS}}$	8.13	1,1	1,1	NA
$\gamma_{\text{a;acc;SLS}}$	8.14	NA	1,0	1,25 ^c
ANMERKUNG NA = nicht anwendbar				
^a Für eine Beschreibung der Prüfverfahren siehe EN ISO 22477-5. ^b Es gilt dieser Wert, vorausgesetzt, dass die an jedem Anker durchgeführten Abnahmeprüfungen (Prüflast nach Gleichung 8.13) sicherstellen, dass $E_{\text{ULS;d}} \leq R_{\text{ULS;d}}$. Wenn dies nicht der Fall ist, darf der für ξ_{ULS} anzuwendende Wert im Nationalen Anhang festgelegt werden. ^c Die Werte gelten für Daueranker.				

(4)P Für die Bestätigung von Untersuchungs-, Eignungs- und Abnahmeprüfungen für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit muss der Anker die Grenzkriterien erfüllen.

ANMERKUNG Die national anzuwendenden Grenzkriterien können dem Nationalen Anhang zu dieser Norm entnommen werden. Die empfohlenen Werte sind in Tabelle A.21 angegeben.

Tabelle A.21 — Grenzkriterien für Untersuchungs-, Eignungs- und Abnahmeprüfungen für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit

Prüfverfahren ^a	Grenz-kriterium	Untersuchungs- und Eignungs-prüfungen		Abnahmeprüfungen	
		ULS (Gleichung 8.5)	SLS (Gleichung 8.8)	ULS (Gleichung 8.13)	SLS (Gleichung 8.14)
1	α_1	2 mm	0,01 Δe ^c /NA ^d	2 mm	0,01 Δe ^c /NA ^d
2 ^b	k_1	2 % je logarithmischen Zeitzyklus	2 % je logarithmischen Zeitzyklus	2 % je logarithmischen Zeitzyklus	2 % je logarithmischen Zeitzyklus
3	α_3	5 mm	NA (P_c ist anzuwenden)	NA	1,5 mm ^e
ANMERKUNG NA = nicht anwendbar					
^a Für eine Beschreibung der Prüfverfahren siehe EN ISO 22477-5. ^b Beobachtungszeiten für den Lastabfall nach EN ISO 22477-5, Anhang H, Tabelle H.1. ^c $\Delta e = (F_{\text{Serv;k}} \times \text{freie Stahllänge}) / (\text{Fläche des Zugglieds} \times \text{Elastizitätsmodul des Zugglieds})$ ^d Der Wert gilt nur, wenn auf den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bezogene Prüfungen durchgeführt werden. ^e Der Wert gilt für Daueranker; für Kurzzeitanker gilt $\alpha_3 = 1,8$ mm.					



Anhang B (informativ)

Erläuterungen zu den Teilsicherheitsbeiwerten für die Nachweisverfahren 1, 2 und 3

B.1 Allgemeines

(1) Für die Grenzzustände STR und GEO bei ständigen und vorübergehenden Situationen werden in 2.4.7.3.4 drei Nachweisverfahren angegeben. Sie unterscheiden sich darin, wie die Teilsicherheitsbeiwerte auf Einwirkungen, Beanspruchungen, Materialeigenschaften und Widerstände verteilt sind. Teilweise ist das durch die unterschiedliche Art bedingt, wie die Unsicherheiten bei der Modellierung der Beanspruchungen und Widerstände erfasst werden.

(2) Beim Verfahren 1 werden für alle Nachweise grundsätzlich zwei Gruppen von Beiwerten vorgeschrieben, die auf zwei getrennte Nachweise angewendet werden. Wenn eine dieser beiden Gruppen offensichtlich maßgebend ist, ist ein Nachweis für die andere Gruppe nicht notwendig. Im Allgemeinen werden Beiwerte eher auf die Einwirkungen als auf die Beanspruchungen angewendet, jedoch mit der einen in 2.4.7.3.2 (2) genannten Ausnahme. In vielen Fällen werden Beiwerte auf die Bodenkenngrößen angewendet, dagegen bei der Berechnung von Pfählen und Ankern auf die Widerstände.

(3) Bei den Verfahren 2 und 3 ist für jeden Nachweis eine einzige Berechnung erforderlich, und die Art, wie Beiwerte angesetzt werden, hängt von dem untersuchten Fall ab.

(4) Beim Verfahren 2 werden Beiwerte entweder auf Einwirkungen oder Beanspruchungen und auf Widerstände angewendet.

(5) Beim Verfahren 3 werden Beiwerte auf Einwirkungen oder Beanspruchungen durch das Bauwerk und auf die Bodenkenngrößen angewendet.

B.2 Beiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen

(1) EN 1990:2002 besagt, dass γ_f ein Teilsicherheitsbeiwert für eine Einwirkung ist und der Möglichkeit Rechnung trägt, dass es zu ungünstigen Abweichungen der Einwirkung von ihrem charakteristischen Wert kommt. Entsprechend ist $\gamma_{S;d}$ ein Teilsicherheitsbeiwert für die Modellunsicherheiten bei den Einwirkungen und Beanspruchungen.

(2) EN 1990:2002 gestattet die Zusammenfassung von $\gamma_{S;d}$ und γ_f zu einem Beiwert für die Multiplikation von F_k :

$$\gamma_F = \gamma_{S;d} \times \gamma_f \quad (\text{B.1})$$

(3) Die verschiedenen Verfahren in EN 1997-1 erfordern, dass die Beiwerte entweder auf die Einwirkungen oder auf die Beanspruchungen angewendet werden. Da der Gebrauch von Modellfaktoren $\gamma_{S;d}$ für Einwirkungen des Bodens eine Ausnahme bleiben wird und deswegen der nationalen Verantwortlichkeit überlassen bleibt, wird der Einfachheit halber durchweg mit γ_f bei den Einwirkungen bzw. γ_E bei den Beanspruchungen gerechnet (siehe die Tabellen A.1 und A.3 im Anhang A).

Das ermöglicht es nationalen Behörden, alternative Werte für die Kombination $\gamma_{S;d} \times \gamma_f$ zu wählen.

(4) Die Gleichungen (2.6a) und (2.6b) enthalten bei der Ermittlung der Einwirkungen eine Komponente X_k/γ_M , weil die Baugrundeigenschaften in einigen Fällen die Werte der geotechnischen Einwirkungen beeinflussen können.

(5) Beim Verfahren 1 sind zwei Kombinationen von Beiwertegruppen in getrennten Nachweisen anzusetzen.

Bei der Kombination 1 werden Beiwerte $\neq 1$ generell auf Einwirkungen, Beiwerte $= 1$ auf Beanspruchungen angesetzt. Damit ist in den Gleichungen (2.6a und 2.6b) $\gamma_F \neq 1$ und $\gamma_E = 1$.

Eine Ausnahme nennt 2.4.7.3.2 (2): In Fällen, wo es physikalisch unsinnig ist, $\gamma_F \neq 1$ anzuwenden (Beispiel: Flüssigkeitsbehälter mit konstruktiv festgelegter Spiegelhöhe), setzt man $\gamma_F = 1$ und $\gamma_E \neq 1$.

Bei der Kombination 2 ist stets $\gamma_E = 1$ und $\gamma_F \neq 1$ nur bei veränderlichen Einwirkungen. Damit gilt – abgesehen von der genannten Ausnahme in 2.4.7.3.2 (2) – für das Nachweisverfahren 1 die Gleichung (2.6a):

$$E_d = \left\{ \gamma_F \times F_{\text{rep}}; \frac{X_k}{\gamma_m}; a_d \right\} \quad (\text{B.2})$$

(6) Beim Verfahren 2 ist eine einzige Berechnung für jeden nachzuweisenden Fall auszuführen. Wie die Beiwerte auf Einwirkungen oder Beanspruchungen anzusetzen sind, hängt von dem untersuchten Fall ab und wird durch die nationale Bauaufsicht festgelegt. Entweder gelten $\gamma_E \neq 1$ und $\gamma_F = 1$ oder $\gamma_E = 1$ und $\gamma_F \neq 1$. Wegen $\gamma_M = 1$ reduzieren sich die Gleichungen (2.6a) und (2.6b) auf

$$E_d = \gamma_E \times E \left\{ F_{\text{rep}}; X_k; a_d \right\} \quad (\text{B.3.1})$$

oder

$$E_d = E \left\{ \gamma_F \times F_{\text{rep}}; X_k; a_d \right\} \quad (\text{B.3.2})$$

(7) Beim Verfahren 3 ist nur eine einzige Berechnung auszuführen. Hierbei wird aber zwischen Einwirkungen F_{rep} aus dem Bauwerk und Einwirkungen aus dem Baugrund unterschieden, die aus X_k hergeleitet werden. Entweder gelten $\gamma_E \neq 1$ und $\gamma_F = 1$ oder $\gamma_E = 1$ und $\gamma_F \neq 1$, so dass sich die Gleichungen (2.6a) und (2.6b) auf

$$E_d = E \left\{ \gamma_F \times F_{\text{rep}}; \frac{X_k}{\gamma_m}; a_d \right\} \quad (\text{B.4.1})$$

oder

$$E_d = \gamma_E \times E \left\{ F_{\text{rep}}; \frac{X_k}{\gamma_m}; a_d \right\} \quad (\text{B.4.2})$$

reduzieren.

B.3 Beiwerte für geotechnische Kenngrößen und Widerstände

(1) Gleichung (6.6) der EN 1990:2002 und Gleichung (2.7c) von EN 1997-1 sind gleichwertig:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{\text{Rd}}} R \left\{ X_{d,i}; a_d \right\} = \frac{1}{\gamma_{\text{Rd}}} R \left\{ \eta_i \times \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d \right\} \quad (\text{EN 1990:2002, Gleichung (6.6)}) \quad (\text{B.5.1})$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{\text{Rd}}} \times \left\{ \gamma_F \times F_{\text{rep}}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (\text{EN 1997-1, Gleichung (2.7c)}) \quad (\text{B.5.2})$$

(2) Zu beachten ist, dass die Gleichungen (2.7a), (2.7b) und (2.7c) der EN 1997-1 bei der Ermittlung der Bemessungswiderstände die Komponente $\gamma_F F_{\text{rep}}$ enthält, weil die Größe der Einwirkungen in bestimmten Fällen die Werte der geotechnischen Widerstände beeinflussen kann, wie z. B. bei der Tragfähigkeit von Flachfundamenten.

DIN EN 1997-1:2014-03
EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

(3) Der Umrechnungsfaktor η wird in EN 1997-1 gleich 1,0 gesetzt, weil die charakteristischen Werte der Scherparameter sich definitionsgemäß auf die Baustellensituation beziehen, wodurch η im charakteristischen Wert enthalten ist.

(4) Die verschiedenen Nachweisverfahren dieser Norm erfordern, dass die Beiwerte entweder auf die geotechnischen Kenngrößen X oder die Widerstände R angewendet werden. Diese Beiwerte vereinigen in unterschiedlicher Weise die Funktionen der Beiwerte γ_m für die geotechnischen Kenngrößen und die der Modellfaktoren $\gamma_{R,d}$ für die Widerstände. Der Einfachheit halber werden die auf die Scherparameter X anzuwendenden Beiwerte mit γ_M und die auf die Widerstände anzuwendenden mit γ_R bezeichnet.

(5) Beim Verfahren 1 sind getrennte Berechnungen für zwei verschiedene Kombinationsgruppen von Beiwerten durchzuführen.

Bei der Kombination 1 werden Faktoren 1,0 bei den geotechnischen Kenngrößen und Widerständen angesetzt, d. h., in Gleichung (2.7c) ist $\gamma_M = \gamma_R = 1$.

Bei der Kombination 2, abgesehen von Pfählen und Ankern, ist $\gamma_M > 1$ und $\gamma_R = 1$.

Daher benutzt das Verfahren 1 in den meisten Fällen die Gleichung (2.7a):

$$R_d = R \left\{ \gamma_F \times F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_m}; a_d \right\} \quad (\text{B.6.1.1})$$

Aber bei der Kombination 2 für Pfähle und Anker ist in Gleichung (2.7b) $\gamma_M = 1$ und $\gamma_R > 1$, d. h., es ist

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \times R \left\{ \gamma_F \times F_{rep}; X_k; a_d \right\} \quad (\text{B.6.1.2})$$

(6) Beim Verfahren 2 werden generell Faktoren = 1 bei den geotechnischen Kenngrößen angesetzt und Faktoren > 1 bei den Widerständen. Damit werden in Gleichung (2.7b) $\gamma_M = 1$ und $\gamma_R > 1$ angewendet:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \times R \left\{ \gamma_F F_{rep}; X_k; a_d \right\} \quad (\text{B.6.2.1})$$

Wird auch $\gamma_F = 1$ angesetzt, wird Gleichung (2.7b) in folgender Form angewendet, d. h.;

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \times R \left\{ F_{rep}; X_k; a_d \right\} \quad (\text{B.6.2.2})$$

(7) Beim Verfahren 3 sind allgemein $\gamma_M > 1$ und $\gamma_R = 1$. Damit wird Gleichung (2.7a) angewendet:

$$R_d = R \left\{ \gamma_F \times F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (\text{B.6.3.1})$$

Zu beachten ist aber, dass es manchmal notwendig ist, $\gamma_R > 1$ anzusetzen (z. B. bei Zugpfählen), so dass die Gleichung (2.7a) dann folgendermaßen angewendet wird:

$$R_d = \frac{R \left\{ \gamma_F \times F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}}{\gamma_R} \quad (\text{B.6.3.2})$$

Anhang C
(informativ)**Beispiele zur Ermittlung von Erddrücken****C.1 Grenzwerte des Erddrucks**

(1) Die Grenzwerte des Erddrucks auf eine senkrechte Wand infolge der Wichte γ , einer gleichförmigen Auflast q , des Reibungswinkels φ und der Kohäsion c lassen sich wie folgt berechnen:

— aktiver Grenzzustand:

$$\sigma_a(z) = K_a \left[\int \gamma dz + q - u \right] + u - c K_{ac} \quad (\text{C.1})$$

wobei die Integration von der Geländeoberfläche bis zur Tiefe z durchzuführen ist.

$$K_{ac} = 2\sqrt{[K_a (1+a/c)]}, \text{ begrenzt auf } 2,56\sqrt{K_a}$$

— passiver Grenzzustand:

$$\sigma_p(z) = K_p \left[\int \gamma dz + q - u \right] + u + c K_{pc} \quad (\text{C.2})$$

wobei die Integration von der Geländeoberfläche bis zur Tiefe z durchzuführen ist.

$$K_{pc} = 2\sqrt{[K_p (1+a/c)]}, \text{ begrenzt auf } 2,56\sqrt{K_p}$$

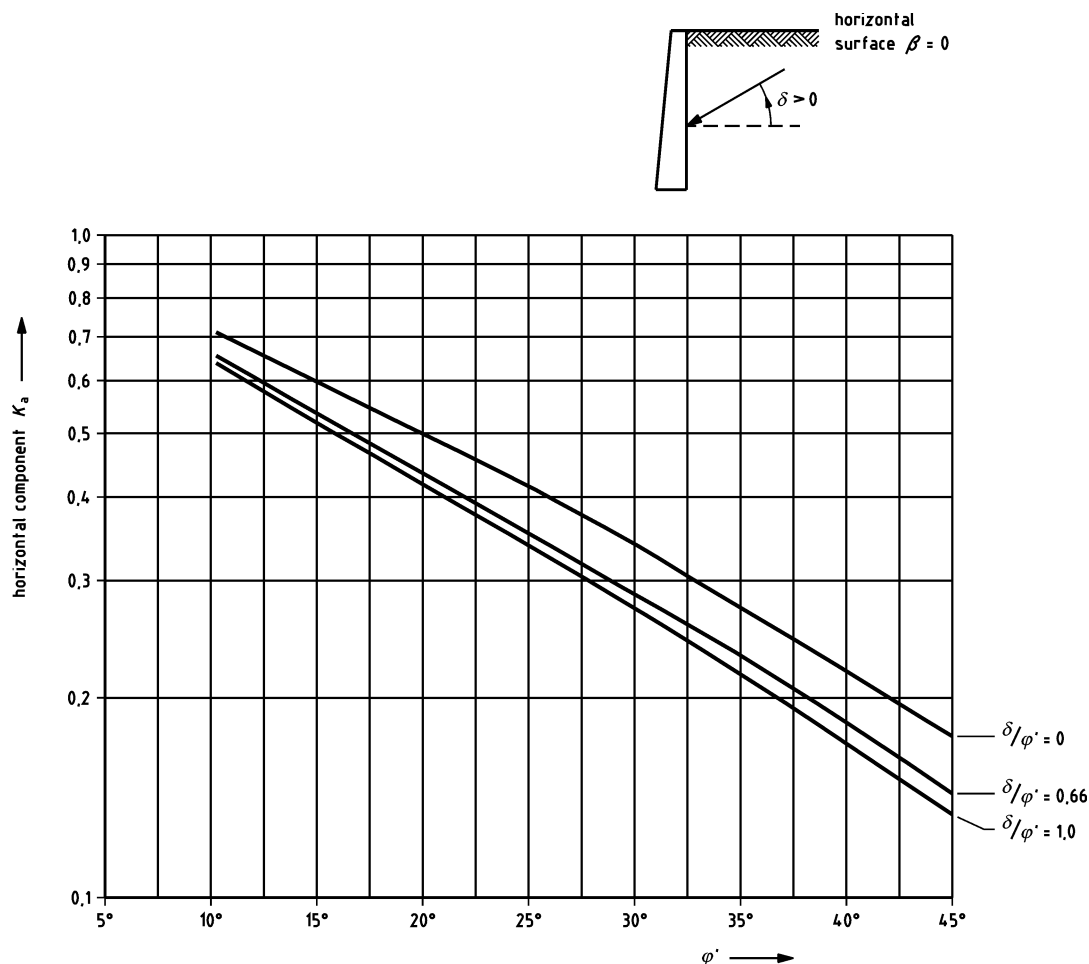
Dabei ist

- a die Adhäsion zwischen Wand und Boden;
- c die Kohäsion;
- K_a der Beiwert für den wirksamen aktiven horizontalen Erddruck;
- K_p der Beiwert für den wirksamen passiven horizontalen Erdwiderstand;
- q die vertikale Auflast auf dem Gelände;
- z die Tiefe unter Gelände hinter der Wand;
- β die Geländeneigung hinter der Wand (ansteigend positiv);
- δ der Wandreibungswinkel;
- γ die Wichte des gestützten Bodens;
- $\sigma_a(z)$ der aktive Erddruck in der Tiefe z senkrecht auf die Wand in totalen Spannungen;
- $\sigma_p(z)$ der Erdwiderstand in der Tiefe z senkrecht auf die Wand in totalen Spannungen.

(2) Für den dränierten Zustand des Bodens sind K_a und K_p Funktionen des Reibungswinkels φ' , und $c = c'$, die wirksame Kohäsion. Für den undränierten Zustand des Bodens sind $K_a = K_p = 1$ und $c = c_u$, die Kohäsion im undränierten Zustand.

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

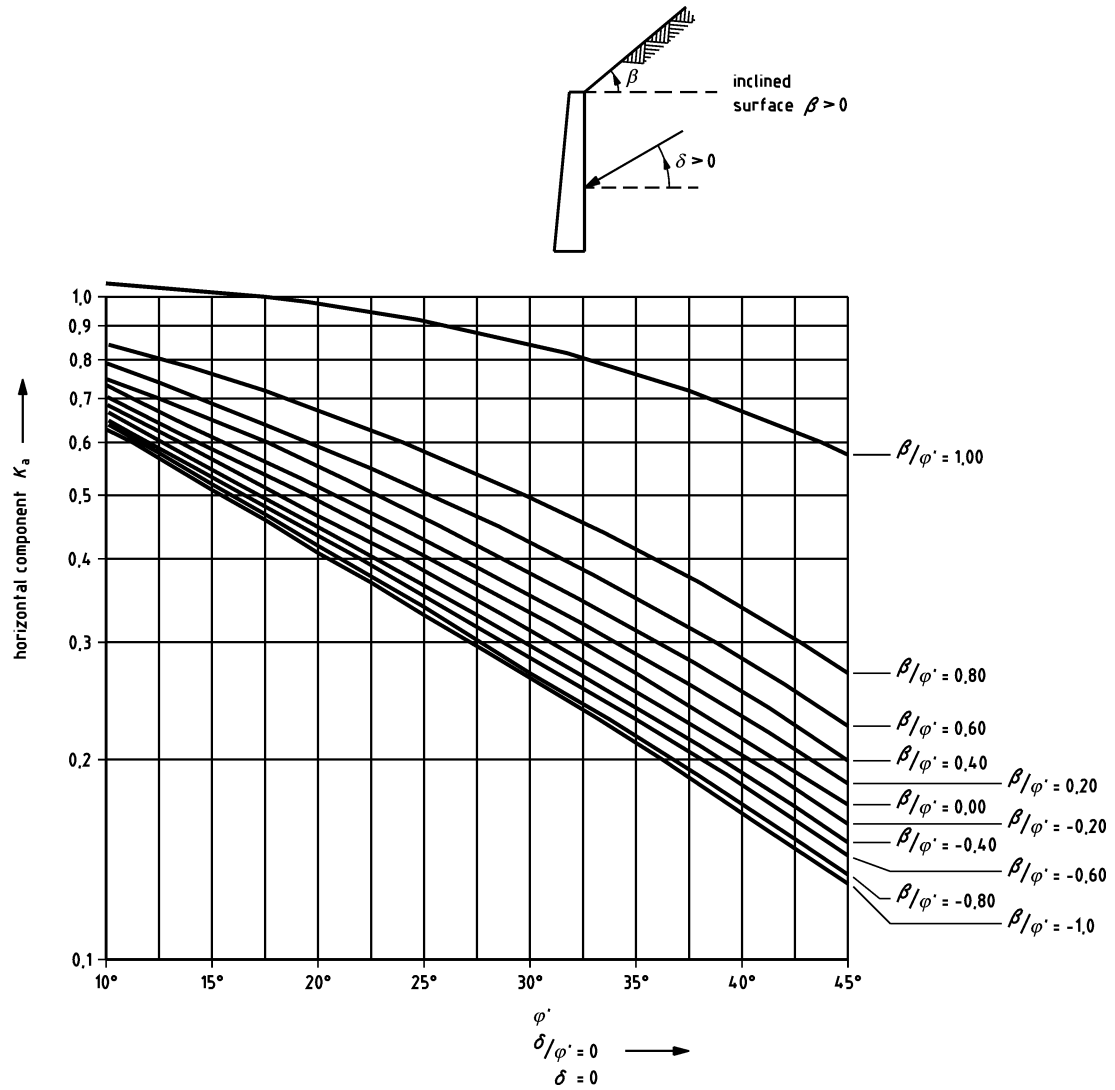
- (3) Zahlenwerte für die Erddruckbeiwerte können den Bildern C.1.1 bis C.1.4 für K_a und C.2.1 bis C.2.4 für K_p entnommen werden.
- (4) Alternativ kann das in C.2 beschriebene numerische Verfahren angewendet werden.
- (5) Bei geschichtetem Boden werden die Erddruckbeiwerte K in der Regel unabhängig von den Beiwerten in den anderen Schichten nur aus den Scherparametern der jeweils betrachteten Schicht abgeleitet.



Legende:

horizontal surface ebenes Gelände
horizontal component K_a Beiwert K_a

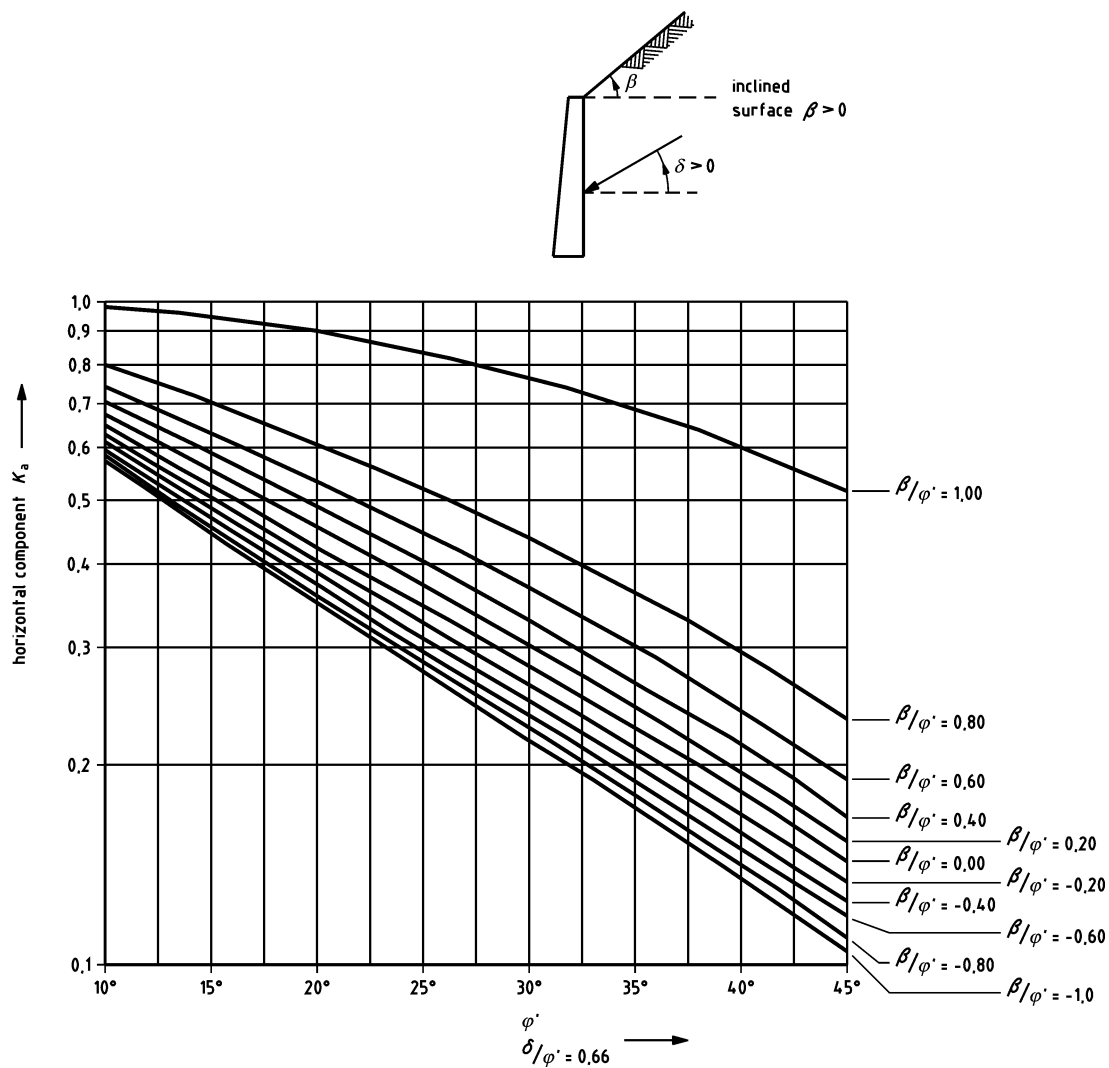
Bild C.1.1 — Beiwerte K_a für den horizontalen aktiven Erddruck bei ebenem Gelände ($\beta = 0$)



Legende:
inclined surface geneigtes Gelände
horizontal component K_a Beiwert K_a

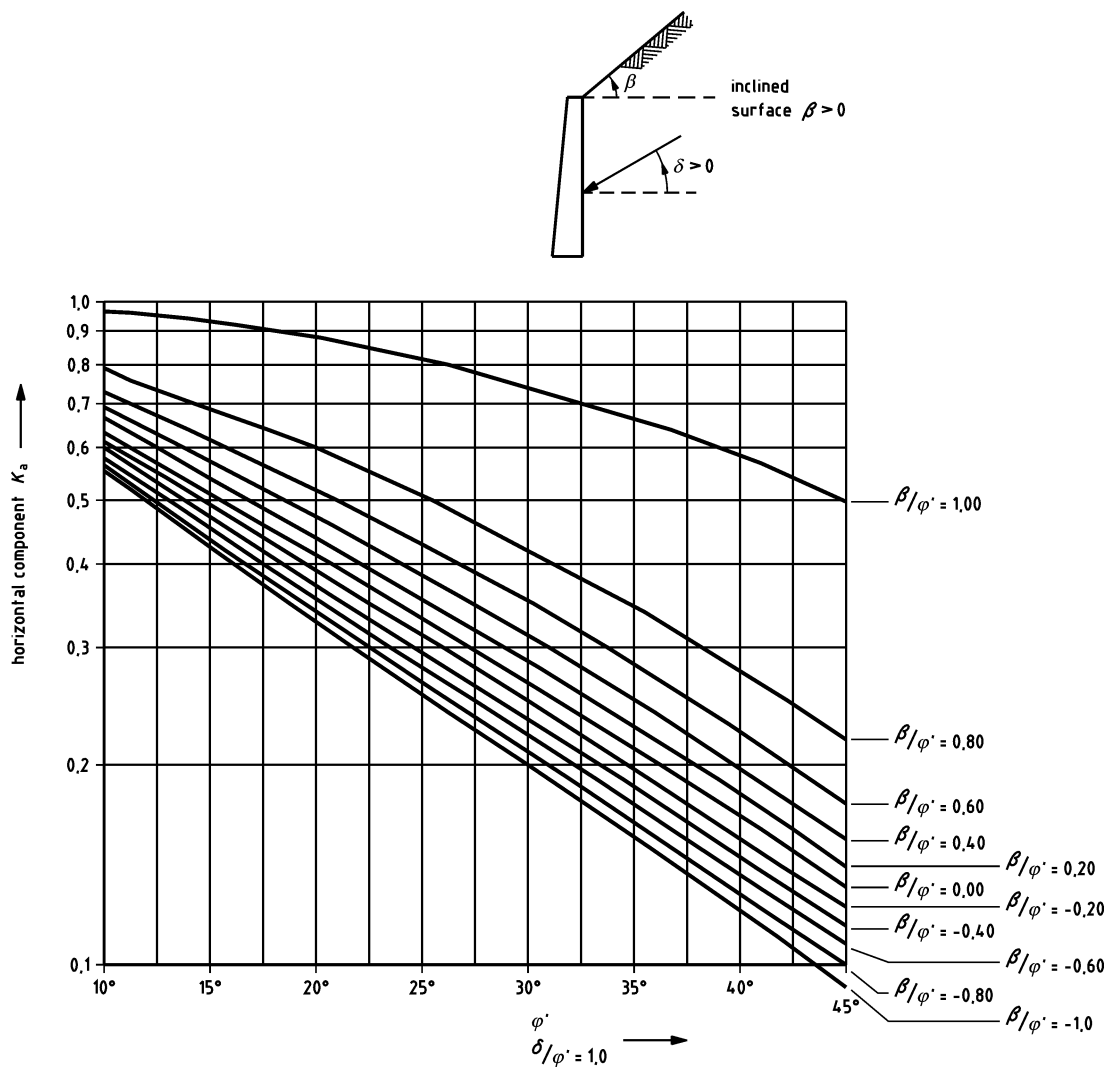
Bild C.1.2 — Beiwerte K_a für den horizontalen aktiven Erddruck bei geneigtem Gelände
($\delta/\varphi' = 0$ und $\delta = 0$)

DIN EN 1997-1:2014-03
EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)



Legende:
inclined surface geneigtes Gelände
horizontal component K_a Beiwert K_a

Bild C.1.3 — Beiwerte K_a für den horizontalen aktiven Erddruck bei geneigtem Gelände ($\delta/\varphi' = 0,66$)

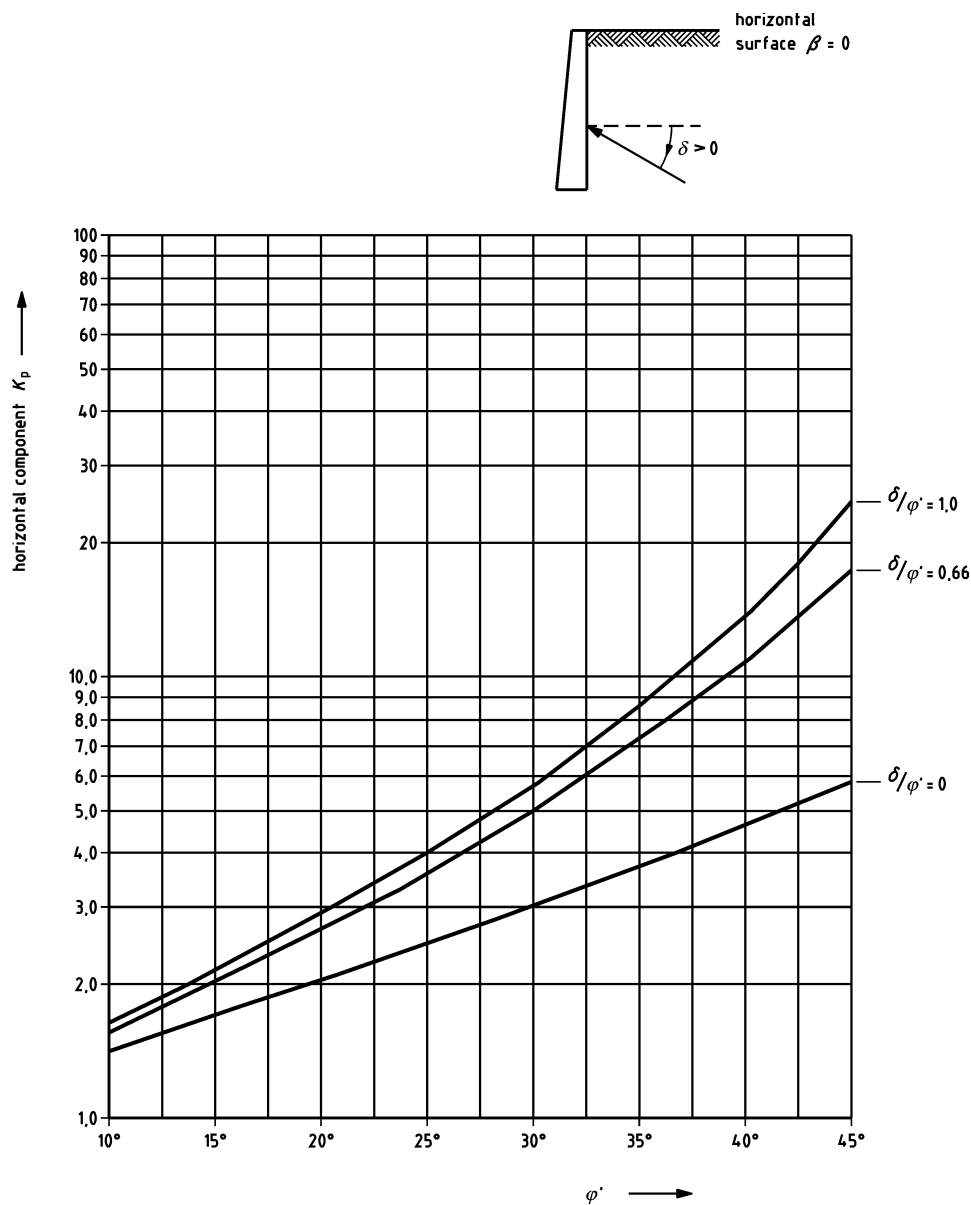


Legende:
inclined surface geneigtes Gelände
horizontal component K_a Beiwert K_a

Bild C.1.4 — Beiwerte K_a für den horizontalen aktiven Erddruck bei geneigtem Gelände ($\delta/\phi' = 1,0$)

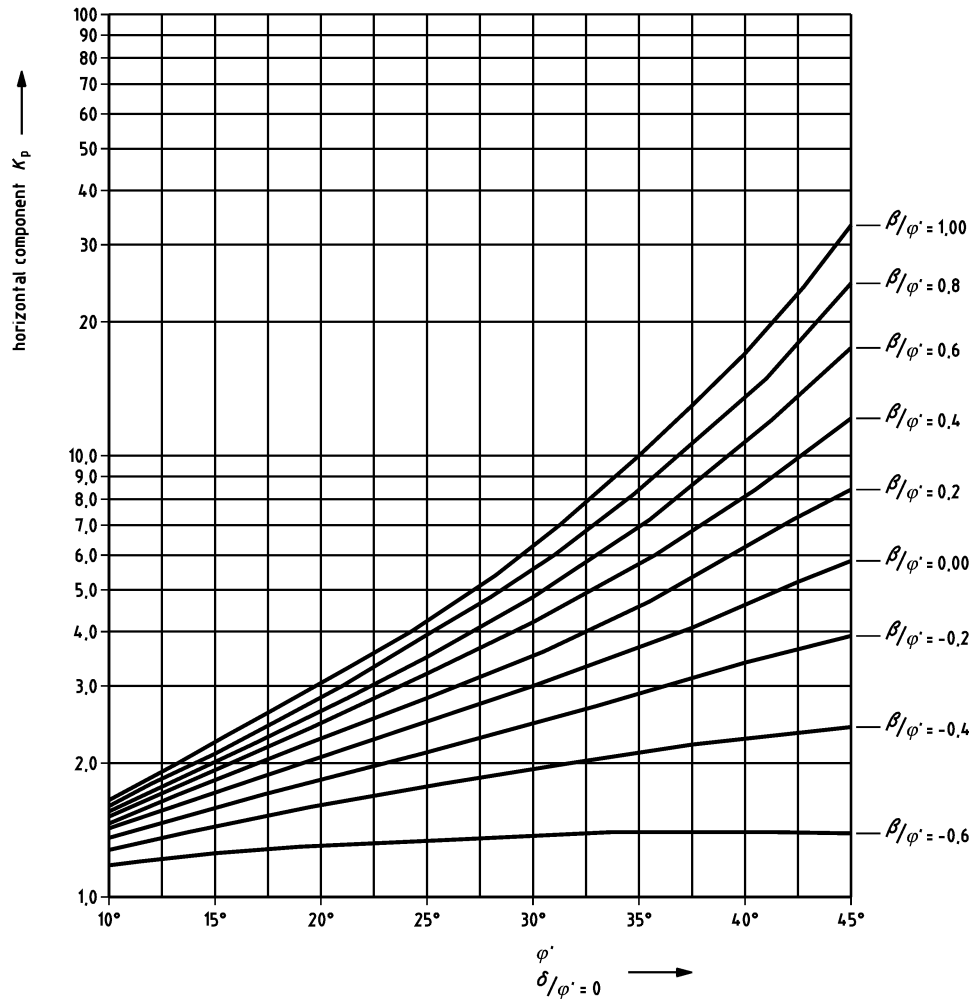
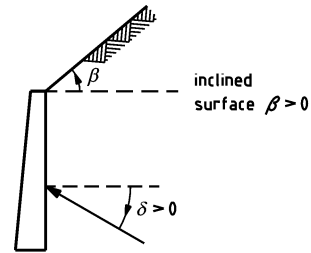
Nachfolgedokument: DIN EN 1997-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30103085)

DIN EN 1997-1:2014-03
EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)



Legende:
horizontal surface ebenes Gelände
horizontal component K_p Beiwert K_p

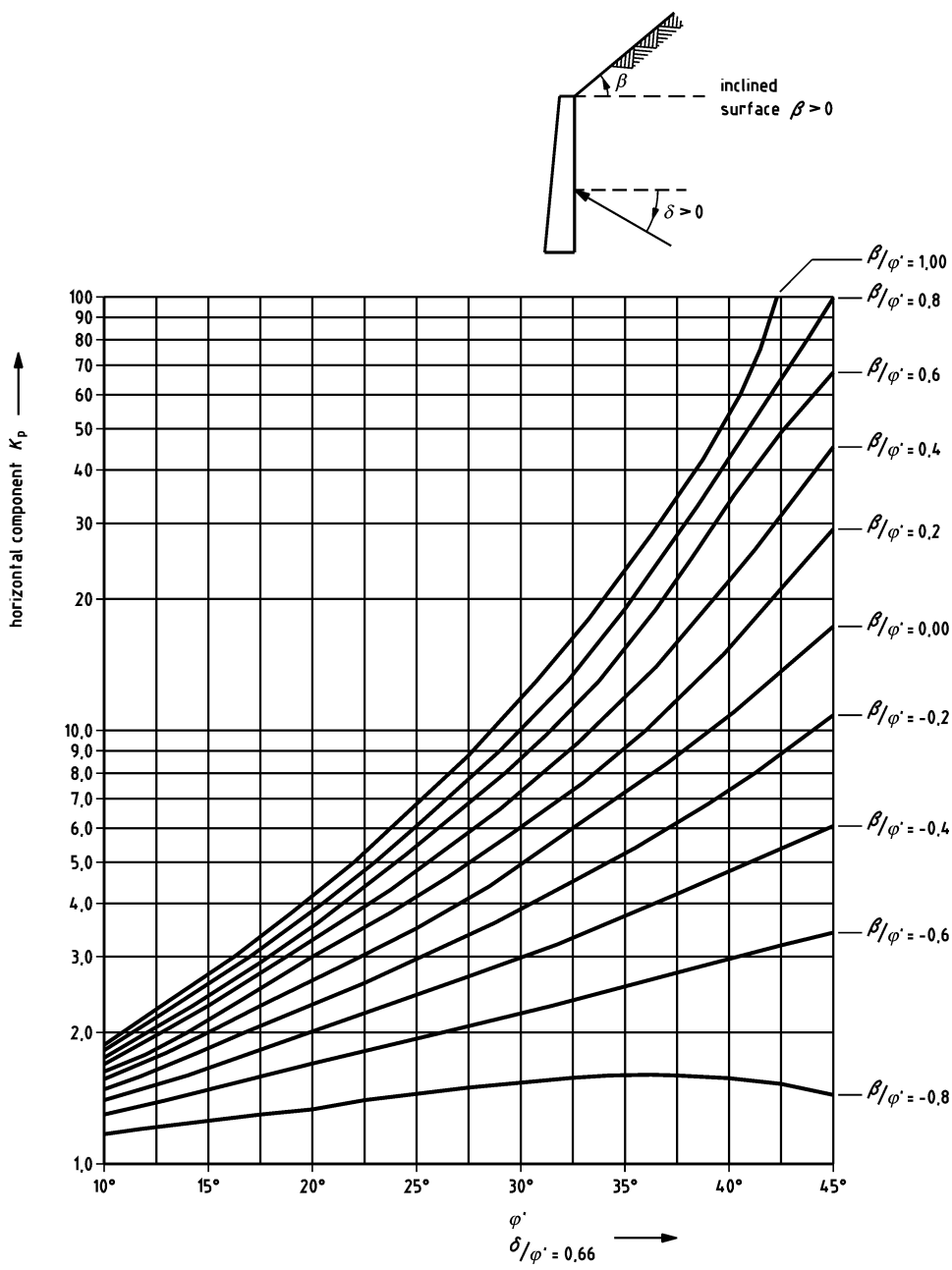
Bild C.2.1 — Beiwerte K_p für den horizontalen passiven Erddruck bei ebenem Gelände ($\beta = 0$)



Legende:
inclined surface geneigtes Gelände
horizontal component K_p Beiwert K_p

Bild C.2.2 — Beiwerte K_p für den horizontalen passiven Erddruck bei geneigtem Gelände
($\delta/\varphi' = 0$ und $\delta = 0$)

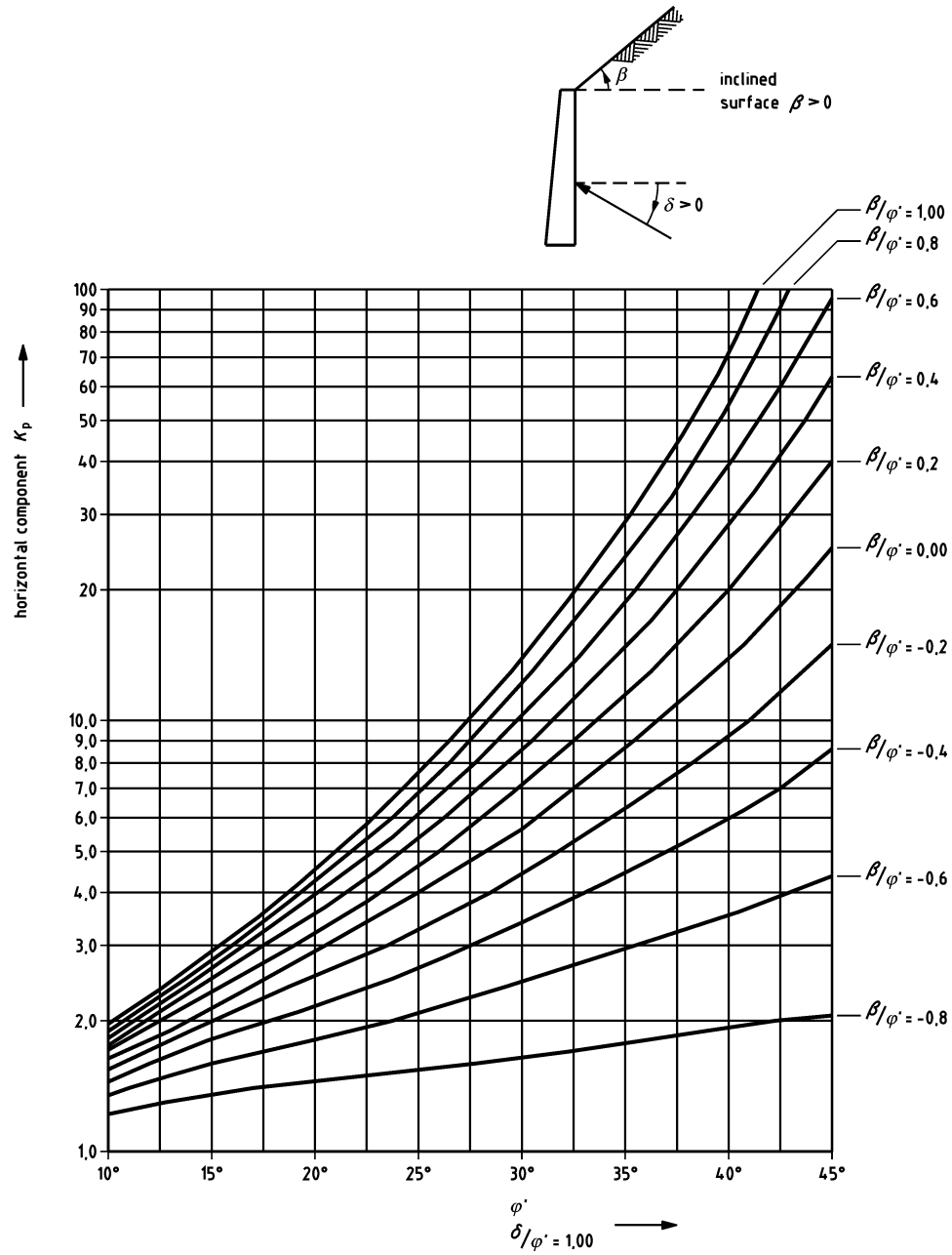
DIN EN 1997-1:2014-03
EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)



Legende:
inclined surface geneigtes Gelände
horizontal component K_p Beiwert K_p

Bild C.2.3 — Beiwerte K_p für den horizontalen passiven Erddruck bei geneigtem Gelände ($\delta/\varphi' = 0,66$)

Nachfolgedokument: DIN EN 1997-1 (in Vorbereitung/in preparation/en préparation) (DE30103085)



Legende:
inclined surface geneigtes Gelände
horizontal component K_p Beiwert K_p

Bild C.2.4 — Beiwerte K_p für den horizontalen passiven Erddruck bei geneigtem Gelände ($\delta/\varphi' = 1,0$)

DIN EN 1997-1:2014-03 **EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)**

C.2 Berechnungsverfahren zur Ermittlung aktiver und passiver Erddrücke

- (1) Das folgende Verfahren, das bestimmte Näherungen enthält, lässt sich auf alle Fälle anwenden.
- (2) Das Verfahren wird für die Ermittlung des Erdwiderstands angegeben, wobei die Scherparameter (im Folgenden durch φ , c , δ , a dargestellt) mit positiven Werten einzusetzen sind, siehe Bild C.3.
- (3) Für den aktiven Erddruck wird derselbe Algorithmus mit folgenden Änderungen verwendet:
- die Scherparameter φ , c , δ und a sind als negative Werte einzusetzen;
 - der Neigungswinkel β_0 der äquivalenten Belastung an der Geländeoberfläche ist hauptsächlich auf Grund der Näherungen für K_γ mit β anzusetzen.

(4) Folgende Symbole werden in Ergänzung zu den in 1.6 genannten verwendet:

a	Adhäsion zwischen Wand und Boden;
c	Kohäsion;
K_c	Kohäsionsbeiwert;
K_n	Beiwert für den Erddruck infolge einer Auflast senkrecht zur Geländeoberfläche;
K_q	Beiwert für eine vertikale Auflast;
K_γ	Beiwert für das Eigengewicht des Bodens;
m_t	Winkel zwischen der hinter der Wand ansteigenden Geländeoberfläche und der Austrittstangente der Gleitfläche;
m_w	Winkel zwischen der Wandnormalen und der Gleitlinie, positiv, wenn die Tangente hinter der Wand aufwärts gerichtet ist;
β	Winkel zwischen der Horizontalen und der Geländeoberfläche, positiv bei bergseitig ansteigendem Gelände;
δ	Winkel zwischen der Vertikalen und der Wandneigung mit der Vorzeichenregelung, wie sie in Bild C.4 für den Erdwiderstand definiert ist;
φ	Reibungswinkel;
θ	Winkel zwischen der Vertikalen und der Wandneigung, positiv bei überhängendem Boden;
ν	Winkeldrehung längs der Gleitlinie, positiv bei konvexer Form des Gleitkörpers;
q	allgemeine Geländeauflast je Flächeneinheit der Oberfläche;
p	vertikale Gleichlast, bezogen auf eine horizontale Projektionsfläche.

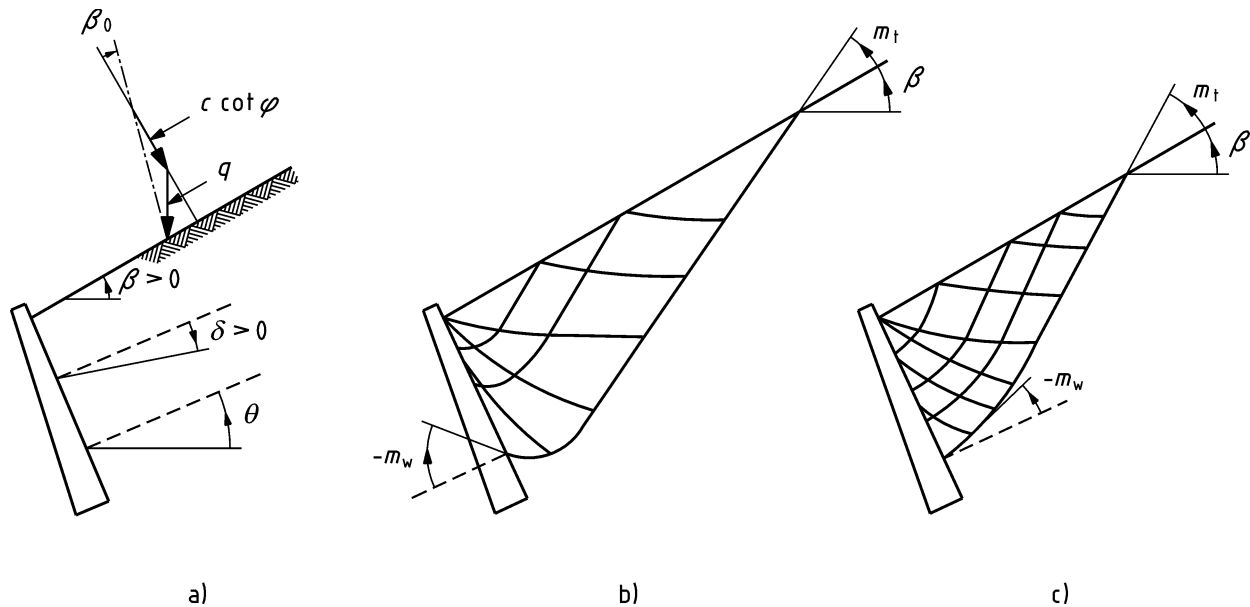


Bild C.3 — Bezeichnungen hinsichtlich Wand- und Hinterfüllungsneigungen, Auflasten und Gleitlinien

(5) Die Kontaktflächenparameter δ und a müssen so gewählt werden, dass

$$\frac{a}{c} = \frac{\tan \delta}{\tan \varphi}$$

ist.

(6) Die Grenzbedingung an der Oberfläche enthält β_0 , das ist der Einfallswinkel einer stellvertretenden Oberflächenbelastung. Der Winkel ist dabei als Vektorsumme zweier Größen definiert:

- der wirklichen Gleichlast q (nicht notwendigerweise vertikal) und
- $c \cot \varphi$ als Belastung normal zur Oberfläche.

Der Winkel β_0 ist positiv, wenn die Komponente von q tangential zur Oberfläche zur Wand hin gerichtet ist. Falls $c = 0$ und die Auflast lotrecht ist oder fehlt, sowie bei aktivem Erddruck, ist generell $\beta_0 = \beta$.

(7) Der Winkel m_t ergibt sich aus der Randbedingung an der Oberfläche zu:

$$\cos(2m_t + \varphi + \beta_0) = -\frac{\sin \beta_0}{\sin \varphi} \quad (\text{C.3})$$

(8) Aus der Randbedingung an der Wand folgt m_w aus:

$$\cos(2m_w + \varphi + \delta) = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \quad (\text{C.4})$$

Der Winkel m_w ist beim Erddruck negativ ($\varphi > 0$), sofern das Verhältnis $\sin \delta / \sin \varphi$ hinreichend groß ist.

(9) Die gesamte Tangendrehung ν längs der Gleitlinie folgt aus:

$$\nu = m_t + \beta - m_w - \theta \quad (\text{C.5})$$

DIN EN 1997-1:2014-03
EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

(10) Der Koeffizient K_n für die Normalkomponente des Erddrucks infolge einer Auflast, normal zur Oberfläche, errechnet sich dann aus folgender Gleichung, wobei ν im Bogenmaß einzusetzen ist:

$$K_n = \frac{1 + \sin \varphi \sin(2m_W + \varphi)}{1 - \sin \varphi \sin(2m_t + \varphi)} \exp(2\nu \tan \varphi) \quad (\text{C.6})$$

(11) Der Koeffizient für eine vertikale Auflast, bezogen auf die Horizontalprojektion, ist

$$K_q = K_n \cos^2 \beta \quad (\text{C.7})$$

und der Koeffizient für den Kohäsionsanteil ist

$$K_c = (K_n - 1) \cot \varphi \quad (\text{C.8})$$

(12) Für den Anteil aus dem Bodeneigengewicht ist näherungsweise

$$K_\gamma = K_n \cos \beta \cos(\beta - \theta) \quad (\text{C.9})$$

Dieser Ausdruck ist auf der sicheren Seite. Der Fehler ist beim aktiven Erddruck unbedeutend, kann aber beim Erdwiderstand und positiven β -Werten erheblich sein.

Für $\varphi = 0$ ergeben sich folgende Grenzwerte:

$$\cos 2m_t = -\frac{p}{c} \sin \beta \cos \beta;$$

$$\cos 2m_W = \frac{a}{c};$$

$$K_q = \cos^2 \beta;$$

$$K_c = 2\nu + \sin 2m_t + \sin 2m_W;$$

(mit ν im Bogenmaß), während für K_γ im Fall $\varphi = 0$ die bessere Näherung

$$K_\gamma = \cos \theta + \frac{\sin \beta \cos m_W}{\sin m_t} \quad (\text{C.10})$$

ist.

(13) Sowohl für den aktiven als auch für den passiven Erddruck wird ein konvexer Bruchkörper unterstellt, d. h. $\nu \geq 0$.

(14) Falls diese Bedingung nicht (einmal annähernd) erfüllt ist, also z. B. für eine glatte Wand und einen hinreichend steilen Geländeanstieg, so dass β und φ entgegengesetzte Vorzeichen haben, kann es erforderlich sein, andere Verfahren zu verwenden. Dies kann auch der Fall bei unregelmäßig verteilten Oberflächenlasten sein.

C.3 Zur Weckung der Grenzwerte des Erddrucks erforderliche Wandbewegungen

(1) Die Beziehung zwischen Erddruck und Wandverschiebung sollte im aktiven Grenzzustand berücksichtigt werden. Ihre Größe hängt von der Art der Wandbewegung, dem Erddruck zu Beginn der Bewegung und der Lagerungsdichte des Bodens ab. Die Tabelle C.1 gibt die Größenordnung des Verhältnisses v_a/h für den voll mobilisierten aktiven Erddruck für eine vertikale Wand im dränierten Zustand, bei nichtbindigem Boden und horizontalem Gelände sowie bei einem Ausgangsspannungszustand mit $K_0 < 1$ an.

(2) Die Beziehung zwischen Erddruck und Wandverschiebung sollte im passiven Grenzzustand berücksichtigt werden. Die Größe dieser Bewegung hängt von der Art der Wandbewegung, dem Erddruck zu Beginn der Bewegung und der Lagerungsdichte des Bodens ab. Die Tabelle C.2 gibt die Größenordnung des Verhältnisses v_p/h für den voll mobilisierten wirksamen passiven Erddruck für eine vertikale Wand im dränierten Zustand, bei nichtbindigem Boden und horizontalem Gelände sowie bei einem Ausgangsspannungszustand mit $K_0 < 1$ an. Die Werte in Klammern sind die Verhältnisswerte von v/h für den halben Grenzwert des wirk-samen Erdwiderstands.

(3) Zwischenwerte für den aktiven Erddruck zwischen dem Erdruhedruck und dem Grenzzustand dürfen linear interpoliert werden.

(4) Für den Erdwiderstand dürfen die Werte der Tabelle C.2 auf Grundlage der Kurve im Bild C.4 interpoliert werden.

Tabelle C.1 — Verhältnisswerte v_a/h für nichtbindige Böden

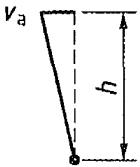
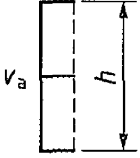
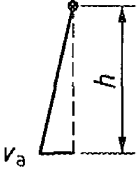
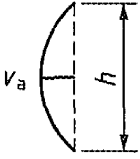
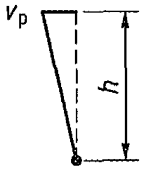
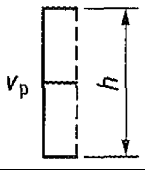
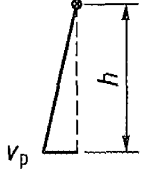
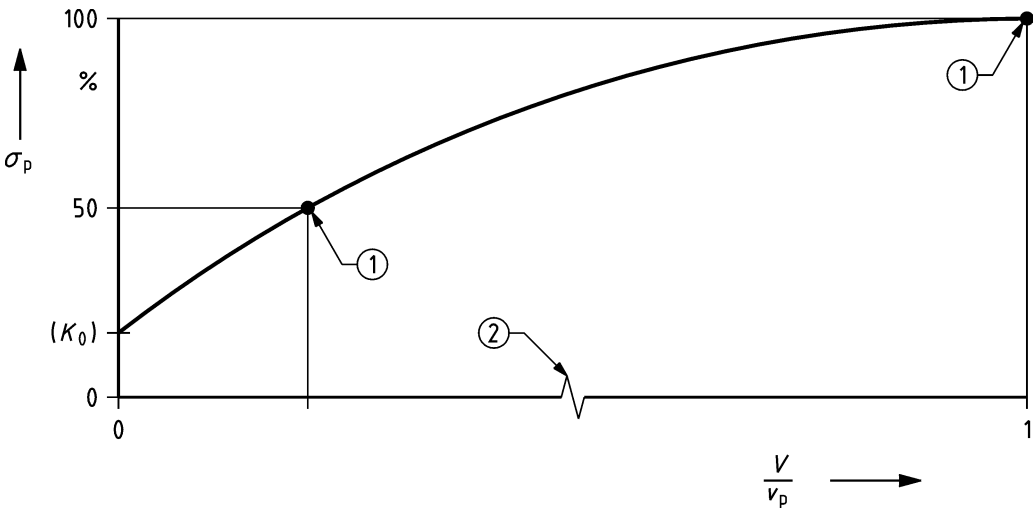
Art der Wandbewegung		v_a/h lockerer Boden %	v_a/h dichter Boden %
a)		0,4 bis 0,5	0,1 bis 0,2
b)		0,2	0,05 bis 0,1
c)		0,8 bis 1,0	0,2 bis 0,5
d)		0,4 bis 0,5	0,1 bis 0,2
Dabei ist v_a die Wandbewegung zur Mobilisierung des aktiven Erddrucks; h die Wandhöhe.			

Tabelle C.2 — Verhältniswerte v_p/h und v/h für $0,5\sigma_p$ für nichtbindige Böden

Art der Wandbewegung		v_p/h (v/h für $0,5\sigma_p$) %	v_p/h (v/h für $0,5\sigma_p$) %
		Lockerer Boden	Dichter Boden
a)		7 (1,5) bis 25 (4,0)	5 (1,1) bis 10 (2,0)
b)		5 (0,9) bis 10 (1,5)	3 (0,5) bis 6 (1,0)
c)		6 (1,0) bis 15 (1,5)	5 (0,5) bis 6 (1,3)
Dabei ist v die Wandbewegung; v_p die Wandbewegung zur vollen Mobilisierung des passiven Erddrucks; h die Wandhöhe; σ_p der voll mobilisierte passive Erddruck.			



Legende

- 1 Werte aus Tabelle C.2
- 2 nicht maßstäblich

Bild C.4 — Mobilisierung des wirksamen passiven Erddrucks bei nichtbindigem Boden in Abhängigkeit von der relativen Wandverschiebung v/v_p

(V : Verschiebung; v_p : Verschiebung bei vollständig mobilisiertem passivem Erddruck)

Anhang D (informativ)

Beispiel für eine analytische Ermittlung des Grundbruchwiderstands

D.1 Im Anhang D verwendete Symbole

(1) Folgende Symbole werden im Anhang D verwendet:

$A' = B' \times L'$	die der Bemessung zu Grunde liegende rechnerische Sohlfläche;
b	Faktoren für die Sohlflächenneigung mit Indices c , q und γ ;
B	Sohlflächenbreite;
B'	rechnerische Sohlflächenbreite;
D	Einbindetiefe;
e	Exzentrizität der Lastresultierenden mit Indices b und L ;
i	Lastneigungsfaktoren mit Indices c (Kohäsion), q (Auflast) und γ (Wichte);
L	Sohlflächenlänge;
L'	rechnerische Sohlflächenlänge;
m	Exponent in den Formeln für i ;
N	Tragfähigkeitsfaktoren mit Indices c , q und γ ;
q	Auflast in Höhe der Fundamentsohle;
q'	wirksame Bemessungsaflast auf Sohlniveau;
s	Formfaktoren der Sohlfläche mit Indices c , q und γ ;
V	Vertikallast;
α	Sohlflächenwinkel gegen die Horizontale (in Radian);
γ'	Bemessungswert der wirksamen Wichte des Bodens unter der Sohle;
θ	Richtungswinkel von H .

(2) Die in diesem Verfahren verwendeten Bezeichnungen stellt Bild D.1 dar.

DIN EN 1997-1:2014-03
EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

D.2 Allgemeines

(1) Näherungsgleichungen für die Ermittlung des Grundbruchwiderstands lassen sich aus der Plastizitätstheorie und Versuchsergebnissen ableiten. Dabei sollten folgende Einflüsse einbezogen werden:

- die Scherfestigkeit des Bodens, allgemein dargestellt durch die Bemessungswerte der Scherparameter c_u , c' und φ' ;
- Ausmittigkeit und Neigung der Bemessungseinwirkung;
- Form, Einbindetiefe und Sohlneigung des Fundaments;
- Geländeneigung;
- Grundwasserdruck und Strömungsgradient;
- die Veränderlichkeit des Baugrunds, besonders seine Schichtung.

D.3 Unkonsolidierte Verhältnisse

(1) Der Grundbruchwiderstand lässt sich berechnen mit:

$$\frac{R}{A'} = (\pi + 2) \times c_u \times b_c \times s_c \times i_c + q \quad (D.1)$$

mit dimensionslosen Faktoren für:

die Sohlneigung: $b_c = 1 - \frac{2\alpha}{(\pi + 2)}$

— die Grundrissform:

$$s_c = 1 + 0,2 \times \left(\frac{B'}{L'} \right) \text{ bei rechteckigem Grundriss,}$$

$$s_c = 1,2 \text{ bei quadratischem oder kreisförmigem Grundriss;}$$

— die Lastneigung infolge einer Horizontalkraft H :

$$i_c = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

$$\text{mit } H \leq A' \times c_u$$

D.4 Konsolidierte Verhältnisse

(1) Der Bemessungswert des Grundbruchwiderstands lässt sich berechnen mit:

$$\frac{R}{A'} = (c' \times N_c \times b_c \times s_c \times i_c) + (q' \times N_q \times b_q \times s_q \times i_q) + (0,5 \times \gamma' \times B' \times N_\gamma \times b_\gamma \times s_\gamma \times i_\gamma)$$

(D.2)

mit dimensionslosen Faktoren für:

— die Tragfähigkeit:

$$N_q = e^{\pi \times \tan \varphi'} \times \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \times \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \times (N_q - 1) \times \tan \varphi', \text{ sofern } \delta \geq \frac{\varphi'}{2} \text{ (raue Sohlfläche)}$$

— die Sohlflächenneigung:

$$b_c = b_q - \frac{(1 - b_q)}{(N_c \times \tan \varphi')}$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \times \tan \varphi')^2$$

— die Grundrissform des Fundaments:

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \times \sin \varphi' \quad \text{bei rechteckigem Grundriss,}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \quad \text{bei quadratischem oder kreisförmigem Grundriss,}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \times \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{bei rechteckigem Grundriss,}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{bei quadratischem oder kreisförmigem Grundriss,}$$

$$s_c = \frac{(s_q \times N_q - 1)}{(N_q - 1)} \quad \text{bei rechteckigem, quadratischem oder kreisförmigem Grundriss;}$$

— die Lastneigung infolge einer Horizontalkraft H :

$$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{(N_c \times \tan \varphi')}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{(V + A' \times c' \times \cot \varphi')} \right]^m$$

DIN EN 1997-1:2014-03
EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

$$i_{\gamma} = \left[1 - \frac{H}{(V + A' \times c' \times \cot \phi')} \right]^{m+1}$$

mit

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]},$$

wenn H in der Richtung von B' wirkt;

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]},$$

wenn H in der Richtung von L' wirkt.

Bei schräg gerichteter Horizontalkraft unter dem Winkel θ zur Richtung von L' kann m berechnet werden als

$$m = m_{\theta} = m_L \times \cos^2 \theta + m_B \times \sin^2 \theta$$

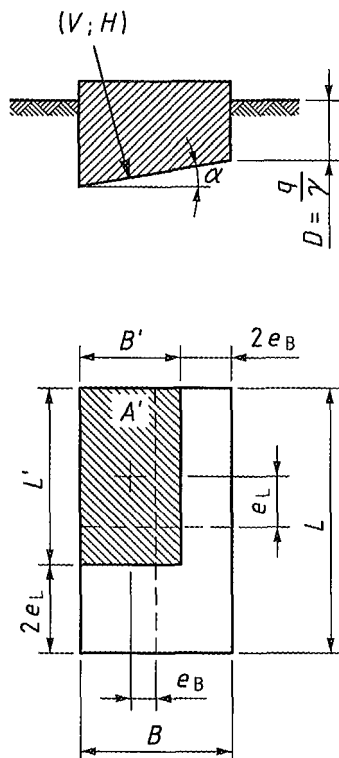


Bild D.1 — Bezeichnungen

Anhang E
(informativ)**Beispiel eines halbempirischen Verfahrens zur Abschätzung
der Tragfähigkeit einer Flächengründung**

(1) Um die Bemessungstragfähigkeit einer Gründung halbempirisch abzuschätzen, können Feldversuche wie Pressiometerversuche verwendet werden.

(2) Aus Pressiometerversuchen kann die Bemessungstragfähigkeit R_d eines Fundaments unter einer Vertikallast nach folgender linearen Funktion aus dem Grenzdruck ermittelt werden:

$$R_d / A' = \sigma_{v,0} + k \times p_{le}^* \quad (E.1)$$

Dabei ist

k der Tragfähigkeitsfaktor;

$\sigma_{v,0}$ die vertikale Ausgangsspannung;

p_{le}^* der Bemessungswert des äquivalenten Pressiometerdrucks.

Die übrigen Symbole sind in 1.6 definiert.

(3) Die Zahlenwerte für den Tragfähigkeitsfaktor k liegen zwischen 0,8 und 3,0, abhängig von der Bodenart, der Einbindetiefe und der Fundamentform.

(4) Der wirksame äquivalente Bemessungsgrenzdruck p_{le}^* wird aus dem wirksamen Grenzdruck p_1^* abgeleitet, der für Pressiometerversuche als Differenz $(p_1 - p_o)$ zwischen dem Grenzdruck p_1 und dem horizontalen Erdruchedruck p_o in der Versuchstiefe zu erhalten ist. p_o kann aus dem Erdruchedruckbeiwert K_0 , den Werten des effektiven Überlagerungsdrucks q' und des Porenwasserdrucks u als $p_o = K_0 q' + u$ ermittelt werden.

Anhang F (informativ)

Beispiele für Verfahren zur Setzungsermittlung

F.1 Spannungs-Verformungs-Verfahren

(1) Die Gesamtsetzung eines Fundaments auf bindigem oder nichtbindigem Boden kann nach dem Spannungs-Verformungs-Verfahren wie folgt ermittelt werden:

- Berechnung der Spannungsverteilung im Untergrund infolge der Belastung durch das Fundament, die mit Hilfe der Elastizitätstheorie, üblicherweise bei Annahme homogener, isotroper Bodenverhältnisse und linearer Sohldruckverteilung, erfolgen kann;
- Berechnung der Verformungen im Untergrund aus den Spannungen mit Hilfe von Steifemoduln oder anderen Spannungs-Verformungs-Beziehungen auf Grund von Laborversuchen (vorzugsweise an Feldversuchen geeicht) oder Feldversuchen;
- Integration der vertikalen Stauchungen zur Setzungsermittlung; bei Anwendung dieses Verfahrens sollten eine ausreichende Zahl von Punkten im Boden unter dem Fundament ausgewählt und die Spannungen und Verformungen an diesen Punkten berechnet werden.

F.2 Angepasstes Elastizitätsverfahren

(1) Die Gesamtsetzung eines Fundaments auf bindigem oder nichtbindigem Boden kann mit Hilfe der Elastizitätstheorie und einer Gleichung der Form

$$s = \frac{p \times B \times f}{E_m} \quad (\text{F.1})$$

berechnet werden.

Dabei ist

E_m der Bemessungswert des Elastizitätsmoduls;

f der Setzungsbeiwert;

p der linear verteilte Sohldruck.

(2) Der Setzungsbeiwert f hängt von der Form und Größe der Sohlfläche, der Veränderung der Steifigkeit mit der Tiefe, der Dicke der zusammendrückbaren Schicht, der Querdehnungszahl, der Sohldruckverteilung und von dem Punkt ab, an dem die Setzung berechnet werden soll.

(3) Wenn für den Bemessungswert E_m keine verwertbaren Setzungsmessungen an ähnlichen benachbarten Gebäuden und bei ähnlichen Randbedingungen verfügbar sind, kann der Wert aus den Ergebnissen von Labor- und Feldversuchen abgeschätzt werden.

(4) Dieses Verfahren sollte nur angewendet werden, wenn die Spannungen nicht zu erkennbar plastischen Verformungen im Untergrund führen und wenn das Spannungs-Verformungs-Verhalten des Bodens als linear angesehen werden darf. Große Vorsicht ist geboten, wenn das angepasste Elastizitätsverfahren auf heterogene Baugrundverhältnisse angewendet wird.

F.3 Sofortsetzungen

(1) Die Kurzzeitanteile der Fundamentsetzung, die im unentwässerten Zustand auftreten, können entweder mit dem Spannungs-Verformungs-Verfahren oder mit dem angepassten Elastizitätsverfahren berechnet werden. Die Werte für Steifigkeitskenngrößen (wie E_m und die Poissonzahl) sind in diesem Fall die für den undrnierten Zustand gültigen.

F.4 Konsolidationssetzungen

(1) Um die durch Konsolidation verursachte Setzung zu berechnen, darf eine eindimensionale Stauchung ohne Querverformung angenommen und die Versuchskurve des Kompressionsversuchs verwendet werden.

Die Addition von Sofortsetzung und Konsolidationssetzung führt häufig zu einer Überschätzung der Gesamtsetzung, so dass empirische Korrekturen angebracht sein können.

F.5 Zeitsetzungsverhalten

(1) Bei bindigen Böden lässt sich der Konsolidierungsgrad vor dem Ende der Konsolidierungssetzung näherungsweise aus den Kenngrößen der Konsolidation abschätzen, die in einem Kompressionsversuch gewonnen werden. Allerdings sollte das Maß des Abklingens der Setzung besser an Hand von Durchlässigkeitseerten bestimmt werden, die in Labor- oder Feldversuchen ermittelt wurden.

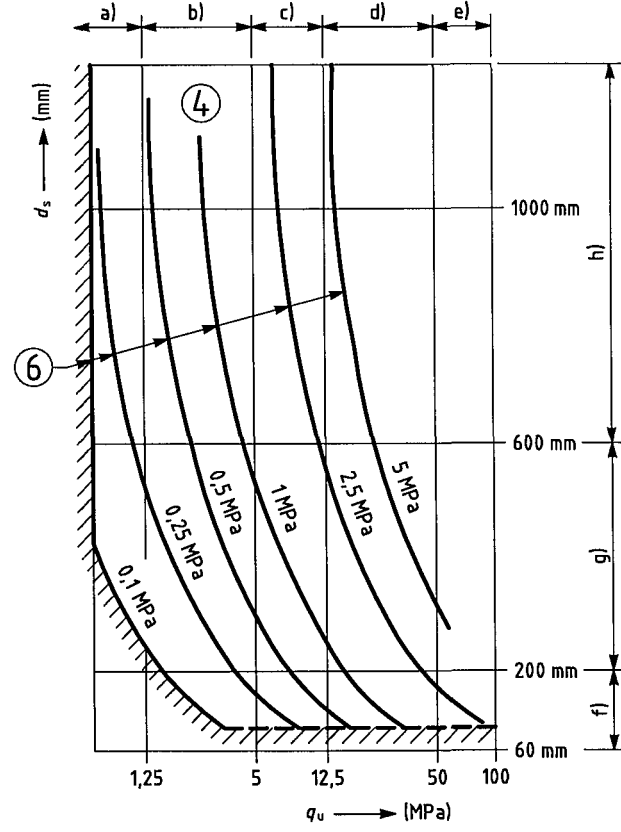
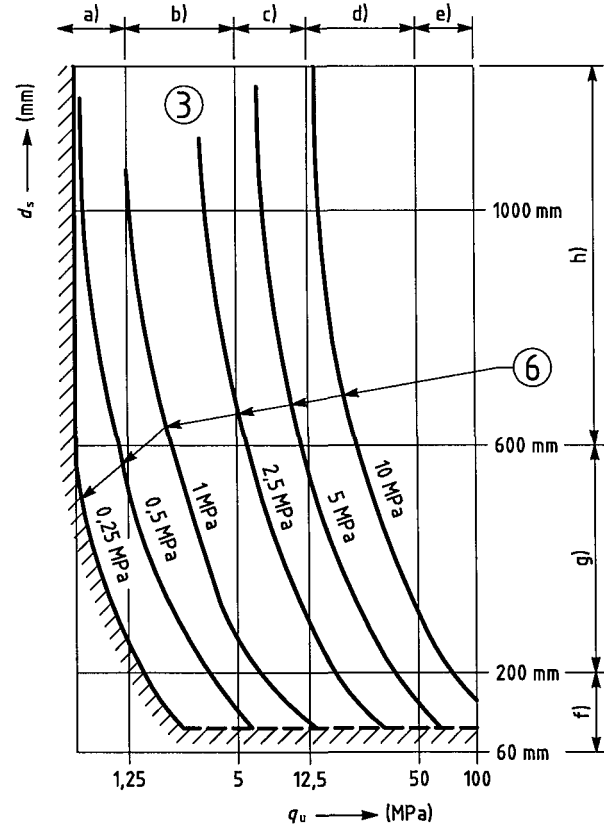
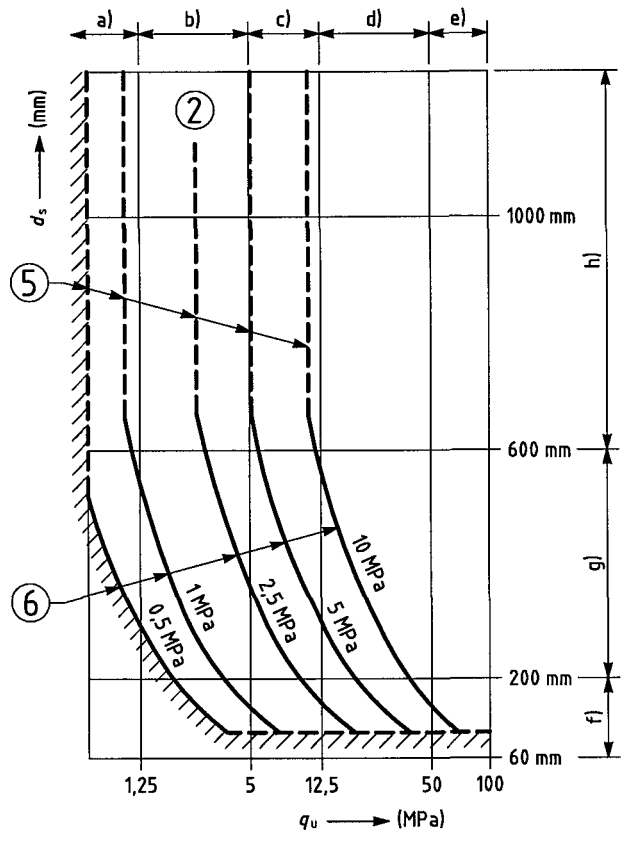
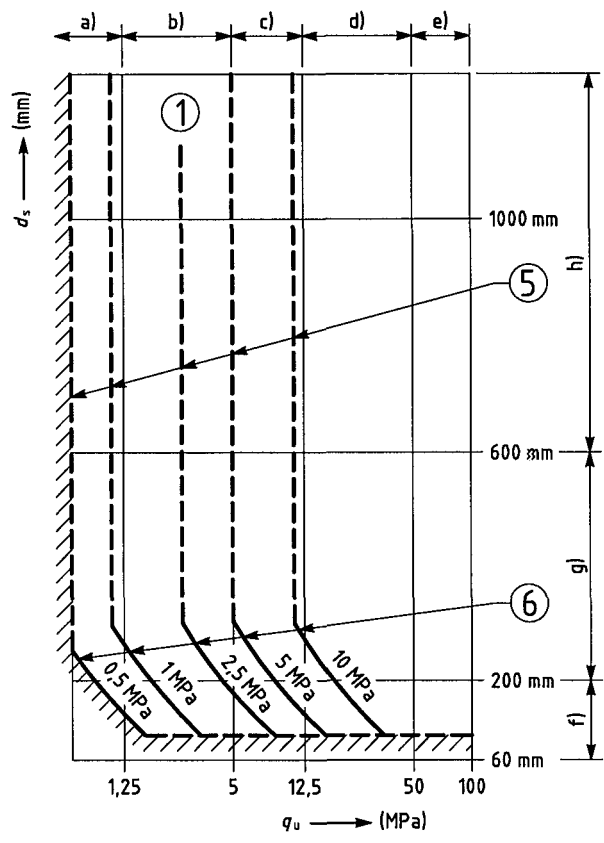
Anhang G (informativ)

Beispiel für ein Verfahren zur Ermittlung von Bemessungssohlldrücken für Flächenfundamente auf Fels

(1) Für mürben und klüftigen Fels mit geschlossenen Fugen, einschließlich Kreidestein mit einer Porosität unter 35 %, können die Bemessungssohlldrücke aus Bild G.1 abgeleitet werden. Das Verfahren beruht auf der Einstufung nach Tabelle G.1 und der Voraussetzung, dass das Bauwerk Setzungen von 0,5 % der Fundamentbreite aufnehmen kann. Für andere Setzungsmaße können Bemessungssohlldrücke durch Interpolation ermittelt werden. Bei mürbem und klüftigem Fels mit offenen oder gefüllten Trennflächen sollten abgeminderte Werte als Bemessungssohlldrücke verwendet werden.

Tabelle G.1 — Gruppierung für mürbe und klüftige Felsarten

Gruppe	Felsart
1	reiner Kalkstein und Dolomit, karbonatisch gebundene Sandsteine geringer Porosität
2	magmatische Gesteine, oolithische und mergelige Kalksteine, fest gebundene Sandsteine, verfestigte Mergelsteine, metamorphe Gesteine, einschließlich Schiefer (flache Schieferung/blättrige Struktur)
3	stark mergelige Kalksteine, schwach verfestigte Sandsteine, Schiefer (steile Schieferung/blättrige Struktur)
4	ungebundene Schluff- und Tonsteine



Abszisse: q_u (MPa) einaxiale Druckfestigkeit → Ordinate: d_s (mm) Kluftabstände

DIN EN 1997-1:2014-03
EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

Legende

(1) bis (4): Felsgruppen

(5): Zul. Sohldruck bei Einhaltung der einaxialen Druckfestigkeit von Fels mit geschlossenen Klüften bzw. 50 % dieser Werte bei offenen Klüften

(6): Zul. Sohldruck

a) sehr weich, b) weich, c) mittelfest, d) fest, e) sehr fest, f) geringe Kluftabstände, g) mittlere Kluftabstände, h) große Kluftabstände

Zu den vier Felsgruppen siehe Tabelle G.1. Sohldrücke in den abgegrenzten Bereichen sind nach Inspektion oder auf Grund von Felsversuchen festzulegen (BS 8004).

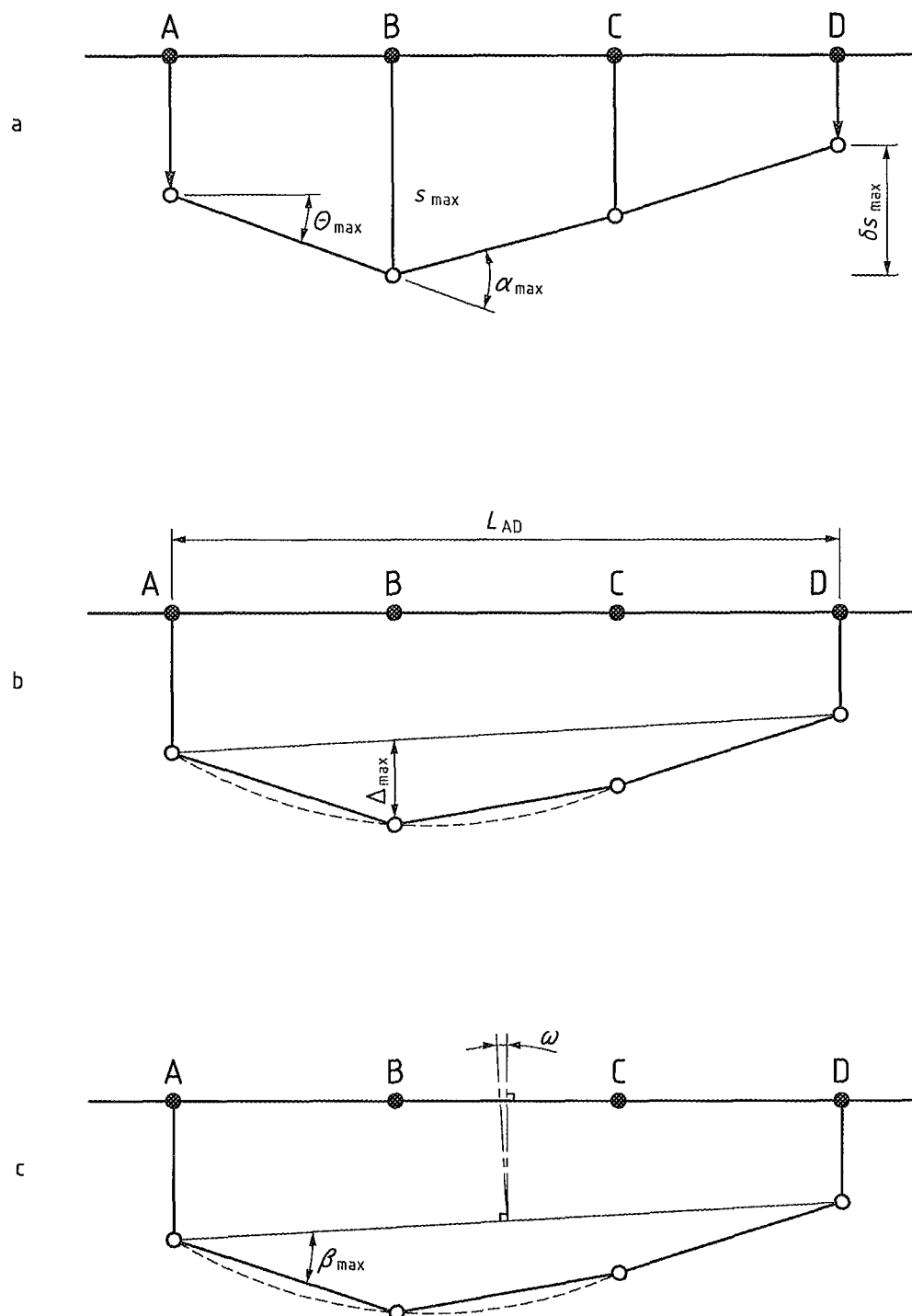
Bild G.1 — Bemessungssohldrücke für quadratische Fundamente auf Fels
(mit Setzungen unter 0,5 % der Fundamentbreite)

Anhang H (informativ)

Grenzwerte für Bauwerksverformungen und Fundamentbewegungen

- (1) Die zu untersuchenden verschiedenen Arten von Fundamentbewegungen umfassen die Setzung, den Setzungsunterschied, die Drehung, die Verkantung, den Biegestich, die Winkeländerung, die Horizontalverschiebung und die Schwingungsamplitude. In Bild H.1 sind die Definitionen einiger Begriffe der Fundamentbewegung und -verformung dargestellt.
- (2) Die maximal aufnehmbaren Winkeländerungen für offene Rahmenkonstruktionen, ausgekleidete Rahmen und tragende oder durchlaufende Mauerwände sind sicherlich nicht dieselben, bewegen sich aber in dem Bereich zwischen etwa $1/2\,000$ und etwa $1/300$, um einen Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit im Bauwerk zu verhüten. Eine Verdrehung von höchstens $1/500$ kann von vielen Tragwerken aufgenommen werden. Die Verdrehung, die wahrscheinlich zu einem Grenzzustand der Tragfähigkeit führt, liegt bei etwa $1/150$.
- (3) Die in (2) genannten Verhältniswerte gelten für den Fall der Sackung, wie in Bild H.1 dargestellt. Bei einer Sattellagerung (Kantensetzung größer als Mittensetzung) sollten die Werte halbiert werden.
- (4) Bei den normalen Bauwerken mit Einzelfundamenten sind Gesamtsetzungen bis zu 50 mm oft hinnehmbar. Auch größere gleichmäßige Setzungen können zulässig sein, wenn die Setzungsunterschiede innerhalb der Toleranzwerte bleiben und die Setzung nicht zu Schwierigkeiten mit Leitungsanschlüssen führt oder eine Verkantung verursacht usw.
- (5) Diese Hinweise auf Grenzwerte von Setzungen beziehen sich auf gewöhnliche Gebäude. Sie sollten nicht auf Gebäude oder Tragkonstruktionen außergewöhnlicher Art angewendet werden, oder deren Belastung deutlich ungleichmäßig ist.

DIN EN 1997-1:2014-03
EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)



Legende

- (a) Setzung s , Setzungsunterschied δ_s , Drehung θ und Biegung α
- (b) Biegestich Δ bzw. Δ/L_{AD}
- (c) Verkantung ω und Winkeländerung β

Bild H.1 — Definitionen von Fundamentbewegungen

Anhang J (informativ)

Kontrollliste für die Überwachung der Bauausführung und des fertigen Bauwerks

J.1 Allgemeines

(1) Die folgende Zusammenstellung enthält die wesentlichen Gesichtspunkte, die bei der Bauüberwachung und bei Messprogrammen am fertigen Bauwerk berücksichtigt werden sollten. Die Bedeutung der einzelnen Punkte ändert sich je nach Projekt. Die Liste erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit. Punkte, die sich auf besondere Aspekte der Geotechnik oder auf eine bestimmte Bauausführung beziehen, wurden in den einzelnen Abschnitten dieser Norm behandelt.

J.2 Bauüberwachung

J.2.1 Allgemeine Kontrollen

- (1) Überprüfung der Baugrundverhältnisse sowie der Örtlichkeit und der allgemeinen Bauplanung.
- (2) Grundwasserströmung und Porenwasserdruckverhältnisse; Auswirkungen von Grundwasserhaltungen auf den Grundwasserspiegel; Wirksamkeit von Maßnahmen zur Kontrolle von Sickerwasser; innere Erosion und Piping; chemische Zusammensetzung des Grundwassers, Korrosionsgefährdungen.
- (3) Bewegungen, Kriechen, Standsicherheit der Baugrubenwände und -sohle; vorübergehende Abstützungen; Einwirkungen auf benachbarte Gebäude und Einrichtungen; Erddruckmessungen an Stützbauwerken; Messungen der Porenwasserdruckänderungen bei Aushubarbeiten oder Belastungen.
- (4) Sicherheit der Arbeitskräfte mit angemessener Berücksichtigung der geotechnischen Grenzzustände.

J.2.2 Grundwasserströmung und Porenwasserdruck

- (1) Eignung der Messsysteme für die Porenwasserdrücke in allen wasserführenden Schichten, in denen Porenwasserüberdrücke die Standsicherheit von Baugrubenböschungen oder -sohlen beeinträchtigen könnten, einschließlich artesischer Drücke in einer wasserführenden Schicht unterhalb der Aushubsohle, der Ableitung des Wassers aus der Wasserhaltung, der Absenkung des Grundwasserspiegels im gesamten Baugrubenbereich, um einen hydraulischen Grundbruch, Bodenfließen oder Piping sowie Störungen zu vermeiden, die durch den Baubetrieb bedingt sein können, sowie die Ableitung und Beseitigung von Regenwasser oder von anderen Oberflächenwassern.
- (2) Wirtschaftlicher und wirksamer Betrieb von Wasserhaltungen während der gesamten Bauzeit mit Berücksichtigung von Verkrustungen der Filter, Zuschlämmen der Brunnen oder Pumpensäumpfe, Verschleiß und Verstopfen der Pumpen.
- (3) Regulierung der Absenkung, um eine Störung benachbarter Bauwerke oder Gelände zu vermeiden, Piezometerablesungen, Wirksamkeit, Betrieb und Wartung von Schluckbrunnen, sofern eingerichtet.
- (4) Setzungen angrenzender Bauwerke oder Gelände.
- (5) Wirksamkeit von Horizontaldräns.

DIN EN 1997-1:2014-03
EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013 (D)

J.3 Messungen am fertigen Bauwerk

- (1) Setzungsmessungen in festgelegten Zeitabständen an Gebäuden und anderen Bauwerken einschließlich derjenigen infolge von Schwingungen oder instabilen Bodenarten.
- (2) Seitliche Verschiebungen und Verdrehungen, insbesondere in Verbindung mit Auffüllungen oder Halden; bei erdgestützten Tragwerken wie Gebäuden oder großen Tanks, tiefe Gräben.
- (3) Wasserstandshöhen unter Gebäuden oder in angrenzenden Bereichen, besonders wenn eine Tiefen-dränage oder eine dauernde Wasserhaltung installiert sind oder wenn Tiefkeller gebaut worden sind.
- (4) Durchbiegung oder Verschiebung von Stützbauwerken unter Berücksichtigung normaler Hinterfüllungs-lasten, der Einflüsse von Halden, Auffüllungen oder anderen Oberflächenbelastungen, Wasserdrücken.
- (5) Abflussmessungen in Verbindung mit Dräns.
- (6) Besondere Probleme
 - Hochtemperaturbauwerke wie Heizkessel, heiße Leitungen usw., Austrocknung von Ton- oder Schluff-böden: Temperaturmessungen
 - Tieftemperaturbauwerke wie Kühlanlagen oder Bereiche mit Bodenvereisung: Temperaturmessungen, Frostausbreitung, Frosthebung, Verformungen bei anschließendem Auftauen.
- (7) Wasserdichtigkeit.
- (8) Erschütterungsmessungen.