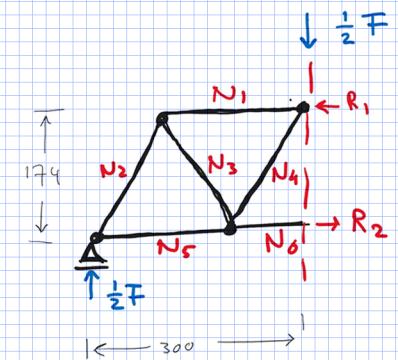
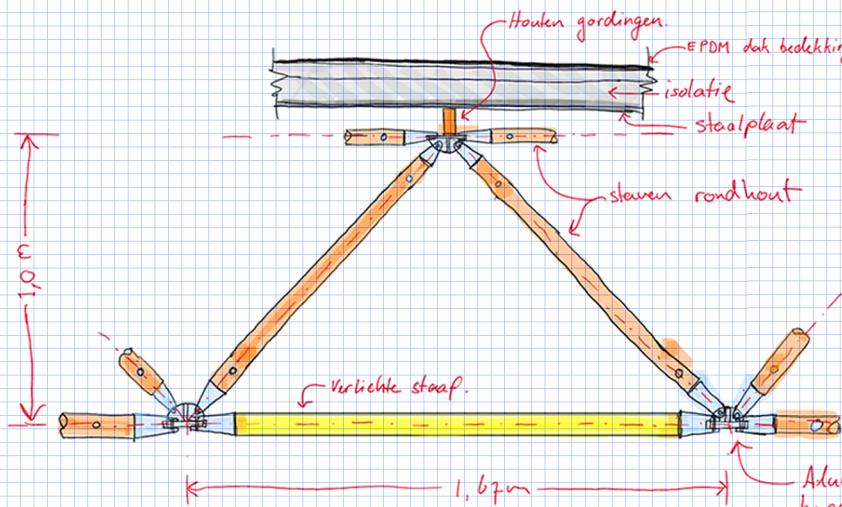


Vademecum

voor draagconstructies van gebouwen

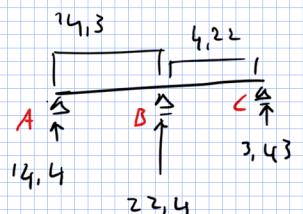
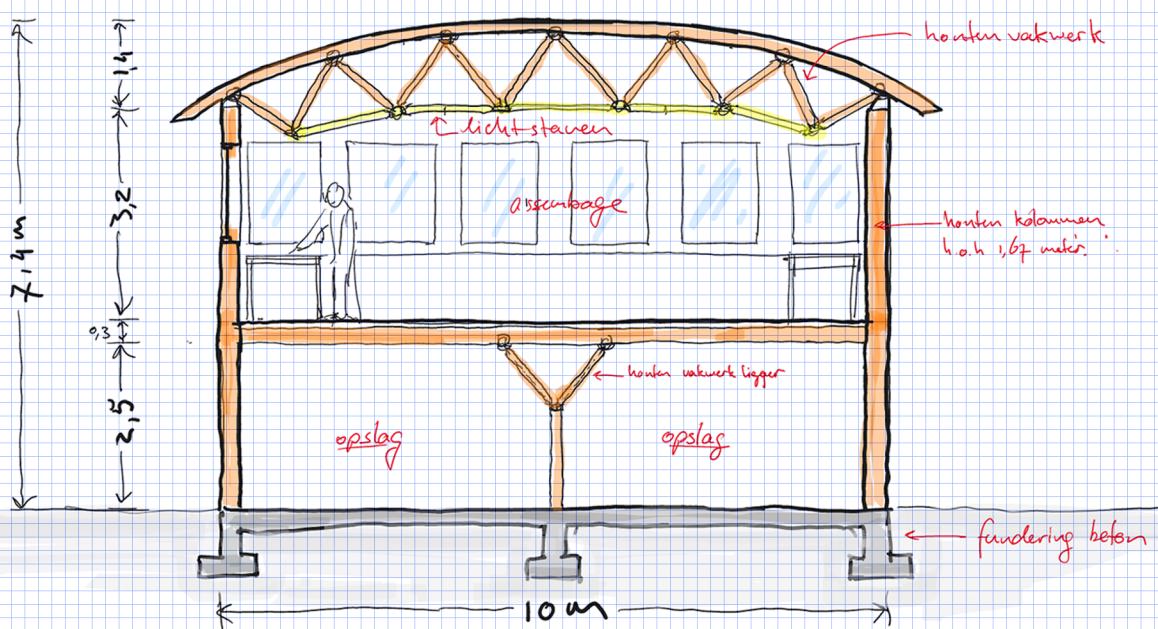
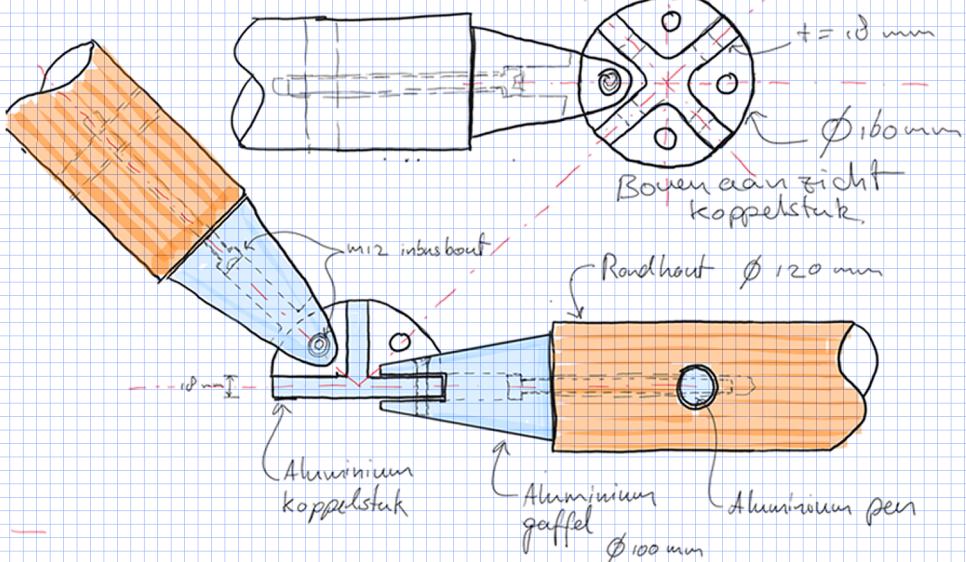
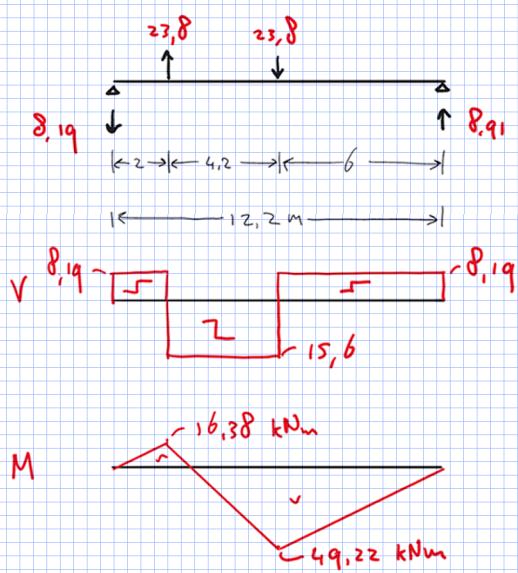
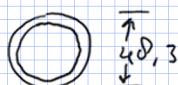
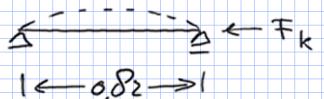


$$I = 101 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

$$E = 210 \cdot 10^9 \text{ N/mm}^2$$

$$F_k = \frac{\pi^2 EI}{l^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 101 \cdot 10^3}{2248^2}$$

$$\approx 41,4 \cdot 10^3 \text{ N}$$



Ontwerp
Mechanica
Eurocodes
Berekeningen

Deze pagina is leeg gelaten.

Vademecum voor draagconstructies van gebouwen

© Chair of Structural Design and Mechanics, Delft

Versie 01: September 2022

Auteurs:
Jan Arends
Ate Snijder
Basia van Vliet
Stijn Brancart

Redacteurs:
Pim Buskermolen
Julia Schönwälder
Dirk Rinze Visser
Silke Prinsse

Versie 02: April 2024

Herzien:
Ertuğ Çiftçi
Silke Prinsse
Ate Snijder

Inhoudsopgave

| | | |
|-----------|--|------------|
| 1 | Voorwoord | 5 |
| 2 | Basisprincipes | 6 |
| 2.1 | Materialisatie | 7 |
| 2.2 | Sterkte, stijfheid en stabiliteit | 8 |
| 2.3 | Een controleberekening uitvoeren | 10 |
| 3 | Ontwerp | 11 |
| 3.1 | Staal | 12 |
| 3.2 | Hout | 22 |
| 3.3 | Beton | 37 |
| 4 | Teken instructies | 49 |
| 4.1 | Lijnsoorten en arcering | 50 |
| 4.2 | Constructie tekeningen | 52 |
| 5 | Mechanica | 54 |
| 5.1 | Symbolen | 55 |
| 5.2 | Doorsnedegegrootheden | 56 |
| 5.3 | Vergeet-me-nietjes (standaard gevallen) | 58 |
| 5.4 | Basisknikgevallen | 59 |
| 6 | Belastingen | 60 |
| 6.1 | Belastingscombinaties en grenstoestanden | 61 |
| 6.2 | Permanente belastingen | 66 |
| 6.3 | Veranderlijke belastingen I, gebouwen | 69 |
| 6.4 | Veranderlijke belastingen II, wind | 70 |
| 6.5 | Veranderlijke belastingen III, regenwater en sneeuw | 78 |
| 6.6 | Veranderlijke belastingen IV, buitengewone belastingen | 79 |
| 6.7 | Bruikbaarheidscriteria | 80 |
| 7 | Materiaaleigenschappen | 82 |
| 7.1 | Staal | 83 |
| 7.2 | Hout | 88 |
| 7.3 | Beton | 94 |
| 7.4 | Betonstaal | 95 |
| 8 | Voorbeeldberekeningen | 96 |
| 8.1 | Globale dimensionering ligger | 97 |
| 8.2 | Globale dimensionering kolom | 106 |
| 8.3 | Globale dimensionering uitkragende liggers | 114 |
| 8.4 | Globale dimensionering vakwerkliggers | 137 |
| 9 | Voorbeeldtekeningen | 148 |
| 9.1 | Staal | 148 |
| 9.2 | Hout | 156 |
| 9.3 | Beton | 164 |
| 10 | Bijlagen | 172 |
| 10.1 | Eurocodes | 173 |

1 Voorwoord

Het document bestaat uit vier componenten: Ontwerp, Mechanica, Eurocodes en Voorbeeldberekeningen.

- Ontwerp
 - Vuistregels voor dimensioneren
 - Gangbare draagconstructies
 - Gangbare verbindingen
- Mechanica
 - Formules standaardgevallen
 - Formules doorsneden grootheden
- Eurocodes
 - Belastingen en belastingcombinaties
 - Grenstoestanden
 - Materiaaleigenschappen
- Voorbeeldberekeningen
 - Ligger
 - Uitkragende ligger
 - Kolom
 - Vakwerk

Dit vademecum is samengesteld voor studenten Bouwkunde aan de TU Delft en dient als hulpmiddel bij ontwerpprojecten en vakoefeningen. De informatie is bedoeld voor onderwijsdoeleinden en niet voor een uiteindelijke constructieve toetsing van werkelijke constructies. Voor een dergelijke 'echte wereld' toepassing wordt in elk hoofdstuk verwezen naar de bron. In grote lijnen zijn dat:

Het Bouwbesluit. Online beschikbaar via: www.rijksoverheid.bouwbesluit.com. Om een bouwvergunning te verkrijgen moet een ontwerp voor een bouwwerk voldoen aan het Bouwbesluit. Verbouwingen vallen ook onder het bouwbesluit. Het Bouwbesluit beschrijft alle bouwkundige prestatie-eisen waaraan bouwwerken wettelijk minimaal moeten voldoen.

De Eurocodes. Online beschikbaar voor studenten van de TU Delft via www.tudelft.nl/library in databases -> NEN-Connect. Voor de eisen aan het constructief ontwerp verwijst het Bouwbesluit onder meer naar de Eurocodes. In Nederland worden de Eurocodes uitgegeven door het NEN (Nederlands Normalisatie-instituut). Met deze normenreeks (NEN-EN 1990 t/m. NEN-EN 1999 en de bij elk deel daarvan behorende nationale bijlage) kan worden aangetoond dat een bouwwerk op het gebied van constructieve veiligheid voldoet aan de prestatie-eisen van het Bouwbesluit. Voor een overzicht van de huidige Eurocodes zie bijlage A.

In dit vademecum zijn grote delen van de 'Quick Reference Guide' van de faculteit CiTG overgenomen. De auteurs zijn hun collega's van CiTG hiervoor zeer dankbaar.

2 Basisprincipes

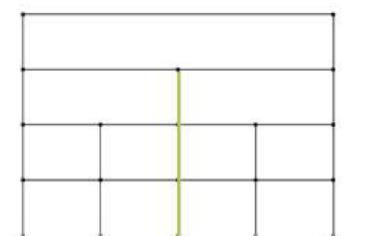
Dit vademeicum bevat basisgegevens voor het ontwerpen en dimensioneren van onderdelen van een Draagconstructie. Een draagconstructie dient om alle krachten die op een gebouw werken op een veilige manier af te voeren naar de fundering. Bij het dimensioneren van de onderdelen van een draagconstructie worden de afmetingen zo goed mogelijk ingeschatt met behulp van vuistregels of kentallen. Vervolgens controleren we met eenvoudige berekeningen of deze elementen voldoen aan de norm.

Er zijn in principe twee mogelijkheden voor een draagconstructie: schijvenbouw en skeletbouw. Bij schijvenbouw worden de vloeren en het dak gedragen door buitenmuren en binnenwanden, bij skeletbouw door kolommen en liggers. Skeletbouw maakt een gebouw meer flexibel. Een stramienmaat van 6 tot 10 meter geeft een economisch gunstige opbouw van de draagconstructie voor een verdiepingsgebouw. Grottere overspanningen zijn overigens ook goed mogelijk, maar geven wel een grotere constructiehoogte van de vloeren met de balken.

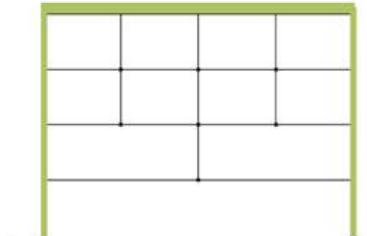
De onderdelen van een draagconstructie worden als geprefabriceerde elementen of als 'grondstoffen' op de bouwplaats aangevoerd. Geprefabriceerde elementen zijn bijvoorbeeld stalen balken en prefab betonnen balken, maar ook vloer- en gevelelementen. Maximale afmetingen hiervan worden begrensd door de transportmogelijkheden. De maximale afmetingen van te transporteren objecten zijn ongeveer 2,50 meter bij 3,40 meter bij 14 meter. Grottere afmetingen of zeer zware prefab constructies vereisen speciaal, dus duur transport.

Niet zelden zijn er grote kolomvrije ruimtes nodig, waarbij grote overspanningen onontbeerlijk zijn. Behalve aan uitzonderlijk transport van grote prefab constructieelementen, kunnen we dan ook denken aan het op de bouwplaats aan elkaar monteren van kleinere delen. Bij betonconstructie kunnen we denken aan in het werk gestort beton. De elementen daarvan, zoals de wapening en de betonspecie worden als 'grondstoffen' aangevoerd. Constructief gezien, is het verstandig om grote kolomvrije ruimten boven in het gebouw te ontwerpen, het liefst direct onder het dak. Daardoor kunnen de afmetingen van de draagconstructiedelen beperkt blijven, zie figuur 1. Er behoeven geen zware balken te worden toegepast om kolommen te ondersteunen. Nadeel is dat bij grote vergaderzalen er veel mensen naar boven moeten, wat ruime verkeersruimten en voldoende liften noodzakelijk maakt. We zullen hier dus een compromis moeten vinden.

In hoofdstuk 7.4.2 Voorbeeldberekeningen worden enkele algemene onderdelen voor het dimensioneren van een draagconstructie besproken. Daarbij wordt uitgegaan van een eenvoudig kantoorgebouw met een skeletconstructie. De te dimensioneren en te controleren ligger en kolom zijn genoemd kantoorgebouw. Bij de uitkragende ligger wordt hierop voortgeborduurd. De vakwerkberekeningen maken geen deel uit van deze schematisering en zijn op zichzelf staande voorbeelden.



Draagconstructief goed



Draagconstructief minder juist:

- grote dimensies
- dure constructie

Figuur 1: draagconstructie principe

2.1 Materialisatie

Voor de draagconstructie staan ons verschillende materialen ter beschikking. De meest gebruikelijke zijn baksteen, beton, staal en hout. Baksteen wordt vooral gebruikt voor wanden en staal voor kolommen en liggers. Geprofileerde staalplaten worden veel gebruikt voor daken en gevels en staalplaatbetonvloeren. Beton en hout kunnen voor alle draagconstructie-elementen worden toegepast. Enkele minder gebruikte bouwmaterialen voor draagconstructies zijn natuursteen, aluminium, vezel versterkte kunststoffen en glas. Vooral met de laatste twee materialen wordt de laatste tijd veel geëxperimenteerd.

Elk materiaal heeft zijn gunstige eigenschappen maar ook zijn beperkingen. Hout is een licht materiaal maar is meer dan staal en beton beperkt in zijn draagkracht. Het materiaal is onderhevig aan kruip en er zijn bovendien heel moeilijk momentvaste verbindingen mee te realiseren. Met beton en staal kunnen veel grotere afmetingen worden gerealiseerd en is ook de draagkracht groter. Met staal kunnen relatief gemakkelijk moment-

vaste verbindingen worden gemaakt, waardoor ook grotere uitkragingen mogelijk zijn. Beton is een relatief zwaar constructiemateriaal en heeft als vervelende eigenschap dat het, evenals hout, kruipt, waardoor grote vervormingen kunnen ontstaan.

Hout wordt als zeer duurzaam gezien, duurzaam in de betekenis van weinig energie voor vervaardiging en gemakkelijk vervangbaar. Bij staal is dat minder. Wel is staal goed recyclebaar maar de fabricage kost veel energie, terwijl ook de winning van het ijzererts steeds meer energie zal gaan kosten. Desondanks kwam bij een onderzoek naar de duurzame bouw van een middelgroot kantoor een staalskelet met houten kanaalplaatvloeren als meest duurzame draag-constructie naar voren. Duurzaamheid hangt ook sterk af van het gebruik van de materialen. Bij bijvoorbeeld betonkern-activering kan ook een betonconstructie heel duurzaam zijn, eventueel in combinatie met gerecycled beton als grondstof voor de nieuwe betonconstructie.

2.2 Sterkte, stijfheid en stabiliteit

Elke draagconstructie moet aan drie eisen voldoen: sterkte, stijfheid en stabiliteit. Dat betekent dat ze onder een bepaalde belasting (zie hoofdstuk 6 voor het bepalen van belastingen en belastingcombinaties) niet mag bezwijken, niet overdreven mag vervormen en niet mag omvallen. Alle belastingen, zowel verticaal als horizontaal, moeten daarbij via de draagconstructie naar de fundering geleid kunnen worden. Verticale belastingen zijn voornamelijk afkomstig van het gewicht van de gebruikte materialen en het gebruik. De belangrijkste horizontale belasting voor Nederland is wind. Ook aardbevingskrachten worden steeds minder zeldzaam, die komen hier niet aan bod.

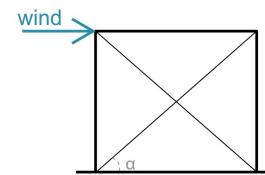
2.2.1 Sterkte en stijfheid

Het dimensioneren van constructie-elementen gebeurt in grote mate op basis van de eisen voor sterkte en stijfheid. De zwaarst belaste constructie-elementen zullen doorgaans maatgevend zijn en bepalen de afmetingen van de volledige draagconstructie. Zowel sterkte als stijfheid kunnen daarbij maatgevend zijn. Kolommen en wanden die hoofdzakelijk op druk worden belast, zullen eerst op sterkte falen. Bij vloerplaten zal dan weer vaak de stijfheid bepalend zijn. Uiteraard is het belangrijk altijd beide na te kijken. Hoofdstuk 3 toont enkele schattingsregels om tijdens het voorontwerp constructie-elementen te dimensioneren. Hoofdstuk 7.4.2 toont aan de hand van voorbeeldberekeningen hoe je met eenvoudige formules constructie-elementen op sterkte en stijfheid kan controleren en dimensioneren. Als ontwerper heb je heel wat instrumenten in handen om de sterkte en stijfheid van een draagconstructie te verhogen. Je kiest de materialen, maar ook de afmetingen van de profielen. Een grotere doorsnede verlaagt bijvoorbeeld de normaalspanning in een kolom of trekstaaf. Een grotere profielhoogte zorgt dan weer voor een hoger oppervlaktemoment en dus een lagere buigspanning in bijvoorbeeld een ligger. Maar ook de overspanningslengte, de hart-op-hart afstand en het gewicht van een constructie spelen een belangrijke rol.

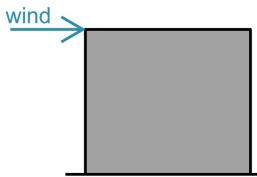
2.2.2 Stabiliteit

Een draagconstructie kan zowel lokaal als globaal instabiel zijn. De meest voorkomende lokale instabiliteit is knik. Knik ontstaat wanneer elementen die worden onderworpen aan een hoge drukkracht plots uit het vlak gaan buigen. De verplaatsingen die daardoor ontstaan zijn vaak erg groot en hebben doorgaans gevolgen voor de stabiliteit van het volledige gebouw. Knik is voornamelijk een aandachtspunt in kolommen, drukstaven, dragende wanden en andere draagconstructie-elementen die voornamelijk op druk worden belast. Hoofdstuk 5 toont veel voorkomende knikgevallen. Naast het nakijken van individuele elementen, is het ook belangrijk de horizontale stabiliteit van de volledige draagconstructie in orde te brengen. Horizontale belastingen zoals de windbelasting moeten, net als de verticale belasting, via de draagconstructie naar de fundering worden afgeleid.

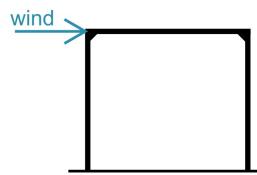
De constructie moet daarbij standzeker zijn. Algemeen maken we onderscheid tussen een geschoorde en ongeschoorde constructie. Een ongeschoerde constructie ontleent zijn stabiliteit aan de primaire constructie door moment- of buigvaste verbindingen (portalen). Bij een geschoerde constructie worden stabiliteitselementen zoals stabiliteitskruisen of schijven toegevoegd om de horizontale stabiliteit te verzekeren.



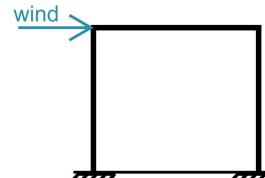
Figuur 2: Windverband (wvb), windkruis, geschoord raamwerk. Vaak toegepast bij skeletbouw.



Figuur 3: Schijf, wand, stabiliteitsmuur. Vaak toegepast in schijvenbouw. Vaak uitgevoerd in beton, metselwerk/kalkzandsteen, HSB.



Figuur 4: Portaal. Momentvaste verbinding tussen kolommen en ligger.



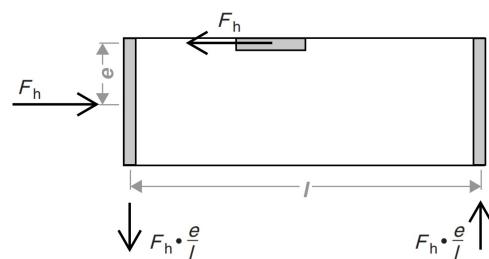
Figuur 5: Portaal. Momentvaste verbinding tussen kolommen en fundering.

Bij schijvenbouw zorgen de schijven doorgaans voor voldoende standzekerheid. Bij skeletbouw daarentegen moeten maatregelen worden genomen om de standzekerheid te verzekeren. Bij gebouwen met slechts enkele verdiepingen kunnen momentvaste verbindingen tussen de funderingsconstructie, de kolommen en de liggers worden toegepast. Bij toepassing van prefab betonnen kolommen kiest men gewoonlijk voor ingeklemde kolommen, momentvast verbonden met de fundering. Bij staalconstructies kiest men eerder voor momentvaste verbindingen tussen kolommen en liggers. Een

voorbeeld daarvan zijn portalen. Wanneer de gebouw-hoogte toeneemt, nemen ook de momenten in de verbindingen van een ongeschoorde constructie sterk toe. De constructie-elementen zullen dan erg zwaar uitgevoerd moeten worden om al te grote vervormingen te voorkomen. Daarom kiest men bij hogere gebouwen meestal voor geschoerde constructies. Schijven, schoren en stabiliteitskruisen zorgen dan voor de standzekerheid. Ook lift- en leidingschachten of wanden van trappenhuizen worden vaak als stabiliteitskernen gebruikt. Een stabiel gebouw met een geschoerde constructie moet aan de volgende regels voldoen:

1. Vloeren en daken moeten (in het horizontale vlak) in principe als stijve of vormvaste constructies worden uitgevoerd.
2. Er zijn per verdiepingsvloer en het dak minimaal drie verticale stabiliteitsvlakken nodig (schijven of diagonalen).
3. Deze drie stabiliteitsvlakken mogen niet allemaal evenwijdig aan elkaar lopen en ook mogen de snijassen ervan niet samenvallen. (In de plattegrond gezien mogen de projectielijnen van de stabiliteitswanden niet door één punt gaan: rotatie-instabiliteit.)

Hoe verder de snijassen uit elkaar liggen, hoe stijver de constructie is en des te kleiner de krachten in de stabiliteitselementen zijn. Bedenk ook dat stabiliteitselementen alleen krachten kunnen opnemen in hun vlak en niet loodrecht op het vlak! In de praktijk worden meestal minimaal vier stabiliteitswanden toegepast, zodat horizontale krachten in alle richtingen beter opgenomen kunnen worden. Als vuistregel geldt dat in een geschoerde constructie de totale lengte van de stabiliteitselementen in een bepaalde richting minimaal 1/5 bedraagt van de lengte van het gebouw in diezelfde richting.



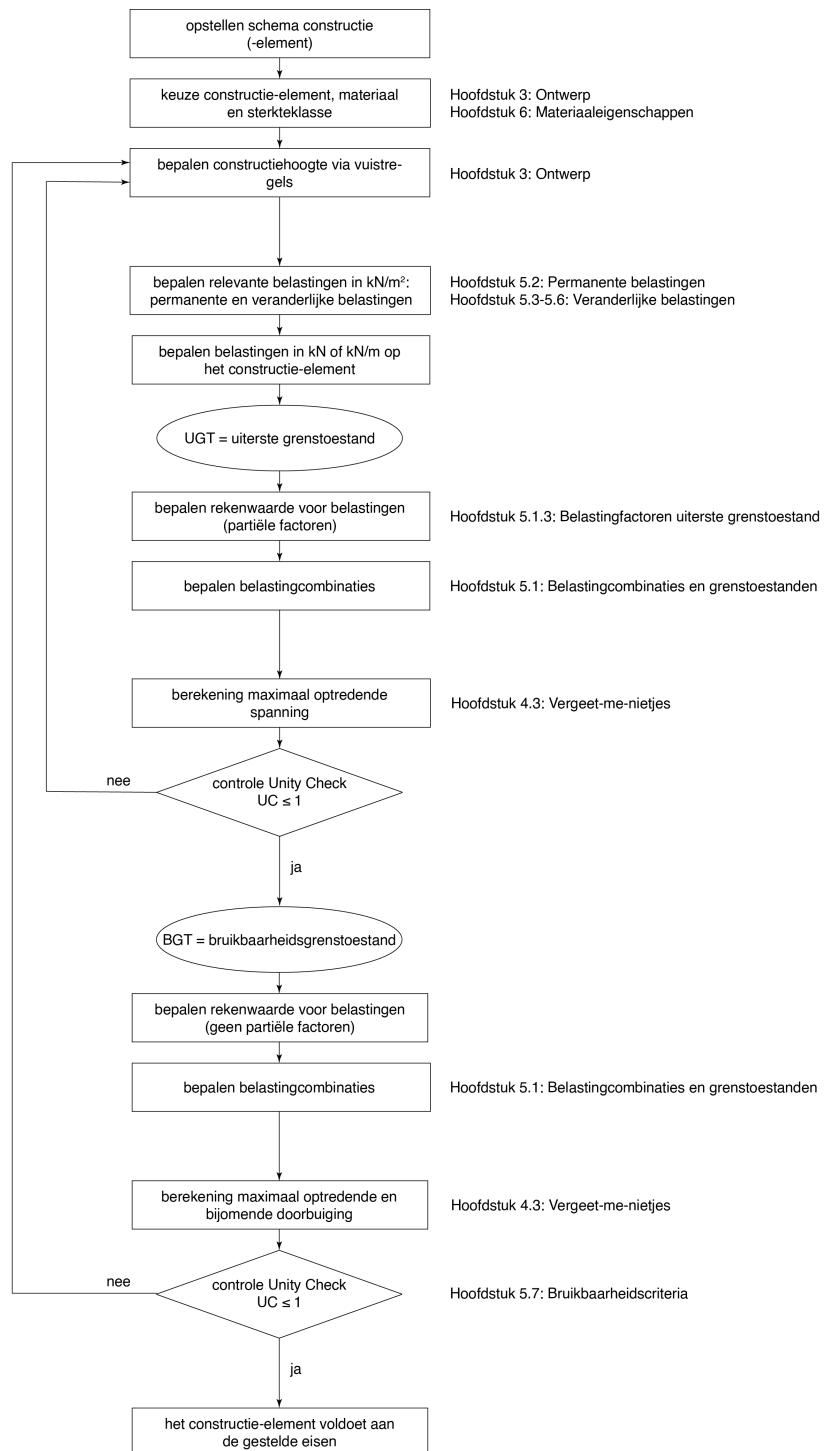
Figuur 6: Minimaal drie schijven of windverbanden zijn nodig om horizontale stabiliteit te verzorgen (niet evenwijdig en niet snijdend in hetzelfde punt).

2.3 Een controleberekening uitvoeren

Aan de hand van een controleberekening ga je na of een constructie-element de belasting die erop zal plaatsvinden kan dragen. Dit stroomschema toont de verschillende stappen die je daarvoor moet ondernemen. De gegevens die je daarvoor nodig hebt, zoals materiaaleigenschappen en vuistregels, kan je terugvinden in de verschillende hoofdstukken van dit vademeicum.

Constructie-element aanpassen:

- een hoger of groter profiel kiezen als de waarden te hoog zijn
- een lager of kleiner profiel kiezen als de waarden erg laag zijn
- het schema aanpassen, bijvoorbeeld door de overspanning te verkleinen of een scharnier door een buigvaste verbinding te vervangen
- het aanpassen van de draagconstructie, bijvoorbeeld het aanbrengen van extra stabiliteitsverbanden
- het kiezen van een ander constructie-element



3 Ontwerp

Dit hoofdstuk is geordend per constructiemateriaal:

- Staal
- Hout
- Beton

Per constructiemateriaal worden drie onderdelen gepresenteerd:

- Schattingssregels
- Voorbeelden van constructies
- Voorbeelden van verbindingen

De schattingssregels zijn overgenomen uit Jellema deel 7 - Bouwmethodiek. Ze kunnen worden gebruikt in het vroege ontwerpstadium om veelvoorkomende overspanningsconstructies te dimensioneren. De hierdoor verkregen afmetingen van de constructie zijn uiteraard slechts indicatief. Uiteindelijk moeten constructieberekeningen worden uitgevoerd om te toetsen of de constructiedelen daadwerkelijk voldoende sterk en stijf zijn.

De voorbeelden van gangbare constructies zijn gepresenteerd met ook weer hun eigen schattingssregels. Deze voorbeelden kunnen als uitgangspunt dienen bij de opzet van een ontwerp van een constructie.

De voorbeelden van gangbare verbindingen tussen constructiedelen zijn gepresenteerd, waarbij steeds is aangegeven om welk type verbinding het gaat: (rol)scharnier of moment-vast. Ook hier dient de informatie als eerste aanzet bij het ontwerp van een verbinding.

De voorbeelden van constructies en verbindingen zijn overgenomen uit de 'Quick Reference Guide' van de faculteit CiTG.

3.1 Staal

3.1.1 Schattingssregels staalconstructies

| benaming | doorsnede | h | opmerking | gangbaar overspanningsgebied |
|--|-----------|---|---------------------------------------|--|
| VLOERCONSTRUCTIES | | | | |
| staalplaat-betonvloeren | | $\frac{1}{20} \text{ à } \frac{1}{25} \ell$ | | $\ell = 5 \quad 10 \quad 15 \quad 20 \quad 25 \quad 30 \quad 35 \quad 40 \quad 45 \quad 50 \quad 55 \quad 60 \quad 65 \quad 70 \quad 75$ |
| (staalplaat-) betonvloeren met I - balken | | $\frac{1}{20} \text{ à } \frac{1}{25} \ell$ | | |
| (staalplaat-) betonvloeren met vakwerkligger | | $\approx \frac{1}{15} \ell$ | | |
| DAKCONSTRUCTIES | | | | |
| geprofileerde staalplaat | | $\frac{1}{50} \text{ à } \frac{1}{60} \ell$ | dikte plaat 0,75 à 1,25 mm | |
| warmgewalste met I - balken | | $\frac{1}{30} \text{ à } \frac{1}{35} \ell$ | | |
| raat- en plaatliggers | | $\frac{1}{20} \text{ à } \frac{1}{30} \ell$ | | |
| vakwerkliggers | | $\frac{1}{10} \text{ à } \frac{1}{15} \ell$ | | tot 60 m en meer |
| ruimtelijke vakwerkliggers | | $\frac{1}{12} \text{ à } \frac{1}{16} \ell$ | | tot 60 m en meer |
| vollewandbogen | | $\frac{1}{60} \text{ à } \frac{1}{80} \ell$ | $f > \approx \frac{1}{8} \ell$ | tot 80 m en meer |
| vakwerkbogen | | $\frac{1}{30} \text{ à } \frac{1}{40} \ell$ | $f > \approx \frac{1}{8} \ell$ | tot 100 m en meer |
| kniespannen | | $\frac{1}{30} s$ | | |
| driehoekspannen | | $\frac{1}{20} \text{ à } \frac{1}{25} s$ | | |
| hoge bogen | | $\approx \frac{1}{30} s$ | | |
| koepeldaken | | | netwerk van staven | tot 100 m en meer |
| kabelconstructies | | | zeeg $f \approx \frac{1}{20} \ell$ | |
| ruimtevakwerken | | $\approx \frac{1}{25} \ell$ | | |

3.1.2 Schattingssregels kolommen en wanden

Kolommen

Schattingssregels voor kolommen zijn minder nauwkeurig dan voor vloeren en liggers. De belasting is namelijk in hoge mate afhankelijk van de hart-op-hart afstand van de kolommen en de hoeveelheid gedragen verdiepingen. Ook de kniklengte van de kolom is erg bepalend voor de vereiste doorsnede van de kolom.

De onderstaande schattingssregels voor stalen kolommen gelden voor:

- Kolommen van kokers, HEA profielen of zwaarder
- Een kolommen grid van maximaal 8 bij 8 meter.
- De verdiepingshoogtes zoals in de tabel aangegeven.
- Een geschoorde constructie (dat betekent dat de standzekerheid van het gebouw wordt gewaarborgd door de wanden of windverbanden en niet door momentvaste verbindingen).

Staalkolom

| Aantal verdiepingen | Verdiepingshoogte | Kolom afmeting * [mm] |
|---------------------|-------------------|-----------------------|
| $v = 1$ | $L \leq 8m$ | $L / 25$ |
| $1 < v \leq 3$ | $L \leq 4m$ | $L / 20$ |
| $3 < v \leq 5$ | $L \leq 4m$ | $L / 16$ |
| $5 < v \leq 8$ | $L \leq 4m$ | $L / 13$ |
| $8 < v \leq 12$ | $L \leq 4 m$ | $L / 11$ |

* De kolomafmeting die gevonden wordt geld voor de richting waarin de kolom zal uit knikken. Dit is gewoonlijk de zwakke richting, tenzij knikverkorters zijn toegepast.

* v is het aantal verdiepingen dat door de kolom gedragen wordt.

* L is de lengte van de kolom (gelijk aan verdiepingshoogte).

Wanden

Wanden van staal zijn meestal geconstrueerd als een serie stalen kolommen met stijl en regelwerk ertussen en een lichte bekleding. De afmeting van de wand kan dus met de schattingssregels voor kolommen worden bepaald. Ook hier geldt dat andere dan de constructieve eisen maatgevend kunnen zijn. Denk hierbij aan brandvertraging en akoustische en thermische isolatie.

Stabiliteitsvlakken (windverbanden)

Staalconstructies worden meestal standzeker gemaakt door middel van een geschoord raamwerk, ook wel windverband genoemd.

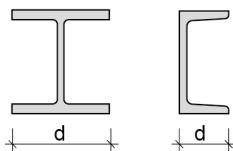
Stabiliteitswand

Een windverband in een staalconstructie heeft een lengte (horizontale afstand tussen de stijlen) van de gebouwhoogte gedeeld door 6.

3.1.3 Staalconstructies

stalen kolommen

standaardprofielen



gewalste en gelaste U- en H-profielen

één bouwlaag:

$$h_{\text{bouwlaag}} = 2 \text{ à } 8\text{m}$$

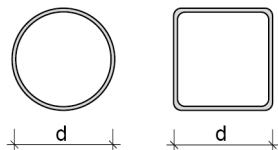
$$d = h_{\text{bl}}/20 \text{ à } h_{\text{bl}}/25$$

meerdere bouwlagen:

$$h_{\text{bl}} = 2 \text{ à } 4\text{m}$$

$$d = h_{\text{bl}}/7 \text{ à } h_{\text{bl}}/18$$

kokerprofielen



één bouwlaag:

$$h_{\text{bl}} = 2 \text{ à } 8\text{m}$$

$$d = h_{\text{bl}}/20 \text{ à } h_{\text{bl}}/35$$

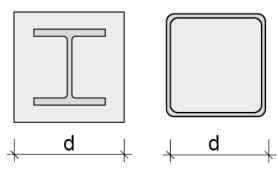
meerdere bouwlagen:

$$h_{\text{bl}} = 2 \text{ à } 4\text{m}$$

$$d = h_{\text{bl}}/7 \text{ à } h_{\text{bl}}/28$$

kokerprofielen

staal-
betonkolommen



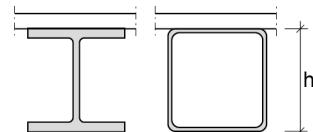
$$h_{\text{bl}} = 2 \text{ à } 4\text{m}$$

$$d = h_{\text{bl}}/6 \text{ à } h_{\text{bl}}/15$$

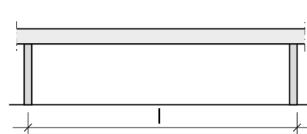
ingestorte en volgestorte profielen, bevat-
ten altijd extra wapening

hoofdliggers van verdiepingsvloeren

H-profielen en kokers



breedflens (H)-profielen en kokers

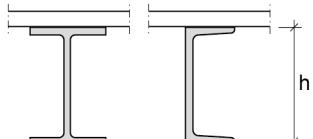


$$l = 4 \text{ à } 12\text{m}$$

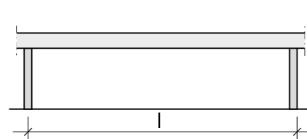
$$h = 100 \text{ à } 500\text{mm}$$

$$h = l/18 \text{ à } l/28$$

I- en U-profielen



I- en U-profielen als hoofdliggers

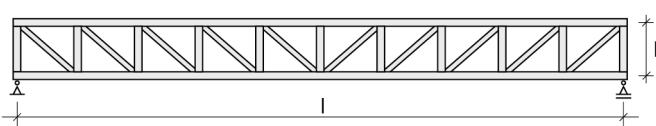


$$l = 6 \text{ à } 30\text{m}$$

$$h = 200 \text{ à } 500\text{mm}$$

$$h = l/15 \text{ à } l/20$$

vakwerkliggers

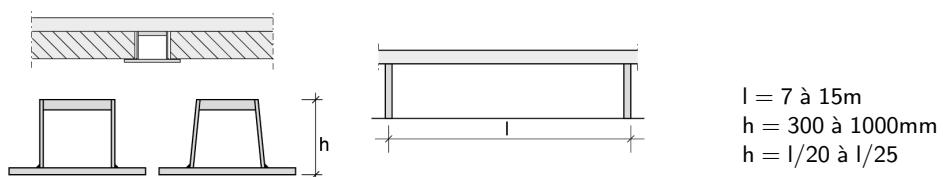


$$l = 12 \text{ à } 45\text{m}$$

$$h = 1000 \text{ à } 4000\text{mm}$$

$$h = l/8 \text{ à } l/15$$

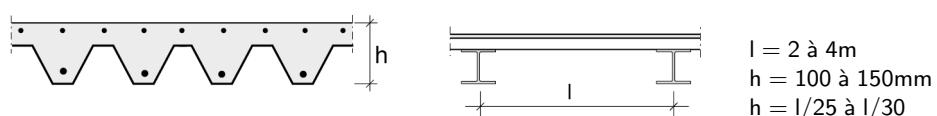
staal-betonvloeren



hoedliggers met opgestorte druklaag, met of zonder deuvels

vloeren

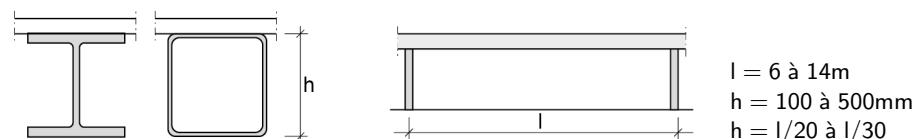
staalplaatbetonvloer



staalplaatbetonvloer met extra wapening

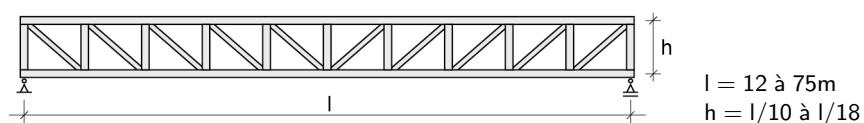
hoofdliggers dakconstructies

H-profielen en kokers



breedflens (H)-profielen en kokers

vakwerkligger I



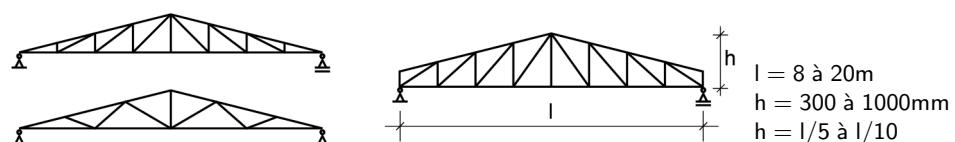
vakwerkligger van warmgewalste profielen (met zeeg)

vakwerkligger II



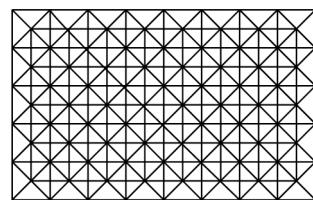
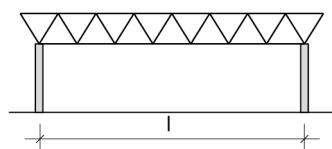
vakwerkligger van koudgevormde profielen

driehoekdakligger



vakwerkligger van warmgewalste profielen

ruimtevakwerk

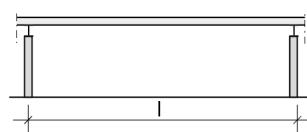
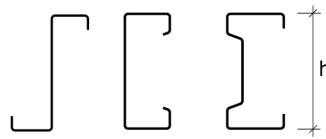


$l = 30 \text{ à } 150\text{m}$
 $h = l/15 \text{ à } l/30$

vakwerkligger van koudgevormde profielen

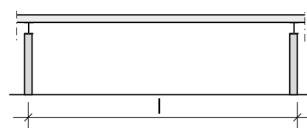
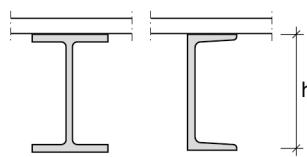
gordingen dakconstructies

koudgewalst profiel



$l = 3 \text{ à } 12\text{m}$
 $h = 120 \text{ à } 300\text{mm}$
 $h = l/25 \text{ à } l/35$

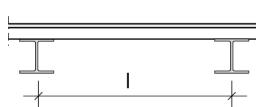
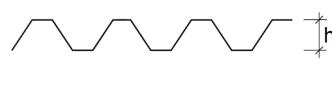
warmgewalst profiel



$l = 6 \text{ à } 40\text{m}$
 $h = 200 \text{ à } 1000\text{mm}$
 $h = l/18 \text{ à } l/26$

dakplaten dakconstructies

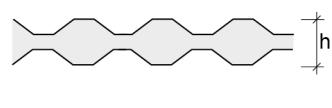
koudgewalste plaat



$l = 2 \text{ à } 6\text{m}$
 $h = 25 \text{ à } 120\text{mm}$
 $h = l/40 \text{ à } l/70$

koudgewalste geprofileerde verzinkte plaat

koudgewalst profiel

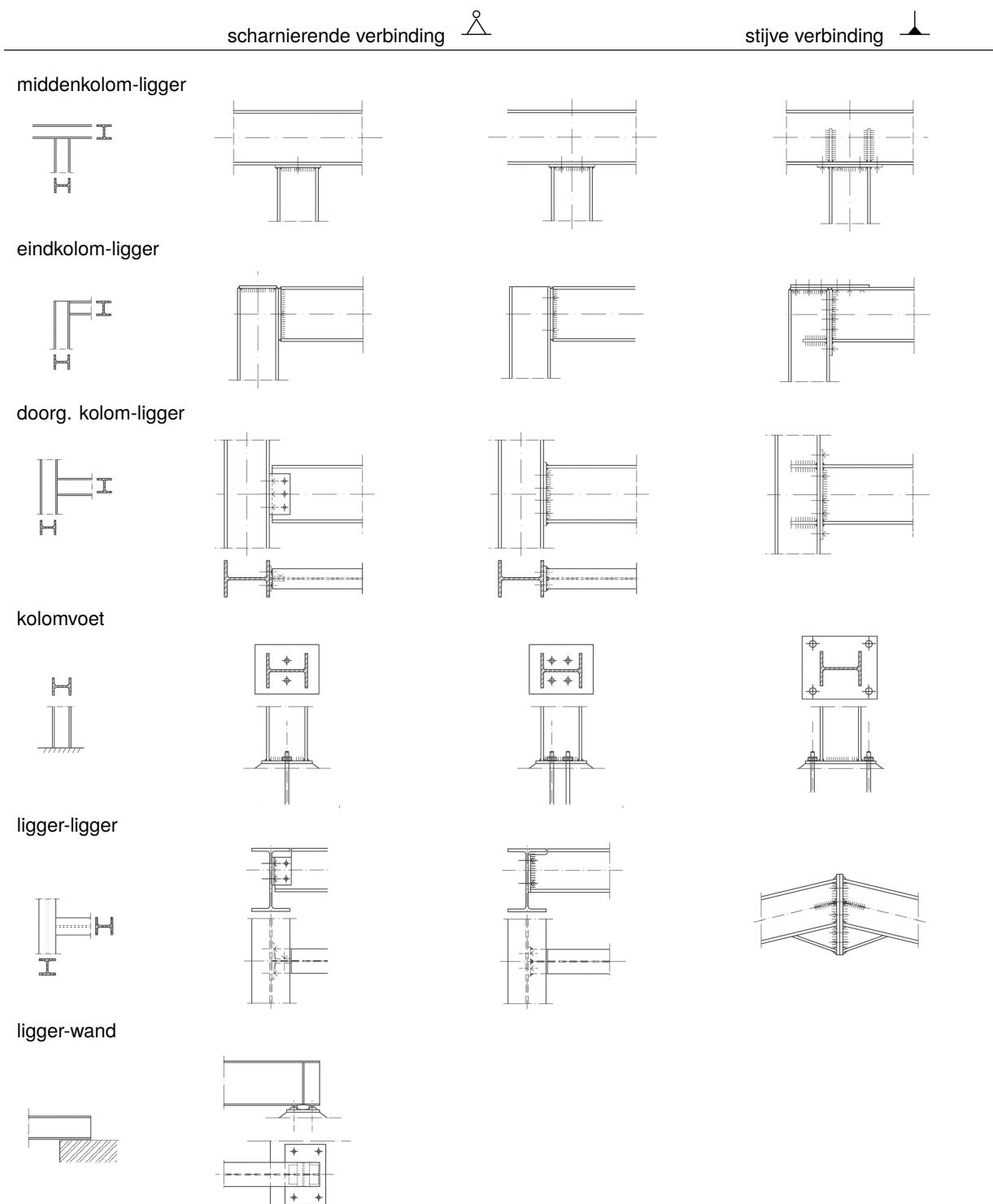


$l = 2 \text{ à } 30\text{m}$
 $h = 75\text{mm}$
 $h = l/25 \text{ à } l/30$

sandwichpanelen met koudgewalste stalen platen

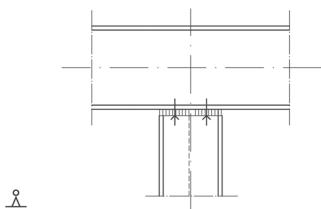
3.1.4 Verbindingsdetails (matrix)

Deze matrix geeft een beeld van verschillende verbindingsdetails van stalen constructies. De details zijn ten opzichte van elkaar gerangschikt op basis van de stijfheid van de verbinding. De matrix geeft dus alleen maar een indicatie van de stijfheid van de verbinding. Men zal altijd moeten nagaan of de verbinding zich gedraagt zoals bij de berekening van de constructie aangenomen.

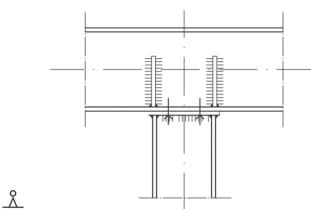


3.1.5 Verbindingsdetails

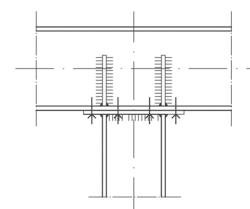
middenkolom-ligger



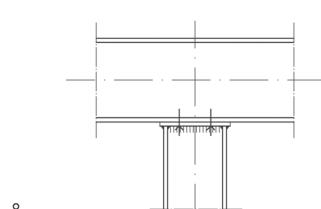
opgelaste kopplaat met vier bouten



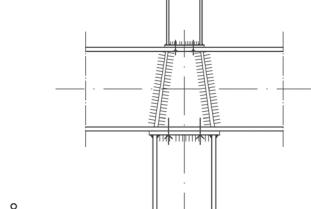
opgelaste plaat met vier bouten, met ingelaste verstijvingen van het liggerlijf



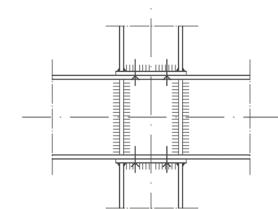
grote opgelaste plaat met acht bouten, met ingelaste verstijvingen



opgelaste kopplaat met vier bouten



opgelaste kopplaat met ingelaste verstijvingen van het liggerlijf



gelaste plaat, gebout, met ingelaste verstijvingen

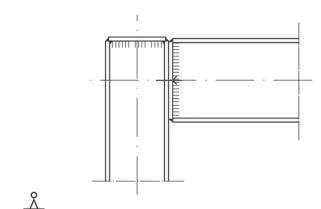


eenvoudige verbinding met opgelaste plaat, tijdens de montage is de ligger vastgebout (parkeergarage nabij openbare bibliotheek Delft)

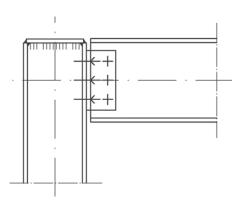


opgelaste kopplaat met vier bouten buiten het profiel geplaatst

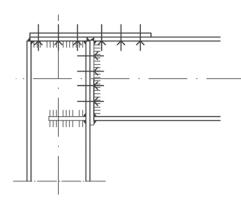
eindkolom-ligger



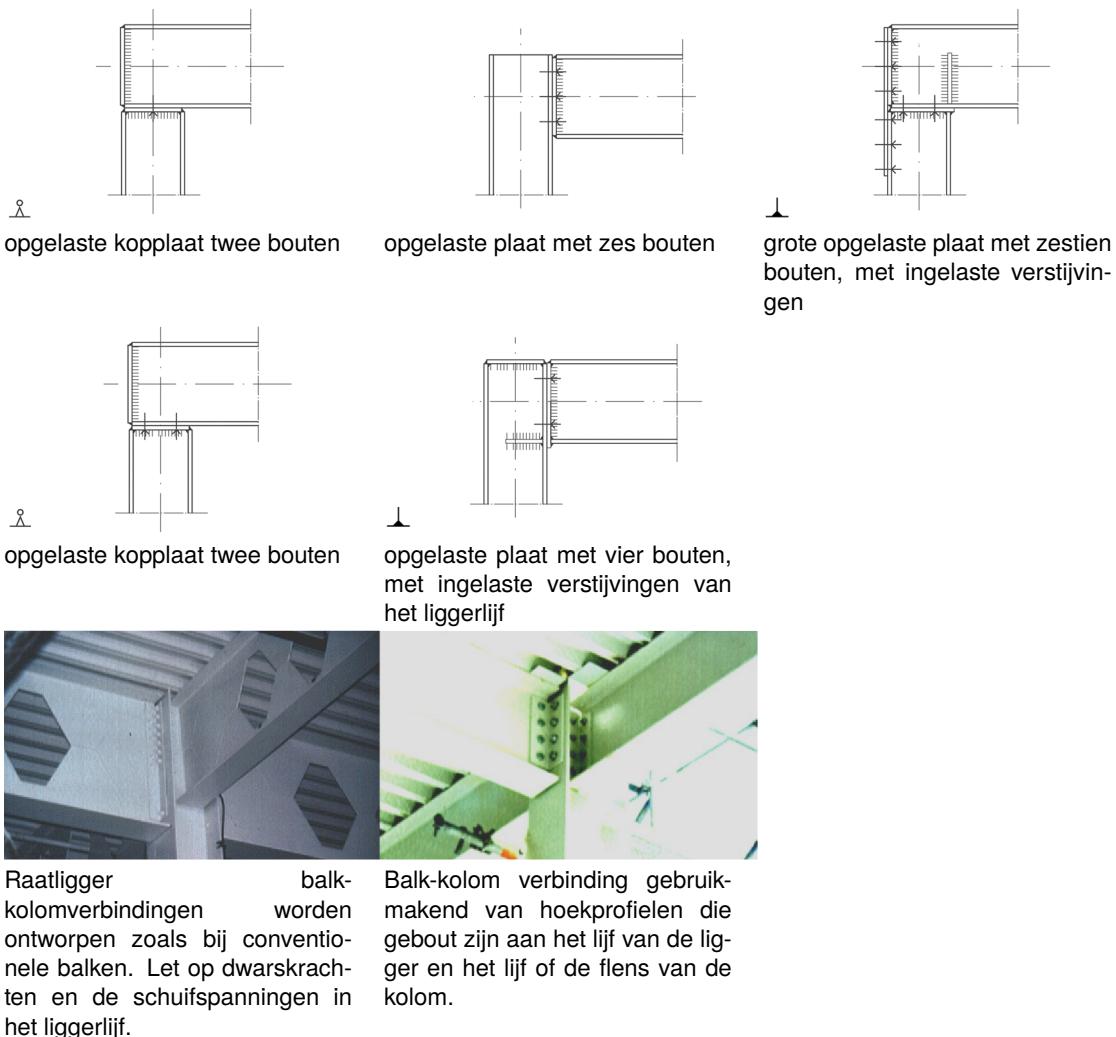
opgelaste kopplaat twee bouten



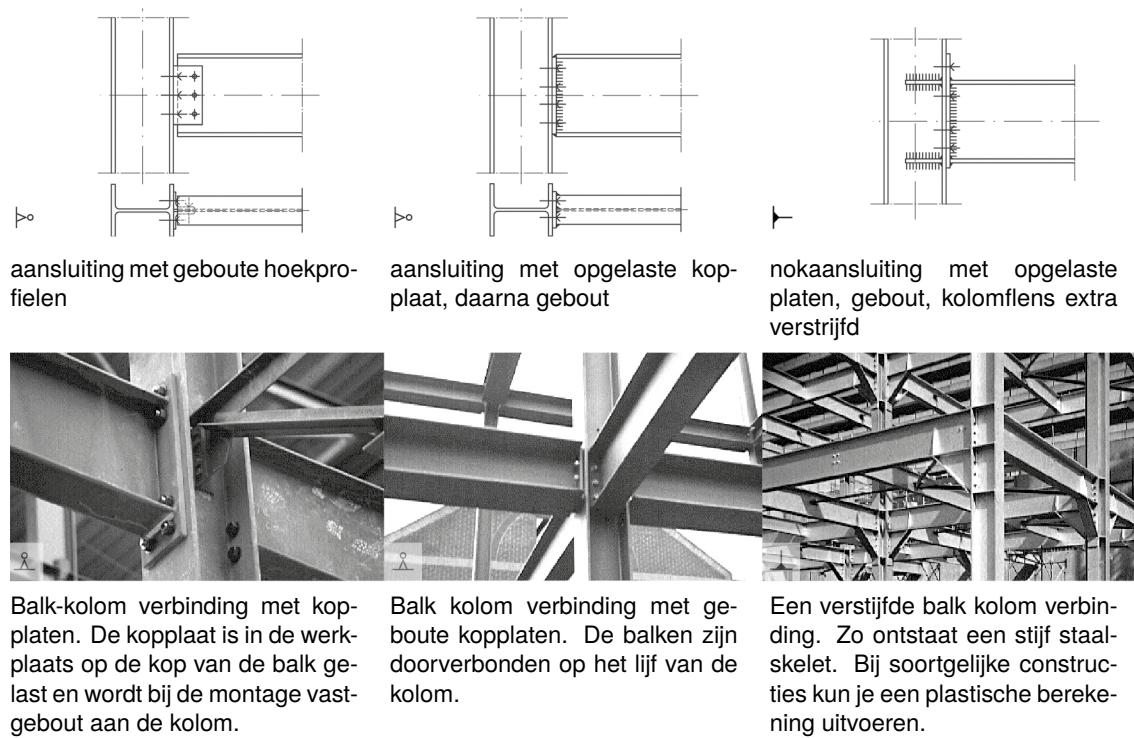
twee hoekprofielen met negen bouten

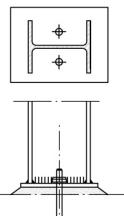


grote opgelaste plaat, bovenplaat voor trekspanning met ingelaste verstijvingen

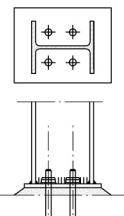


doorg. kolom-ligger

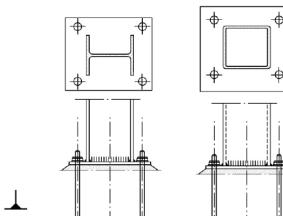


kolomvoet

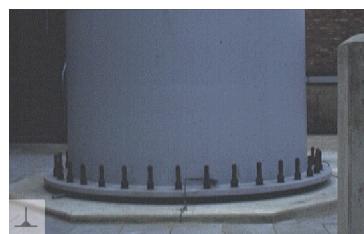
kolomvoet, opgelaste plaat met dubbele bout



kolomvoet, opgelaste plaat met vier bouten



kolomvoet, bouten buiten het profiel, levert een stijvere verbinding



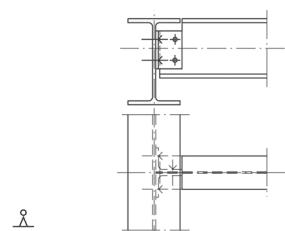
kolomvoet opgelaste plaat met enkele rij bouten



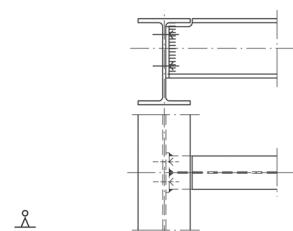
overeenkomstig met tekening



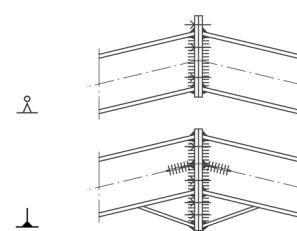
overeenkomstig met tekening

ligger-ligger

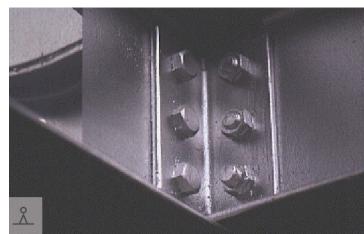
aansluiting met geboute hoeksta- len



aansluiting met opgelaste plaat daarna gebout



nokaansluiting met opgelaste platen, daarna gebout, onder extra verstijfd



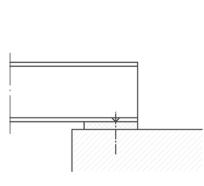
aansluiting met geboute hoeksta- len



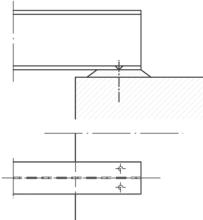
overeenkomstig met tekening



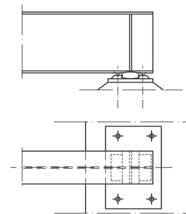
Nokverbinding van een portaal. De verstijving verhoogt de momen- tent weerstand en dus de stijf- heid

ligger-wand

oplegging op elastomeer, bout
fungeert om afschuiven te voor-
komen



aansluiting op wand met dubbele
bout



oplegging met stalen as

3.2 Hout

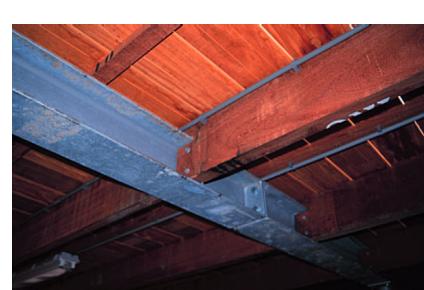
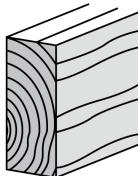
3.2.1 Schattingssregels houtconstructies

| benaming | doorsnede | h | opmerking | gangbaar overspanningsgebied |
|--|-----------|---|---|--|
| VLOERCONSTRUCTIES | | | | |
| $\ell = 5 \quad 10 \quad 15 \quad 20 \quad 25 \quad 30 \quad 35 \quad 40 \quad 45 \quad 50 \quad 55 \quad 60 \quad 65 \quad 70 \quad 75$ | | | | |
| planken en triplexplaten | | $\frac{1}{25} \text{ à } \frac{1}{30} \ell$ | | $< \sim 0,8 \text{ m}$ |
| balken, gezaagd | | $\frac{1}{15} \text{ à } \frac{1}{20} \ell$ | $b \approx \frac{1}{3} \text{ à } \frac{1}{4} h$ | |
| ribpanelen | | $\frac{1}{20} \text{ à } \frac{1}{25} \ell$ | | |
| DAKCONSTRUCTIES | | | | |
| $\ell = 5 \quad 10 \quad 15 \quad 20 \quad 25 \quad 30 \quad 35 \quad 40 \quad 45 \quad 50 \quad 55 \quad 60 \quad 65 \quad 70 \quad 75$ | | | | |
| planken en triplexplaten | | $\frac{1}{30} \text{ à } \frac{1}{35} \ell$ | platte daken | $< \sim 1,0 \text{ m}$ |
| | | $\frac{1}{40} \text{ à } \frac{1}{50} \ell$ | hellende daken | $< \sim 1,5 \text{ m}$ |
| balken, gezaagd | | $\frac{1}{20} \text{ à } \frac{1}{30} \ell$ | | |
| gelamineerde liggers | | $\frac{1}{17} \text{ à } \frac{1}{20} \ell$ | $b \approx \frac{1}{6} \text{ à } \frac{1}{8} h$ | |
| doos - of kokerliggers | | $\frac{1}{12} \text{ à } \frac{1}{15} \ell$ | $b \approx \frac{1}{6} \text{ à } \frac{1}{8} h$ | |
| vakwerkliggers | | $\frac{1}{12} \text{ à } \frac{1}{16} \ell$ | | |
| vollewandbogen | | $\frac{1}{40} \text{ à } \frac{1}{50} \ell$ | $f > \approx \frac{1}{8} \ell$ $b \approx \frac{1}{6} h$ | tot 60 m en meer tot 80 m en meer |
| vakwerkbogen | | $\frac{1}{20} \text{ à } \frac{1}{25} \ell$ | $f > \approx \frac{1}{8} \ell$ | tot 60 m en meer tot 80 m en meer |
| kniespannen | | $\frac{1}{15} \text{ à } \frac{1}{20} s$ | $b \approx \frac{1}{6} h$ | s h |
| driehoekspannen | | $\frac{1}{15} \text{ à } \frac{1}{20} s$ | $f \approx \frac{1}{4} \ell$ $b \approx \frac{1}{6} h$ | s h |
| hoge bogen | | $\approx \frac{1}{20} s$ | $b \approx \frac{1}{6} h$ | s h |
| vouwdaken | | $\frac{1}{12} \text{ à } \frac{1}{16} \ell$ | | |
| zadeldak | | $f \approx \frac{1}{40} \text{ opp.}$ | $d \approx 80 \text{ tot } 100 \text{ mm}$ | f_1 f_2 |
| koepeldaken | | | netwerk van staven | tot 100 m en meer |

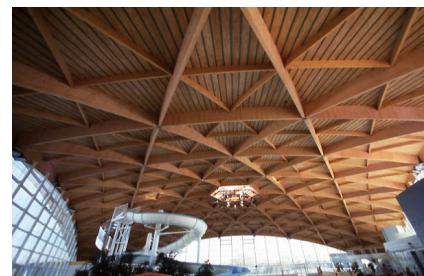
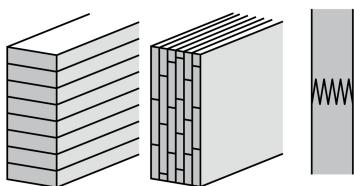


3.2.2 Producten

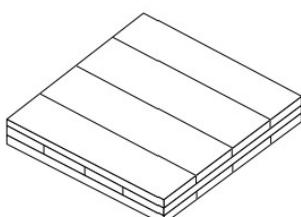
Rondhout wordt gebruikt voor uiteenlopende constructies, zoals bruggen, houten torens, gebouwen en heipalen. In de architectuur van deze tijd zijn stammen terug te vinden in bijvoorbeeld de eiken kolommen van het expogebouw van MVRDV in Hannover.



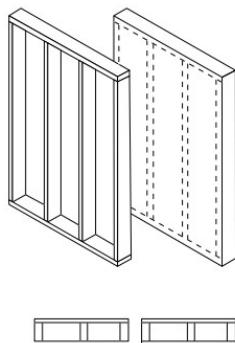
Gezaagd hout wordt in allerlei toepassingen gevonden, kleinere constructies, daken van woningen, daken (gordingen), vloeren (balken en gordingen), vakwerken. Hout wordt ook veel toegepast vanwege de gunstige eigenschappen bij brand (isolerend verkoolde laag).



Gelijmd gelamineerd hout wordt veel gebruikt vanwege de vele vormen en bijna oneindige lengtematen die te fabriceren zijn. Overigens moet wel altijd met het vervoer van dergelijke lange elementen rekening gehouden worden. Grote overspanningen, driescharnierspanten, portaalspanten zijn mogelijk in hout.



Cross Laminated Timber (CLT) bestaat uit kruislings gelijmde houten delen en is geschikt als constructieve en woningscheidende wanden, binnenspouwblad en woningscheidende vloeren.



Houtskeletbouw (HSB) bestaat uit houten frames met isolatie erin, geschikt om te gebruiken als constructieve, woning-scheidende wanden en binnenspouwblad.

HSB-elementen zijn vaak een stuk goedkoper dan CLT, maar vanwege de geringere stabiliteit, kan een gebouw met een HSB-constructie vaak niet uit meer dan 3 lagen bestaan.

Een combinatie van HSB en CLT is daarom zeer geschikt voor de seriematige woningbouw:

- Tot en met 4 lagen: HSB constructie met CLT vloeren
- Vanaf 4 lagen: “tunnelen” met CLT en de gevels dichtzetten met (prefab) HSB.

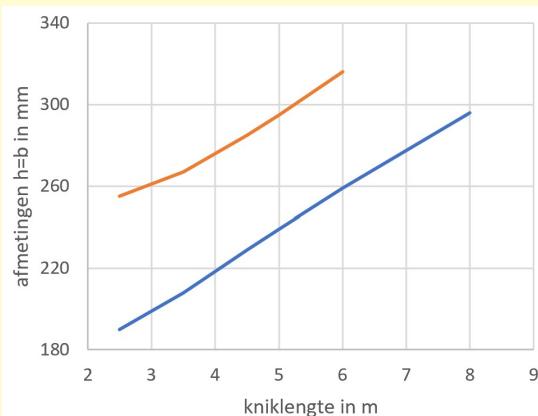
3.2.3 Schattingssregels kolommen en wanden

Houten kolommen

Schattingssregels voor kolommen zijn minder nauwkeurig dan voor vloeren en liggers. De belasting is namelijk in hoge mate afhankelijk van de hart-op-hart afstand van de kolommen en de hoeveelheid gedragen verdiepingen. Ook de kniklengte van de kolom is erg bepalend voor de vereiste doorsnede van de kolom. Met onderstaande ontwerpgrafieken kan de benodigde doorsnede afmeting van de kolom geschat worden. De ontwerpgrafiek geldt voor:

- Kolommen van hout C24 of meer.
- Een kolommen grid van maximaal 6 bij 6 meter.
- Een lichte houten vloer $G=2 \text{ kN/m}^2$.
- Een veranderlijke belasting $q=2 \text{ kN/m}^2$
- Gevolgklasse CC2
- Een geschoorde constructie (dat wil zeggen dat de standzekerheid van het gebouw wordt gewaarborgd door de wanden of windverbanden en niet door momentvaste verbindingen).

Houten kolom



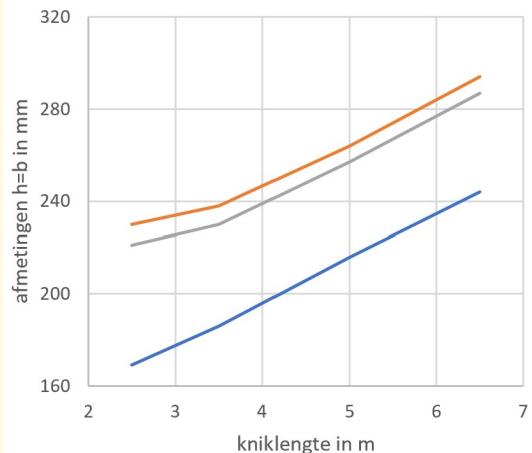
* Rode lijn (boven): Tot max. 5 bouwlagen

* Blauwe lijn (onder): Tot max. 3 bouwlagen

* De kolomafmeting die gevonden wordt geldt voor de richting waarin de kolom zal uit knikken. Dit is gewoonlijk de zwakke richting, tenzij knikverkorters zijn toegepast. In de grafiek is uitgegaan van een vierkante kolom.

* De kniklengte van de kolom is doorgaans gelijk aan de verdiepingshoogte.

gelamineerde kolom



* Oranje lijn (boven): $q=2 \text{ kN/m}^2$ en tot max. 5 bouwlagen

* Grijze lijn (midden): $q=5 \text{ kN/m}^2$ en tot max. 5 bouwlagen

* Blauwe lijn (onder): $q=2 \text{ kN/m}^2$ en tot max. 3 bouwlagen

* De kolomafmeting die gevonden wordt geldt voor de richting waarin de kolom zal uit knikken. Dit is gewoonlijk de zwakke richting, tenzij knikverkorters zijn toegepast. In de grafiek is uitgegaan van een vierkante kolom.

* De kniklengte van de kolom is doorgaans gelijk aan de verdiepingshoogte.

Gelamineerde kolommen

De ontwerpgrafiek geldt voor:

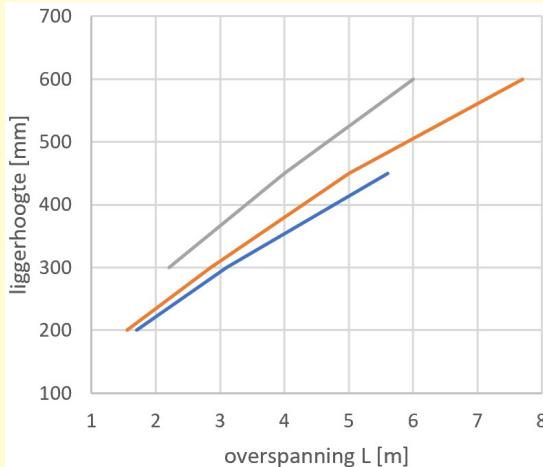
- Kolommen van gelamineerd hout GL24h of meer.
- Een kolommen grid van maximaal 6 bij 6 meter.
- Een lichte houten vloer $G=2 \text{ kN/m}^2$.
- Gevolgklasse CC2.
- Een geschoorde constructie (dat wil zeggen dat de standzekerheid van het gebouw wordt gewaarborgd door de wanden of windverbanden en niet door momentvaste verbindingen).

Gelamineerde ligger

De ontwerpgrafiek geldt voor:

- liggers van gelamineerd hout GL24h of meer.
- Een hart op hart afstand van 4 meter.
- Gevolgklasse CC2.
- Een lichte houten vloer $G=2 \text{ kN/m}^2$.
- Liggerbreedte is ca. 1/3 van de liggerhoogte

gelamineerde ligger



* Grijze lijn: $q=5 \text{ kN/m}^2$ (bijeenkomstruimte)

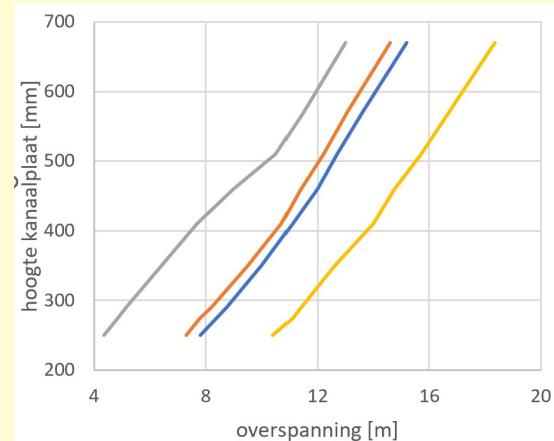
* Oranje lijn: $q=2,5 \text{ kN/m}^2$ (kantoorfunctie)

* Blauwe lijn: $q=1,75 \text{ kN/m}^2$ (woonfunctie)

Houten kanaalplaatvloer

Een houtenkanaalplaat vloer is een vloerdeel bestaande uit verlijmde houten delen. Het is een betrekkelijk licht vloersysteem. Met onderstaande grafiek kan de benodigde hoogte van de plaat horend bij een bepaalde overspanning geschat worden.

Houten kanaalplaat



Van links naar rechts:

* Grijze lijn: $q=5 \text{ kN/m}^2$ (bijeenkomstruimte)

* Oranje lijn: $q=2,5 \text{ kN/m}^2$ (kantoorfunctie)

* Blauwe lijn: $q=1,75 \text{ kN/m}^2$ (woonfunctie)

* Gele lijn: $q=1 \text{ kN/m}^2$ (dak)

voor Nederland (NL)



| Naam | Dak | Vloer | | | | |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | m | m | m | m | m | m |
| KRB-2400x25-5x45x200-2400x25 | 10,25 | 7,65 | 7,15 | | | |
| KRB-2400x31-5x45x200-2400x25 | 10,50 | 7,90 | 7,40 | 5,65 | 4,80 | 4,35 |
| KRB-2400x25-5x45x225-2400x25 | 10,90 | 8,25 | 7,70 | | | |
| KRB-2400x31-5x45x225-2400x25 | 11,15 | 8,50 | 7,95 | 6,30 | 5,30 | 4,85 |
| KRB-2400x25-5x45x240-2400x25 | 11,25 | 8,60 | 8,05 | | | |
| KRB-2400x31-5x45x240-2400x25 | 11,50 | 8,85 | 8,30 | 6,70 | 5,60 | 5,15 |
| KRB-2400x25-5x45x260-2400x25 | 11,65 | 9,05 | 8,45 | | | |
| KRB-2400x31-5x45x260-2400x25 | 11,90 | 9,35 | 8,75 | 7,25 | 6,10 | 5,50 |
| KRB-2400x25-5x45x300-2400x25 | 12,50 | 9,80 | 9,35 | | | |
| KRB-2400x31-5x45x300-2400x25 | 12,75 | 10,05 | 9,60 | 8,10 | 7,05 | 6,40 |
| KRB-2400x25-5x45x360-2400x25 | 13,65 | 10,75 | 10,40 | | | |
| KRB-2400x31-5x45x360-2400x25 | 13,90 | 11,00 | 10,60 | 9,20 | 8,50 | 7,75 |
| KRB-2400x37-5x45x360-2400x25 | 14,10 | 11,25 | 10,80 | 9,45 | 8,15 | 7,40 |
| KRB-2400x37-5x45x360-2400x37 | 14,60 | 11,80 | 11,00 | 10,00 | 8,65 | 7,90 |
| KRB-2400x25-5x51x400-2400x25 | 14,40 | 11,40 | 11,05 | | | |
| KRB-2400x31-5x51x400-2400x25 | 14,65 | 11,70 | 11,30 | 10,05 | 9,35 | 9,35 |
| KRB-2400x37-5x51x400-2400x25 | 14,85 | 11,95 | 11,50 | 10,30 | 9,55 | 9,00 |
| KRB-2400x37-5x51x400-2400x37 | 15,35 | 12,50 | 11,85 | 10,80 | 10,15 | 9,55 |
| KRB-2400x25-5x57x450-2400x25 | 15,35 | 12,25 | 11,85 | | | |
| KRB-2400x31-5x57x450-2400x25 | 15,60 | 12,50 | 12,10 | 10,95 | 10,30 | 10,30 |
| KRB-2400x37-5x57x450-2400x25 | 15,80 | 12,75 | 12,30 | 11,10 | 10,55 | 10,55 |
| KRB-2400x37-5x57x450-2400x37 | 16,30 | 13,35 | 12,65 | 11,55 | 10,90 | 11,05 |
| KRB-2400x25-5x63x500-2400x25 | 16,25 | 13,05 | 12,65 | | | |
| KRB-2400x31-5x63x500-2400x25 | 16,45 | 13,35 | 12,85 | 11,65 | 11,20 | 11,20 |
| KRB-2400x37-5x63x500-2400x25 | 16,70 | 13,60 | 13,05 | 11,85 | 11,35 | 11,35 |
| KRB-2400x37-5x63x500-2400x37 | 17,15 | 14,15 | 13,45 | 12,25 | 11,75 | 11,75 |
| KRB-2400x43-5x63x500-2400x43 | 17,55 | 14,50 | 13,90 | 12,65 | 12,10 | 12,10 |
| KRB-2400x25-5x75x600-2400x25 | 17,90 | 14,70 | 14,15 | | | |
| KRB-2400x31-5x75x600-2400x25 | 18,15 | 15,00 | 14,40 | 13,10 | 12,55 | 12,55 |
| KRB-2400x37-5x75x600-2400x25 | 18,35 | 15,20 | 14,60 | 13,25 | 12,75 | 12,75 |
| KRB-2400x37-5x75x600-2400x37 | 18,80 | 15,65 | 15,00 | 13,70 | 13,15 | 13,15 |
| KRB-2400x43-5x75x600-2400x43 | 19,20 | 16,05 | 15,40 | 14,05 | 13,50 | 13,50 |

Opmerkingen

- Het betreft hier de standaard Kerto-Ripa Box, uitgevoerd met onder- en bovenplaat
- Naamgeving: "KRB" - afmetingen bovenplaat - afm. ribben - afm. onderplaat
- Bij hoge eisen m.b.t. akkoestiek wordt een 31mm dikke bovenplaat aanbevolen.
- Voor de trilling van vloeren is uitgegaan van de adviezen en berekeningsmethode zoals opgenomen in EC-5.
- De brandwerendheid is niet meegenomen in de berekening. Hier wordt doorgaans in voorzien door inbranding van de onderplaat en soms een plafond.

Uitgangspunten belastingen

- eigen gewicht afhankelijk van toegepaste afmetingen
 - op een dak een plafond van 0,15 kN/m²
 - onder een vloer een zwevende dekvloer van 0,45 kN/m²
 - onder een vloer een plafond van 0,15 kN/m²
 - op een vloer lichte scheidingswanden van 0,50 kN/m²
 - gebruiksbelastingen:
- | daken | 1,00 kN/m ² over 10 m ² , of 0,56 kN/m ² | CC1 |
|----------|---|-----|
| woningen | 1,75 kN/m ² , belasting type A | CC2 |
| scholen | 4,00 kN/m ² , belasting type C | CC2 |
| kantoren | 2,50 kN/m ² , belasting type B | CC2 |
| winkels | 5,00 kN/m ² , belasting type D | CC2 |
| bijeenk. | 5,00 kN/m ² , belasting type C | CC3 |

Bron: FinnForest

Wanden

Voor dragende wanden geldt hetzelfde als voor kolommen behalve dat ze ook een scheidende functie hebben die vaak bepalend is voor de dikte. Denk aan akoestische isolatie en brandwerendheidseisen in woningbouw. Onderstaande schattingsregels gelden voor de verticale stijlen van houtskeletbouw (hsb) wanden in gebouwen van niet meer dan 1 verdieping.

hsb wanden

| type | dsn. afmetingen [mm x mm] | h.o.h. afstand [mm] |
|------------|------------------------------|------------------------|
| Binnenmuur | 140 x 38 | 600 |
| Buitenmuur | 89 x 38 | 600 |

* De stijlen worden doorgaans aan weerszijden bekleed met 9mm OSB- of multiplexplaten.

Meest voorkomende afmetingen CLT

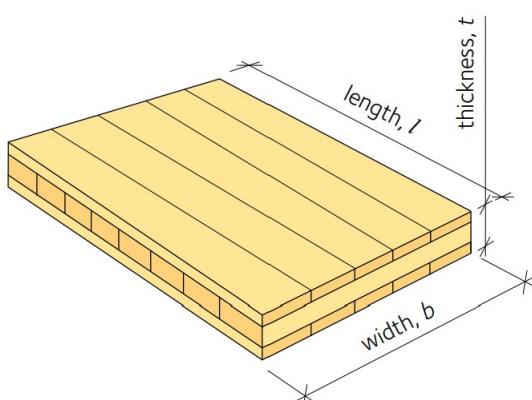


Table 1.3 Common dimensions for CLT panels.

| Parameter | Commonplace | Available |
|---------------|---------------|--------------|
| Thickness, t | 80 – 300 mm | 60 – 500 mm |
| Width, w | 1,20 – 3,00 m | up to 4,80 m |
| Length, l | 16 m | up to 30 m |
| No. of layers | 3, 5, 7, 9 | up to 25 |

Meest voorkomende afmetingen CLT - © Swedish Wood

CLT

CLT staat voor 'Cross Laminated Timber', in het Nederlands 'kruislaaghout'. Het is een constructiemateriaal opgebouwd uit ten minste drie kruislings verlijmde enkel laags latten die haaks op elkaar zijn geplaatst, toepasbaar als wanden als vloeren. Bouwen met hout wordt daarom ook wel 'massieve houtbouw' genoemd.

Het kruislings verlijmen van de latten heeft een aantal voordeLEN:

- CLT-panelen dragen in twee richtingen.
- Er is geen uitzet, krimp of vervorming.
- Qua sterkte en stijfheid komen CLT-panelen in de buurt van beton.
- Er is enkel folie/tape nodig om de naden van aansluitende panelen te dichten.

De meeste gebruikte afmetingen van CLT panelen zijn:

- Breedte: tot 3.000 mm
- Lengte: tot 16.000 mm
- Dikte: tot 300 mm

Andere afmetingen zijn mogelijk, maar dan kom je al snel in de 'specials'. De gebruikelijke diktes voor CLT panelen zijn:

- 160 mm voor de vloer
- 110 mm voor de wand

Dit is niet de totale dikte van de vloer- of wandopbouw, maar enkel het CLT-paneel (zie hiervoor Vloeropbouw en Wandopbouw). De dikte van de panelen is afhankelijk van de constructieve belasting en de akoestische- en brandveiligheids-eisen.

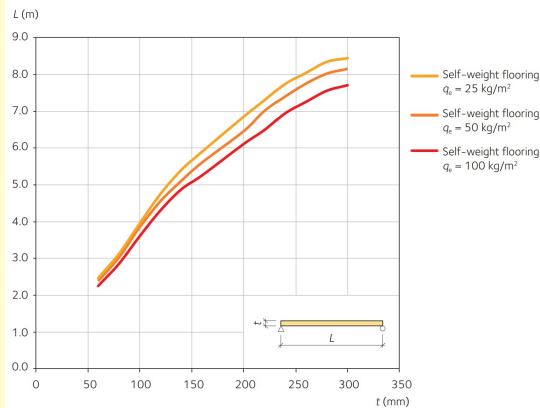
Voor de middenlagen van CLT wordt hout gebruikt wat anders aangekeurd zou worden; knoesten, verkleuring of beschadigd hout. Het is nooit de kern van de boom.

Er zijn 3 zichtklassen:

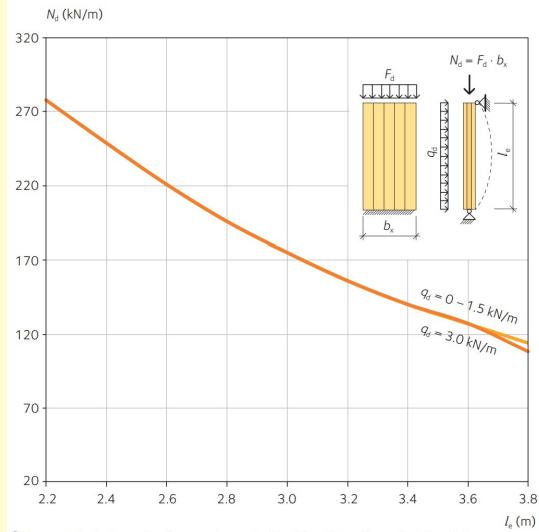
- Klasse A: Woon-zichtkwaliteit
- Klasse B: Industrie-zichtkwaliteit
- Klasse C: Niet-zichtkwaliteit

In CLT panelen wordt lijm gebruikt. Veelal wordt gebruikt gemaakt van twee soorten lijm: PUR-lijm of MUF-lijm. PUR is een lijm op basis van polyurethaan, MUF is gebaseerd op melamin-ureum-formaldehyde. Doorgaans wordt de voorkeur gegeven aan PUR-lijm; deze lijm is vrij van oplosmiddelen en formaldehyde en daarmee beter voor toekomstig hergebruik of recycling. Lijm is over het algemeen niet duurzaam, maar maakt slechts 1-2 procent van het product uit. Er zijn ook leveranciers die CLT panelen leveren met houtverbindingen in plaats van lijm. Dit is duurzamer, maar gaat ten koste van de stabiliteit van een paneel.

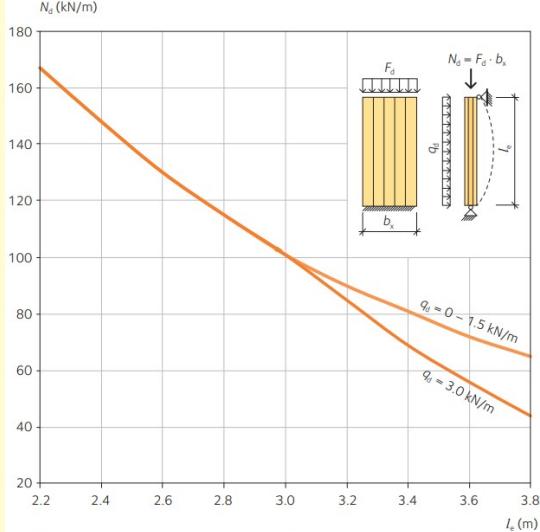
Bovenstaande tekst en afbeeldingen overgenomen uit Handleiding CLT van INBO.

Hoogte CLT vloer**hoogte CLT vloer**uitgaande van $Q = 2,0 \text{ kN/m}^2$ 

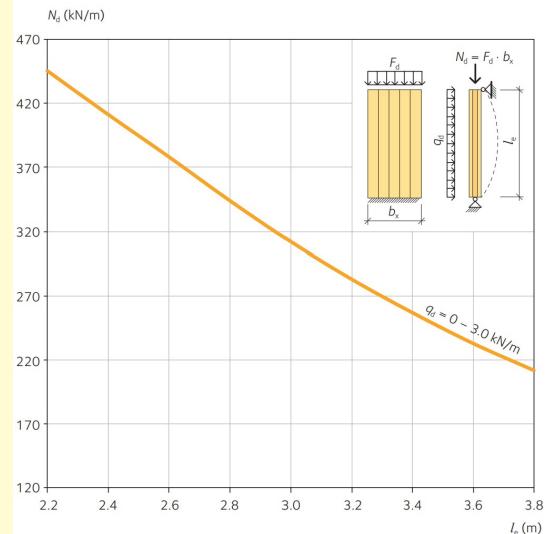
© Swedish Wood

CLT wand 100mm**hoogte versus normaalkracht in CLT wand van $t = 100 \text{ mm}$** 

© Swedish Wood

CLT wand 80mm**hoogte versus normaalkracht in CLT wand van $t = 80 \text{ mm}$** 

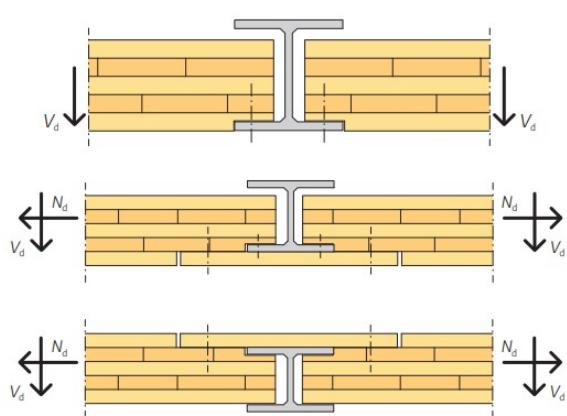
© Swedish Wood

CLT wand 120mm**hoogte versus normaalkracht in CLT wand van $t = 120 \text{ mm}$** 

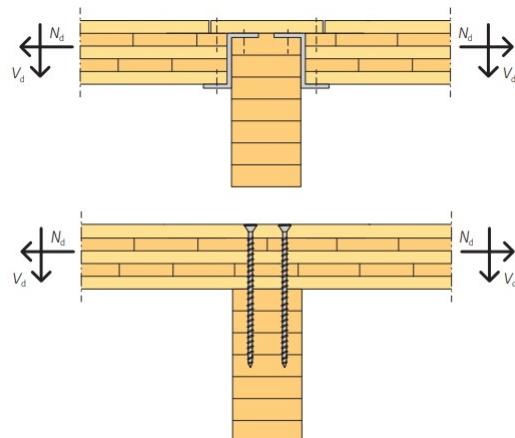
© Swedish Wood

3.2.4 Houtconstructies met CLT

Voorbeelden van verbinding met liggers

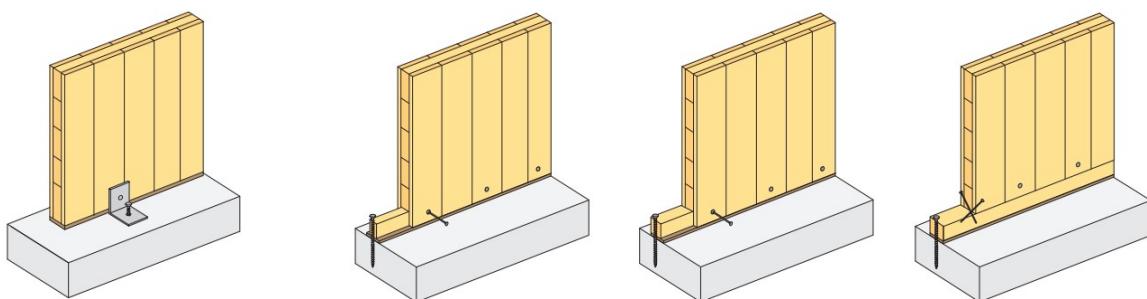


Verbinding van CLT vloer met stalen ligger. © Swedish Wood



Verbinding van CLT vloer met gelamineerde houten ligger. © Swedish Wood

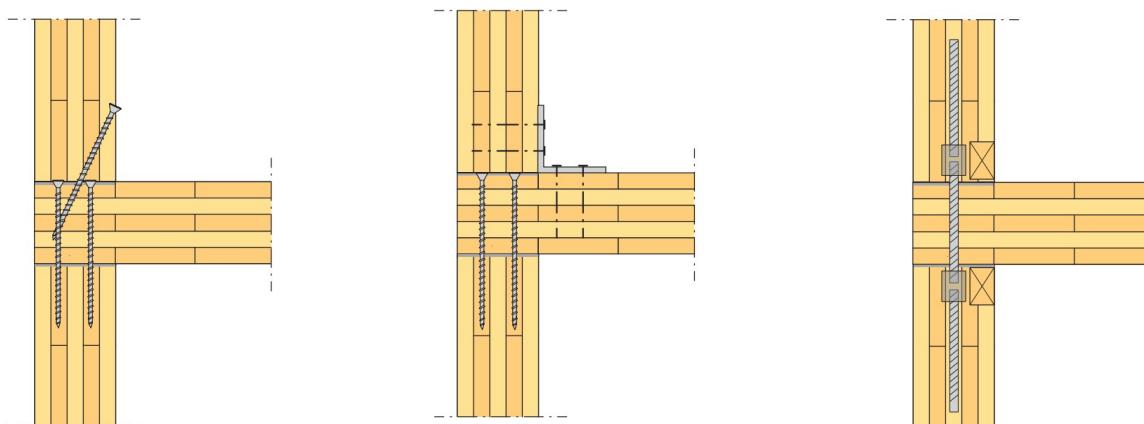
Voorbeelden van verbinding met de fundering



Verbinding van CLT wand aan fundering met een hoekstaal. © Swedish Wood

Verbinding van CLT wand aan fundering met een onderslagbalk. © Swedish Wood

Voorbeelden van verbinding tussen CLT wanden en vloeren

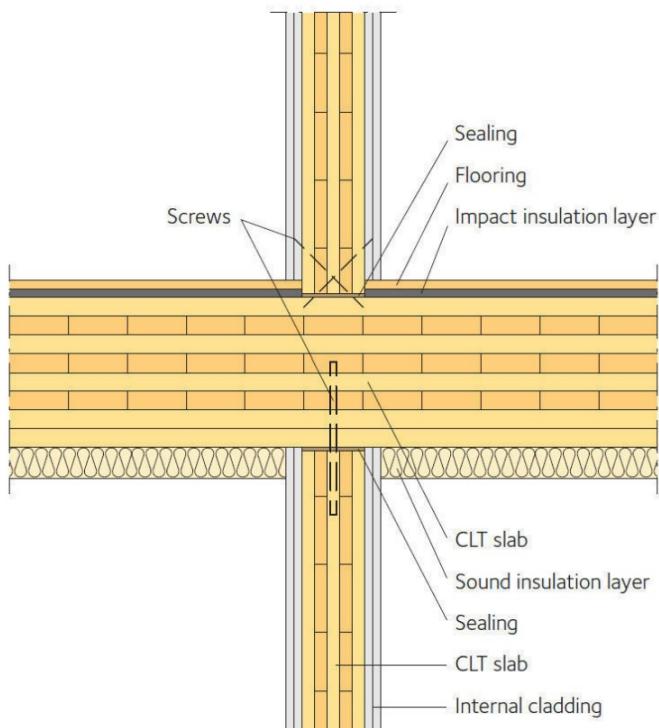


Verbinding met lange houtschroeven. © Swedish Wood

Verbinding met hoekstaal. © Swedish Wood

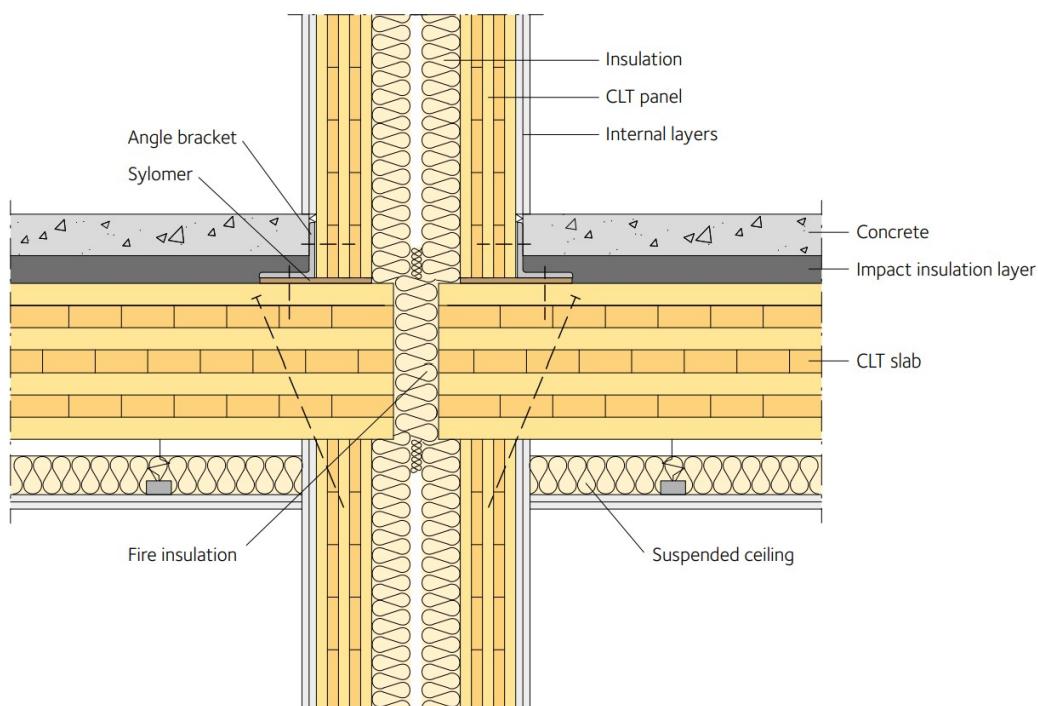
Verbinding met draadeinden en koppelmoer. © Swedish Wood

Voorbeeld van detail



Voorbeeld van detail (verticaal) - aansluiting vloeren op dragende wanden - voor een gebouw zonder hoge eisen aan geluidsisolatie. © Swedish Wood

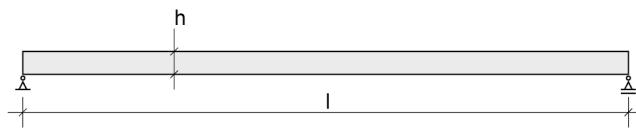
Voorbeeld van detail



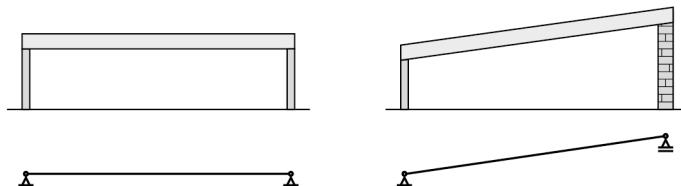
Voorbeeld van detail (verticaal) - aansluiting vloeren op dragende wanden - voor een gebouw met hoge eisen aan geluidsisolatie (bijvoorbeeld een woongebouw). © Swedish Wood

3.2.5 Houtconstructies met liggers

rechte ligger (eventueel met toog)



verschijningsvormen



details



oplegging op betonnen wand

oplegging op stalen kolom

gezaagde balken

$l=2$ tot $6m$

$h=l/15$ à $l/20$

gelamineerd hout

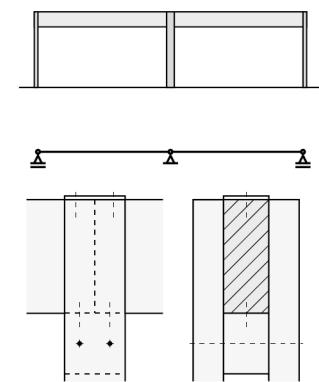
$l=6$ à $30m$

$h.o.h < 5m$

$h=l/17$

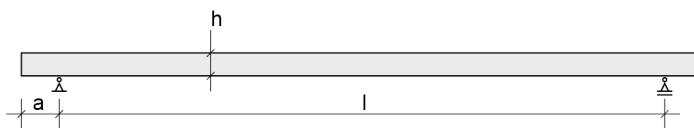
$h.o.h = 5-8m$

$h=l/16$

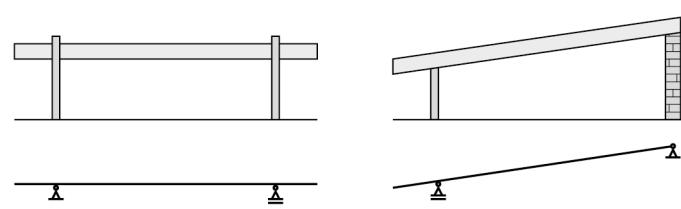


oplegging van liggers op een dubbelen houten kolom (op een blok)

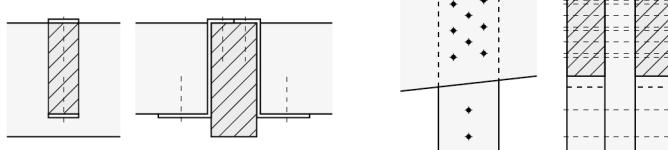
rechte ligger (eventueel met overstek)



verschijningsvormen



details



oplegging gordingen op hoofdligger, Z stalen

dubbele ligger op een dubbele houten kolom, gebout

gelamineerd hout

$l=6$ tot $30m$

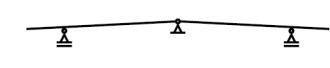
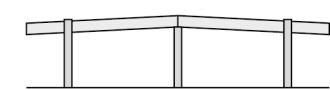
$h.o.h = 3,6$ à $5,4$

$h=l/16$ à $l/21$

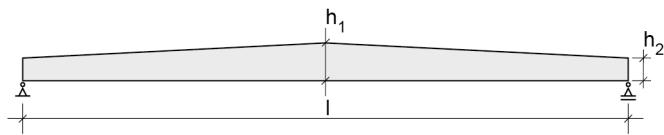
$a=0,25 \cdot l$

$h.o.h = 3$ à $5m$

$h=l/18$ à $l/24$

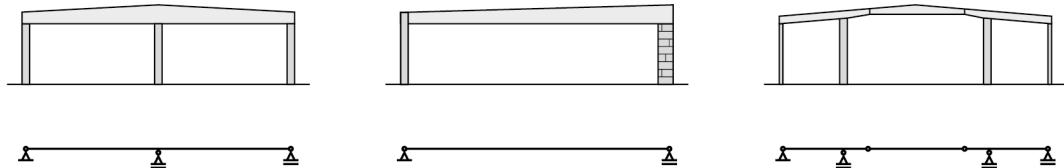


ligger op houten kolom, ingefreesde stalen plaat en oplegplaat, gebout

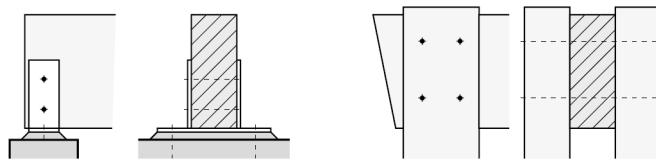
zadeldak ligger met hellende bovenrand (gelamineerd)

gelamineerd hout
 $l=6 \text{ tot } 30\text{m}$
 $h_1=l/14 \text{ à } l/18$ $h_2=l/18 \text{ à } l/22$

verschijnings-
vormen



details



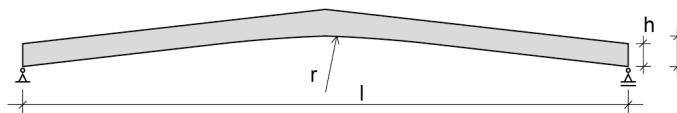
lijgger op wand, gelaste stalen op-
legging

verbinding lijgger-dubbele kolom,
gebout

lijgger-lijgger verbinding door-
gaande lijgger, stalen schoen
(gerberlijgger)

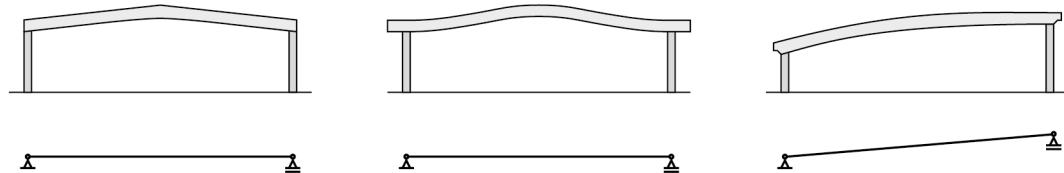
toelichting

de bovenranden moeten zijdelings worden gesteund

zadeldak ligger met hellende of gebogen boven- en onderrand (gelamineerd)

gelamineerd hout
 $l=7 \text{ tot } 40\text{m}$
 $h.o.h.=5 \text{ à } 7\text{m}$ $h=l/14 \text{ à } l/18$
 $f=l/5 \text{ à } l/10$
 $r \geq 6\text{m}$

verschijnings-
vormen



details



lijgger-kolom verbinding, gena-
gelde platen

oplegging op wand, zuiver schar-
nier, met slobgat, geschroefde
stalen plaat

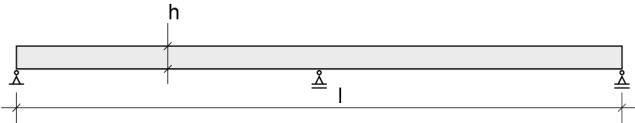
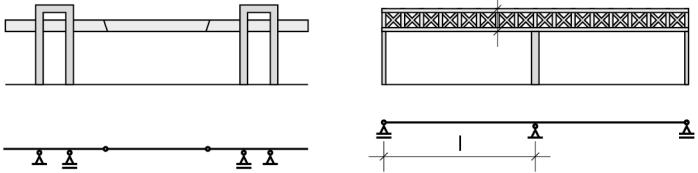
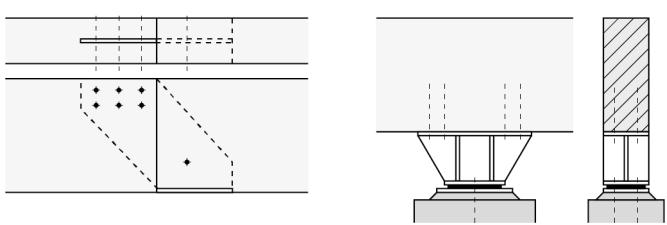
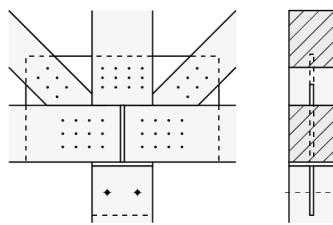
gording-hoofdlijgger verbinding
middels stalen schoen. belasting
afdracht bovenop hoofdlijgger

toelichting

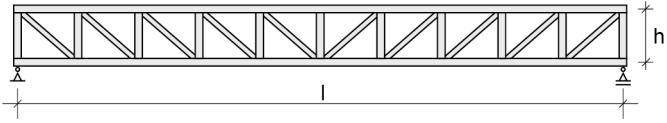
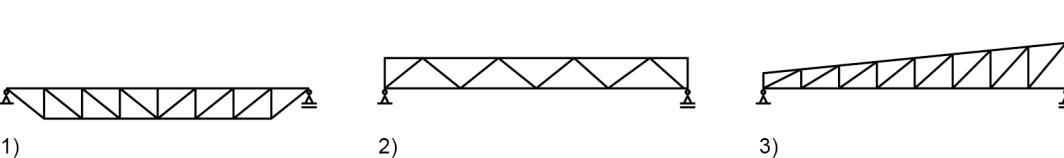
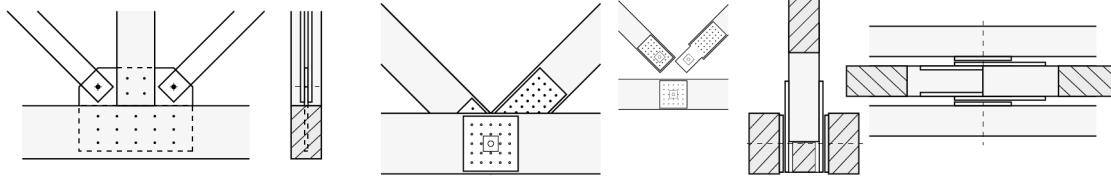
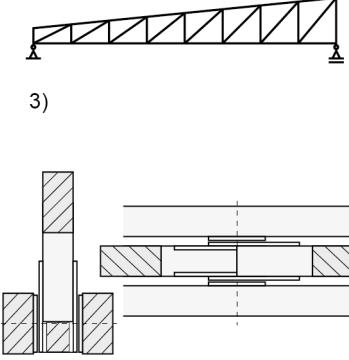
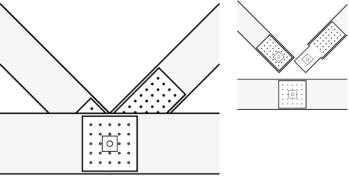
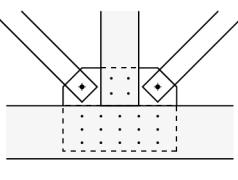
De bovenranden moeten zijdelings worden gesteund

LET OP: Door de gebogen vorm van de lijgger ontstaan er trekspanningen loodrecht op de houtvezels: Kans op sche

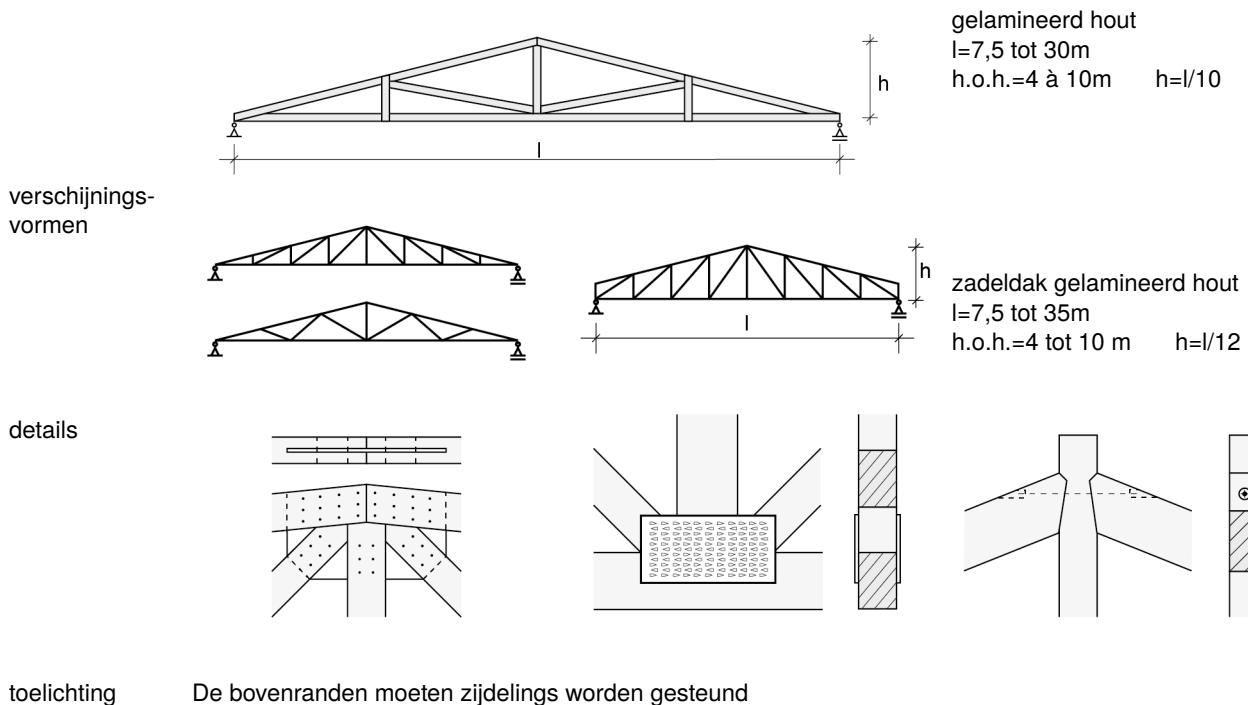
ligger op meerdere steupunten

| | | |
|---------------------|---|---|
| |  | gelamineerd hout l=6 tot 30m h.o.h.<5m h=l/34 h.o.h.=5 à 8m h=l/30 |
| verschijningsvormen |  | |
| details |  | vakwerkliggers gelamineerd hout l=10 tot 80m h.o.h.=2 à 5m h=l/16 à l/18 |
| |  | verbinding in vakwerk (en kolom) m.b.v. koppelplaat, ingefreesd, stiften |
| toelichting | De bovenranden moeten zijdelings worden gesteund | |

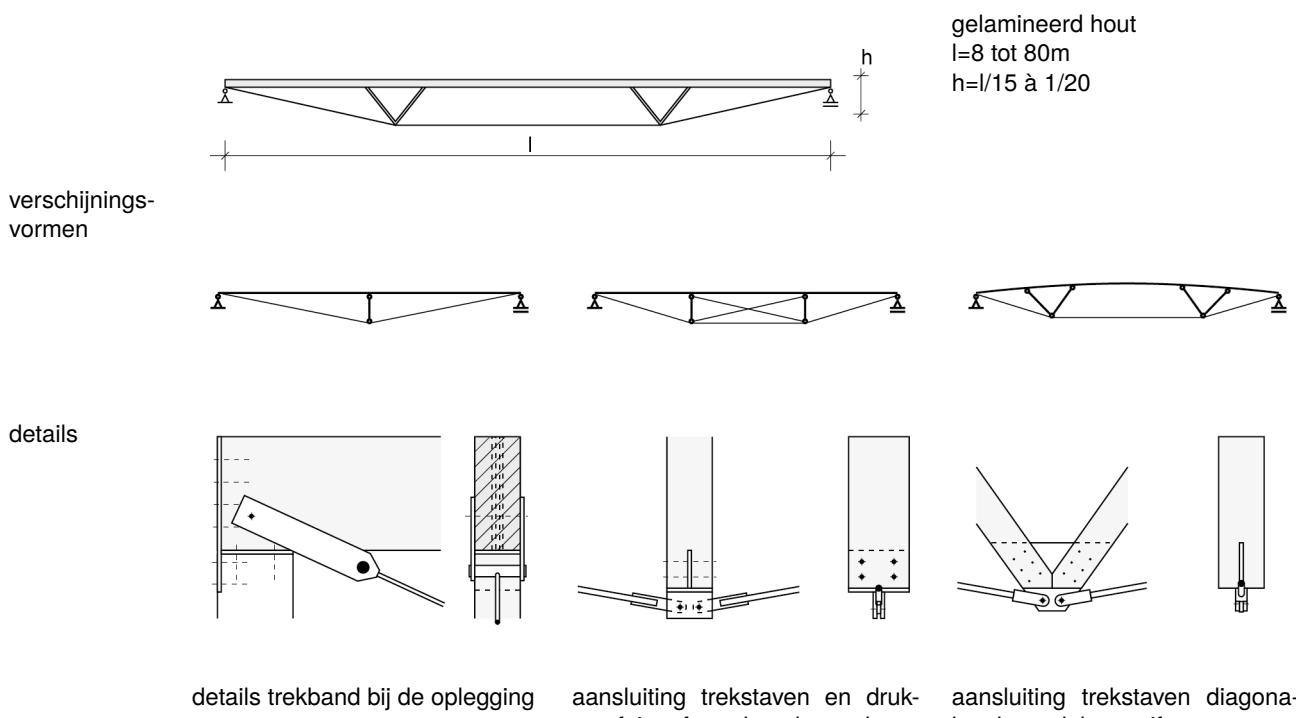
rechte vakwerkligger

| | | |
|---------------------|--|---|
| |  | gezaagd hout l=5 tot 25m h.o.h.=2,5 à 6m h=l/10 à l/14 gelamineerd hout l=20 tot 80m h.o.h.=2,5 à 6m h=l/10 à l/15 |
| verschijningsvormen |  | |
| details |  | |
| |  | |
| |  | |
| |  | |
| | verbinding trekstaven (stalen strip), onderrand en drukstaaf (koppelplaat) | verbinding onderrand en diagonale, geschroevde stalen platen, stalen as |
| toelichting | De (gedrukte) bovenranden moeten zijdelings worden gesteund bij alle vakwerken. Bij vakwerken van het type 1 moet ook de onderrand zijdelings worden gesteund omdat de trekband weg kan klappen. | verbinding onderrand en diagonale, geschroevde stalen platen, stalen as |

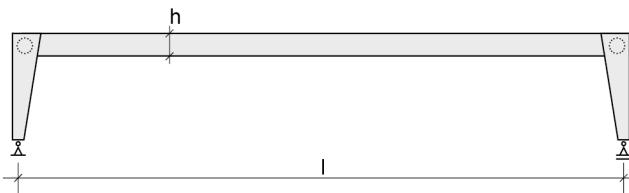
driehoekig- en trapeziumvormig vakwerk



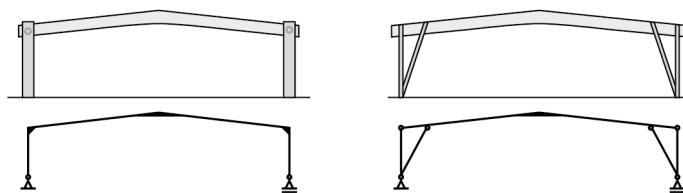
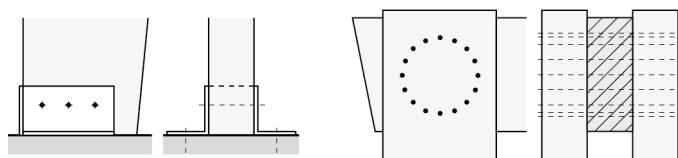
onderspannen ligger



details trekband bij de oplegging aansluiting trekstaven en drukstaaf, ingefreesde gelaste platen aansluiting trekstaven diagonalen, koppelplaat, stiften

portaalspant

gelamineerd hout
 $l=10$ tot 40 m
 $h.o.h.=4$ à 8 m $h=l/15$ à $l/23$

verschijningsvormen**details**

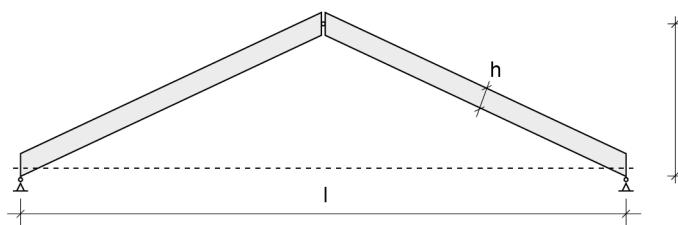
kolom-vloer oplegging, hoekprofielen met opgelaste achterplaat, gebout

momentvaste kolom, stiftens

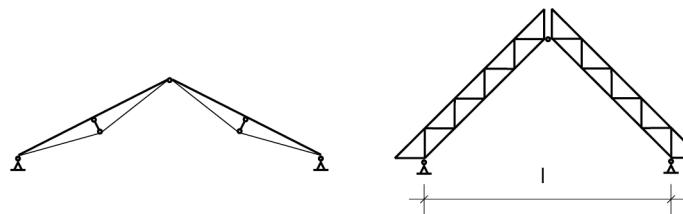
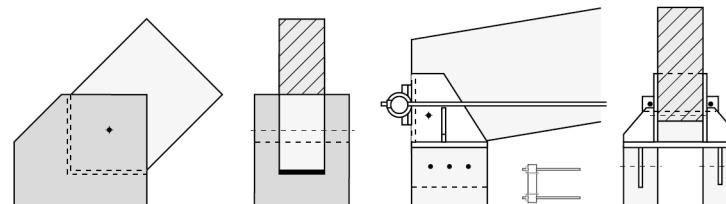
kolom-vloer oplegging, ingestorte beugels, gebout

toelichting

Deze vloerverbinding is enkel geschikt voor kleine spatkrachten

drie scharnieren spant (rechte ligger)

gelamineerd hout, zonder trekband
 $l=15$ tot 50 m $f=l/3$
 $h.o.h.=5$ à 8 m $h=l/30$ à $l/50$
 gelamineerd hout, met trekband
 $l=15$ à 50 m $f=l/6$
 $h.o.h.=5$ à 8 m $h=l/30$ à $l/50$

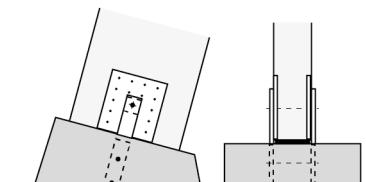
verschijningsvormen**details**

eenvoudige vloeroplegging, betonnen voet met elastomeer

aansluiting dubbele trekband, oplegging op dubbele kolom

vakwerk gelamineerd hout
 $l=15$ tot 50 m
 $h.o.h.=5$ à 8 m $h=l/30$ à $l/50$

vakwerk gelamineerd hout
 $l=15$ tot 50 m
 $h.o.h.=5$ à 8 m $h=l/30$ à $l/50$

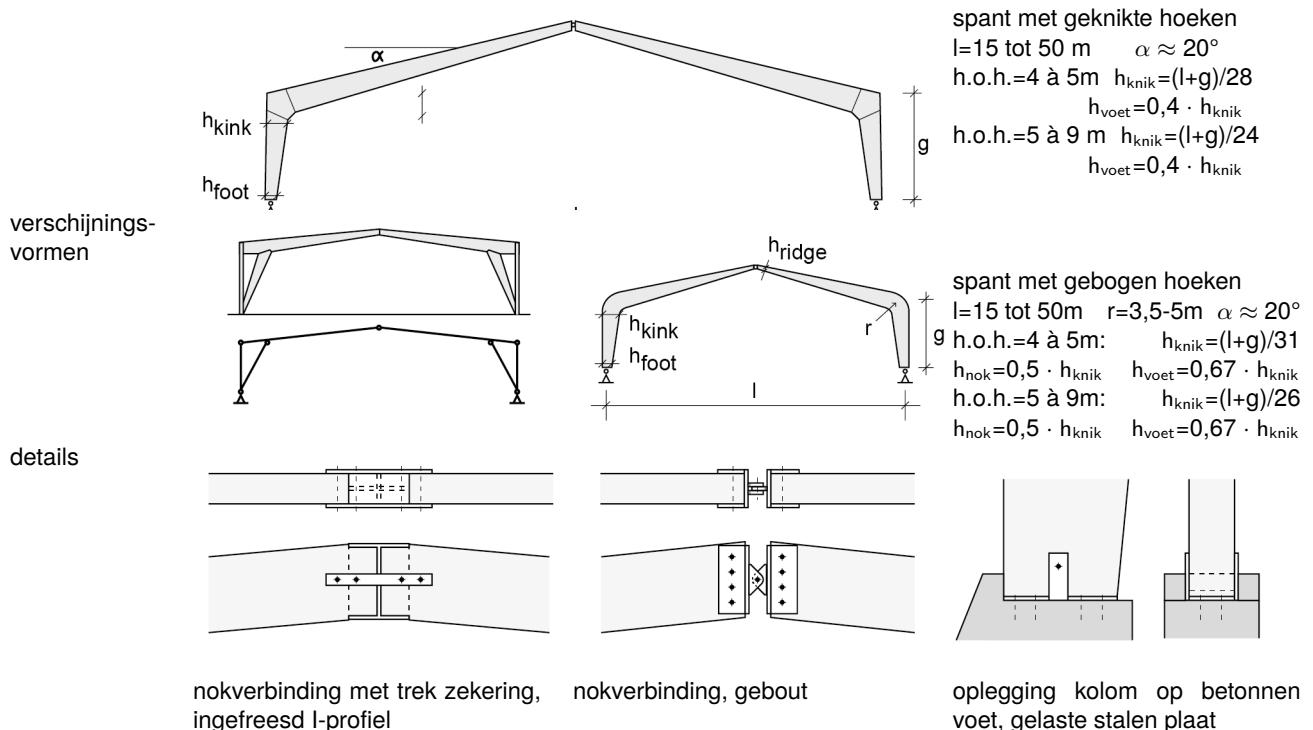


kolom-vloer oplegging op betonnen voet, ingestorte beugels, geschroefde plaat

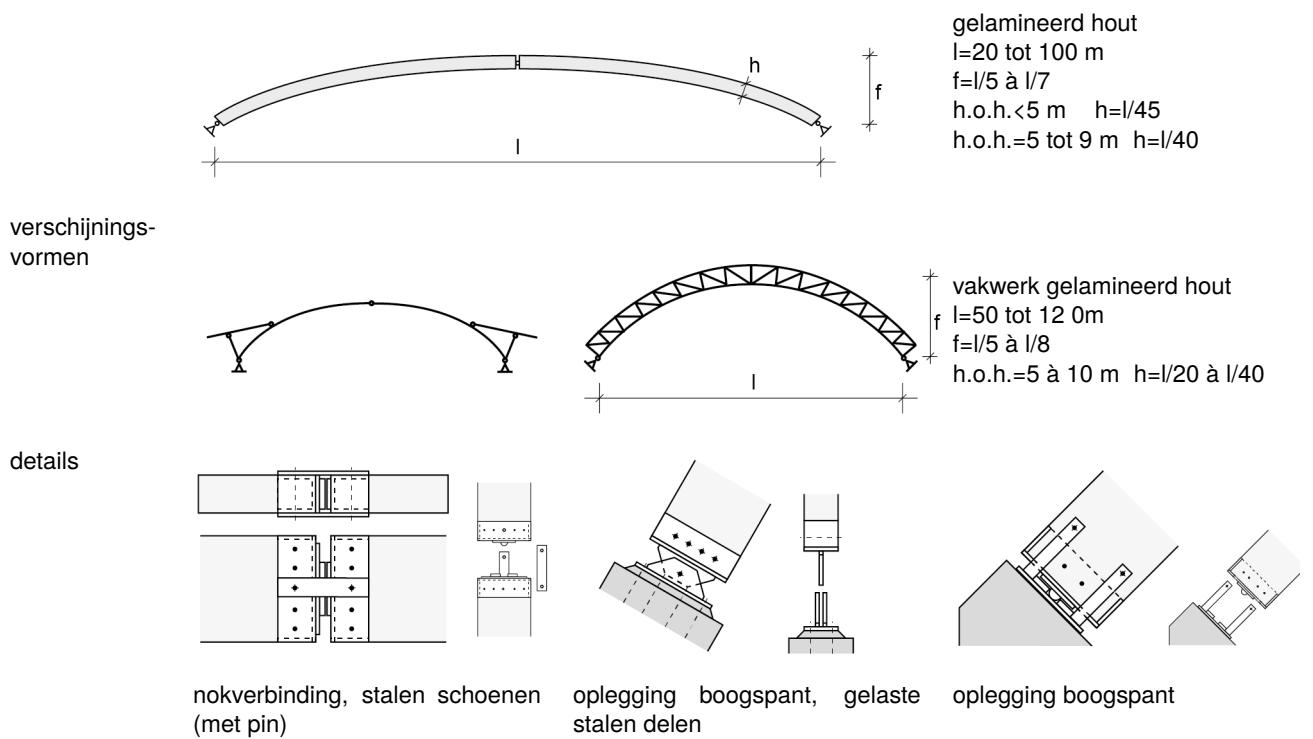
toelichting

Deze verbinding is enkel geschikt voor kleine spatkrachten

drie scharnieren spant (gebogen/geknikt spantbeen)



boogspant (massieve en vakwerk ligger)



3.3 Beton

3.3.1 Schattingssregels overspanningsconstructies

| benaming | doorsnede | h | opmerking | gangbaar overspanningsgebied | | | | | | | | | | | | | | |
|--|-----------|---|---|------------------------------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|------------------------------------|----|
| VLOERCONSTRUCTIES | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| vlakkeplaatvloeren | | $\frac{1}{25} \text{ à } \frac{1}{30} \ell$ | | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 |
| ribben - en cassettevloeren | | $\frac{1}{20} \text{ à } \frac{1}{25} \ell$ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| balkenvloeren | | $\frac{1}{10} \text{ à } \frac{1}{20} \ell$ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| kanaalplaatvloeren | | $\frac{1}{35} \text{ à } \frac{1}{40} \ell$ | $b = 1200 \text{ mm}$ | | | | | | | | | | | | | | | |
| TT - plaatvloeren | | $\approx \frac{1}{25} \ell$ | $b = 2400 \text{ mm}$ | | | | | | | | | | | | | | | |
| gewapende balken ter plaatse gestort | | $\frac{1}{10} \text{ à } \frac{1}{12} \ell$ | $b \approx \frac{1}{2} h$ | | | | | | | | | | | | | | | |
| voorgespannen - balken ter plaatse gestort | | $\frac{1}{15} \text{ à } \frac{1}{20} \ell$ | $b \approx \frac{1}{2} h$ | | | | | | | | | | | | | | | |
| DAKCONSTRUCTIES | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| cellenbeton dakplaten | | $\approx \frac{1}{30} \ell$ | $b = 600 \text{ mm}$ | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 |
| voorgespannen rechthoekige balken | | $\approx \frac{1}{20} \ell$ | $b \approx \frac{1}{3} h$ | | | | | | | | | | | | | | | |
| voorgespannen I- balken | | $\frac{1}{15} \text{ à } \frac{1}{20} \ell$ | $b \approx \frac{2}{7} h$ | | | | | | | | | | | | | | | |
| vouwdaken | | $\frac{1}{8} \text{ à } \frac{1}{15} \ell$ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| boogspannen | | $\frac{1}{30} \text{ à } \frac{1}{40} \ell$ | $f \approx \frac{1}{6} \ell$ $b \approx \frac{1}{3} h$ | | | | | | | | | | | | | | $\text{tot } 50 \text{ m en meer}$ | |
| koepelschalen | | $f \approx \frac{1}{4} \text{ à } \frac{1}{8} \ell$ | $d \geq 80 \text{ mm}$ | | | | | | | | | | | | | | $\text{tot } 60 \text{ m en meer}$ | |

3.3.2 Schattingssregels kolommen en wanden

Kolommen

Schattingssregels voor kolommen zijn minder nauwkeurig dan voor vloeren en liggers. De belasting is namelijk in hoge mate afhankelijk van de hart-op-hart afstand van de kolommen en de hoeveelheid gedragen verdiepingen. Ook de kniklengte van de kolom is erg bepalend voor de vereiste doorsnede van de kolom. Onderstaande schattingssregels.

De onderstaande schattingssregels voor betonnen kolommen gelden voor:

- Kolommen van gewapend beton.
- Een kolommen grid van 8 bij 8 meter.
- Een verdiepingshoogte van niet meer dan 5 meter.
- Een geschoorde constructie (dat wil zeggen dat de standzekerheid van het gebouw wordt gewaarborgt door de wanden of windverbanden en niet door momentvaste verbindingen).

betonkolom

| Aantal verdiepingen | Kolom afmeting [mm] |
|---------------------|---------------------|
| 1 | 300 x 300 |
| 6 | 700 x 700 |
| 11 | 1000 x 1000 |
| 16 | 1200 x 1200 |

Wanden

Voor dragende betonwanden geld hetzelfde als voor betonkolommen behalve dat ze ook een scheidende functie hebben die vaak bepalend is voor de dikte. Denk aan akoestische isolatie en brandwerendheidseisen in woningbouw. Bij voorkeur worden betonwanden niet dunner uitgevoerd dan een minimale dikte van 190 mm.

betonwand

| Specificatie | Wanddikte [mm] |
|-------------------------|----------------|
| verdiepingshoogte < 4 m | H / 17,5 |
| gebouwhoogte > 60 m | H / 100 |

* H = Hoogte van het gehele gebouw

Stabiliteitswanden (schijven)

Voor rechthoekig wanden (zonder flenzen aan de uiteinden) gelden de waardes in onderstaande tabel. Hierbij is aangenomen dat de wanden elke 8 meter worden geplaatst.

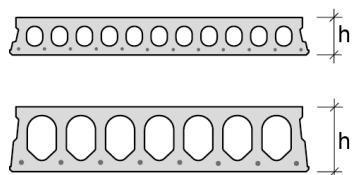
beton stabiliteitswand

| Wandlengte | Wanddikte [mm] |
|--------------------|----------------|
| Wandlengte > H / 6 | H / 100 |
| Wandlengte < H / 6 | H / 75 |

* H = Hoogte van het gehele gebouw

3.3.3 Producten I vloeren

kanaalplaten



doorsneden van kanaalplaten,
geprefabriceerd, voorgespannen

toepassingen:

In alle gebouwen kunnen kanaalplaten toegepast worden als vloerelementen en dakvloeren. Leidingen en

uitsparingen zijn eenvoudig in de fabricage mee te nemen. Interessant is de combinatie met hoedliggers.

www.vbi.nl
www.dycore.nl
www.belton.nl/_betonboek/deel5-3-1.pdf

ribbenvloer



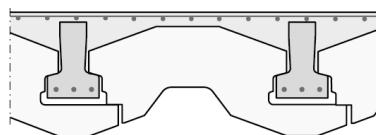
ribbenvloer met geïntegreerde isolatie geprefabriceerd, naden worden aangestort met betonmortel

toepassingen:

toepassing als begane grondvloer boven kruipruimten in de utiliteitsbouw en woningbouw.

www.vbi.nl
www.dycore.nl
www.belton.nl/_betonboek/deel5-3-2.pdf

combinatievloeren



de combinatievloer, prefabricated beams with EPS insulation and in-situ cast concrete

toepassingen:

Dit vloertype wordt veelvuldig gebruikt als begane grondvloer (boven kruipruimtes) in de woningbouw

wegens de eenvoudige constructie en de gunstige isolerende eigenschappen.

www.vbi.nl (PS-Isolatievloeren)
www.koraton.be
www.belton.nl/_betonboek/deel5-3-4.pdf

staalplaatbetonvloer



de geprofileerde staalplaten worden gebruikt als werkvloer, bekisting en uiteindelijk wapening

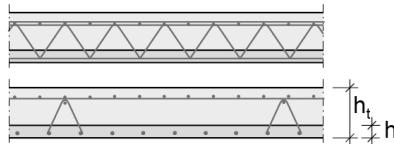
toepassingen:

Veelgebruikt vloersysteem bij (hoog-bouw) staalconstructies. Al dan niet onderstempeld tijdens het storten.

Kunnen met aanzienlijke overspanningen en grote flexibiliteit worden gerealiseerd.

www.dutchengineering.nl
[www.corusconstruction.com \(slimdek\)](http://www.corusconstruction.com/slimdek)
www.hody.nl

bekistingsplaatvloer (breedplaatvloer)



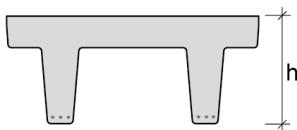
een dunne prefab betonnen schil met wapening wordt in het werk met een constructieve druklaag afgewerkt.

toepassingen:

vloeren van betonnen constructies in de woning en utiliteitsbouw

www.dycore.nl
www.belton.nl/_betonboek/deel5-3-4.pdf

dubbel T platen (TT-platen)



prefab voorgespannen TT-balk

toepassingen:

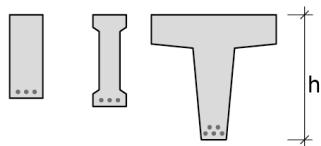
voorgespannen, prefab vloerbalk-systeem voor grote overspanningen en grote vloerlasten,

gebruikt in utiliteitsbouw zoals parkeergarages en kantoren.

[www.spanbeton.nl \(parkeergarages\)](http://www.spanbeton.nl)
[www.haitsma.nl \(parkeergarages\)](http://www.haitsma.nl)

3.3.4 Producten II balken

prefab voorgespannen balken (utiliteitsbouw)



rechthoekige, I- en T-profielen, prefab voorgespannen betonnen balken

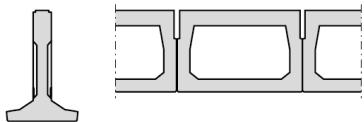
toepassingen:

De verschillende typen balken worden zowel toegepast als hoofdliggers bij vloer- en dakconstructies, maar ook

lateien van metselwerkconstructies. Ook kunnen geprefabriceerde balken in de fundering worden toegepast.

www.belton.nl/_betonboek/deel5-10.pdf
www.megaton.be/megaton/downloads/megaton.pdf

prefab voorgespannen balken (infra bouw)



voorgespannen omgekeerde T liggers en kokerbalken

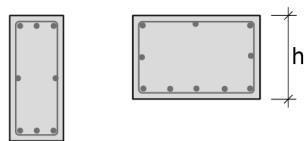
toepassingen:

dit type balken worden gebruikt in de infrastructuur bouw zoals bruggen en viaducten. Grote overspanningen en

zelfs in 2 richtingen gekromde liggers zijn tegenwoordig mogelijk

[www.haitsma.nl \(infra\)](http://www.haitsma.nl (infra))
[www.spanbeton.nl \(infra\)](http://www.spanbeton.nl (infra))

in het werk gestorte gewapende balken



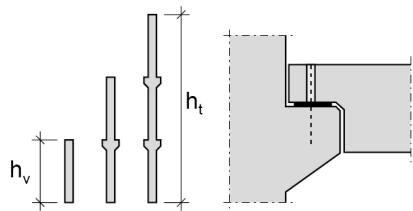
in het werk gestort in bekistingen met wapening

toepassingen:

vaak toegepast als funderingsbalken en in eenvoudige constructies met kleine overspanningen

3.3.5 Producten III kolommen

prefab kolommen



prefab kolommen (<2 vrd.) oplegging op neopreen met aangegoten ankers.

toepassingen:

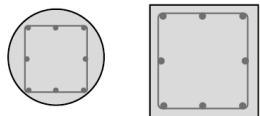
Onderdeel van prefab bouwsystemen mogelijkheden van 0 tot 2 verdiepingen. Wordt

toegepast in combinatie met prefab (voorgespannen) balken en bijv. kanaalplaat- of breedplaatvloeren

www.CD20.nl

www.belton.nl/_betonboek/deel5-1.pdf

in het werk gestorte kolommen



in het werk gestorte betonnen kolommen rond en vierkant

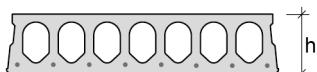
toepassingen:

tegenwoordig zijn ronde kartonnen bekistingen een goedkope optie aangezien er niet getimmerd hoeft te

worden. Herbruikbare bekistingen voor vierkante of rechthoekige worden ook gebruikt.

www.sonoco.com (sonotube bekisting)

3.3.6 Kanaalplaatvloer



Kanaalplaatvloeren zijn fabrieksma-
tig vervaardigde vrijdragende woning-
scheidende plaatvloeren voor gesta-
pelde woningbouw en de utiliteits-

bouw. Deze holle vloerplaten zijn een-
zijdig voorgespannen en worden vol-
ledig geprefabriceerd. Hiermee wordt
een aanzienlijke gewichtsreductie be-
haald t.o.v. de massieve vloer. Dit kan
oplopen tot circa 50%. Door deze ge-
wichtsbesparing kan het totaalgewicht
van de draagconstructie aanzienlijk
worden verminderd. Uitgangspunten
voor de toepassing van deze vloer zijn:

- Geen sparingen.
- Geen geconcentreerde lasten.
- Vrije opleggingen (geen inklem-
ming)
- Standaard brandwerendheid.
- Een bijkomende doorbuiging van
maximaal 0.003 lt.

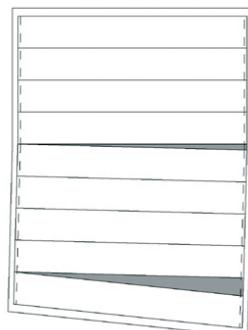
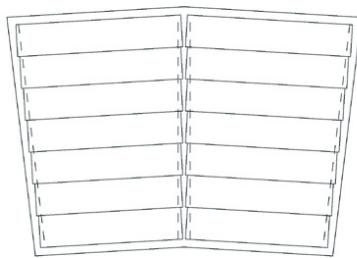
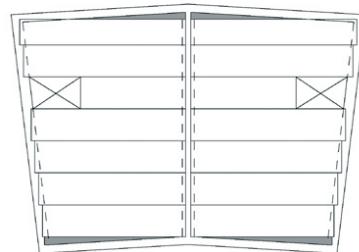
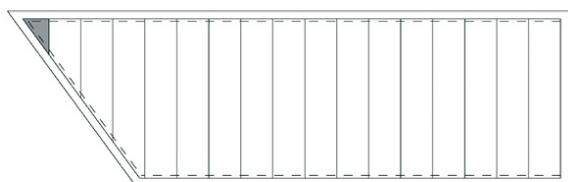
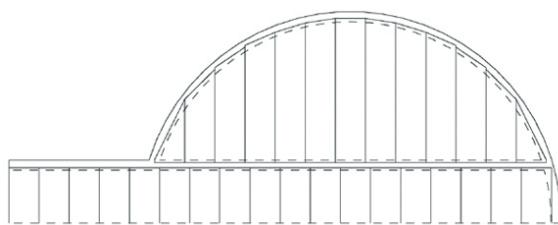
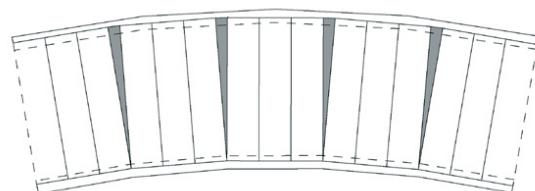
www.vbi.nl

www.dycore.nl

www.heembetonvloersystemen.nl

toepassingen

In tegenstelling tot wat men zou ver-
wachten bieden kanaalplaten ook mo-
gelijkheden voor vrije plattegrond vor-
men. Niet alleen de in de woningbouw
en kantoorbouw bekende rechthoe-
kige plattegrond zijn mogelijk. Zowel
rondvormen als afschuinende vlak-
ken zijn mogelijk. Daarbij is het van
belang om te realiseren dat kanaal-
platen onder een hoek zijn af te za-
gen. Onderstaand enkele legplannen
van kanaalplaten voor vloeren met af-
wijkende vormen. De tussenruimtes
(grijze arcering in onderstaande teke-
ning) worden bekist, gewapend en
aangestort.



uitvoeringsaspecten

Kleine sparingen kunnen fabrieksmatig worden opgenomen. De vloerplaten kunnen ook met ingestorte centraaldozen worden geleerd.

Bij de toepassing van deze platen zal men er rekening mee moeten houden dat de voorspanning een zekere "opbuiging" veroorzaakt, m.n. bij grote overspanningen. Voor de grootte van de toog kan bij het ontwerp worden aangehouden:

- 1/1000 L bij een lichte voorspanning.
- 3/1000 L bij een zware voorspanning.

Afhankelijk van de stijfheid van de vloerplaat, het oplegdetail en de mate van vlakheid van de onderliggende constructie kunnen de vloerplaten op

verschillende manieren worden opgelegd:

- "Koud" opgelegd.
- In de specie.
- Op vilt.
- Op een elastomeren oplegstrip.

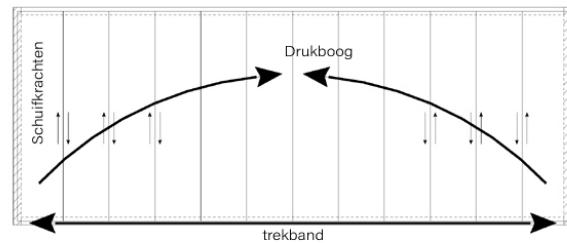
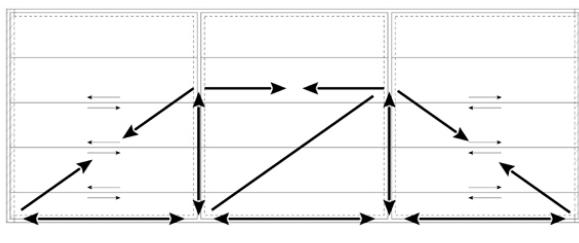
Voor veranderlijke belastingen tot 3 kN/m² en overspanningen tot 6,5 m zijn voor lagere gebouwen alle oplegvarianten mogelijk. In alle overige gevallen wordt het gebruik van een elastomeren oplegstrip aanbevolen. De gebruikelijke opleglengte in de woningbouw is 100 mm, in de utiliteitsbouw wordt 150 mm aangehouden (zie ook voorschriften van de leveranciers).

De schijfwerking van de vloeren kan op meerdere manieren worden gere-

aliseerd, oplopend van een lichte tot een zware belasting:

- Voegvulling van de langsnaaden met toevoeging van wapening.
- koppelingen van de vloerplaten onderling en koppeling aan de draagconstructie d.m.v. sparingen en stek-einden.
- Toepassing van een druklaag met trekband en een koppeling aan de constructie.
- Een combinatie van voorgaande voorzieningen met een ingestorte ringbalk waarin de trekband wapening is opgenomen.

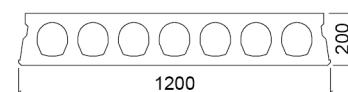
De horizontale belastingen vanuit de vloer worden d.m.v. "betonnen" deuvels overgebracht op de stabiliseringselementen van de draagconstructie van het gebouw.



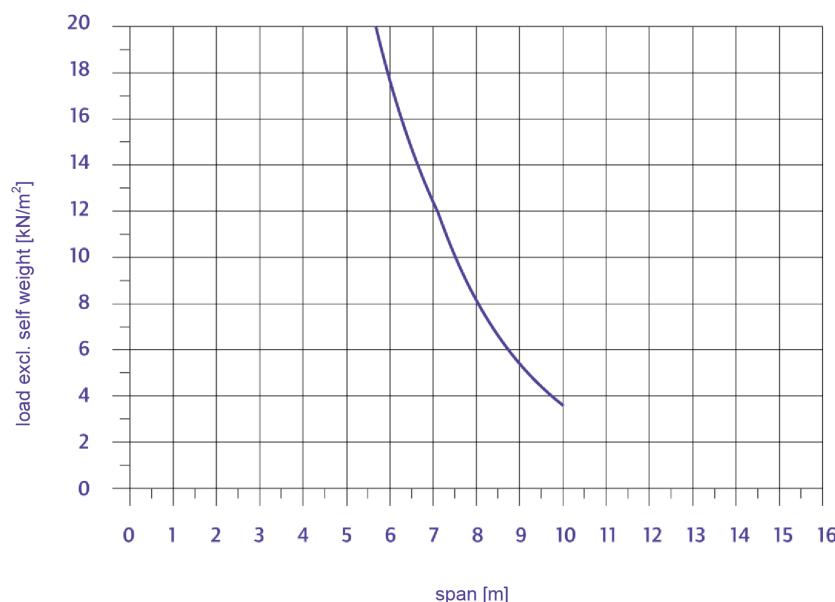
schijfwerking in kanaalplaatvloer.

product specificaties VBI isolatieplaatvloer A200

| | |
|-------------------------------|----------------------------|
| gewicht inclusief voegvulling | 303 kg/m ² |
| brandwerendheid | 60-90 minuten |
| maximum plaatlengte | |
| - utiliteitsbouw | 10,00 m |
| - verdiepingsvloer woningbouw | 7,60 m |
| - dakvloer woningbouw | 9,00 m |
| pasplaatbreedte | |
| - woningbouw | 300 + n x 100 mm (AL200) |
| - utiliteitsbouw | 300 + n x 150 mm |
| voegvulling | 7,3 l/m |
| sterkteklasse | C45/55 |
| betondoorsnede | 144623 mm ² |
| zwaartepunt betondoorsnede | 99,3 mm |
| traagheidsmoment | 680,0 E+06 mm ⁴ |
| betonpuingranulaat | 20% op aanvraag |



overspanningen



aansluitdetails (alle typen kanaalplaten)

De opleg lengte a moet, indien er vanuit wordt gegaan dat in vloerbelastingsklasse II altijd een SBR centreerstrip (o.g.) wordt toegepast, voldoen aan de voorwaarde:

$$a = 40 + 0,004 L \text{ (vloeren)}$$

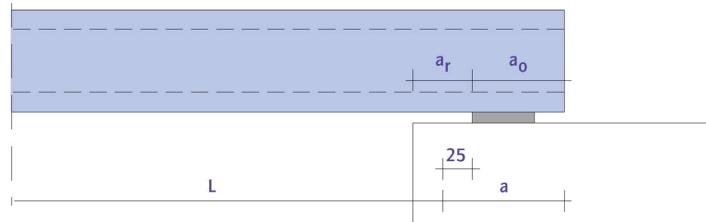
$$a = 30 + 0,004 L \text{ (daken)}$$

L = dagmaat in mm.

$a = a_r + a_o$

a_o = zie figuur

a_r = afstand van rand tussenlaag tot rand oplegging, voor a_r mag geen grotere waarde dan 25 mm in rekening worden gebracht. Voorkeursmaat: beton/metselwerk: 25 mm



SBR Centreerstrips

Centreerstrips hebben afhankelijk van de toepassing de volgende functie:

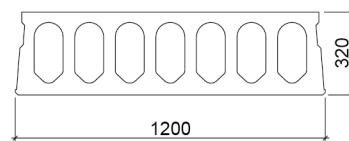
- centren van de belasting;
- voorkomen van 'afboeren' van de onderliggende constructie;
- voorkomen of beperken van inklemmingsmomenten.

Centreerstrips worden toegepast in de volgende situaties:

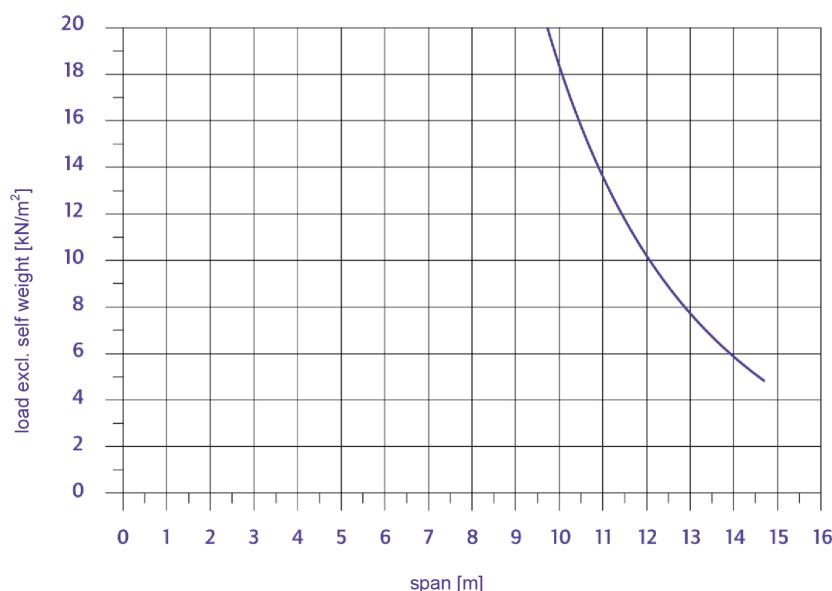
- indien de vloer is ingeklemd;
- bij opleggingen op beton en metselwerk in vloerbelastingsklasse II;
- bij opleggingen op staalconstructies waar de belasting gecentreerd dient te worden.

productspecificaties VBI isolatieplaatvloer A320

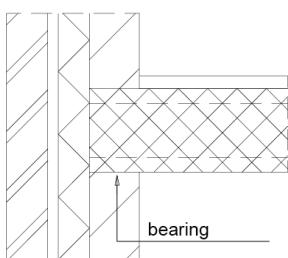
| | |
|-------------------------------|-----------------------------|
| gewicht inclusief voegvulling | 443 kg/m ² |
| brandwerendheid | 90-120 minuten |
| maximum plaatlengte | 14,70 m |
| pasplaatbreedte | 300 + n x 150 mm |
| voegvulling | 11,9 l/m |
| sterkteklasse | C45/55 |
| betondoorsnede | 209918 mm ² |
| zwaartepunt betondoorsnede | 153,8 mm |
| traagheidsmoment | 2568,1 E+06 mm ⁴ |
| oppervlakte bovenzijde | normaal of ruw |
| betonpuingranulaat | 20% op aanvraag |



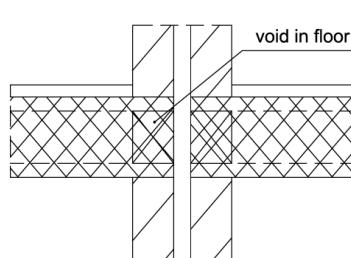
overspanningen



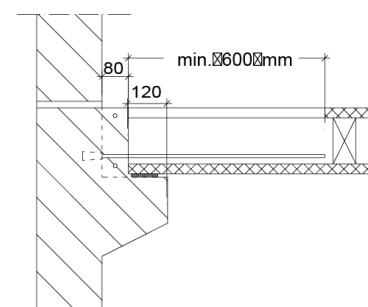
aansluitdetails (alle typen kanaalplaten)



oplegging op spouwmuur



bij woningscheidendewanden de kanalen ter plaatse van alle vloeropeningen zoals leiding doorvoeren, trap-gaten e.d., afdichten met mortel, mineralewol of kunststofschuim.



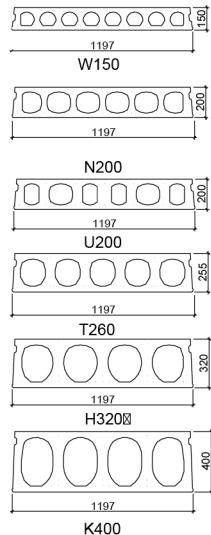
oplegging op console



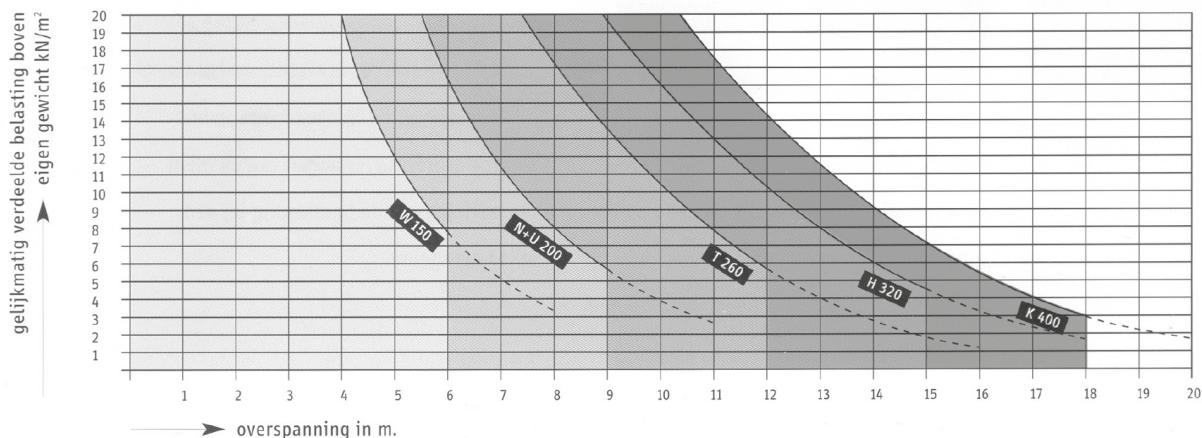
product specificaties Dycore kanaalplaatvloeren

brandverendheid 60-90 minuten
 volumieke massa 2400 kg/m³ m
 voorspanstaal FeP 1860

| type | hoogte h | gewicht G [kN/m ²] | voegen - | doorsnede A [mm ²] | $I_{zz} \times 10^6$ [mm ⁴] | M_{br} [kNm] | max. lengte [m] | pasplaten max. lengte [m] |
|------|----------|--------------------------------|----------|--------------------------------|---|----------------|-----------------|---------------------------|
| W | 150 | 2,4 | 4,4 | 0,11 | 297 | 83 | 6 | 5,0 |
| N | 200 | 2,7 | 5,7 | 0,13 | 643 | 119 | 9 | 7,2 |
| U | 200 | 3,1 | 5,7 | 0,15 | 666 | 164 | 9 | 7,2 |
| T | 255 | 3,7 | 7,2 | 0,17 | 1364 | 290 | 12 | 9,3 |
| H | 320 | 4,3 | 8,7 | 0,20 | 2517 | 436 | 15 | 11,5 |
| K | 400 | 5,0 | 10,9 | 0,23 | 4625 | 593 | 18 | 14,4 |

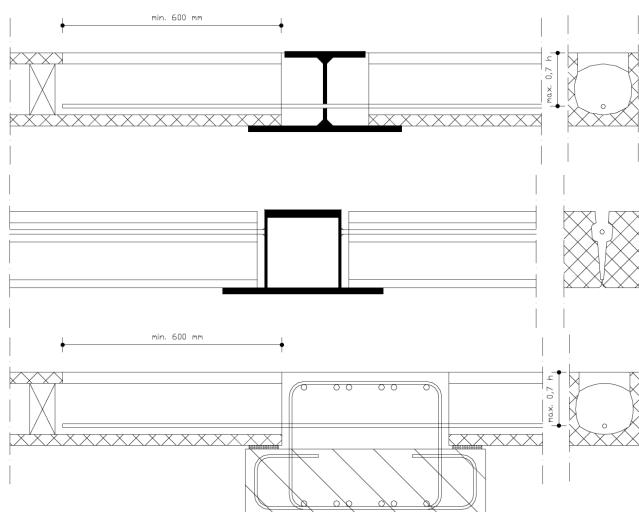


overspanningen



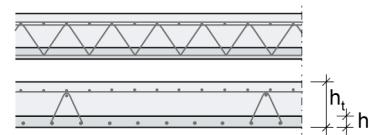
de grafiek is een indicatie van de toelaatbare gelijkmataig verdeelde belasting in kN/m² boven het eigen gewicht voor platen op twee steunpunten bij verschillende overspanningen

aansluitdetails (alle typen kanaalplaten)



3.3.7 bekistingsplaatvloer

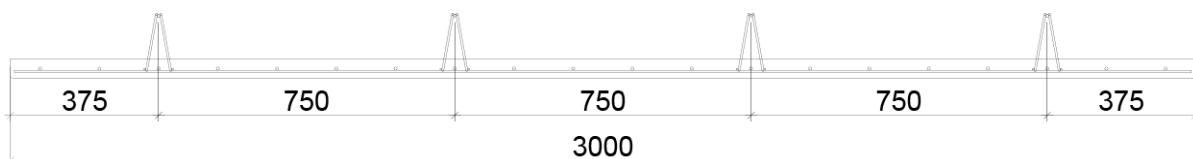
De bekistingplaatvloer is een systeemvloer van geprefabriceerde betonnen bekistingelementen waarop een constructief meewerkende betonlaag wordt gestort. Hij is geschikt als een vrij dragende vloer in de woning- en utiliteitsbouw. De bekistingplaten hebben gebruikelijk een dikte van 50 tot 90 mm, een maximale plaatlengte van 8500 mm en een onderwapening aangevuld met tralieliggers. De dimensionering van de tralieliggers wordt door de vloerbelasting bepaald en per project berekend. De hoofdwapening en de tralieliggers liggen evenwijdig aan de overspanningrichting van de vloer. Leidingen kunnen worden ingestort en de constructieve druklaag kan van zowel een boven- als onderwapening worden voorzien. De constructieve druklaag is minimaal van een betonsoort B25. Sparingen kunnen fabrieksmatig worden aangebracht en begane grondvloeren kunnen aan de onderzijde worden voorzien van isolatiemateriaal. De onderstempeling dient overeen te komen met een vooraf door de producent goedgekeurd legplan. Het geheel is een samenwerkende betonvloer, die een redelijke mate van ontwerp vrijheid heeft.



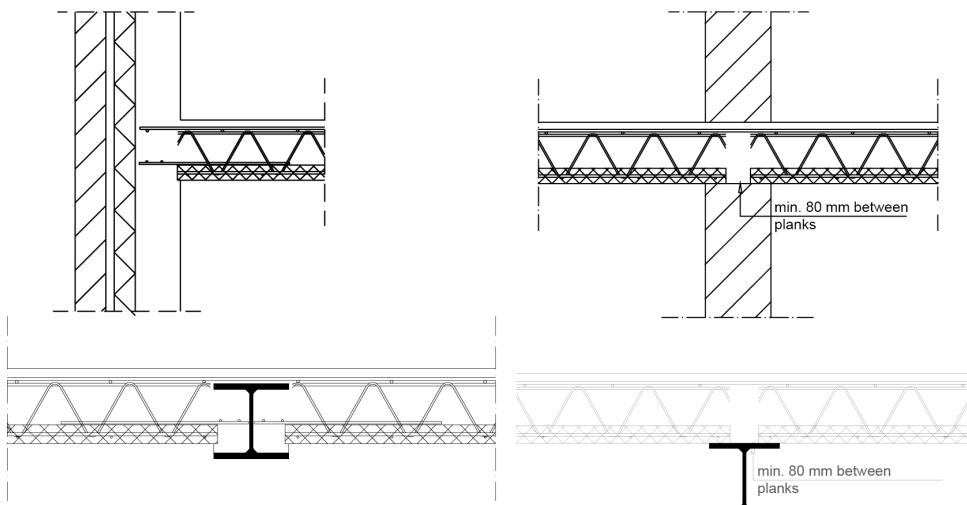
www.heembetonvloersystemen.nl
www.dycore.nl

productspecificaties Dycore bekistingsplaatvloer

| | |
|-----------------------|---|
| elementlengte tot ca. | 0,25 - 10 m |
| standaardbreedte | 2697 / 2997 mm (effectieve breedte 2700 / 3000 mm) |
| breedte pas-elementen | 250 - 2920 mm |
| voorspanstaal | FeP 1860 conform NEN 3868 |
| dikte / massa | 50 mm / 1,2 kN/m ² 60 mm / 1,44 kN/m ² 70 mm / 1,68 kN/m ² 80 mm / 1,92 kN/m ² |



aansluitdetails



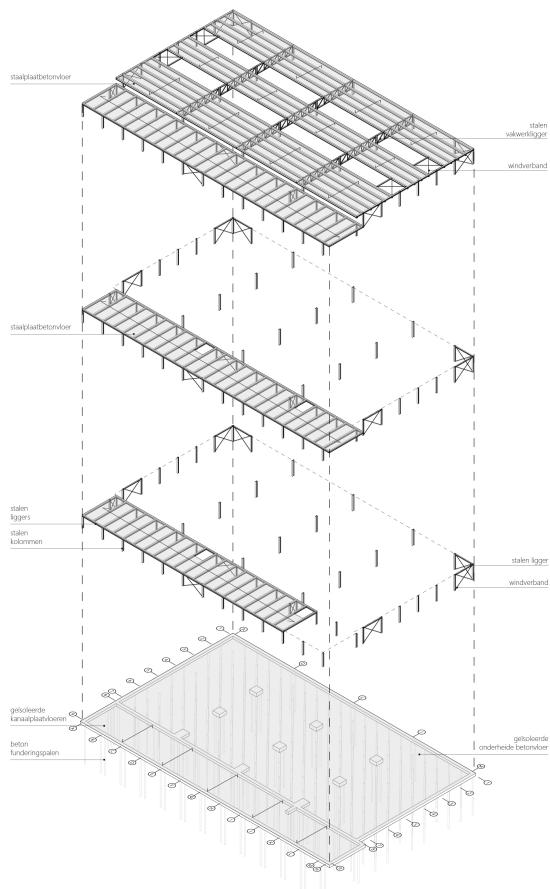
4 Teken instructies

In dit hoofdstuk zijn de teken regels en -conventies voor constructies van gebouwen beschreven.

Voor architecten zijn de volgende drie tekeningen van de constructie het meest interessant:

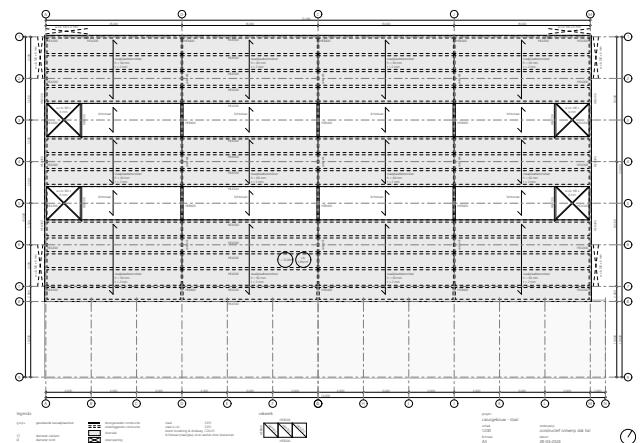
Geëxplodeerde axonometrische tekening (ook wel Axo): Hierin is de constructie in zijn geheel te zien en de kan de samenhang met het architectonisch ontwerp worden overgebracht. Ook de stabiliteit van de constructie kan hierin goed inzichtelijk worden gemaakt.

Onderstaand is een voorbeeld gegeven. In hoofdstuk 8.4.4 zijn voorbeelden van Axo's van houten, stalen en betonnen draagconstructies gegeven.



Draagconstructie plattegronden (ook wel DC plattegronden): Deze tekeningen laten zien hoe verticale krachtsafdracht in het gebouw werkt en bevatten meer gedetailleerde informatie dan de axonometrische tekening zoals materialen, afmetingen, overspanningen en profielen.

Onderstaand is een voorbeeld gegeven. In hoofdstuk 8.4.4 zijn voorbeelden van DC plattegronden van houten, stalen en betonnen draagconstructies gegeven.



Verbindingsdetail: Hier teken je alleen de constructieve delen. Dit kan in een 3D of een aantal 2D tekeningen. In het hoofdstuk 3 zijn een aantal voorbeelden van tekeningen van verbindingen gegeven.

4.1 Lijnsoorten en arcering

De gegeven benaming van de lijnsoorten en arceringen gelden voor constructie-tekeningen en zijn gebaseerd op de NEN2302.

4.1.1 Lijnsoorten

| Lijnsoort | Benaming |
|-----------|---------------------|
| _____ | Getrokken lijn |
| - - - - - | Streeplijn |
| — — — — | Gemengde streeplijn |
| | Stippellijn |

4.1.2 Arceringen

| Steenachtige materialen | | Beschrijving | Arcering | Schaal | | | | | | opmerking |
|-------------------------|--|--------------|----------|--------|------|------|------|-----|-----|--|
| | | | | 1:100 | 1:50 | 1:20 | 1:10 | 1:5 | 1:1 | |
| Baksteen | | | ✓ | ✓ | | | | | | |
| | | | | | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ |
| Steenachtig | | | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | Bijv. brand bestendig materiaal, dakpannen, etc. |
| Metselwerk overige | | | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | Bijv. kalkzandsteen, betonsteen. |
| Beton | | | ✓ | ✓ | | | | | | |
| | | | | | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | |
| Beton prefab | | | ✓ | ✓ | | | | | | |
| | | | | | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | |

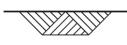
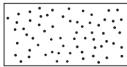
4.1.3 Arceringen

| hout | | Beschrijving | Arcering | Schaal | | | | | | opmerking |
|--------------------------|---------|--------------|----------|--------|------|------|------|-----|-----|---------------------------|
| | | | | 1:100 | 1:50 | 1:20 | 1:10 | 1:5 | 1:1 | |
| Hout | | | | | | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | |
| Hardhout | | | | | | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | |
| Hout plaat- materiaal | | | | | | | ✓ | ✓ | ✓ | |
| Lijmverbinding | •—•—•—• | | | | | ✓ | ✓ | ✓ | | Tussen houten onderdelen. |

Staal

| Beschrijving | Arcering | Schaal | | | | | | opmerking |
|-----------------|---|--------|------|------|------|-----|-----|--|
| | | 1:100 | 1:50 | 1:20 | 1:10 | 1:5 | 1:1 | |
| Staal |  | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | In constructie tekeningen mag het open worden gelaten. |
| |  | | | | | ✓ | ✓ | |
| Metalen overige |  | | | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | |
| Lood |  | | | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | Dichtheid benoemen. |
| Zink |  | | | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | Materiaalnummer vermelden. |

Overig

| Beschrijving | Arcering | Schaal | | | | | | opmerking |
|--------------|---|--------|------|------|------|-----|-----|---------------|
| | | 1:100 | 1:50 | 1:20 | 1:10 | 1:5 | 1:1 | |
| Glas |  | | | | ✓ | ✓ | ✓ | |
| Maaiveld |  | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | In doorsnede. |
| Water |  | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | In doorsnede. |
| Zand |  | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | |

Bron: Lecture Notes Technical Drawings (CT1052-09), ir. T.L.J. van Rij, J. Vries.

4.2 Constructie tekeningen

4.2.1 Draagconstructie plattegronden

Teken alleen de onderdelen die onderdeel zijn van de hoofddraagconstructie. Over het algemeen zijn dit de vloeren, balken, kolommen, dragende wanden en windverbanden.

In de draagconstructie plattegrond tekenen we de constructie waar we doorheen snijden (op ongeveer 1 meter boven de vloer) zoals bij een reguliere plattegrond, met de juiste arcering. De draagconstructie plattegrond is toch anders dan een reguliere plattegrond omdat we ook (vooral) de constructie onder de vloer tekenen. Omdat we deze constructie delen niet direct zien tekenen we die met een streeplijn. Vaak zullen bijvoorbeeld kolommen direct boven elkaar staan, dan zien we uiteraard de streeplijn niet meer, omdat we met een doorgetrokken lijn de doorgesneden kolom boven de vloer tekenen.

Bij het tekenen van een draagconstructie plattegrond kan je onderstaande tekenvolgorde en lijndiktes als richtlijn aanhouden:

1. Teken de omtrek van de vloer incl. trap/lift gaten, vides, enz. [doorgetrokken lijn 0.3mm _____].
2. Teken de stramien lijnen [gemengde streeplijn 0.15mm, evt in andere kleur _____]; letter/nummer deze.
3. Teken de kolommen en muren op de vloer. [doorgetrokken lijn 0.3mm _____] en arceer ze [0.1mm pen _____ of inkleuren met stift].
4. Teken de kolommen en muren onder de vloer. [streeplijn 0.13 mm _____.]
5. Teken de dragende balken onder de vloer. Gebruik een dubbele lijn om de dikte aan te geven [streeplijn 0.13 mm _____.]
6. Teken overspanningspijlen in de vloer velden. Gebruik een lijn met enkele pijlkop om uitkragingen aan te geven [doorgetrokken lijn 0.13 mm _____.]
7. Teken kruisen in gaten in de vloer [doorgetrokken lijn 0.13mm _____.]
8. Teken eventuele stabiliteitskruisen in de constructies als andreaskruis naast het vak waarin het stabiliteitskruis zich bevind [streeplijn 0.2mm, evt in een andere kleur _____.]. Een schoor teken je als één schuine lijn [_____].
9. Plaats tekstuele aanduiding bij de stabiliteits-elementen: w.v.b of schoor, materiaal en sterkteklaasse, profilaanduiding.
10. Plaats tekstuele aanduiding bij de vloeroverspanningen: materiaal en type, dikte, gebruiksfunctie en veranderlijke belasting.
11. Plaats tekstuele aanduiding bij de balken: materiaal en sterkteklaasse, profiel aanduiding.
12. Plaats tekstuele aanduiding bij de kolommen: materiaal en sterkteklaasse, profiel aanduiding.
13. Plaats tekstuele aanduiding bij de muren: materiaal en sterkteklaasse, dikte.
14. Teken de afmetingen tussen de stramienlijnen [doorgetrokken lijn 0.13mm _____].
15. Uitzonderlijke constructie elementen zoals hang kolommen moeten naar eigen inzicht zo duidelijk mogelijk in de tekening worden verwerkt met extra tekst ter verduidelijking.
16. Vermeld de schaal van de tekening en het verdiepingsnummer. [doorgetrokken lijn 0.13mm _____].

4.2.2 Geëxplodeerde axonometrie

De Axonomentrische tekening is een overzicht van de totale draagconstructie. Het geeft inzicht in de ruimtelijke ordening in zowel het horizontale en verticale vlak. De verticale en horizontale krachtsafdracht van de constructie is vaak goed af te zien aan de Axo omdat alle constructieve delen in een enkel overzicht zijn gegeven. De tweede belangrijke functie van de Axo is om te laten zien hoe de draagconstructie past bij de architectonische ontwerp intentie. Daarom zet je de axo vaak op de presentatie poster.

1. Plaats de plattegronden van de draagconstructie boven elkaar onder een hoek van 45° , met voldoende ruimte ertussen (geen overlap).
2. Teken de verticale constructieve onderdelen onder elke vloer (kolommen, wanden, enz.) [doorgetrokken lijn 0.13mm].
3. Maak dichte vloeren half transparant in kleur en teken overspanningspijlen in de vloer velden [doorgetrokken lijn 0.13 mm].
4. Zorg ervoor dat de uiterste punten van de plattegronden verbonden zijn met verticale lijnen [streeplijn 0.2 mm zwart].
5. Teken alleen op de begane grond plattegrond de stramienlijnen [gemengde streeplijn 0.13 mm].
6. Teken eventueel de fundering onder de begane grond.
7. Duid alle constructieve elementen tekstueel aan.

4.2.3 Constructie details

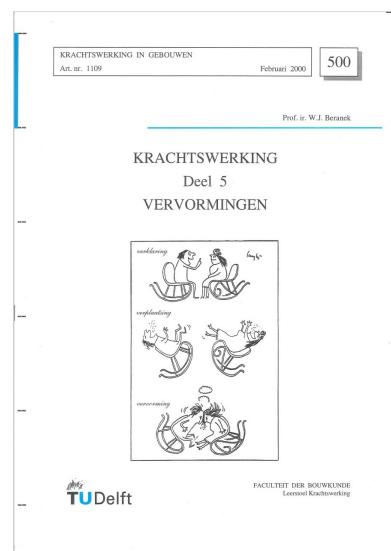
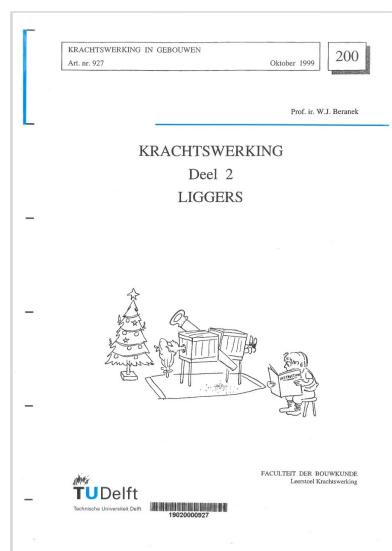
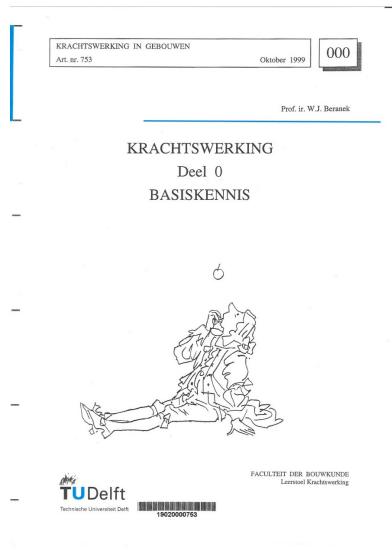
In het hoofdstuk ‘Ontwerp’ zijn standaardverbindingen van de verschillende materialen gegeven. Deze kan je ofwel direct gebruiken, of aanpassen naar gelang de specifieke eisen aan de verbinding. Verbindingen kunnen erg beeldbepalend zijn in een gebouw. In zulke gevallen is het belangrijk om, als ontwerper, aandacht te geven aan de vormgeving ervan. In andere gevallen is de verbinding niet beeldbepalend in het gebouw, dan wordt het ontwerp ervan vaak overgelaten aan de constructeur of aannemer.

1. Bepaal of het een scharnierende of ingeklemde verbinding is.
2. Teken de hartlijn (vaak stramienlijn) van de te verbinden constructiedelen [gemengde streeplijn 0.3 mm].
3. Teken de constructiedelen op schaal met de juiste afmetingen [doorgetrokken lijn 0.8mm], laat alle niet-constructieve delen achterwege.
4. Teken hoe de delen zijn verbonden (lassen, bouten, lijmen, stortnaden, enz.) [doorgetrokken lijn 0.8mm]; teken ook de onderdelen die niet zichtbaar zijn [streeplijn 0.3 mm grijs].
5. Benoem relevante materialen en afmetingen [doorgetrokken lijn 0.1mm].

5 Mechanica

In dit hoofdstuk worden de meestgebruikte formules gescreenteerd. Om te begrijpen wat de formules betekenen kunnen de dictaten Krachtswerking van Beranek geraadpleegd worden. Deze zijn gratis online beschikbaar: BK-wiki. De volgende onderdelen zijn in dit hoofdstuk te vinden:

- Symbolen zoals gebruikt in de Eurocodes.
- Formules voor het bepalen van doorsnede grootheden.
- Formules voor het bepalen van krachten in, en vervorming van balken in een aantal standaard gevallen.
- Formules voor het bepalen van de knikkracht van kolommen in een aantal standaard gevallen.



5.1 Symbolen

5.1.1 Symbolen, grootheden en eenheden

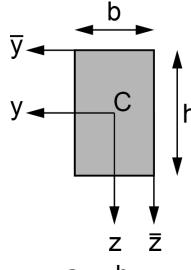
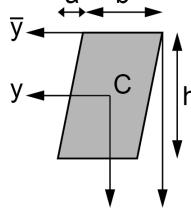
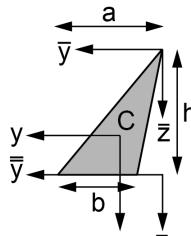
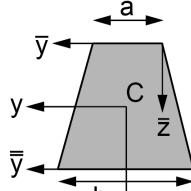
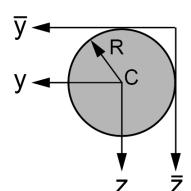
| groothed symbool | naam | SI-eenheid symbool | groothed symbool | naam | SI-eenheid Symbool |
|---------------------|---|-----------------------|---------------------|---|-----------------------|
| q_y | verdeelde belasting in de y-richting | N/m | ϵ | rek | - |
| q_z | verdeelde belasting in de z-richting | N/m | ϵ_t | rek behorende bij treksterkte f_t | - |
| s | schuifstroom | N/m | ϵ_u | breukrek | - |
| t | wanddikte | m | ϵ_y | vloeirek, rek aan het begin van het vloeitraject | - |
| t_f | flensdikte | m | κ | kromming | m^{-1} |
| t_w | lijfdikte | m | γ | belastingfactor | - |
| $y_c; z_c$ | y- en z-coördinaat van het zwaartepunt | m | γ | hoekverandering ten gevolge van afschuiving, schuifrek | rad |
| $y_{NC}; z_{NC}$ | y- en z-coördinaat van het normaalkrachtencentrum | m | γ_g | belastingfactor met betrekking tot de permanente belasting | - |
| I | kwadratisch oppervlaktemoment | m^4 | γ_q | belastingfactor met betrekking tot de veranderlijke belasting | - |
| i | traagheidsstraal | m | θ | hoek, hoekverandering door rotatie | rad |
| W | weerstandsmoment | m^3 | σ | normaalspanning | N/m^2 |
| α | lineaire uitzettingscoëfficiënt | K^{-1} | τ | schuifspanning | N/m^2 |

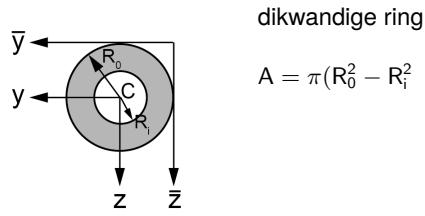
5.2 Doorsnede grootheden

5.2.1 Definitie doorsnede grootheden

| oppervlakte statische moment | traagheids- moment | polair traagheids- moment | verschuivingsregel van Steiner |
|------------------------------------|---|--------------------------------|--|
| $A = \int_A dA$ | $S_y = \int_A y \cdot dA$ | $I_{yy} = \int_A y^2 \cdot dA$ | $I_p = \int_A r^2 \cdot dA = I_{yy} + I_{zz}$ |
| | | | $I_{\bar{y}\bar{y}} = I_{yy(\text{eigen})} + \bar{y}_C^2 \cdot A$ |
| $S_z = \int_A z \cdot dA$ | $I_{yz} = I_{zy} = \int_A y \cdot z \cdot dA$ | | $I_{\bar{y}\bar{z}} = I_{\bar{z}\bar{y}} = I_{yz(\text{eigen})} + \bar{y}_C \cdot \bar{Z}_C \cdot A$ |
| | $I_{zz} = \int_A z^2 \cdot dA$ | | $I_{\bar{z}\bar{z}} = I_{zz(\text{eigen})} + \bar{z}_C^2 \cdot A$ |

5.2.2 Doorsnede grootheden

| vorm | oppervlakte, coördinaat zwaartepunt C | traagheidsmoment eigen | andere |
|---|--|--|---|
| rechthoek | | | |
|  | $A = bh$ $\bar{y}_C = \frac{1}{2}b$ $\bar{z}_C = \frac{1}{2}h$ | $I_{yy} = \frac{1}{12}b^3h$ $I_{zz} = \frac{1}{12}bh^3$ $I_{yz} = 0$ | $I_{\bar{y}\bar{y}} = \frac{1}{3}b^3h$ $I_{\bar{z}\bar{z}} = \frac{1}{3}bh^3$ $I_{\bar{y}\bar{z}} = \frac{1}{4}b^2h^2$ |
| parallelogram | | | |
|  | $A = bh$ $\bar{y}_C = \frac{1}{2}(a+b)$ $\bar{z}_C = \frac{1}{2}h$ | $I_{yy} = \frac{1}{12}(a^2 + b^2)bh$ $I_{zz} = \frac{1}{12}bh^3$ $I_{yz} = \frac{1}{12}abh^2$ | $I_{\bar{z}\bar{z}} = \frac{1}{3}bh^3$ |
| driehoek | | | |
|  | $A = \frac{1}{2}bh$ $\bar{y}_C = \frac{1}{3}(2a - b)$ $\bar{z}_C = \frac{2}{3}h$ | $I_{yy} = \frac{1}{36}(a^2 - ab + b^2)bh$ $I_{zz} = \frac{1}{36}bh^3$ $I_{yz} = \frac{1}{72}(2a - b)ab^2h$ | $I_{\bar{z}\bar{z}} = \frac{1}{4}bh^3$ $I_{\bar{y}\bar{z}} = \frac{1}{8}(2a - b)bh^2$ $I_{\bar{z}\bar{z}} = \frac{1}{12}bh^3$ |
| trapezium | | | |
|  | $A = \frac{1}{2}(a + b)h$ $\bar{z}_C = \frac{1}{3} \frac{a+2b}{a+b}h$ | $I_{zz} = \frac{1}{36} \frac{a^2+4ab+b^2}{a+b}h^3$ | $I_{\bar{z}\bar{z}} = \frac{1}{12}(a + 3b)h^3$ $I_{\bar{z}\bar{z}} = \frac{1}{17}(3a + b)h^3$ |
| cirkel | | | |
|  | $A = \pi R^2$ | $I_{yy} = I_{zz} = \frac{1}{4}\pi R^4$ $I_{yz} = 0$ $I_p = \frac{1}{2}\pi R^4$ | $I_{\bar{y}\bar{y}} = I_{\bar{z}\bar{z}} = \frac{5}{4}\pi R^4$ $I_{\bar{y}\bar{z}} = \pi R^4$ |

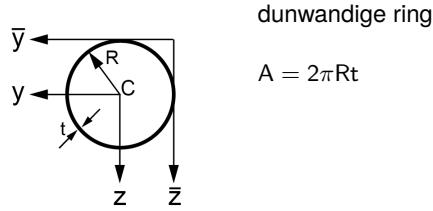


$$A = \pi(R_0^2 - R_i^2)$$

$$I_{yy} = I_{zz} = \frac{1}{4}\pi(R_0^4 - R_i^4)$$

$$I_{yz} = 0$$

$$I_p = \frac{1}{2}\pi(R_0^4 - R_i^4)$$



$$A = 2\pi R t$$

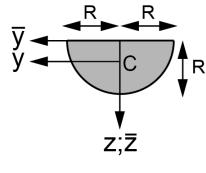
$$I_{yy} = I_{zz} = \pi R^3 t$$

$$I_{\bar{y}\bar{y}} = I_{\bar{z}\bar{z}} = 3\pi R^3 t$$

$$I_{yz} = 0$$

$$I_p = 2\pi R^3 t$$

halve cirkel



$$A = \frac{1}{2}\pi R^2$$

$$I_{yy} = \frac{1}{8}\pi R^4$$

$$I_{\bar{y}\bar{y}} = I_{\bar{z}\bar{z}} = \frac{1}{8}\pi R^4$$

$$\bar{y}_C = 0$$

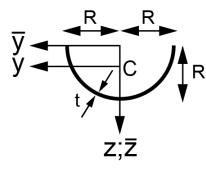
$$I_{zz} = (\frac{\pi}{8} - \frac{8}{9\pi})R^4$$

$$I_{\bar{y}\bar{z}} = 0$$

$$\bar{z}_C = \frac{4}{3\pi}R$$

$$I_{yz} = 0$$

halve dunwandige ring



$$A = \pi R t$$

$$I_{yy} = \frac{1}{2}\pi R^3 t$$

$$I_{\bar{y}\bar{y}} = I_{\bar{z}\bar{z}} = \frac{1}{2}\pi R^3 t$$

$$\bar{y}_C = 0$$

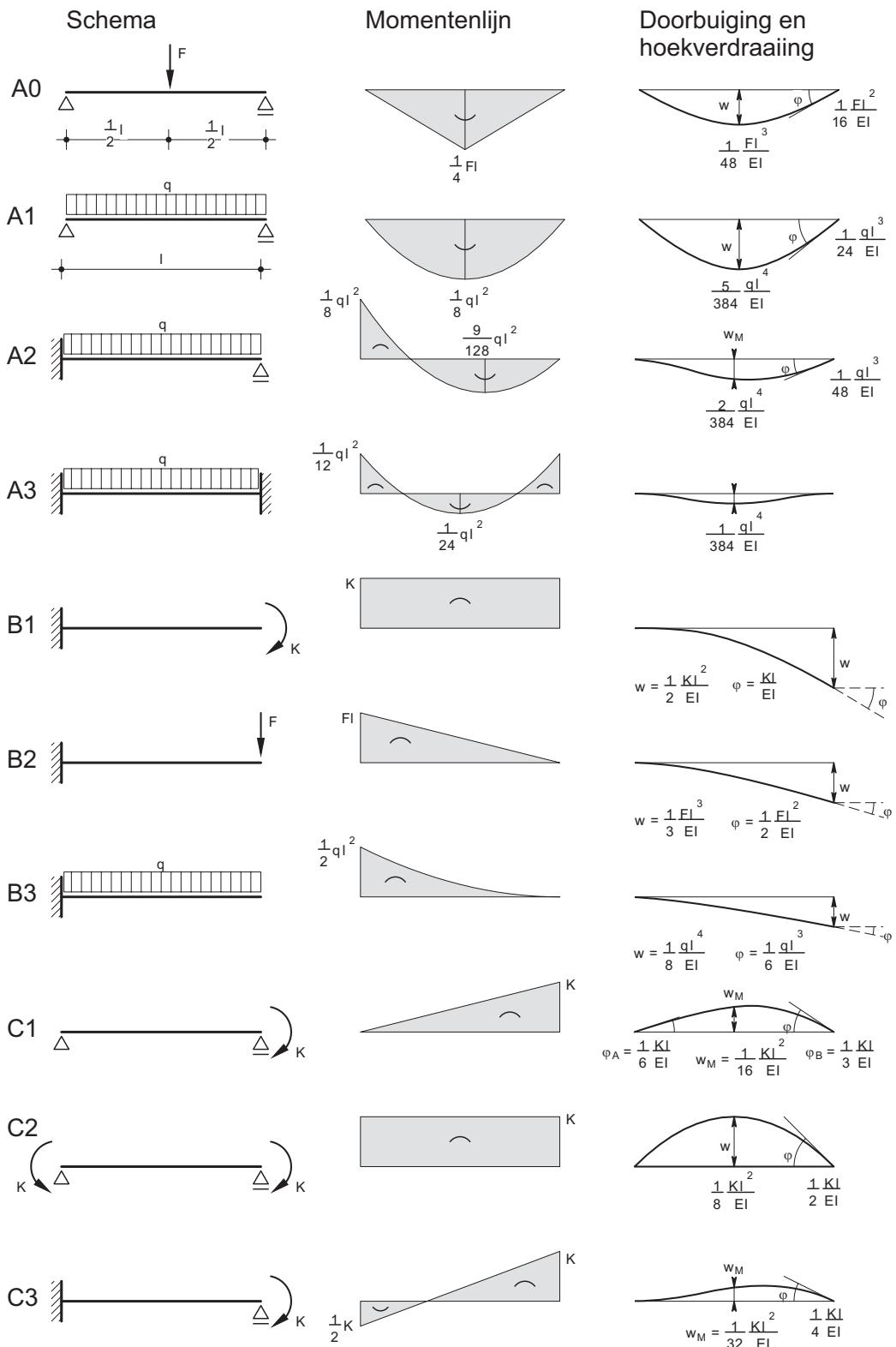
$$I_{zz} = (\frac{\pi}{2} - \frac{4}{\pi})R^3 t$$

$$I_{\bar{y}\bar{z}} = 0$$

$$\bar{z}_C = \frac{2}{\pi}R$$

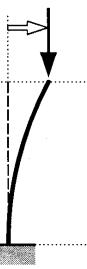
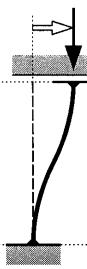
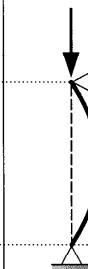
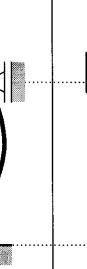
$$I_{yz} = 0$$

5.3 Vergeet-me-nietjes (standaardgevallen)



5.4 Basisknikgevallen

De knikformule van Euler en de bepaling van de te rekenen kniklengte wordt uitgelegd in het dictaat van Beranek deel 5: Vervormingen. Onderstaand overzicht van de basisknikgevallen is overgenomen uit het dictaat Stabiliteit van het Evenwicht van C. Hartsuijker en J.W. Welleman.

| ongeschoord | | geschoord | | | |
|---|---|---|---|--|---|
| ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | |
|  |  |  |  |  |  |
| $\ell_k = 2\ell$ | $\ell_k = \ell$ | $\ell_k = \ell$ | $\ell_k \approx 0,7\ell$ | $\ell_k = 0,5\ell$ | |
| $F_k = \frac{\pi^2 EI}{4\ell^2}$ | $F_k = \frac{\pi^2 EI}{\ell^2}$ | $F_k = \frac{\pi^2 EI}{\ell^2}$ | $F_k \approx \frac{2\pi^2 EI}{\ell^2}$ | $F_k = \frac{4\pi^2 EI}{\ell^2}$ | |

6 Belastingen

Dit hoofdstuk gaat in op de verschillende belastingen en belastingcombinaties die op een constructie geplaatst kunnen worden. Een goede inschatting van de belastingen op en in een gebouw is namelijk cruciaal om tot een veilig, maar ook efficiënt draagconstructief ontwerp te komen. Dit hoofdstuk verzamelt een reeks tabellen en grafieken die je nodig hebt om die belastingen te bepalen

Voordat je kunt beginnen met ontwerpen moet je eerst een duidelijke voorstelling hebben van het te bouwen object. Of anders gezegd, wat de functies worden van het bouwwerk. Daaruit vloeit het gebruik voort (dit vormen de randvoorwaarden) en daarmee ook de belastingen die op je constructie komen.

1. voorstelling hebben van object
2. functies van object
3. gebruik (randvoorwaarden)
4. belastingen

Allereerst worden de belastingen, grenstoestanden en belastingcombinaties behandeld. Daarna komen de permanente en veranderlijke belastingen aan bod.

Let op, de informatie in dit hoofdstuk is een eenvoudige vertaling van de normen NEN-EN 1990 en NEN-EN 1991 met bijbehorende nationale bijlagen en is enkel geschikt voor ontwerp doeleinden, dus niet voor de toetsing van de constructieve veiligheid.



6.1 Belastingscombinaties en grenstoestanden

Elke constructie moet voldoen aan de twee hoofdgrensstoestanden die direct te maken hebben met de betrouwbaarheid (sterkte) en bruikbaarheid (stijfheid). De uiterste grenstoestand (UGT) wordt benut bij de toetsing van de constructieve veiligheid. De bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) wordt benut bij de toetsing van de eisen voor de bruikbaarheid.

Belastingcombinaties bestaan uit de combinaties van de rekenwaarden van de permanente en veranderlijke belastingen. Daarbij worden zowel de representatieve als de momentane waarden van de belastingen gecombineerd voor de UGT of de BGT. Zelf zul je de maatgevende belastingcombinatie van de draagconstructie of het constructie-element moeten bepalen. Bedenk hierbij om welk constructie-element het gaat, bijv. een vloerlijger, een kolom of een stabiliteitsconstructie.

Bouwconstructies en onderdelen van bouwconstructies, en hun ondersteuningen of bevestigingen moeten met voldoende betrouwbaarheid bestand zijn tegen de ongunstigste combinaties van belastingen die gelijktijdig kunnen optreden, met dien verstande dat:

- de extreme waarde van een veranderlijke belasting niet gecombineerd hoeft te zijn met extreme waarden van andere veranderlijke belastingen of met bijzondere belastingen
- een bijzondere belasting niet gecombineerd hoeft te zijn met extreme waarden van veranderlijke belastingen of met andere bijzondere belastingen
- in een aantal gevallen uitgesloten is dat op verschillende delen van de constructie de extreme en momentane of nulwaarde van hetzelfde belastingsgeval gelijktijdig voorkomt (o.a. de wind- en sneeuwbelasting).

6.1.1 Uiterste grenstoestand (UGT), fundamentele combinaties

Een belastingscombinatie bestaat over het algemeen uit het eigen gewicht, een overheersende veranderlijke belasting en eventuele overige veranderlijke belastingen.

$$\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

zie sectie 6.1.6 voor de ψ factoren

zie sectie 6.1.3 voor de γ factoren

bron: NEN-EN 1990 artikel 6.4.3.2

| | |
|----------------|--|
| $\gamma_{G,j}$ | = veiligheidsfactor permanente belasting |
| $G_{k,j}$ | = totale permanente belasting |
| $\gamma_{Q,1}$ | = veiligheidsfactor veranderlijke belasting |
| $Q_{k,1}$ | = overheersende veranderlijke belasting |
| $\Psi_{0,1}$ | = combinatiefactor behorende bij veranderlijke belasting |
| $Q_{k,i}$ | |
| $Q_{k,i}$ | = eventuele overige veranderlijke belastingen |
| "+" | betekent "te combineren met" |
| \sum | betekent "de gecombineerde uitkomst van" |

6.1.2 Bruikbaarheidsgrenstoestanden (BGT)

De in aanmerking te nemen vervormingen met betrekking tot de bruikbaarheidseisen behoren die te zijn als omschreven in sectie 6.7-Bruikbaarheidscriteria al naargelang de aard van de bouwwerken, of zoals overeengekomen met de opdrachtnemer of de nationale overheid.

Karakteristieke combinatie

De karakteristieke combinatie wordt gebruikt voor onomkeerbare grenstoestanden (plastische vervorming). Hiermee wordt bedoeld dat ergens in de constructie vloeien (staal) of scheurvorming optreedt (beton/metselwerk) door het vervormen van het constructiedeel. Dit kan bijvoorbeeld gaan om het scheuren van een metselwerk scheidingswand ten gevolge van doorbuiging van de vloer.

$$G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k;i}$$

bron: NEN-EN 1990 artikel 6.5.3

| | |
|--------------|---|
| $G_{k,j}$ | = totale permanente belasting |
| $Q_{k,1}$ | = overheersende veranderlijke belasting |
| $\Psi_{2,i}$ | = combinatiefactor voor veranderlijke belasting $Q_{k,i}$ |
| $Q_{k,i}$ | = eventuele overige veranderlijke belastingen |
| "+" | betekent "te combineren met" |
| \sum | betekent "de gecombineerde uitkomst van" |

Frequente combinatie

De frequente combinatie wordt gebruikt voor omkeerbare grenstoestanden (elastische vervorming). Er is sprake van een omkeerbare bruikbaarheidsgrenstoestand wanneer nergens in de constructie vloeien (staal) of scheuren (beton/metselwerk) optreedt door de doorbuiging en de constructie elastisch terugveert naar de oorspronkelijke vorm wanneer de belasting wordt weggenomen.

$$G_{k,j} \text{ "+" } \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \text{ "+" } \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k;i}$$

| | |
|--------------|--|
| $G_{k,j}$ | = totale permanente belasting |
| $\Psi_{1,1}$ | = factor i.v.m. frequente waarde belasting |
| $Q_{k,1}$ | = overheersende veranderlijke belasting |
| $\Psi_{2,i}$ | = factor i.v.m. quasi-blijvende waarde belasting |
| $Q_{k,i}$ | = eventuele overige veranderlijke belastingen |
| "+" | betekent "te combineren met" |
| \sum | betekent "de gecombineerde uitkomst van" |

bron: NEN-EN 1990 artikel 6.5.3

Quasi-blijvende combinatie

De quasi-blijvende combinatie wordt gebruikt voor langetermijneffecten (krimp en kruip) en voor het uiterlijk van de constructie.

$$G_{k,j} \text{ "+" } \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k;i}$$

| | |
|--------------|--|
| $G_{k,j}$ | = totale permanente belasting |
| $\Psi_{2,i}$ | = factor i.v.m. quasi-blijvende waarde belasting |
| $Q_{k,i}$ | = veranderlijke belastingen |
| "+" | betekent "te combineren met" |
| \sum | betekent "de gecombineerde uitkomst van" |

bron: NEN-EN 1990 artikel 6.5.3

6.1.3 Belastingsfactoren uiterste grenstoestand

De belastingsfactoren worden in de Eurocode partiële factoren genoemd. In sommige andere literatuur worden ze veiligheidsfactoren genoemd. Bij de toepassing van de belastingsfactoren moet er onderscheid gemaakt worden tussen gunstig en ongunstig werkende belastingen. Dit is afhankelijk van de toets die uitgevoerd wordt. Toets je bijvoorbeeld het moment in een ligger op twee steunpunten waarop een neerwaartse belasting (eigengewicht) en een opwaartse belasting (windzuring) werken, dan zal het moment in de ligger minder kritisch zijn als beide belastingen gelijktijdig optreden. Een van de belastingen werkt dus gunstig.

| gevolgklasse (CC) | $\gamma_{f,g}$ (permanente belasting) | | $\gamma_{f,q}$ (veranderlijke belasting) | |
|-------------------|---------------------------------------|---------|--|---------|
| | ongunstig | gunstig | ongunstig | gunstig |
| 1 | 1,1 | 0,9 | 1,35 | 0 |
| 2 | 1,2 | 0,9 | 1,5 | 0 |
| 3 | 1,3 | 0,9 | 1,65 | 0 |

bron: NEN-EN 1990 Nationale Bijlage, tabel NB.4 en NB.5

6.1.4 Gevolgklasse (CC)

Gevolgklasse Omschrijving

- CC3 Grote gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens**, of zeer grote economische of sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving
- CC2 Middelmatige gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens, of aanzienlijke economische of sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving
- CC1b Geringe gevolgen ten aanzien van het verlies van mensenlevens en kleine of verwaarloosbare economische of sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving
- CC1a Nagenoeg uitgesloten verlies van mensenlevens en zeer kleine of verwaarloosbare economische of sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving

* Voorbeelden voor de toepassing van de gevolgklassen staan in tabel NB.24 – B1.

** Bedoeld zijn situaties van bouwwerken, waarin zich tegelijkertijd veel mensen kunnen ophouden en waarbij bij bezwijken van een essentieel onderdeel ineens een groot aantal mensen kan worden getroffen.

zie NEN-EN 1990 Nationale Bijlage tabel NB.23

6.1.5 Voorbeelden van toepassing gevolgklasse voor bouwwerken

Gevolgklasse Voorbeelden van toepassingen voor gebouwen en bouwwerken m.u.v. bruggen en maritieme constructies

CC3

- Hoge gebouwen, waarvan de hoogste vloer van een gebruiksgebied, zoals gedefinieerd in het Bouwbesluit 2012, meer dan 70 m boven het maaiveld ligt ter plaatse van de toegang
- Bouwwerken, waarvan de overspanning van de constructie in een draagrichting groter is dan 50 m en waarbij in geval van bezwijken van die overspanning meer dan 500 personen gelijktijdig gevaar lopen (zoals bij grote tentoonstellings- en stationshallen)
- Bouwwerken met de bestemming publieksfunctie (bijv. onderwijsgebouwen stadions, concertshallen, tribunes), waarbij in geval van bezwijken meer dan 500 personen gelijktijdig gevaar lopen
- Gebouwen bedoeld voor een groep verminderd zelfredzame personen zoals ziekenhuizen, celgebouwen, verpleegtehuizen, met 4 of meer bouwlagen
- Gebouwen waar zeer vitale processen worden bestuurd, bijv. verkeerstoren Schiphol, verkeersleidingsgebouw
- Industriegebouwen voor gevaarlijke stoffen en/of processen zijnde onderdeel van een inrichting waarvoor een omgevingsvergunning voor het milieu noodzakelijk is en waarvan het bezwijken van het gebouw kan leiden tot het betreffende ongewenste milieueffect

CC2

- Voor zover niet opgenomen in CC1 of CC3:
- Eengezinswoningen c met 4 of meer bouwlagen
- Woongebouwen, hotels, en kantoorgebouwen
- Onderwijsgebouwen
- Winkels
- Gebouwen bedoeld voor een groep verminderd zelfredzame personen zoals ziekenhuizen, celgebouwen, verpleegtehuizen, met maximaal 3 bouwlagen
- Openbare gebouwen/industriegebouwen waarbij het aantal personen binnen niet beperkt is, of met 3 of meer bouwlagen
- Parkeergarages

CC1b

- Eengezinswoningen* met 1, 2 of 3 bouwlagen
- Landbouwbedrijfsgebouwen uitsluitend voor productiedoelen, waarbij het aantal personen binnen beperkt is
- Tuinbouwkassen uitsluitend voor productiedoelen, waarbij het aantal personen binnen beperkt is
- Industriegebouwen met 1 of 2 bouwlagen uitsluitend voor productiedoelen, waarbij het aantal personen binnen beperkt is

CC1a

- Landbouwbedrijfsgebouwen voor opslagdoeleinden en waarbij potentieel levensgevaar nagenoeg uitgesloten is
- Reclameborden bij een bouwactiviteit
- Reclamedragers rond lantaarnpalen
- Waslijnpaal
- Afscheiding tussen twee balkons
- Erfafscheiding

* Grondgebonden woning niet gelegen in een woongebouw.

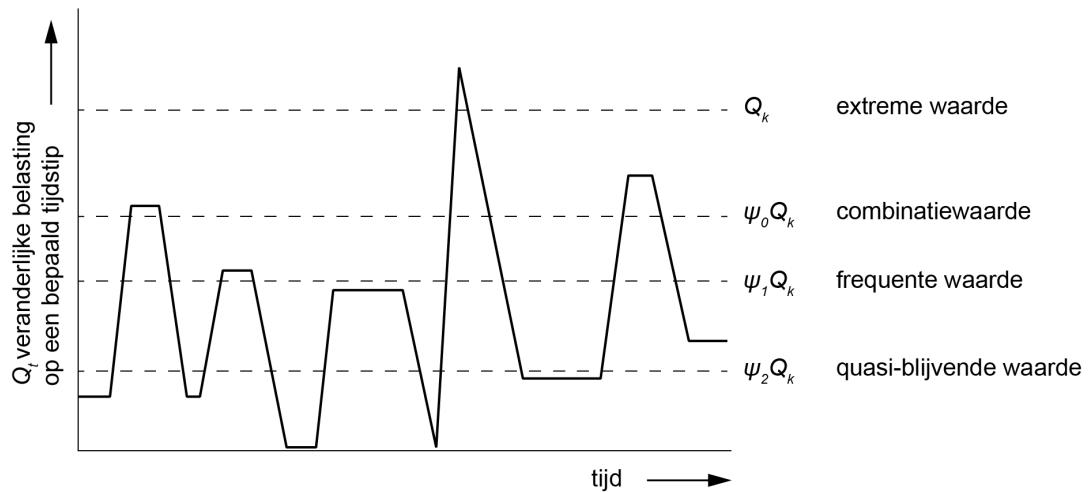
zie NEN-EN 1990 Nationale Bijlage tabel NB.24

6.1.6 Aanbevolen waarden van ψ -factoren voor gebouwen

Voor de veranderlijke belasting worden naast de (extreme) karakteristieke waarde voor de belasting Q, met behulp van de ψ factoren nog drie andere waarden onderscheiden:

- Q_k = (extreme) karakteristieke waarde van de veranderlijke belasting
- $\psi_0 Q_k$ = combinatiewaarde van de veranderlijke belasting
- $\psi_1 Q_k$ = frequente waarde van de veranderlijke belasting
- $\psi_2 Q_k$ = quasi-blijvende waarde van de veranderlijke belasting

De volgende figuur geeft een voorbeeld van een veranderlijke belasting, uitgezet in de tijd.



| Belasting | ψ_0 | ψ_1 | ψ_2 |
|---|----------|----------|----------|
| Voorgeschreven belastingen in gebouwen, categorie | | | |
| Categorie A: woon- en verblijfsruimtes | 0,4 | 0,5 | 0,3 |
| Categorie B: kantoorruimtes | 0,5 | 0,5 | 0,3 |
| Categorie C: bijeenkomstruimtes | 0,6/0,4* | 0,7 | 0,6 |
| C1: Ruimten met tafels enz. bijv. ruimten in scholen, cafés, restaurants, eetzalen, leeszalen, ontvangstruimten. | | | |
| C2: Ruimten met vaste zitplaatsen, bijv. ruimten in kerken, theaters of bioscopen, conferentiezalen, collegezalen, vergaderzalen, wachtkamers, wachtkamers/-lokalen in stations. | | | |
| C3: Ruimten zonder obstakels voor rondlopende mensen, bijv. ruimten in musea, tentoonstellingsruimten enz. en toegangsruimten in openbare gebouwen en kantoren, hotels, ziekenhuizen, stationshallen. | | | |
| C4: Ruimten ten behoeve van o.a. lichaamsbeweging, bijv. danszalen, gymnastiekzalen, toneel-/balletpodia enz. | | | |
| C5: Ruimten waar zich grote mensenmassa's kunnen bevinden, bijv. in gebouwen voor openbare evenementen, zoals concertzalen, sporthallen met inbegrip van tribunes, bordessen en toegangsruimten, stationsperrons. | | | |
| Categorie D: winkelruimtes | 0,4 | 0,7 | 0,6 |
| D1: Ruimten in gewone kleinhandelszaken. | | | |
| D2: Ruimten in grootwarenhuizen/supermarkten. | | | |
| Categorie E: opslagruimtes | 1,0 | 0,9 | 0,8 |
| E1: Ruimten die gevoelig zijn voor opeenhoping van goederen, inclusief toegangsruimten | | | |
| E2: Industrieel gebruik | | | |
| Categorie F: verkeersruimte, voertuiggewicht $\geq 25 \text{ kN}$ | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categorie G: verkeersruimte**, $25 \text{ kN} < \text{voertuiggewicht} \geq 160 \text{ kN}$ | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categorie H: daken | 0 | 0 | 0 |
| Andere soorten belasting (van buitenaf) | ψ_0 | ψ_1 | ψ_2 |
| Industrieel gebruik waarbij de veranderlijke belasting: | | | |
| — niet langdurig aanwezig is | 0,5 | 0,5 | 0,3 |
| — langdurig aanwezig is | 1,0 | 0,9 | 0,8 |
| Sneeuwbelasting | 0 | 0,2 | 0 |
| Belasting door regenwater | 0 | 0 | 0 |
| Windbelasting | 0 | 0,2 | 0 |
| Temperatuur (geen brand) | 0 | 0,5 | 0 |

* De waarde 0,6 geldt voor delen van het gebouw die in geval van een calamiteit zwaar kunnen worden belast door een mensenmenigte (vluchtroutes, trappen enz.); de waarde 0,4 geldt in overige gevallen.

** Met verkeersruimte wordt in dit geval een ruimte bedoeld waar voertuigen kunnen rijden, bijvoorbeeld parkeergarages.

zie: NEN-EN 1990 Nationale bijlage. tabel NB.2 A1.1

6.2 Permanente belastingen

De permanente belastingen van constructies bestaan uit het eigen gewicht van het desbetreffende constructie-element en de eigen gewichten van de erop rustende (afbouw)elementen. Door gebruik te maken van de tabellen

zoals deze, kunnen de permanente belastingen worden bepaald voor ontwerp-/gewichtsberekeningen alsmede voor controle.

6.2.1 Bouwmaterialen I

| materiaal | $\rho[\text{kg}/\text{m}^3]^*$ | materiaal | $\rho[\text{kg}/\text{m}^3]^*$ | materiaal | $\rho[\text{kg}/\text{m}^3]^*$ |
|----------------------|--------------------------------|------------------------|--------------------------------|-------------------------|--------------------------------|
| primaire bouwstoffen | | secundaire bouwstoffen | | betonstenen | |
| duinzand | | as | 1000 | - licht | 800-1500 |
| - droog | 1550 | hoogovenslakken | 1700 | - normaal | 1500-1900 |
| - vochtig | 1700 | metselwerk | | - zwaar | 1900-2300 |
| - verzagd | 1950 | klinkers | 2000 | gasbetonblokken | 500-800 |
| rivier- en grindzand | | gewone gevelstenen | | gipsblokken | 1100 |
| - droog | 1650 | - vol (0% perforatie) | 1700 | tegels | |
| - vochtig | 1750 | - geperforeerd (20%) | 1400 | - poreus | 1900 |
| - verzagd | 2000 | - hol (35%) | 1100 | - dicht | 2300 |
| grind | | verblendsteen (20%) | 1800 | beton | |
| - droog | 1600 | kalkzandsteen | 1850 | licht beton | <2000 |
| - vochtig | 1700-2000 | isolatiesteen | | normaal grindbeton | 2300-2450 |
| - verzagd | 1922 | - poroso, fomin | 1300 | zwaarbeton | <2800 |
| aarde en klei | | - poroton | 800 | gewapend grindbeton | 2400-2550 |
| - droog | 1600 | | | constructief lichtbeton | 1200-2000 |
| - nat | 2000 | | | schuimbeton | 300-1400 |
| natuursteen | | | | | |
| basalt, graniet | 2850 | | | | |
| kalksteen, marmer | 2700 | | | | |
| leisteen | 2700 | | | | |

*let op, de boven genoemde waarden zijn volumieke massa's, $[\text{kg}/\text{m}^3]$, deze moet je dus nog omrekenen naar $[\text{kN}/\text{m}^3]$!

Bron: NEN-EN 1991

Bijlage A

6.2.2 Volumieke massa's materialen

| materiaal | $\rho[\text{kg}/\text{m}^3]^*$ | materiaal | $\rho[\text{kg}/\text{m}^3]^*$ | materiaal | $\rho[\text{kg}/\text{m}^3]^*$ |
|---------------------------------------|--------------------------------|------------------------------|--------------------------------|------------------------------------|--------------------------------|
| aluminium, gegoten | 2768 | glas, in kratten | 960 | loodmenie, droog | 2112 |
| kunststeen | 2304 | glas, plaat | 2787 | gewapend beton 2% | 2401 |
| as, steenkool | 719 | glas, dunne plaat | 2497 | gewapend beton 3% | 2503 |
| asfalt, bestrating | 2308 | glycerine, verpakt | 832 | hars, in vaten | 769 |
| | | graniett | 2722 | rubber | 960 |
| ballast, baksteen, grind | 1788 | graniet, gepolijst | 2642 | | |
| gerst, in zakken | 576 | granite, steenslag | 2477 | salpeter | 1072 |
| gerst, in bulk | 640 | grind | 1918 | zand, droog | 1598 |
| bleek, in vaten | 512 | | | zand, nat | 1998 |
| bouwblokken | 1305-2202 | hooi, in balen, samengeperst | 384 | zandsteen | 2403 |
| messing, gegoten | 8431 | hooi, niet samengeperst | 224 | schroeven, spijkers, in verpakking | 1600 |
| messing, gewalst | 8546 | | | leisteen | 2877 |
| metselwerk | 1549-2365 | ijzer, gegoten | 7203 | sneeuw, vers gevallen | 96 |
| brons | 8386 | ijzer, gesmeed | 7682 | sneeuw, nat, compact | 320 |
| | | ijzerwaren, in verpakking | 896 | natriumcarbonaat, in vaten | 992 |
| cement, in zakken | 1345 | | | natriumhydroxide, in tonnen | 1409 |
| cement, in vaten | 1168 | lood, gegoten | 11328 | zetmeel, in vaten | 401 |
| cement, mortel | 1678 | lood, plaat | 11358 | staal, gegoten | 8002 |
| Portlandcement, los | 1438 | leder, huiden, samengeperst. | 368 | staal, gewalst | 8002 |
| porseleinaarde | 2209 | leder, in bundels | 256 | stro, in balen, samengeperst | 304 |
| klei, vochtig, plastic | 1788 | kalkmortel | 1648 | zwavelzuur | 960 |
| klei, droog | 1920 | kalk, in vaten | 800 | | |
| steenkool, los | 896 | kalksteen | 2562 | teer | 1024 |
| cokes, los | 480 | | | terracotta | 1794 |
| beton, breeze | 1538 | macadam | 2403 | hout, pijnboom, spar | 481 |
| beton, baksteen | 1918 | marmer | 2642 | hout, (Amerikaans) grene-hout | 673 |
| beton, steen | 2308 | | | hout, mahonie | 561 |
| koper, gegoten | 8801 | nikkel, monel, metaal | 8896 | hout, teak, eiken | 721 |
| koper, gewalst | 8930 | | | tin, gegoten | 7282 |
| aardewerk, in kratten | 640 | haver, in zakken | 432 | tin, gewalst | 7392 |
| | | haver, in bulk | 512 | tin, plaat, in dozen | 4450 |
| aarde, droog, los | 1152 | olie, in vaten | 576 | | |
| aarde, droog, gestampt (stampleem) | 1788 | olie, in bulk | 896 | water, zoet | 1000 |
| aarde, vochtig, verpakt | 1638 | olie, in vaten | 721 | water, zee | 1024 |
| | | | | tarwe, in zakken | 624 |
| keisteen | 2640 | papier, print | 640 | tarwe, in bulk | 721 |
| bloem, in zakken | 721 | papier, schrijven | 960 | loodwit, pasta | 2785 |
| hardsteen, gepolijst | 2398 | benzine | 672 | loodwit, droog | 138 |
| keisteen, steenslag | 2238 | bitumen | 1119 | draad, in spoelen | 1185 |
| | | pleister | 1538 | | |
| | | gips | 1278 | zink | 6993 |
| | | pleister, in vaten | 848 | | |
| | | potas | 3276 | | |
| | | aardappelen, gestapeld | 721 | | |

*let op, de bovengenoemde waarden zijn volumieke massa's, $[\text{kg}/\text{m}^3]$, deze moet je dus nog omrekenen naar $[\text{kN}/\text{m}^3]$!

Bron: NEN-EN 1991 Bijlage A

6.2.3 Belasting per oppervlakte-eenheid voor samengestelde constructies

| materiaal | [kN/m ²] | materiaal | [kN/m ²] |
|----------------------------------|----------------------|--------------------------------------|----------------------|
| stalen gevelplaten | 0,05 - 0,13 | kunststoffolie | 0,02 |
| isolatiemateriaal gevel | 0,015 - 0,05 | golfplaten vezel versterkt cement | |
| houten vloer + balken | 0,3 | plaat alleen | 0,15 |
| stalen dakplaten | 0,05 - 0,18 | met bevestiging en gordingen | 0,25 |
| stalen dakplaten (dikte 0,75 mm) | 0,11 | golfplaten kunststof | 0,02 |
| isolatie en dakbedekking | 0,10 - 0,20 | golfplaten gegalvaniseerd | |
| bitumenlagen | | met bevestiging en gordingen | 0,15 |
| glasvlies 2 lagen | 0,07 | pannendak, dakbeschot, gordingen | 0,65 |
| glasvlies 3 lagen | 0,1 | plat dak, balken, beschot geen grind | 0,36 |
| dak spanen | 0,07 | | |

Bron: NEN-EN 1991 Bijlage A

6.3 Veranderlijke belastingen I, gebouwen

Veranderlijke belasting: belasting die gedurende de gehele referentieperiode niet altijd aanwezig is, of belasting waarvan de verandering als functie van de tijd niet meer verwaarloosbaar klein is in vergelijking met het gemiddelde.

Eenvoudig gezegd belastingen ten gevolge van personen, goederen, voertuigen, wind, sneeuw, accumulerend water, aardbevingen, botsingen etc.

6.3.1 Veranderlijke verticale belastingen op vloeren en daken

| Klasse van belaste oppervlakken | q_k [kN/m ²] | Q_k kN |
|--|---------------------------------|-------------|
| Klasse A: woon- en verblijfruimtes | | |
| vloeren | 1,75 | 3,0 |
| trappen | 2,0 | 3,0 |
| balkons | 2,5 | 3,0 |
| Klasse B: kantoorruimtes | 2,5 | 3,0 |
| Klasse C: bijeenkomstruimtes | | |
| C1* | 4,0 | 3,0 |
| C2 | 4,0 | 7,0 |
| C3 | 5,0 | 7,0 |
| C4 | 5,0 | 7,0 |
| C5 | 5,0 | 7,0 |
| Klasse D: winkelruimtes | | |
| D1 | 4,0 | 7,0 |
| D2 | 4,0 | 7,0 |
| Klasse E: Opslagruimtes | | |
| E1 | 5,0 | 7,0 |
| E2 | 4,0 | 10 |
| Klasse F: verkeersruimte (licht) | 2,0 | 10 |
| Klasse G: verkeersruimte (zwaar) | 5,0 | 40 |
| Klasse H: daken (niet toegangelijk) | | |
| helling $0^\circ \leq \alpha < 15^\circ$ | 1,0 | 1,5 |
| helling $15^\circ \leq \alpha < 20^\circ$ | 4,0 - 0,2 × α | |
| helling $\alpha \geq 20^\circ$ | 0 | |
| Klasse H: daken (wel toegankelijk) | zie tabel voor vloeren en daken | |
| Klasse H: daken (onder maaiveld gelegen, geen verkeersbelasting) | 4,0 | 7,0 |

* De beschrijving van de delen C1 t/m E2 is gegeven in de tabel in sectie 6.1.6.

** De geconcentreerde belasting werkt op een oppervlakte van 0,5 × 0,5 m². De geconcentreerde belasting wordt geacht zowel in verticale als in horizontale richting te kunnen werken.

6.4 Veranderlijke belastingen II, wind

De belastingen die worden veroorzaakt door wind zijn aanzienlijk en dienen dan ook met zorg te worden bestudeerd voor de berekeningen. In de Bachelor Bouwkunde mag echter met een vereenvoudigde windbelasting worden ge-

rekend. Voor een meer gedetailleerde berekening of gebouwen met afwijkende vorm kan NEN-EN 1991-1-4 Algemene belastingen - Windbelasting geraadpleegd worden.

6.4.1 Bepalen windbelasting (eenvoudige formule)

$$F_i = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$$

zie NEN-EN 1991-1-4 sectie 5.3

| | |
|------------|--|
| F_i | = Windkracht op een constructie of constructie-element |
| $c_s c_d$ | = bouwwerkfactor ¹ |
| c_f | = krachtcoëfficiënt voor de constructie of het constructie-element |
| $q_p(z_e)$ | = extreme stuwdruk op referentiehoogte z_e ² |
| A_{ref} | = referentie-oppervlakte van de constructie of constructie-element |

¹ Voor gebouwen met een hoogte kleiner dan 15 m mag voor $c_s c_d$ de waarde 1 zijn genomen. Voor meer informatie raadpleeg NEN-EN 1991-1-4.

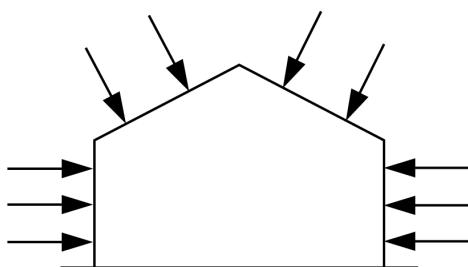
² Voor hoge gebouwen ($h > b$) mag aangenomen worden dat de stuwdruk afneemt naar de grond toe.

6.4.2 Krachtcoëfficiënt C_f voor constructie of constructie-element: gevallen en daken

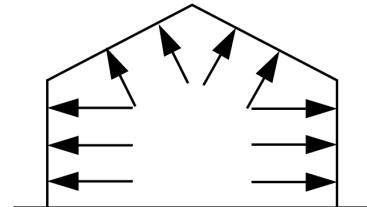
De netto druk op een wand, dak of element is het verschil tussen de druk op de vlakken aan weerszijden, rekening houdend met het teken van de druk. Overdruk, gericht naar het oppervlak, wordt positief gerekend en onderdruk, weg van het oppervlak, wordt negatief gerekend.

In deze paragraaf worden de krachtcoëfficiënten behandeld. De methode wordt hier uitgelegd aan de hand van een eenvoudig gebouw, gezien de Eurocode erg uitgebreid is. Gebruik NEN-EN 1991-1-4 voor meer gecompliceerde gebouwvormen.

Allereerst moeten de verschillende windbelastingen worden bepaald: De krachtcoëfficiënten die corresponderen met de verschillende windzones zijn afhankelijk van de geometrie van het gebouw. Krachtcoëfficiënten zijn gegeven voor bepaalde standaardwaarden, voor andere waarden is interpolatie toegestaan. In deze paragraaf zijn uitsluitend krachtcoëfficiënten gegeven die horen bij grote oppervlakken ($> 10m^2$). Zie NEN-EN-1999 1-1-4 voor kleinere oppervlakken.



Positieve uitwendige druk



Positieve inwendige druk

Beide krachten worden gecombineerd in een ongunstige situatie

6.4.3 Parameters constructie

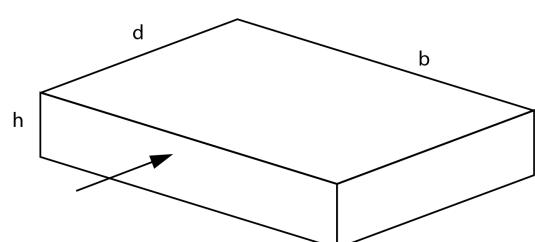
h = referentiehoogte [m]

d = afmeting in windrichting [m]

b = afmeting loodrecht op de windrichting [m]

e = b of $2h$, kleinste waarde is maatgevend

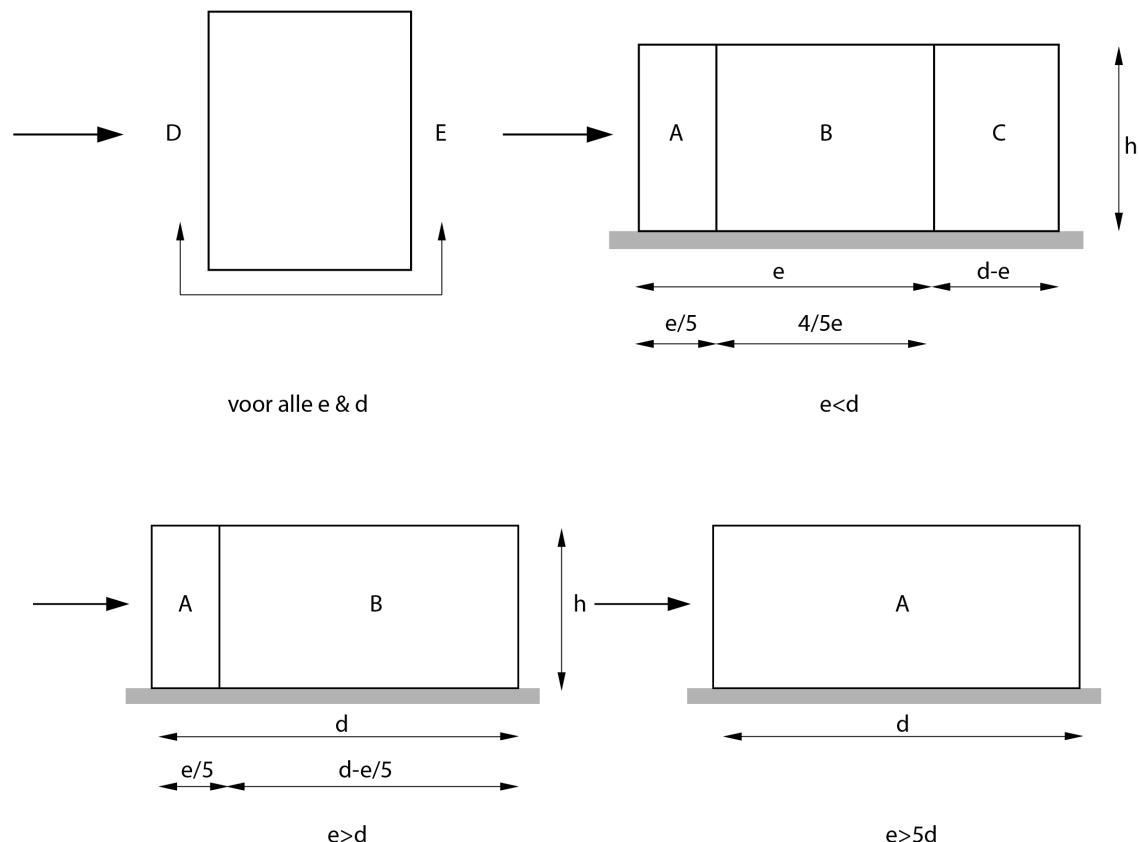
Let op dat voor beide windrichtingen verschillende parameters gelden.



6.4.4 Windzones voor gevels

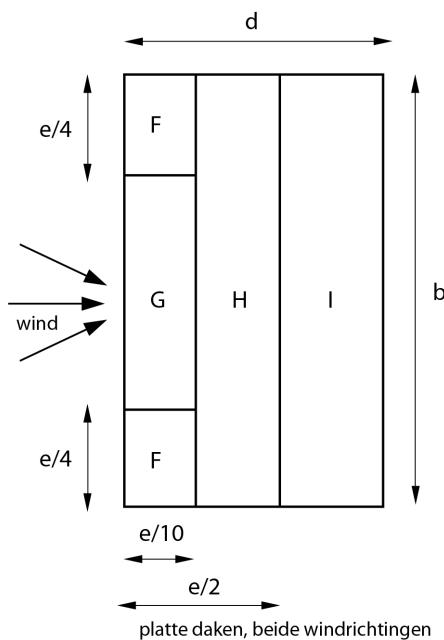
De verschillende windzones voor de gevels van een gebouw zijn hieronder weergegeven. Het aantal windzones op de gevel varieert van 1 tot 3, afhankelijk van de waarden van e en d . Voor gebouwen met een zadeldak gelden dezelfde zo-

nes. De waarde van h dient dan genomen te worden als de hoogte van de nok boven maaiveldniveau. De parameters e en d zijn hierboven gedefinieerd.



| Gevels h/d | Krachtcoëfficiënt C_f voor zone | | | | |
|---------------|-----------------------------------|------|------|------|------|
| | A | B | C | D | E |
| 5 | -1,2 | -0,8 | -0,5 | +0,8 | -0,7 |
| 1 | -1,2 | -0,8 | -0,5 | +0,8 | -0,5 |
| $\geq 0,25$ | -1,2 | -0,8 | -0,5 | +0,7 | -0,3 |

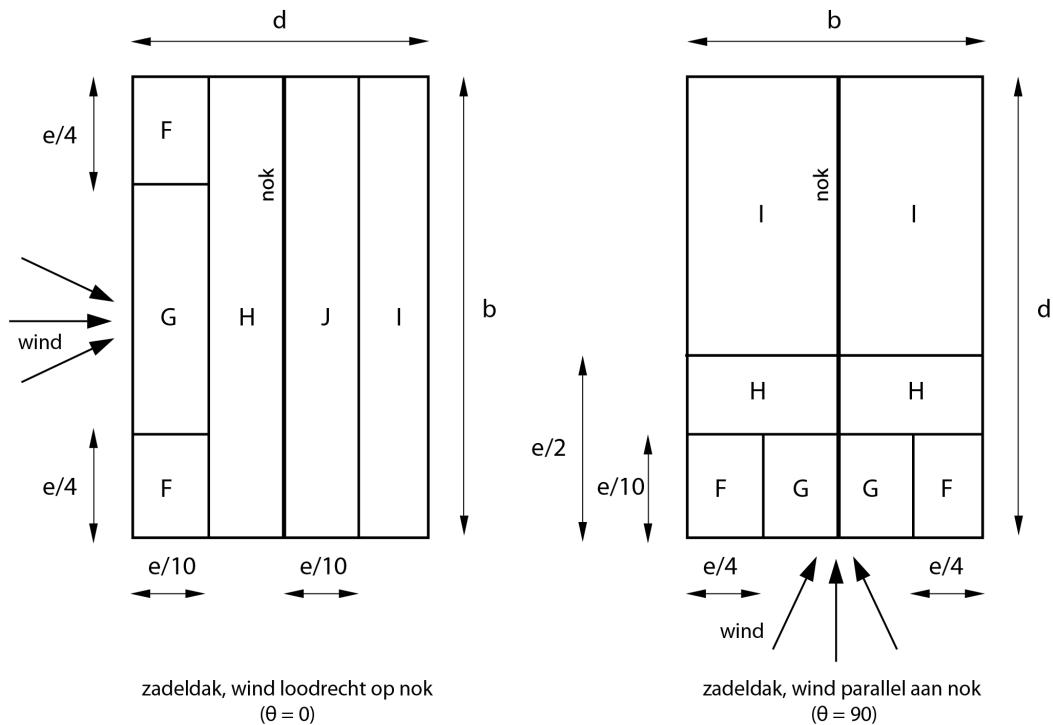
6.4.5 Windzones voor platte daken



| Platte daken type | F | G | H | I | Krachtcoëfficiënt C_f voor zone |
|----------------------|------|------|------|-----------|-----------------------------------|
| scherpe dakranden | -1,8 | -1,2 | -0,7 | +0,2/-0,2 | |

Op andere randen zijn mogelijk lagere krachtcoëfficiënten van toepassing, zie NEN-EN-1991-1-4.

6.4.6 Windzones voor zadeldaken



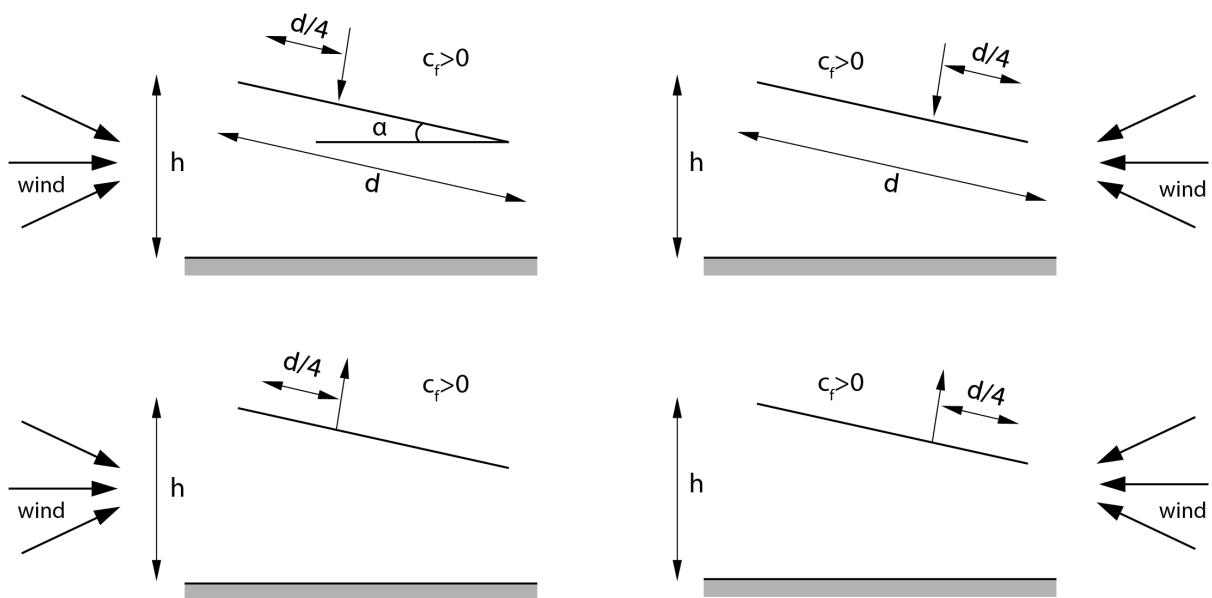
| zadeldaken ($\theta = 0$) hellingshoek α | Krachtcoëfficiënt C_f voor zone | | | | |
|--|-----------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | F | G | H | I | J |
| 5° | -1,7 +0,0 | -1,2 +0,0 | -0,6 +0,0 | -0,6 -0,6 | +0,2 -0,6 |
| 15° | -0,9 +0,2 | -0,8 +0,2 | -0,3 +0,2 | -0,4 0,0 | -1,0 0,0 |
| 30° | -0,5 +0,7 | -0,5 +0,7 | -0,2 +0,4 | -0,4 +0,0 | -0,5 +0,0 |
| 45° | -0,0 +0,7 | -0,0 +0,7 | -0,0 +0,6 | -0,2 +0,0 | -0,3 +0,0 |
| 60° | +0,7 | +0,7 | +0,7 | -0,2 | -0,3 |
| 75° | +0,8 | +0,8 | +0,8 | -0,2 | -0,3 |

| zadeldaken ($\theta = 90$) hellingshoek α | Krachtcoëfficiënt C_f voor zone | | | |
|---|-----------------------------------|------|------|------|
| | F | G | H | I |
| 5° | -1,6 | -2,2 | -0,7 | -0,6 |
| 15° | -1,3 | -2,0 | -0,6 | -0,5 |
| 30° | -1,1 | -1,5 | -0,8 | -0,5 |
| 45° | -1,1 | -1,5 | -0,9 | -0,5 |
| 60° | -1,1 | -1,5 | -0,8 | -0,5 |
| 75° | -1,1 | -1,5 | -0,8 | -0,5 |

6.4.7 Windzones voor open overkappingen

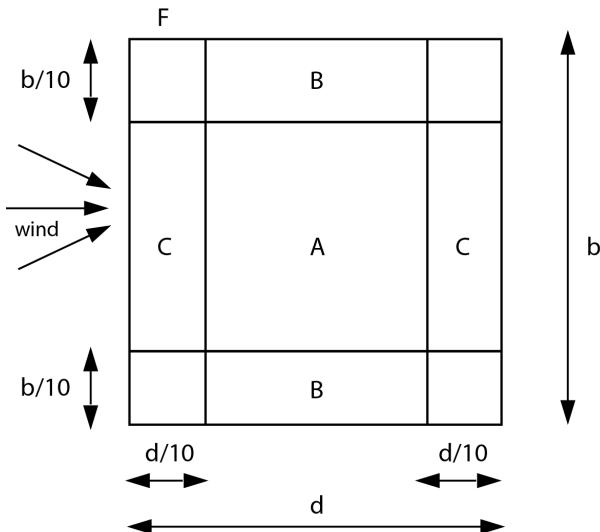
Een open overkapping is een dak van een constructie die geen blijvende gevels heeft, zoals benzinstations en kap-schuren. Een resultante kracht kan worden bepaald voor open overkappingen (zonder gebruik van windzones). Deze kracht vertegenwoordigt het effect van alle windzones op

de totale constructie. De kracht werkt op de punten zoals hieronder weergegeven, en wordt berekend met dezelfde formule als voor andere windbelastingen. De plek waar de kracht op aangrijpt is afhankelijk van de geometrie en het teken van de gehele krachtcoëfficiënt.



Lokaal kan de winddruk of -zuiging op de overkapping natuurlijk groter zijn dan het gemiddelde. Voor het ontwerp van dakelementen en bevestigingen dienen deze lokale be-

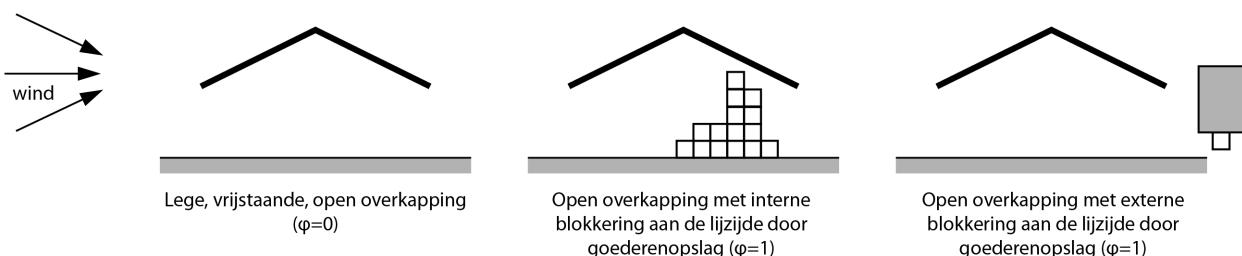
lastingen meegenomen te worden. Voor het rekenen aan lokale windkrachten wordt de overkapping onderverdeeld in verschillende windzones, zoals hieronder weergegeven.



De blokkeringsgraad onder een open overkapping is weer-gegeven in onderstaande figuur. Deze is afhankelijk van de blokkering φ , wat de verhouding beschrijft tussen de oppervlakte van werkelijk aannemelijke obstakels onder de over-kapping en de oppervlakte onder de overkapping, dwars op

de wind. Beide oppervlakten staan loodrecht op de windrichting.

$\varphi = 0$ betekent een lege overkapping, $\varphi = 1$ betekent een overkapping volledig gevuld aan lijzijde van het dak (dit is geen gesloten gebouw).



| Lessenaarsdaken | Dakhelling α | blokkering φ | Krachtcoëfficiënt C_f voor zone | | | |
|-----------------|---------------------|------------------------------|-----------------------------------|------|-------|------|
| | | | globale krachtcoëfficient c_f | A | B | C |
| 0° | | Maximaal voor alle φ | +0,2 | +0,5 | +1,8 | +1,1 |
| | | Minimaal voor $\varphi = 0$ | -0,5 | -0,6 | -1,3 | -1,4 |
| | | Minimaal voor $\varphi = 1$ | -1,3 | -1,5 | -1,8 | -2,2 |
| 5° | | Maximaal voor alle φ | +0,4 | +0,8 | +2,1 | +1,3 |
| | | Minimaal voor $\varphi = 0$ | -0,7 | -1,1 | -1,7 | -1,8 |
| | | Minimaal voor $\varphi = 1$ | -1,4 | -1,6 | -2,2 | -2,5 |
| 10° | | Maximaal voor alle φ | +0,5 | +1,2 | 2,4 | +1,6 |
| | | Minimaal voor $\varphi = 0$ | -0,9 | -1,5 | -2,0 | -2,1 |
| | | Minimaal voor $\varphi = 1$ | -1,4 | -2,1 | -2,6 | -2,7 |
| 15° | | Maximaal voor alle φ | +0,7 | +1,4 | +2,7 | +1,8 |
| | | Minimaal voor $\varphi = 0$ | -1,1 | -1,8 | -2,4 | -2,5 |
| | | Minimaal voor $\varphi = 1$ | 1,4 | -1,6 | -2,9 | -3,0 |
| 20° | | Maximaal voor alle φ | +0,8 | +1,7 | +2,9 | +2,1 |
| | | Minimaal voor $\varphi = 0$ | -1,3 | -2,2 | -2,8 | -2,9 |
| | | Minimaal voor $\varphi = 1$ | -1,4 | -1,6 | -2,29 | -3,0 |
| 25° | | Maximaal voor alle φ | +1,0 | +2,0 | +3,1 | +2,3 |
| | | Minimaal voor $\varphi = 0$ | -1,6 | -2,6 | -3,2 | -3,2 |
| | | Minimaal voor $\varphi = 1$ | -1,4 | -1,5 | -2,5 | -2,8 |
| 30° | | Maximaal voor alle φ | +1,2 | +2,2 | +3,2 | +2,4 |
| | | Minimaal voor $\varphi = 0$ | -1,8 | -3,0 | -3,8 | -3,6 |
| | | Minimaal voor $\varphi = 1$ | -1,4 | -1,5 | -2,2 | -2,7 |

Voor $\theta = 0$, tussen $\alpha = 0^\circ$ en $\alpha = 45^\circ$ varieert de winddruk snel tussen positieve en negatieve waarden. Voor deze daken dienen vier gevallen te worden beschouwd, waar de grootste of kleinste waarden van alle zones F, G en H worden gecombineerd met de grootste of kleinste waarden in gebieden I en J. Het is niet toegestaan om positieve en negatieve waarden te combineren op hetzelfde vlak.

6.4.8 Krachtcoëfficiënten C_{fr} voor wrijving

Op vlakken parallel aan de windrichting werkt windwrijving. Voor ontwerpdoeleinden mag het worden aangenomen dat deze kracht werkt langs alle vlakken parallel aan de wind-

richting. Volgens NEN-EN-1991-1-4 kan dit afhankelijk van de geometrie worden gereduceerd.

| oppervlakten | wrijvingscoëfficiënt c_{fr} |
|---|-------------------------------|
| glad (bijvoorbeeld staal, glad beton) | 0,01 |
| ruw (bijvoorbeeld ruwe beton, beteerde boorden) | 0,02 |
| zeer ruw (bijvoorbeeld rimpels, rubberen, kronkelingen) | 0,04 |

6.4.9 Krachtcoëfficiënten C_f voor inwendige druk

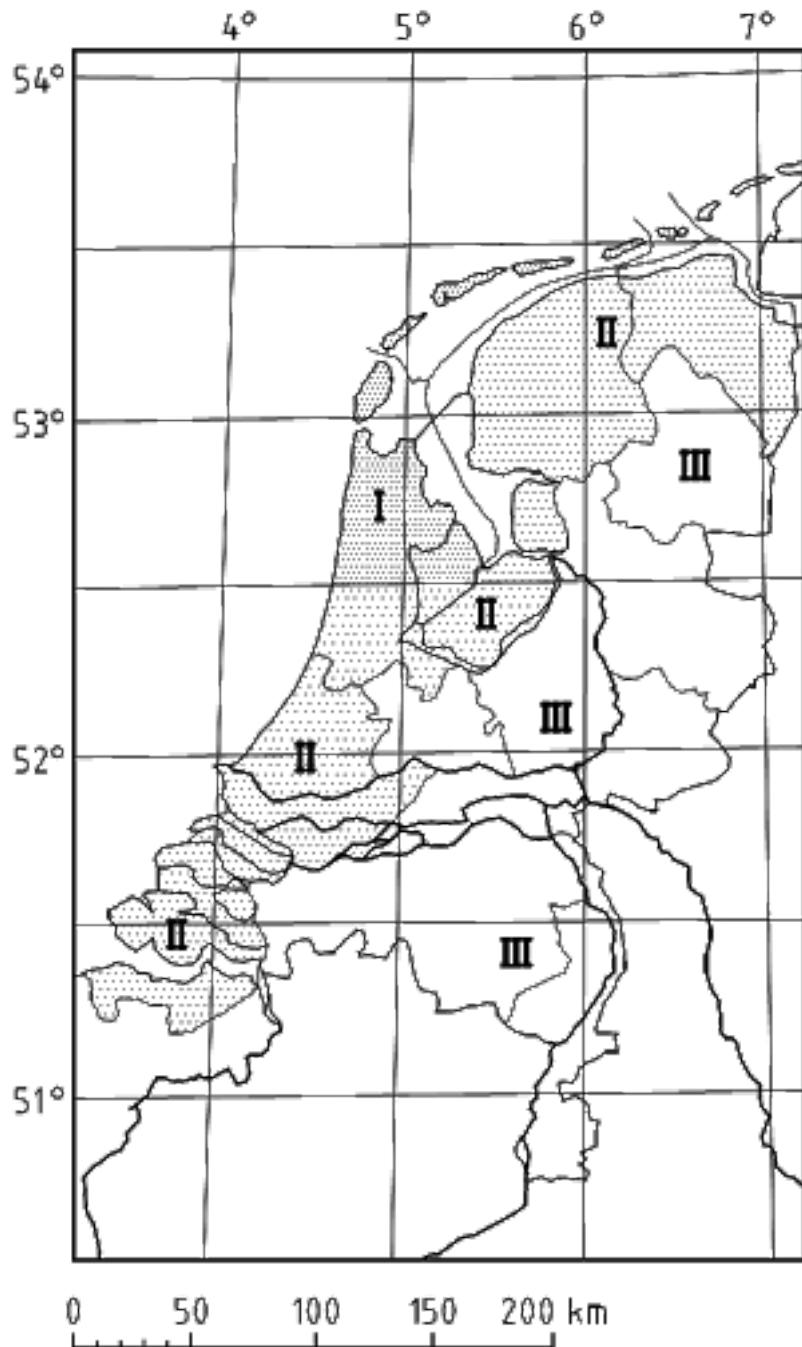
De krachtcoëfficiënten voor inwendige druk zijn afhankelijk van het aantal openingen in de gevel en de geometrie van het gebouw. Om overgecompliceerde berekeningen tijdens het ontwerpen te vermijden, wordt in NEN-EN-1991-1-4 vermeld: "Wanneer in ten minste twee zijden van het gebouw (gevels of dak) de totale oppervlakte van de openingen per

zijde meer is dan 30% van de oppervlakte van deze zijde, behoren de belastingen op de constructie niet te zijn berekend volgens de regels gegeven in deze paragraaf, maar behoren in plaats daarvan de regels van 7.3 en 7.4 (open overkappingen) te zijn gebruikt."

6.4.10 Windregio's in Nederland

De grootte van de extreme stuwdruk wordt bepaald door de gebouwhoogte, de plaats waar het gebouw staat en of rond het bouwwerk al of niet is gebouwd. Nederland is opgedeeld in drie regio's, waarvan de windstuwdruk varieert. In

de kustprovincies waait het harder dan in de landprovincies. Voor een gebouw direct langs de kust geldt een nog grotere windbelasting. Hieronder is de kaart opgenomen waarin de verschillende windregio's zijn aangegeven.



6.4.11 Extreme stuwdruk $q_p(Z_e)$

De grootte van de windbelasting wordt bepaald door de windstuwdruk. Voor de basisstuwdruk geldt de formule

$$q_p = 0,5 \cdot \rho \cdot v^2$$

Hierin is ρ de dichtheid van de lucht en v de windsnelheid. De luchtdichtheid is afhankelijk van de hoogte, de temperatuur en de luchtdruk. In de Nationale Bijlage bij de NEN-EN 1991 deel 1-4 wordt voor de luchtdichtheid van $1,25 \text{ kg/m}^3$

aangehouden. Bij het bepalen van de windbelasting moet worden gerekend met de extreme stuwdruk op de referentiehoogte z :

$$q_p(z) = C_e(z) \cdot q_b$$

(C_e is de blootstellingsfactor)

Onderstaand is een tabel opgenomen waarin de verschillende waarden voor de extreme stuwdruk zijn weergegeven.

| $Z_e [\text{m}]$ | $q_p(Z_e) [\text{kN/m}^2]$ | | | | | | | |
|------------------|----------------------------|-----------|---------|------|-----------|---------|-----------|---------|
| | regio 1 | | regio 2 | | regio 3 | | | |
| | kust | onbebauwd | bebouwd | kust | onbebauwd | bebouwd | onbebauwd | bebouwd |
| 1 | 0,93 | 0,71 | 0,69 | 0,78 | 0,60 | 0,58 | 0,49 | 0,48 |
| 2 | 1,11 | 0,71 | 0,69 | 0,93 | 0,60 | 0,58 | 0,49 | 0,48 |
| 3 | 1,22 | 0,71 | 0,69 | 1,02 | 0,60 | 0,58 | 0,49 | 0,48 |
| 4 | 1,30 | 0,71 | 0,69 | 1,09 | 0,60 | 0,58 | 0,49 | 0,48 |
| 5 | 1,37 | 0,78 | 0,69 | 1,14 | 0,66 | 0,58 | 0,54 | 0,48 |
| 6 | 1,42 | 0,84 | 0,69 | 1,19 | 0,71 | 0,58 | 0,58 | 0,48 |
| 7 | 1,47 | 0,89 | 0,69 | 1,23 | 0,75 | 0,58 | 0,62 | 0,48 |
| 8 | 1,51 | 0,94 | 0,73 | 1,26 | 0,79 | 0,62 | 0,65 | 0,51 |
| 9 | 1,55 | 0,98 | 0,77 | 1,29 | 0,82 | 0,65 | 0,68 | 0,53 |
| 10 | 1,58 | 1,02 | 0,81 | 1,32 | 0,85 | 0,68 | 0,70 | 0,56 |
| 15 | 1,71 | 1,16 | 0,96 | 1,43 | 0,98 | 0,80 | 0,80 | 0,66 |
| 20 | 1,80 | 1,27 | 1,07 | 1,51 | 1,07 | 0,90 | 0,88 | 0,74 |
| 25 | 1,88 | 1,36 | 1,16 | 1,57 | 1,14 | 0,97 | 0,94 | 0,80 |
| 30 | 1,94 | 1,43 | 1,23 | 1,63 | 1,20 | 1,03 | 0,99 | 0,85 |
| 35 | 2,00 | 1,50 | 1,30 | 1,67 | 1,25 | 1,09 | 1,03 | 0,89 |
| 40 | 2,04 | 1,55 | 1,35 | 1,71 | 1,30 | 1,13 | 1,07 | 0,93 |
| 45 | 2,09 | 1,60 | 1,40 | 1,75 | 1,34 | 1,17 | 1,11 | 0,97 |
| 50 | 2,21 | 1,65 | 1,45 | 1,78 | 1,38 | 1,21 | 1,14 | 1,00 |
| 55 | 2,16 | 1,69 | 1,49 | 1,81 | 1,42 | 1,25 | 1,17 | 1,03 |
| 60 | 2,19 | 1,73 | 1,53 | 1,83 | 1,45 | 1,28 | 1,19 | 1,05 |
| 65 | 2,22 | 1,76 | 1,57 | 1,86 | 1,48 | 1,31 | 1,22 | 1,08 |
| 70 | 2,25 | 1,80 | 1,60 | 1,88 | 1,50 | 1,34 | 1,24 | 1,10 |
| 75 | 2,27 | 1,83 | 1,63 | 1,90 | 1,53 | 1,37 | 1,26 | 1,13 |
| 80 | 2,30 | 1,86 | 1,66 | 1,92 | 1,55 | 1,39 | 1,28 | 1,15 |
| 85 | 2,32 | 1,88 | 1,69 | 1,94 | 1,58 | 1,42 | 1,30 | 1,17 |
| 90 | 2,34 | 1,91 | 1,72 | 1,96 | 1,60 | 1,44 | 1,32 | 1,18 |
| 95 | 2,36 | 1,93 | 1,74 | 1,98 | 1,62 | 1,46 | 1,33 | 1,20 |
| 100 | 2,38 | 1,96 | 1,77 | 1,99 | 1,64 | 1,48 | 1,35 | 1,22 |
| 110 | 2,42 | 2,00 | 1,81 | 2,03 | 1,68 | 1,52 | 1,38 | 1,25 |
| 120 | 2,45 | 2,04 | 1,85 | 2,05 | 1,71 | 1,55 | 1,41 | 1,28 |
| 130 | 2,48 | 2,08 | 1,89 | 2,08 | 1,74 | 1,59 | 1,44 | 1,31 |
| 140 | 2,51 | 2,12 | 1,93 | 2,10 | 1,77 | 1,62 | 1,46 | 1,33 |
| 150 | 2,54 | 2,15 | 1,96 | 2,13 | 1,80 | 1,65 | 1,48 | 1,35 |
| 160 | 2,56 | 2,18 | 2,00 | 2,15 | 1,83 | 1,67 | 1,50 | 1,38 |
| 170 | 2,59 | 2,21 | 2,03 | 2,17 | 1,85 | 1,70 | 1,52 | 1,40 |
| 180 | 2,61 | 2,24 | 2,06 | 2,19 | 1,88 | 1,72 | 1,54 | 1,42 |
| 190 | 2,63 | 2,27 | 2,08 | 2,20 | 1,90 | 1,75 | 1,56 | 1,44 |
| 200 | 2,65 | 2,29 | 2,11 | 2,22 | 1,92 | 1,77 | 1,58 | 1,46 |

6.5 Veranderlijke belastingen III, regenwater en sneeuw

6.5.1 Regenbelasting

Belastingen door regenwater zijn een gevolg van accumulerend water, bijvoorbeeld door het doorbuigen van aangrenzende dakelementen of het verstoppen van afvoersystemen. De meest praktische manier om deze belasting te beschouwen, is door sneeuwbelasting om te zetten in een laag water (e.g.: 0,56kN/m² is gelijk aan 56 mm water op

het dak), en te voorkomen dat water boven dit peil uitkomt door het ontwerpen van noodoverstorten. Ontwerp daarnaast een plat dak altijd met een kleine hellingshoek (zie sectie 6.7 Bruikbaarheidsriteria voor meer informatie over de hellingshoek en water accumulatie).



Een brievenbusvormige noodoverstort en een verlaagde borstwering als noodoverstort.

6.5.2 Sneeuwbelasting

Sneeuw kan resulteren in aanzienlijke belastingen, aangezien het niet wegloopt zoals regenwater. Het is daarom van belang om te toetsen of een belastingcombinatie met sneeuwbelasting maatgevend is. De waarde van sneeuwbelasting kan binnen Europa sterk variëren (e.g. vergelijk de Mediterraanse kust met de Alpen). In de Nederlandse Nati-

onale Bijlage van NEN-EN-1991-11-3 worden de complexe berekeningen vervangen door één waarde voor het hele land ($s_k = 0,7\text{kN}/\text{m}^2$). Voor andere gebieden dient NEN-EN 1991-1-3 geraadpleegd te worden. De volgende formule kan worden gebruikt om de sneeuwbelasting te bepalen:

$$s = \mu_i \cdot c_e \cdot c_t \cdot s_k$$

zie NEN-EN 1991-1-3 sectie 5.2

| | |
|---------|---|
| s_k | = karakteristieke waarde van de sneeuwbelasting op de grond. (= 0,7kN/m ² in Nederland) |
| μ_i | = vorm coëfficiënt, afhankelijk van de hoek van het dak |
| c_e | = blootstellingscoëfficiënt (meestal 1.0) |
| c_t | = warmtecoëfficiënt (meestal 1.0) |

6.6 Veranderlijke belastingen IV, buitengewone belastingen

Buitengewone belastingen zijn doorgaans hoge belastingen met grote gevolgen voor de constructie. In het ontwerp moet met deze belastingen dus rekening worden gehouden. Niet alle belastingen hoeven te worden weerstaan (e.g.: een buffer kan een aanvaring van een schip met een sluisdeur voorkomen). Voorbeelden van buitengewone belastingen zijn:

- brand
- (gas)ontploffingen
- stootbelasting door voertuigen
- stootbelasting op daken
- hoog grondwater (overstromingen)
- aardbevingen.

Zie NEN-EN 1991-1-7 voor een volledige lijst en de bepaling van buitengewone belastingen.



Voorbeeld van stootbelasting: Aanrijding door voertuig.

6.7 Bruikbaarheidscriteria

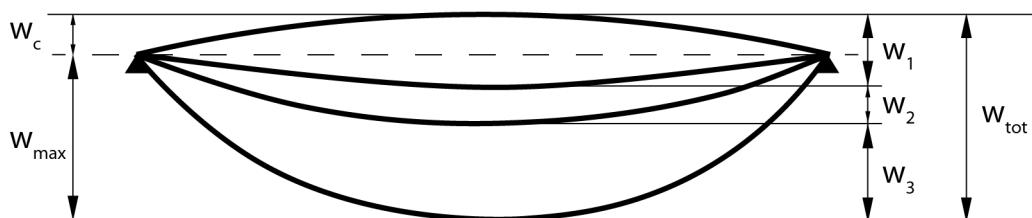
Bruikbaarheidsgrenstoestanden van gebouwen behoren criteria in aanmerking te nemen met betrekking tot, bijvoorbeeld, vloerstijfheid, vloerniveauverschillen, zijdelingse uitwijkingen van verdiepingen en/of van het gebouw en stijfheid van het dak. Stijfheidscriteria mogen zijn uitgedrukt in termen van grenzen voor verticale doorbuigingen en voor trillingen. Zijdelingse uitwikkingscriteria mogen zijn uitgedrukt in termen van grenzen voor horizontale verplaatsingen.

De eis van de maximale doorbuiging is een esthetische eis, terwijl die voor de bijkomende doorbuiging meer een eis van welbevinden is: voelt men zich wel zeker als een ligger teveel doorbuigt. Bovendien kan een te grote w_{bij} leiden tot schade in op de vloer geplaatste wanden, terwijl ook de afwerklaag van de vloeren zou kunnen scheuren.

Omdat de Eurocode geen doorbuigingseisen bevat, worden de eisen uit de (oude) Nederlandse norm NEN-6702 aanbevolen.

6.7.1 Verticale vervormingen

Definities van verticale doorbuiging uit NEN-EN 1990 bijlage A.1.4.3



w_c zeeg van het onbelaste constructief element

w_1 aanvangsdeel van de doorbuiging onder de blijvende belastingen uit de van toepassing zijnde belastingscombinatie

w_2 langetijdendeel van de doorbuiging onder blijvende belastingen

w_3 bijkomend deel van de doorbuiging ten gevolge van de veranderlijke belastingen uit de van toepassing zijnde belastingscombinatie

w_{tot} totale doorbuiging als de som van w_1 , w_2 en w_3

w_{max} blijvende totale doorbuiging rekening houdend met de zeeg

w_{bij} bijkomende doorbuiging als de som van w_2 en w_3

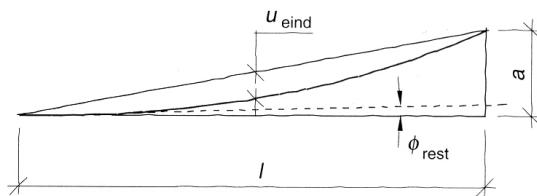
De eisen ten aanzien van de verticale doorbuiging uit de Nationale Bijlage bij de EN1990 zijn gegeven in onderstaande tabel.

| verticale doorbuigingseis | opmerking |
|------------------------------|--|
| $w_{bij} \leq 0.003 \cdot l$ | voor vloeren algemeen |
| $w_{bij} \leq 0.002 \cdot l$ | voor vloeren die niet-flexibele wanden dragen |
| $w_{bij} \leq 0.004 \cdot l$ | voor daken |
| $w_{max} \leq 0.004 \cdot l$ | geldt alleen voor vloeren en daken als uiterlijk van belang is |

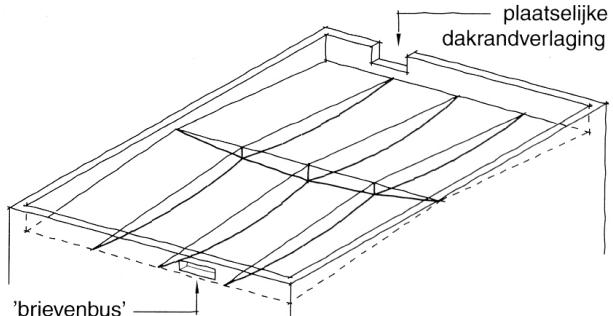
* Voor uitkragingen kunnen bovenstaande eisen worden gehanteerd waarbij voor l twee maal de lengte van de uitkraging mag worden genomen.

6.7.2 Water accumulatie

Zelfs als de waterafvoer goed werkt is er een kans op water accumulatie. Om dit te voorkomen moet de dakconstructie stijf genoeg zijn ontworpen zodat er altijd sprake blijft van een positieve helling ter plaatse van het laagste steunpunt. De aanbevolen waarde van de minimum dakhelling is 1.6%.

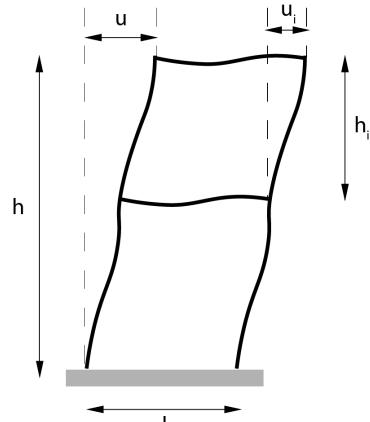


$$\text{voorwaarde : } \phi_{\text{rest}} > 0 \longrightarrow \text{afschat } \frac{a}{l} \geq 1,6 \%$$



6.7.3 Horizontale vervormingen

De Eurocode specificeert geen eisen aan de horizontale verplaatsingen van vloeren en daken. Daarom worden de eisen uit de (oude) Nederlandse norm NEN 6702 aanbevolen. In onderstaande tabel zijn de eisen ten aanzien van horizontale verplaatsingen van vloeren en daken gepresenteerd.

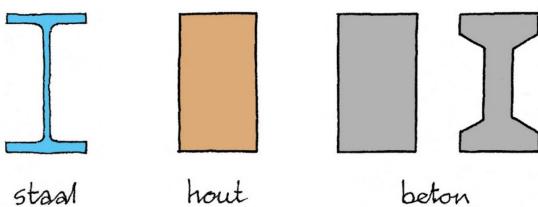


Zie voor een uitgebreidere toelichting: NEN-EN 1990 bijlage A.1.4.3.

| eis | specificatie |
|--------------------------------|---|
| $u \leq \frac{1}{150} \cdot h$ | voor industriële gebouwen met één verdieping |
| $u \leq \frac{1}{300} \cdot h$ | voor overige gebouwen met één verdieping |
| $u \leq \frac{1}{300} \cdot h$ | voor industriële gebouwen met meerdere verdiepingen |
| $u \leq \frac{1}{500} \cdot h$ | voor overige gebouwen met meerdere verdiepingen |

7 Materiaaleigenschappen

In dit hoofdstuk worden de gegevens gepresenteerd die nodig zijn om de weerstanden en de stijfheden van materialen te bepalen. De gegevens zijn grotendeels overgenomen uit de normen NEN-EN 1992, NEN-EN 1993 en NEN-EN 1995. Eerst wordt staal behandeld, daarna hout en tenslotte beton.



staal hout beton

Dit document is slechts op een stand-alone PC te gebruiken gedownload. Gebruik op een netwerk is alleen toegestaan als een aanvullende licentieovereenkomst voor internegebruik met NEN is afgesloten. Het document mag niet op een andere PC of server worden geplaatst of verstuurd. U bent van verplicht om de licentieovereenkomst te accepteren en de voorwaarden van NEN te gaan respecteren.

Nederlandse norm

NEN-EN 1993-1-11+C1 (nl)

Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies – Deel 1-11: Ontwerp en berekening van op trek belaste componenten

Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-11: Design of structures with tension components

ICS 91.01.30; 91.080.10-10; 93.040
december 2011

Dit document is door NEN onder licentie verstrekt aan: / This document has been supplied under license by NEN to:
TU Delft A.H.Snijders@tudelft.nl 2022-02-28 14:36:29

Nederlandse norm

NEN-EN 1992-1-1+C2

(nl)

Eurocode 2: Ontwerp en berekening van
betonconstructies - Deel 1-1: Algemene regels
en regels voor gebouwen

Eurocode 2: Design of concrete structures –
Part 1-1: General rules and rules for buildings

Dit document mag slechts op een stand-alone PC worden gedownload. Gedownloaden documenten mogen alleen
gebruikt worden voor de bedoelde doeleinden en niet voor andere doeleinden dan NEN is eigen aan.
Dit document mag niet gedownload worden voor de bedoelde doeleinden dan NEN is eigen aan.
Deze licentie is een eendelige licentie voor de download en gebruik van dit document. De licentie is
supplementair tot en met de licentie die is gesloten tussen NEN en de gebruiker.

Vervangt NEN-EN 1992-1-1:2005 (nl)

ICS 91.010.30, 91.080.40
november 2011

Dit document is door NEN onder licentie verstrekt aan / This document has been supplied under license by NEN to:
TU Delft A.H.Snijders@tudelft.nl 2022-02-28 14:39:57

Nederlandse norm

NEN-EN 1995-1-1+C1+A1
(nl)

Eurocode 5: Ontwerp en berekening van
houtconstructies – Deel 1-1: Algemeen -
Gemeenschappelijke regels en regels voor
gebouwen

Eurocode 5: Design of timber structures –
Part 1-1: General - Common rules and rules for
buildings

Vervangt NEN-EN 1995-1-1:2005 (nl)

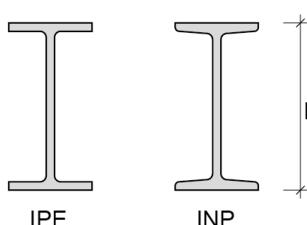
ICN 91.010.30; 91.080.20
november 2011

Dit document mag slechts op een stand-alone PC worden gedownload. Gedownloaden documenten voor reproductie zijn niet toegestaan. Het document mag alleen worden gebruikt voor de bedoelde doeleinden. Uw licentie is uitsluitend voor u bestemd en mag niet worden overgedragen aan derden. De licentie is voor een individueel gebruik.

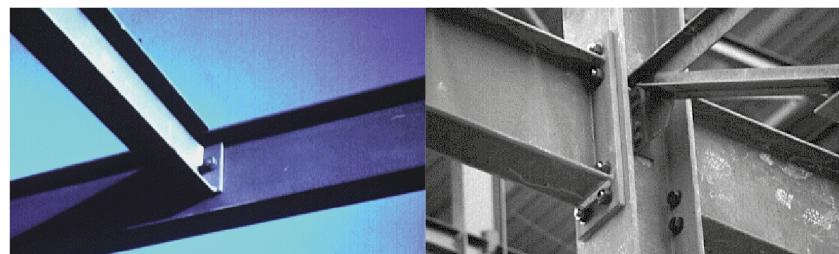
7.1 Staal

7.1.1 Producten I, warmgewalste profielen

I-profielen



IPE en INP profieldoorsneden



aansluiting balk-balk met behulp van een kopplaat

Balk (I-profiel)-kolom (H-profiel) verbinding met een verlengde kopplaat.

| type | grootte | h (mm) | b (mm) | M _{z;el;d} S235 (kNm) | M _{z;el;d} S355 (kNm) |
|------|----------|----------|----------|--------------------------------|--------------------------------|
| IPE | 80 - 600 | 80 - 600 | 42 - 300 | 4,56 - 1076 | 6,89 - 1627 |
| INP | 80 - 750 | 80 - 750 | 46 - 263 | 4,71 - 1467 | 7,71 - 2216 |

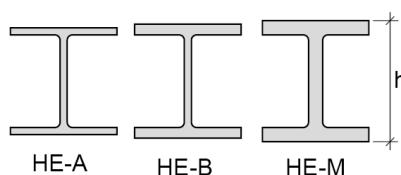
toepassingen:

Licht belaste constructies voor de woning- en utiliteitsbouw. Veel toepassingen bij roostervloeren in de water-

bouw, utiliteitsbouw en de procesindustrie. Ook worden hiervan raatliggers gemaakt door de liggers op een be-

paalde manier door te snijden over de lengte.

H-profielen



HE-A, HE-B, HE-M profieldoorsneden, bij een serie van deze drie zijn de binnenmaten gelijk



aansluiting tussen HE igger en IPE ligger op en HE kolom

HE-A kolom oplegging

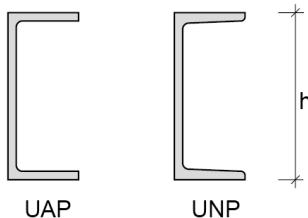
| type | grootte | h (mm) | b (mm) | M _{z;el;d} S235 (kNm) | M _{z;el;d} S355 (kNm) |
|------|------------|------------|-----------|--------------------------------|--------------------------------|
| HE A | 100 - 1000 | 96 - 990 | 100 - 300 | 17,1 - 2629 | 25,8 - 3972 |
| HE B | 100 - 1000 | 100 - 1000 | 100 - 300 | 21,1 - 3030 | 31,9 - 4578 |
| HE M | 100 - 1000 | 120 - 1008 | 106 - 302 | 44,8 - 3368 | 67,6 - 5088 |

toepassingen:

H-ligger voor op druk belaste kolommen en op buiging belaste liggers waarbij de constructiehoogte beperkt

dient te worden. Het groter traagheidsmoment wordt veroorzaakt door de toename van de flensdikte bij gelijk-

blijvende constructiehoogte. Door de grotere breedte zijn deze profielen zijdelyks redelijk vormvast

U-profielen

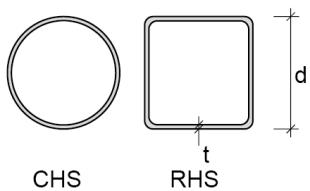
UP en UNP profieldoorsneden

| type | grootte | h (mm) | b (mm) | $M_{z;el;d}$ S235 (kNm) | $M_{z;el;d}$ S355 (kNm) |
|------|----------|----------|----------|-------------------------|-------------------------|
| UAP | 80 - 400 | 80 - 400 | 45 - 100 | 6,29 - 128 | 9,51 - 193 |
| UNP | 80 - 400 | 80 - 400 | 45 - 100 | 6,22 - 239 | 9,4 - 361 |

toepassingen:

Vloerranden en bordessen. Moeilijke onderlinge verbindingen bij UNP-profielen door de schuine flenzen.

Omdat de profielen niet symmetrisch zijn, treedt bij belasting op buiging vervorming op om beide hoofdtraagheidsassen.

buisprofielen

CHS (circular hollow section) en RHS (rectangular hollow section)

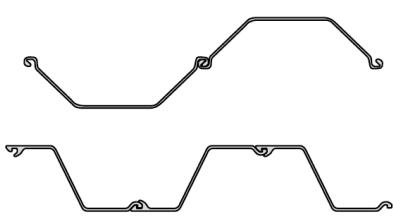
knooppunt van ruimtelijk vakwerk vervaardigd uit holle buizen

vakwerk van rechthoekige kokerprofielen.

n

| type | grootte | h (mm) | t (mm) |
|------|----------|------------|----------|
| CHS | 42,4 - | 42,4 - 610 | 2,6 - 30 |
| RHS | 40 - 400 | 40 - 400 | 3 - 16 |

toepassingen: (ruimtelijke)vakwerken, kolommen.

damwandprofielen

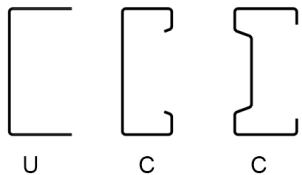
toepassingen:

Kelderwanden, funderingen, waterbouw. Damwandprofielen zijn er in uiteenlopende soorten en maten. Wandelen van bouwputten en verdiepte objecten (verzonken infrastructuur) en kadewanden behoren tot de moge-

lijkheden voor grondkerende constructies. Ook verticale belastingen kunnen worden opgenomen.

7.1.2 Producten II, koudgewalste profielen

U en C profielen



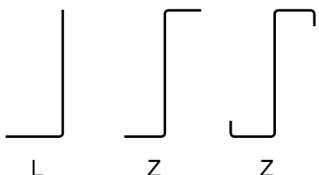
koudgevormde U met gelijke (eq) of ongelijke (eu) hoogte en breedte en C profielen met en zonder verstijvingen

| type | grootte | h (mm) | b (mm) |
|-------------------|----------|----------|----------|
| CFU _{eq} | 10 - 100 | 10 - 100 | 10 - 100 |
| CFU _{ue} | 10 - 160 | 10 - 160 | 10 - 70 |
| CFC | 25 - 100 | 25 - 100 | 25 - 50 |

toepassingen:

Wordt toegepast in woningbouw, casco Bouw, opslagsystemen, afbouw. Staalframe-bouw: dakgordingen, wandliggers, vloerliggers. Wegens de vervormingen tijdens de fabricage zullen de materiaalkarakteristieken afwijken van warmgewalst staal.

L en Z profielen



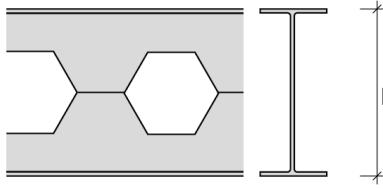
koudgevormde L met gelijke (eq) of ongelijke (eu) hoogte en breedte en Z profielen met en zonder verstijvingen

| type | grootte | h (mm) | b (mm) |
|-------------------|----------|----------|---------|
| CFL _{eq} | 15 - 80 | 15 - 80 | 15 - 80 |
| CFL _{ue} | 20 - 100 | 20 - 100 | 15 - 50 |
| CFZ | 30 - 50 | 30 - 50 | 38 - 57 |

toepassingen:
zie koudgevormde U en C profielen.

7.1.3 Producten III, gelaste profielen

raatliggers IPE/HEA/HEB



Utiliteitsbouw. De onderdelen van een raatlijniger (met zeshoekige gaten) kunnen met een enkele

snijbeweging worden gesneden zonder materiaalverlies. Raatliggers met ronde gaten zijn minder economisch

vanwege het extra snijwerk en materiaalverlies

| type | grootte | h (mm) | b (mm) |
|------|------------|------------|-----------|
| IPE | 180 - 600 | 270 - 900 | 91 - 220 |
| HEA | 180 - 1000 | 257 - 1485 | 180 - 300 |
| HEB | 180 - 1000 | 270 - 1500 | 180 - 300 |

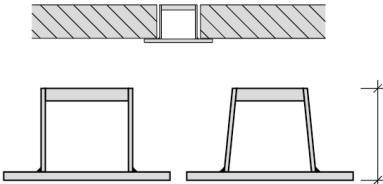
toepassingen:

Grote lichte overspanningen, mogelijkheden voor leidingen doorvoer. De doorsnede heeft een toegenomen mo-

mentcapaciteit, een hogere stijfheid en sterke bij gelijkblijvend gewicht. Daar-

tegen zijn dwarskrachtcapaciteit en kipstabiliteit substantieel afgenomen. (kip is zijwaartse instabiliteit van de flenzen)

hoedliggers



Gelaste geïntegreerde liggers (hoedliggers)

toepassingen:

Hoedliggers zijn bedoeld voor combinaties met prefab betonvloeren zoals kanaalplaatvloeren en staalplaat-

betonvloeren (zie bb 6 en bb 7). Door dat de ligger geïntegreerd is in de vloerhoogte worden een grote reductie

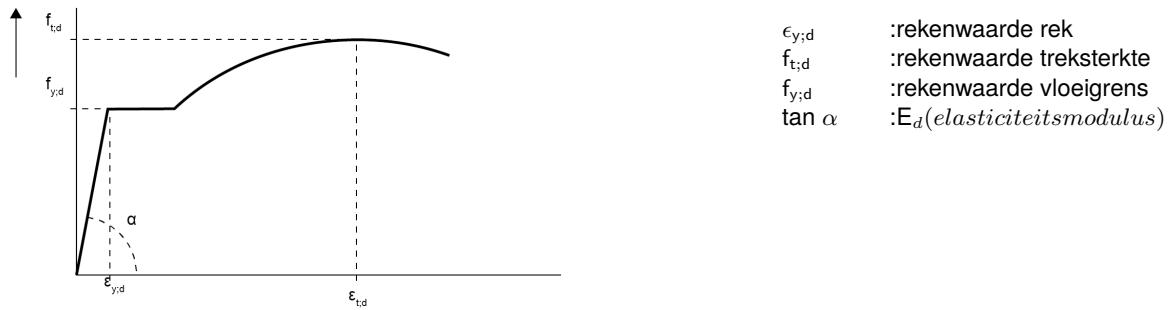
van de constructiehoogte en toename van de brandwerendheid gerealiseerd.

7.1.4 Sterkte en stijfheid

| materiaaleigenschap | | staalkwaliteit | S235 | S275 | S355 | S420* | S460* |
|-------------------------|------------------|----------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| volumieke massa | ρ_{rep} | [kg/m ³] | 7850 | 7850 | 7850 | 7850 | 7850 |
| elasticiteitsmodulus | E_{rep} | [N/mm ²] | $210 \cdot 10^3$ |
| rekenwaarde vloeigrens | $f_{y;d}$ | [N/mm ²] | 235 | 275 | 355 | 420 | 460 |
| reeknwaarde treksterkte | $f_{t;d}$ | [N/mm ²] | 360 | 430 | 510 | — | — |
| vloergrens | $\epsilon_{y;d}$ | [%] | 1,12 | 1,31 | 1,69 | — | — |
| afschuifmodulus | G_{rep} | [N/mm ²] | $8,1 \cdot 10^4$ |
| uitzettingscoëfficient | α | [K ⁻¹] | $12 \cdot 10^{-6}$ |

* volgens de norm 6770 mag men voor de vloeigrens geen hogere waarde aanhouden dan 355 N/mm². Wil men echter gebruik maken van S420 en S460 dan moeten de berekeningen extra getoetst worden. Bovenstaande waarden voor de vloeigrens en de treksterkte zijn van toepassing voor platen, flenzen etc. met een dikte t<40 mm volgens NEN-EN 10025.

7.1.5 Spannings-rek diagram



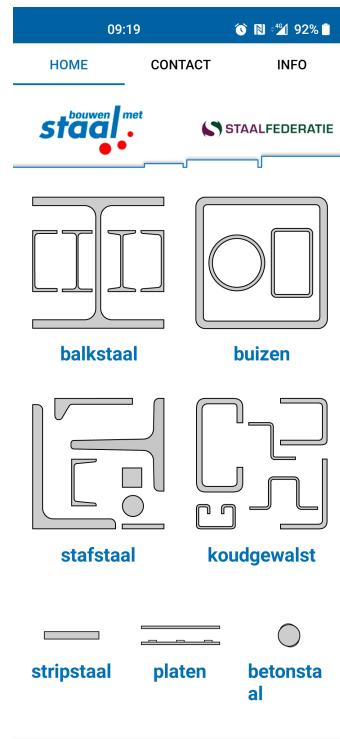
In eenvoudige berekeningen en toetsing van de constructie wordt er lineair elastisch gerekend. Praktisch gezien betekent dit dat als het staal begint

te vloeien de constructie of het constructieonderdeel als bezwijken beschouwd dient te worden. Er wordt dus alleen met het eerste lineaire ge-

deelte van het spannings-rekdiagram gerekend. Er mogen dus geen grotere rekken optreden dan in de tabel per staalsoort weergegeven.

7.1.6 Dimensietabellen

De staalprofielen app van 'Bouwen met Staal' bevat alle gangbare profielafmetingen met bijbehorende doorsnede grootheden. Screenshot staalprofielen app:



7.2 Hout

7.2.1 Sterkteklassen

Gezaagd hout

| Materiaaleigenschap | Sterkteklassen | | | | | | | | | |
|------------------------------|------------------------------------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | C14 | C16 | C18 | C20 | C22 | C24 | C27 | C30 | C35 | |
| buigsterkte | $f_{m;k}$ [N/mm ²] | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 | 27 | 30 | 35 |
| treksterkte // | $f_{t;0;k}$ [N/mm ²] | 7,2 | 8,5 | 10 | 11,5 | 13 | 14,5 | 16,5 | 19 | 22,5 |
| treksterkte \perp | $f_{t;90;k}$ [N/mm ²] | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 |
| druksterkte // | $f_{c;0;k}$ [N/mm ²] | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 24 | 25 |
| druksterkte \perp | $f_{c;90;k}$ [N/mm ²] | 2,0 | 2,2 | 2,2 | 2,3 | 2,4 | 2,5 | 2,5 | 2,7 | 2,8 |
| schuifsterkte | $f_{v;k}$ [N/mm ²] | 3,0 | 3,2 | 3,4 | 3,6 | 3,8 | 4,0 | 4,0 | 4,0 | 4,0 |
| elasticiteitsmodulus // | $E_{0;mean}$ [N/mm ²] | 7000 | 8000 | 9000 | 9500 | 10000 | 11000 | 11500 | 12000 | 13000 |
| 5% elasticiteitsmodulus // | $E_{0,05}$ [N/mm ²] | 4700 | 5400 | 6000 | 6400 | 6700 | 7400 | 7700 | 8000 | 8700 |
| elasticiteitsmodulus \perp | $E_{90;mean}$ [N/mm ²] | 230 | 270 | 300 | 320 | 330 | 370 | 380 | 400 | 430 |
| afschuifmodulus | G_{mean} [N/mm ²] | 440 | 500 | 560 | 590 | 630 | 690 | 720 | 750 | 810 |
| 5% volumieke massa | ρ_k [kg/m ³] | 290 | 310 | 320 | 330 | 340 | 350 | 360 | 380 | 390 |
| volumieke massa | ρ_m [kg/m ³] | 350 | 370 | 380 | 400 | 410 | 420 | 430 | 460 | 470 |

| | Sterkteklassen | | | | | | | | | | |
|------------------------------------|----------------|-------|-------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | C40 | C45 | C50 | D18 | D24 | D30 | D35 | D40 | D50 | D60 | D70 |
| $f_{m;k}$ [N/mm ²] | 40 | 45 | 50 | 18 | 24 | 30 | 35 | 40 | 50 | 60 | 70 |
| $f_{t;0;k}$ [N/mm ²] | 26 | 30 | 33,5 | 11 | 14 | 18 | 21 | 24 | 30 | 36 | 42 |
| $f_{t;90;k}$ [N/mm ²] | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,6 | 0,6 | 0,6 | 0,6 | 0,6 | 0,6 | 0,6 | 0,6 |
| $f_{c;0;k}$ [N/mm ²] | 27 | 29 | 30 | 18 | 21 | 24 | 25 | 27 | 30 | 33 | 36 |
| $f_{c;90;k}$ [N/mm ²] | 2,8 | 3,9 | 3,0 | 4,8 | 4,9 | 5,3 | 5,4 | 5,5 | 6,2 | 10,5 | 12,0 |
| $f_{v;k}$ [N/mm ²] | 4,0 | 4,0 | 4,0 | 3,5 | 3,7 | 3,9 | 4,1 | 4,2 | 4,5 | 4,8 | 5,0 |
| $E_{0;mean}$ [N/mm ²] | 14000 | 15000 | 16000 | 9500 | 10000 | 11000 | 12000 | 13000 | 14000 | 17000 | 20000 |
| $E_{0,05}$ [N/mm ²] | 9400 | 10100 | 10700 | 8000 | 8400 | 9200 | 10100 | 10900 | 11800 | 14300 | 16800 |
| $E_{90;mean}$ [N/mm ²] | 470 | 500 | 530 | 630 | 670 | 730 | 800 | 870 | 930 | 1130 | 1330 |
| G_{mean} [N/mm ²] | 880 | 940 | 1000 | 590 | 630 | 690 | 750 | 810 | 880 | 1060 | 1250 |
| ρ_k [kg/m ³] | 400 | 410 | 430 | 475 | 485 | 530 | 540 | 550 | 620 | 700 | 800 |
| ρ_m [kg/m ³] | 480 | 490 | 520 | 570 | 580 | 640 | 650 | 660 | 740 | 840 | 960 |

Tabel 1 - Sterkteklassen voor zachthout, gebaseerd op 'edgewise' buigtesten (aan de smalle rand) - sterkte-, stijfheid-, en dichtheidswaarden - NEN-EN 338:2016 hout voor constructieve toepassingen - Sterkteklassen. Dit zijn karakteristieke waarden, niet de rekenwaarden.

Gelijmd gelamineerd hout

| Materiaaleigenschap | Sterkteklassen | | | |
|------------------------------|-----------------------------------|-------|-------|-------|
| | GL24h | GL28h | GL32h | |
| buigsterkte | $f_{m;k}$ [N/mm ²] | 24 | 28 | 32 |
| treksterkte // | $f_{t;0;k}$ [N/mm ²] | 19,2 | 22,3 | 25,6 |
| treksterkte \perp | $f_{t;90;k}$ [N/mm ²] | 0,5 | 0,5 | 0,5 |
| druksterkte // | $f_{c;0;k}$ [N/mm ²] | 24 | 28 | 32 |
| druksterkte \perp | $f_{c;90;k}$ [N/mm ²] | 2,5 | 2,5 | 2,5 |
| schuifsterkte | $f_{v;k}$ [N/mm ²] | 3,5 | 3,5 | 3,5 |
| elasticiteitsmodulus // | $E_{0;gem}$ [N/mm ²] | 11500 | 12600 | 14200 |
| 5% elasticiteitsmodulus // | $E_{0,05}$ [N/mm ²] | 9600 | 10500 | 11800 |
| elasticiteitsmodulus \perp | $E_{90;gem}$ [N/mm ²] | 300 | 300 | 300 |
| schuifmodulus | G_{mean} [N/mm ²] | 650 | 650 | 650 |
| 5% dichtheid | ρ_k [kg/m ³] | 385 | 425 | 440 |
| dichtheid | ρ_{gem} [kg/m ³] | 420 | 460 | 490 |

Tabel 5 - Karakteristieke sterkte- en stijfheidseigenschappen in N/mm² en dichthesden in kg/m³ voor homogeen glulam - NEN-EN 14080:2013 Houtconstructies - Gelijmd gelamineerd hout en gelijmd massief hout

7.2.2 Materiaal eigenschappen

Het vochtgehalte en de belastingsduur beïnvloeden de sterkte en stijfheidseigenschappen van het hout. Om de vochtigheid van de omgeving in rekening te brengen moet de constructie in een klimaatklasse ingedeeld worden. Om de belastingsduur in rekening te brengen moet de constructie in een belastingsduurklasse ingedeeld worden.

| klimaat-klasse | omgeving | relatieve Vochtigheid | omschrijving |
|----------------|------------------|-----------------------|---|
| 1 | droog | 12 % | Woningen, kantoren en andere omsloten ruimten, die centraal verwarmd zijn, of onverwarmd maar goed geventileerd zijn. |
| 2 | buiten onder dak | 20 % | Overdekte, maar rondom (gedeeltelijk) open ruimten als overdekte loodsen en luifels. |
| 3 | buiten | >20 % | vochtige, slecht geventileerde ruimten en niet overdekte constructies |

| belastingsduurklasse | referentie periode bouw | voorbeeld |
|----------------------|-------------------------|---|
| blijvend | 10 jaar | $\leq t < \infty$ eigengewicht |
| lang | 6 maanden | $\leq t <$ 10 jaar opslag |
| middellang | 1 week | $\leq t <$ 6 maanden opgelegde vloerbelasting |
| kort | 0 | $\leq t <$ 1 week sneeuw en windbelasting |
| zeer kort | | alleen bijzondere belastingen |

7.2.3 Uiterste grenstoestanden

Zie NEN-EN 1995-1-1+C1+A1:2011 2.2.2 Uiterste grenstoestanden

Het effect van het vochtgehalte en de belastingsduur worden met de k_{mod} in rekening gebracht. Onderstaande tabel geeft deze factor.

| materiaal | norm | klimaat-klasse | belastingsduurklasse | | | |
|--------------------------|------------|----------------|----------------------|------|-----------|------|
| | | | blijvend | lang | midellang | kort |
| gezaagd hout | EN 14081-1 | 1 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 |
| | | 2 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 |
| | | 3 | 0,50 | 0,55 | 0,65 | 0,70 |
| gelijmd gelamineerd hout | EN 14080 | 1 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 |
| | | 2 | 0,60 | 0,70 | 0,80 | 0,90 |
| | | 3 | 0,50 | 0,55 | 0,65 | 0,70 |

Tabel 13: Waarden van k_{mod} - NEN-EN 1995-1-1+C1+A1:2011

| materiaal veiligheidsfactor | γ_M |
|-----------------------------|------------|
| gezaagd hout | 1,30 |
| gelijmd, gelamineerd hout | 1,25 |
| osb, multiplex | 1,20 |
| vezelplaat, mdf | 1,30 |
| verbindingen | 1,30 |
| metalen hechtplaten | 1,25 |

Tabel 14: Waarden van materiaal veiligheidsfactor γ_M

De rekenwaardes voor de toets van de uiterstegrenstoestand worden gegeven door:

$$f_d = k_{mod} \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}$$

$$E_d = \frac{E_{mean}}{\gamma_M}$$

$$G_d = \frac{G_{mean}}{\gamma_M}$$

| | |
|------------|---|
| f_d | = rekenwaarde van de materiaalsterkte |
| k_{mod} | = modificatiefactor |
| f_k | = karakteristieke waarde van de materiaalsterkte |
| γ_M | = materiaal veiligheidsfactor |
| E_d | = rekenwaarde van de E-modulus |
| E_{mean} | = karakteristieke waarde van de E-modulus |
| G_d | = rekenwaarde van de afschuivingsmodulus |
| G_{mean} | = karakteristieke waarde van de afschuivingsmodulus |

7.2.4 Bruikbaarheidsgrenstoestanden

De vervorming van een constructie die het gevolg is van belastingen moet binnen bepaalde limieten blijven. Bij hout treedt kruip op. Onderstaande tabel geeft de waarde voor de kruipfactor.

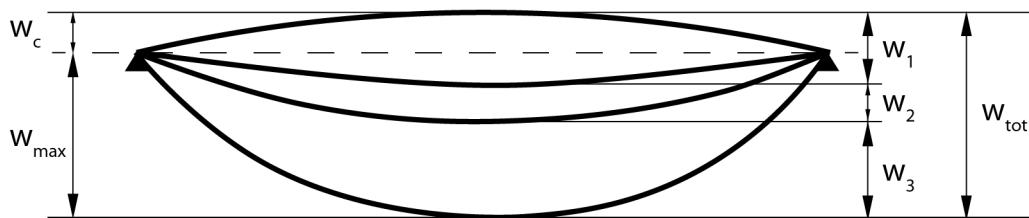
| materiaal | norm | klimaatklasse | | |
|--------------------------|------------|---------------|------|------|
| | | 1 | 2 | 3 |
| gezaagd hout | EN 14081-1 | 0,60 | 0,80 | 2,00 |
| gelijmd gelamineerd hout | EN 14080 | 0,60 | 0,80 | 2,00 |

Tabel 3.2 — Waarden van k_{def} voor hout en houtachtige materialen - NEN-EN 1995-1-1+C1+A1:2011GO

Voor het berekenen van de kruipvervorming wordt de quasi-permanente belastingscombinatie aangehouden. De kruipvervorming kan worden bepaald met onderstaande formule.

$$w_2 = k_{def}(w_1 + \psi_2 \cdot w_3)$$

| | |
|-----------|--|
| w_1 | = doorbuiging onder de blijvende belastingen: onmiddellijke doorbuiging. |
| w_2 | = langetermijn doorbuiging onder quasi-permanente belastingscombinatie: Kruip. |
| w_3 | = doorbuiging ten gevolge van de veranderlijke belastingen. |
| k_{def} | = de kruipfactor |
| ψ_2 | = quasi-blijvende belastingsfactor |
| w_c | zeeg van het onbelaste constructief element |
| w_{tot} | totale doorbuiging als de som van w_1 , w_2 en w_3 |
| w_{max} | blijvende totale doorbuiging rekening houdend met de zeeg |



Figuur A1.1 - Definities van verticale doorbuiging uit NEN-EN 1990 bijlage A.1.4.3

De eisen ten aanzien van de bruikbaarheidsgrenstoestand zijn gegeven in sectie 6.7 in dit document.

7.2.5 Dimensietabellen

Gezaagd (geschaafd) hout

breedte 33mm

breedte 45mm

breedte 58mm

| h | A | W_y | I_y | W_z | I_z | A | W_y | I_y | W_z | I_z | A | W_y | I_y | W_z | I_z | |
|-----|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------|
| | 10^3 [mm ²] | 10^3 [mm ³] | 10^6 [mm ⁴] | 10^3 [mm ³] | 10^6 [mm ⁴] | 10^3 [mm ²] | 10^3 [mm ³] | 10^6 [mm ⁴] | 10^3 [mm ³] | 10^6 [mm ⁴] | 10^3 [mm ²] | 10^3 [mm ³] | 10^6 [mm ⁴] | 10^3 [mm ³] | 10^6 [mm ⁴] | |
| 69 | 2,20 | 26,1 | 0,90 | 12,5 | 0,21 | 3,10 | 35,7 | 1,23 | 23,2 | 0,52 | | | | | | |
| 95 | 3,10 | 49,6 | 2,35 | 17,2 | 0,28 | 4,20 | 67,6 | 3,21 | 32,0 | 0,72 | 5,50 | 87,2 | 4,14 | 53,2 | 1,54 | |
| 120 | 3,90 | 79,2 | 4,75 | 21,7 | 0,36 | 5,40 | 108,0 | 6,48 | 40,5 | 0,91 | 6,90 | 139,2 | 8,35 | 67,2 | 1,95 | |
| 133 | 4,30 | 97,2 | 6,46 | 24,1 | 0,40 | 5,90 | 132,6 | 8,82 | 44,8 | 1,01 | 7,70 | 170,9 | 11,37 | 74,5 | 2,16 | |
| 145 | 4,70 | 115,6 | 8,38 | 26,3 | 0,43 | 6,50 | 157,6 | 11,43 | 48,9 | 1,10 | 8,40 | 203,2 | 14,73 | 81,2 | 2,36 | |
| 170 | 5,56 | 158,9 | 13,51 | 30,8 | 0,51 | 7,60 | 216,7 | 18,42 | 57,3 | 1,29 | 9,80 | 279,3 | 23,74 | 95,3 | 2,76 | |
| 195 | 6,40 | 209,1 | 20,39 | 35,3 | 0,58 | 8,70 | 285,1 | 27,80 | 65,8 | 1,48 | 11,30 | 367,5 | 35,83 | 109,3 | 3,17 | |
| 220 | 7,20 | 266,2 | 29,28 | 39,9 | 0,66 | 9,90 | 363,0 | 39,93 | 74,2 | 1,67 | 12,70 | 467,8 | 51,46 | 123,3 | 3,58 | |
| 245 | | | | | | | | | | | | 14,20 | 580,2 | 71,07 | 137,3 | 3,98 |
| 270 | | | | | | | | | | | | | | | | |

| h | breedte 69mm | | | | | breedte 95mm | | | | | breedte 120mm | | | | |
|-----|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| | A | W_y | I_y | W_z | I_z | A | W_y | I_y | W_z | I_z | A | W_y | I_y | W_z | I_z |
| | 10^3 [mm ²] | 10^3 [mm ³] | 10^6 [mm ⁴] | 10^3 [mm ³] | 10^6 [mm ⁴] | 10^3 [mm ²] | 10^3 [mm ³] | 10^6 [mm ⁴] | 10^3 [mm ³] | 10^6 [mm ⁴] | 10^3 [mm ²] | 10^3 [mm ³] | 10^6 [mm ⁴] | 10^3 [mm ³] | 10^6 [mm ⁴] |
| 69 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 95 | 6,60 | 105,2 | 5,00 | 77,5 | 2,72 | | | | | | | | | | |
| 120 | 8,40 | 168,0 | 10,08 | 98,0 | 3,43 | | | | | | | | | | |
| 133 | 9,30 | 206,3 | 13,72 | 108,6 | 3,80 | | | | | | | | | | |
| 145 | 10,10 | 245,2 | 17,78 | 118,4 | 4,14 | | | | | | | | | | |
| 170 | 11,90 | 337,1 | 28,65 | 138,8 | 4,86 | | | | | | | | | | |
| 195 | 13,60 | 443,6 | 43,25 | 159,2 | 5,57 | 18,50 | 602,0 | 58,70 | 293,3 | 13,93 | 23,40 | 760,5 | 74,14 | 468,0 | 28,08 |
| 220 | 15,40 | 564,6 | 62,11 | 179,6 | 6,29 | 20,90 | 766,3 | 84,29 | 330,9 | 15,72 | 26,40 | 968,0 | 106,5 | 528,0 | 31,68 |
| 245 | 17,10 | 700,2 | 85,78 | 200,0 | 7,00 | 23,20 | 950,3 | 116,4 | 368,5 | 17,50 | 29,40 | 1201 | 147,1 | 588,0 | 35,28 |
| 270 | 18,90 | 850,5 | 114,8 | 220,5 | 7,72 | 25,60 | 1154 | 155,8 | 406,1 | 19,29 | 32,40 | 1458 | 196,8 | 648,0 | 38,88 |

Gelijmd gelamineerd hout

Gelijmd gelamineerd hout - vervolg

| h | breedte 135mm | | | breedte 160mm | | | breedte 185mm | | | breedte 205mm | | |
|------|--|---|---|--|---|---|--|---|---|--|---|---|
| | A 10 ³ [mm ²] | W _y 10 ⁶ [mm ³] | I _y 10 ⁶ [mm ⁴] | A 10 ³ [mm ²] | W _y 10 ⁶ [mm ³] | I _y 10 ⁶ [mm ⁴] | A 10 ³ [mm ²] | W _y 10 ⁶ [mm ³] | I _y 10 ⁶ [mm ⁴] | A 10 ³ [mm ²] | W _y 10 ⁶ [mm ³] | I _y 10 ⁶ [mm ⁴] |
| 200 | 27,0 | 0,90 | 90,0 | 32,0 | 1,06 | 106,6 | 37,0 | 1,23 | 123,3 | 41,0 | 1,36 | 136,6 |
| 250 | 33,7 | 1,40 | 175,7 | 40,0 | 1,66 | 208,3 | 46,2 | 1,92 | 240,8 | 51,2 | 2,13 | 266,9 |
| 300 | 40,5 | 2,02 | 303,7 | 48,0 | 2,40 | 360,0 | 55,5 | 2,77 | 416,2 | 61,5 | 3,07 | 461,2 |
| 350 | 47,2 | 2,75 | 482,3 | 56,0 | 3,26 | 571,6 | 64,7 | 3,77 | 660,9 | 71,7 | 4,18 | 732,4 |
| 400 | 54,0 | 3,60 | 720,0 | 64,0 | 4,26 | 853,3 | 74,0 | 4,93 | 986,6 | 82,0 | 5,46 | 1093,3 |
| 450 | 60,7 | 4,55 | 1025,1 | 72,0 | 5,40 | 1215,0 | 83,2 | 6,24 | 1404,8 | 92,2 | 6,91 | 1556,7 |
| 500 | 67,5 | 5,62 | 1406,2 | 80,0 | 6,66 | 1666,6 | 92,5 | 7,70 | 1927,0 | 102,5 | 8,54 | 2135,4 |
| 550 | 74,2 | 6,80 | 1871,7 | 88,0 | 8,06 | 2218,3 | 101,7 | 9,32 | 2564,9 | 112,7 | 10,33 | 2842,2 |
| 600 | 81,0 | 8,10 | 2430,0 | 96,0 | 9,60 | 2880,0 | 111,0 | 11,10 | 3330,0 | 123,0 | 12,30 | 3690,0 |
| 650 | 87,7 | 9,50 | 3089,5 | 104,0 | 11,26 | 3661,6 | 120,2 | 13,02 | 4233,8 | 133,2 | 14,43 | 4691,5 |
| 700 | 94,5 | 11,02 | 3858,7 | 112,0 | 13,06 | 4573,3 | 129,5 | 15,10 | 5287,9 | 143,5 | 16,74 | 5859,5 |
| 750 | 101,2 | 12,65 | 4746,0 | 120,0 | 15,00 | 5625,0 | 138,7 | 17,34 | 6503,9 | 153,7 | 19,21 | 7202,0 |
| 800 | 108,0 | 14,40 | 5760,0 | 128,0 | 17,06 | 6826,6 | 148,0 | 19,73 | 7893,3 | 164,0 | 21,86 | 8746,6 |
| 850 | 114,7 | 16,25 | 6908,9 | 136,0 | 19,26 | 8188,3 | 157,2 | 22,27 | 9467,7 | 174,2 | 24,68 | 10491,3 |
| 900 | 121,5 | 18,22 | 8201,2 | 144,0 | 21,60 | 9720,0 | 166,5 | 24,97 | 11238,7 | 184,5 | 27,67 | 12453,7 |
| 950 | 128,2 | 20,30 | 9645,4 | 152,0 | 24,06 | 11431,6 | 175,7 | 27,82 | 13217,8 | 194,7 | 30,83 | 14646,8 |
| 1000 | 135,0 | 22,50 | 11250,0 | 160,0 | 26,66 | 13333,3 | 185,0 | 30,83 | 15416,6 | 205,0 | 34,16 | 17083,3 |
| 1050 | 141,7 | 24,80 | 13023,2 | 168,0 | 29,40 | 15435,0 | 194,2 | 33,99 | 17846,7 | 215,2 | 37,66 | 19776,0 |
| 1100 | 148,5 | 27,22 | 14973,7 | 176,0 | 32,26 | 17746,6 | 203,5 | 37,30 | 20519,5 | 225,5 | 41,34 | 22737,9 |
| 1150 | 155,2 | 29,75 | 17109,8 | 184,0 | 35,26 | 20278,3 | 212,7 | 40,77 | 23446,8 | 235,7 | 45,18 | 25981,6 |
| 1200 | 162,0 | 32,40 | 19440,0 | 192,0 | 38,40 | 23040,0 | 222,0 | 44,40 | 26640,0 | 246,0 | 49,20 | 29520,0 |
| 1250 | 168,7 | 35,15 | 21972,6 | 200,0 | 41,66 | 26041,6 | 231,2 | 48,17 | 30110,6 | 256,2 | 53,38 | 33365,8 |
| 1300 | 175,5 | 38,02 | 24716,2 | 208,0 | 45,06 | 29293,3 | 240,5 | 52,10 | 33870,4 | 266,5 | 57,74 | 37532,0 |
| 1350 | 182,2 | 41,00 | 27679,2 | 216,0 | 48,60 | 32805,0 | 249,7 | 56,19 | 37930,7 | 276,7 | 62,26 | 42031,4 |
| 1400 | | | | 224,0 | 52,26 | 36586,6 | 259,0 | 60,43 | 42303,3 | 287,0 | 66,96 | 46876,6 |
| 1450 | | | 232,0 | 56,06 | 40648,3 | 268,2 | 64,82 | 46999,6 | 297,2 | 71,83 | 52080,6 | |
| 1500 | | | 240,0 | 60,00 | 45000,0 | 277,5 | 69,37 | 52031,2 | 307,5 | 76,87 | 57656,2 | |
| 1550 | | | 248,0 | 64,06 | 49651,6 | 286,7 | 74,07 | 57409,7 | 317,7 | 82,08 | 63616,1 | |
| 1600 | | | 256,0 | 68,26 | 54613,3 | 296,0 | 78,93 | 63146,6 | 328,0 | 87,46 | 69973,3 | |
| 1650 | | | | | | 305,2 | 83,94 | 69253,5 | 338,2 | 93,01 | 76740,4 | |
| 1700 | | | | | | 314,5 | 89,10 | 75742,0 | 348,5 | 98,74 | 83930,4 | |
| 1750 | | | | | | 323,7 | 94,42 | 82623,6 | 358,7 | 104,63 | 91555,9 | |
| 1800 | | | | | | 333,0 | 99,90 | 89910,0 | 369,0 | 110,70 | 99630,0 | |

7.3 Beton

7.3.1 Sterkte en stijfheid

| materiaaleigenschap | sterkteklasse | | | | | |
|---------------------------------|-------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | C12/15 | C20/25 | C30/37 | C35/45 | C45/55 | C50/60 |
| volumieke massa | ρ_{rep} [kg/m ³] | 2500 | 2500 | 2500 | 2500 | 2500 |
| elasticiteitsmodulus | E_{cm} [N/mm ²] | 27000 | 30000 | 33000 | 34000 | 36000 |
| gemiddelde druksterkte | f_{cm} [N/mm ²] | 20 | 28 | 38 | 43 | 53 |
| karakteristieke cilindersterkte | f_{ck} [N/mm ²] | 12 | 20 | 30 | 35 | 45 |
| karakteristieke kubussterkte | $f_{ck;cube}$ [N/mm ²] | 15 | 25 | 37 | 45 | 55 |
| gemiddelde treksterkte | f_{ctm} [N/mm ²] | 1,6 | 2,2 | 2,9 | 3,2 | 3,8 |
| karakteristieke treksterkte | $f_{ctk;0,05}$ [N/mm ²] | 1,1 | 1,5 | 2,0 | 2,2 | 2,7 |

7.3.2 Sterkte

rekenwaarde druksterkte:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

γ_c is de partiële veiligheidsfactor voor beton. $\gamma_c = 1,5$

rekenwaarde afschuifsterkte:

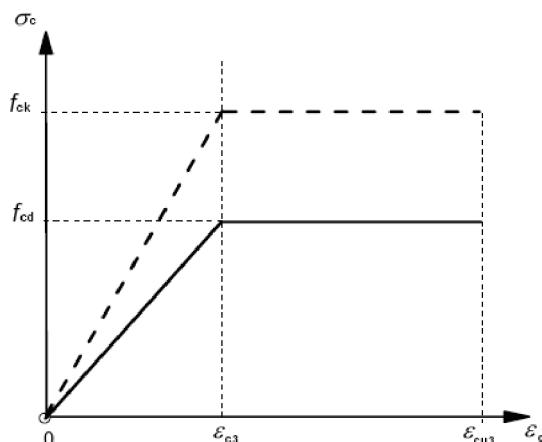
$$0,035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

ondergrens, voor preciese waarde, zie NEN-EN1992. De afschuif weerstand van het beton kan als vergroot worden door wapening toe te passen.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

d in mm

7.3.3 Spannings-rek diagram



- σ_c : drukspanning van het beton
- ϵ_c : rek van het beton
- f_{ck} : karakteristieke waarde druksterkte
- f_{cd} : rekenwaarde druksterkte
- ϵ_{c3} : betonstuk bij het begin van de plastische vervorming
- ϵ'_{bu} : grenswaarde van de betonstuk
- ϵ_{c3} : 1,75 %*
- ϵ_{cu3} : 3,50 %*

* Deze waarden zijn geldig voor de sterkeklassen in bovenstaande tabel, niet bij hogere sterkeklassen.

7.4 Betonstaal

7.4.1 sterkte en stijfheid

| materiaaleigenschap | | betonstaalsoort | | |
|--|------------------------|--|-----------------|-------------|
| | | FeB 400 HWL, HK | FeB 500 HWL, HK | FeB 500 HKN |
| karakteristieke treksterkte rekenwaarde treksterkte (=vloeispanning) | $f_{t,k}$ $f_{y,k}$ | [N/mm ²] 400 [N/mm ²] 350 | 500 435 | 500 435 |
| rek v/h betonstaal bij maximale belasting | ϵ_{su} | % 4,00 | 3,25 | 2,75 |
| <hr/> | | | | |
| materiaaleigenschap | | gepuntlaste wapenings netten | | |
| | | FeB 500 HKN, HWN | | |
| karakteristieke treksterkte rekenwaarde treksterkte (=vloeispanning) | $f_{t,k}$ $f_{y,k}$ | [N/mm ²] 500 [N/mm ²] 435 | | |
| rek v/h betonstaal bij maximale belasting | ϵ_{su} | % 2,175 | | |

7.4.2 Wapening

betonstaal doorsneden voor balken en kolommen

| diameter [mm] | gezamenlijke doorsnede A _s [mm ²] | | | | | | | | | |
|---------------|--|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | aantal staven | | | | | | | | | |
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 6 | 28 | 57 | 85 | 113 | 141 | 170 | 198 | 226 | 254 | 283 |
| 8 | 50 | 101 | 151 | 201 | 251 | 302 | 352 | 402 | 452 | 503 |
| 10 | 79 | 157 | 236 | 314 | 393 | 471 | 550 | 628 | 707 | 785 |
| 12 | 113 | 226 | 339 | 452 | 565 | 679 | 792 | 905 | 1018 | 1131 |
| 16 | 201 | 402 | 603 | 804 | 1005 | 1206 | 1407 | 1608 | 1810 | 2011 |
| 20 | 314 | 628 | 942 | 1257 | 1571 | 1885 | 2199 | 2513 | 2827 | 3142 |
| 25 | 491 | 982 | 1473 | 1963 | 2454 | 2945 | 3436 | 3927 | 4418 | 4909 |
| 32 | 804 | 1608 | 2413 | 3217 | 4021 | 4825 | 5630 | 6434 | 7238 | 8042 |

8 Voorbeeldberekeningen

In dit hoofdstuk dimensioneren we onderdelen van een draagconstructie. Een draagconstructie dient om alle krachten die op een gebouw werken op een veilige manier af te voeren naar de fundering. Bij het dimensioneren van de onderdelen van een draagconstructie worden de afmetingen zo goed mogelijk ingeschat met behulp van schattingssregels of kentallen. Vervolgens controleren we met eenvoudige berekeningen of deze elementen voldoen aan de norm.

In de voorbeeldberekeningen van dit hoofdstuk gaan we uit van een kantoorgebouw van vier bouwlagen. Voor dit kantoor ontwerpen we een staalskelet en als alternatief een betonskelet. Bij de dimensionering van de kolom en de ligger is door de tekst heen zowel voor een staalconstructie (met blauwe kleur) als voor een betonconstructie (met grijze kleur) een controle-berekening gegeven. De berekening van andere materialen gaat op vrijwel dezelfde manier. Daar waar afwijkingen zijn, worden deze aan de orde gesteld.

De volgende voorbeeldberekeningen worden gegeven:

- Globale dimensionering ligger
- Globale dimensionering kolom
- Globale dimensionering uitkragende ligger
- Globale dimensionering vakwerklijger

De berekeningen dienen als voorbeeld voor onderwijs doel-einden en niet als leidraad voor de praktijk.



Figuur 7: Voor de veiligheid moet een constructiedeel afdoende sterk zijn.

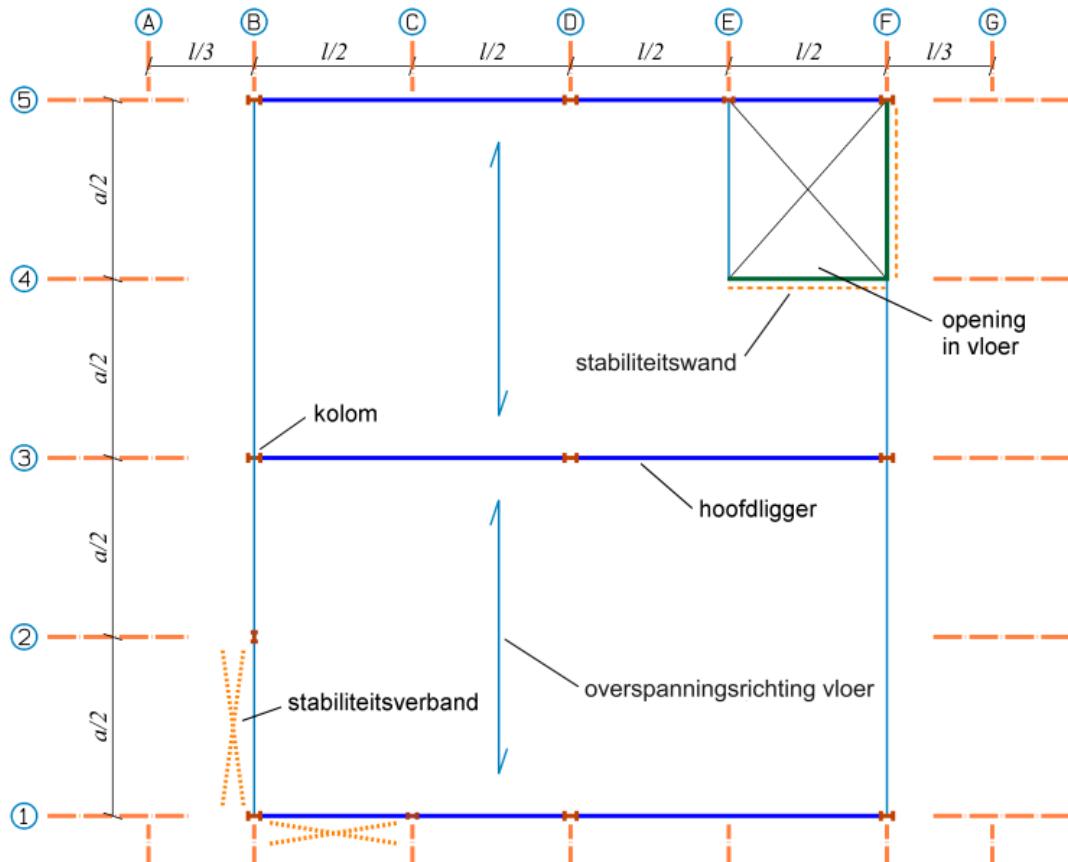


Figuur 8: Voor de bruikbaarheid moet een constructiedeel afdoende stijf zijn.

8.1 Globale dimensionering ligger

De dwarsafmetingen van liggers zijn afhankelijk van de krachten die er op werken, maar ook van de lengte van die elementen. Om een eerste schatting van de afmetingen te kunnen maken, zijn er schattingssregels of kentallen opgesteld. Deze schattingssregels (zie hoofdstukken 3.1 Schattingssregels staalconstructies, 3.2 Schattingssregels houtconstructies en 3.3 Schattingssregels betonconstructies) zijn niet anders dan een eerste globale benadering. Ze zijn vooral bedoeld voor gebruikelijke constructies met normale belastingen. Hoe extremer de constructie of de daarop geplaatste belasting, des te onnauwkeuriger de schattingssregel.

Voor het kantoor willen we een vloerligger van de eerste verdieping dimensioneren en controleren: Ligger B3-D3 op de schematische DC-plattegrond (zie figuur 9).



Figuur 9: Schematische DC-plattegrond eerste verdieping kantoorgebouw.

staal

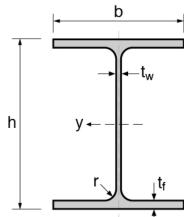
Voor de staalconstructie passen we een HEA-profiel met *sterkteklasse S235* toe. Dit betekent dat de rekenwaarde voor de staalsterkte gelijk is aan 235 N/mm^2 . Bij staal is de *elasticiteitsmodules E* voor alle sterkteklassen gelijk aan $210 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$.

Een HEA-profiel heeft brede flenzen, zodat er voldoende oplegbreedte is voor de kanaalplaten. Met de schattingssregel schatten we de hoogte van een profiel en we noteren het profielnummer en de gegevens die we nodig hebben voor de controleberekening. Dat zijn: het gewicht van de ligger per strekkende meter, het weerstandsmoment W_y en het kwadratisch oppervlaktemoment I_y .

Deze gegevens zijn te vinden in een staalprofielentabel of met de *Staalprofielen-app* van Bouwen met Staal. Vaak is in de tabel de massa per strekkende meter [kg/m] gegeven. Dit moet worden omgerekend tot het gewicht per strekkende meter [kN/m]. Daarvoor moeten we het weergegeven getal vermenigvuldigen met 10 (afroding van 9,8: versnelling van de zwaartekracht in m/s^2) om van [kg] naar [N] te gaan en vervolgens delen door 1000 (van N naar kN). [N.B.: Vaak worden bij kanaalplaten geïntegreerde liggers (hoedliggers) gebruikt ter vermindering van de constructiehoogte.]

staal

balkstaal, breedflens



| | |
|------------------|---|
| G8 | 99,5 kg/m |
| A | 12437 mm ² |
| h | 310 mm |
| b | 300 mm |
| t _w | 9 mm |
| t _f | 15,5 mm |
| r | 27 mm |
| AL | 1,76 m ² /m |
| I _y | 22929 · 10 ⁴ mm ⁴ |
| W _{e,y} | 1479 · 10 ³ mm ³ |
| W _{p,y} | 1628 · 10 ³ mm ³ |
| I _z | 6985 · 10 ⁴ mm ⁴ |

S235 en S355

HEA

320

De ligger heeft een lengte van 6 meter. De geschatte liggerhoogte volgens de schattingssregel wordt dan $(1/20) \times 6000 = 300$ mm. Aan de hand daarvan kiezen we een HE320A profiel. De gegevens van dit profiel noteren we. Het gewicht (de massa) per strekkende meter is gegeven in kg. Dit moet worden omgerekend naar kN:

$$99,5 \text{ kg/m} \rightarrow 0,01 \times 99,5 \approx 0,10 \text{ kN/m}$$

De afbeelding links is een screenshot van de staalprofielen app. Deze app is gratis te installeren op je telefoon en geeft je een overzicht van beschikbare staalprofielen en hun eigenschappen.

Voor betonnen en houten liggers is niet altijd het gewicht per strekkende meter gegeven. Om dat te bepalen, moeten we de oppervlakte van de doorsnede ($b \times h$; [m²]) vermenigvuldigen met de dichtheid ρ [kg/m³] en de uitkomst daarvan weer vermenigvuldigen met de versnelling van de zwaartekracht [m/s²]. Voor beton geldt een dichtheid van 2400 kg/m³, voor gewapend beton 2500 kg/m³ en voor naaldhout circa 300 à 400 kg/m³ (afhankelijk van sterkteklaasse). Deze gegevens zijn ook te vinden in hoofdstuk 7 Materiaaleigenschappen. Het gewicht per strekkende meter wordt:

$$g = b \cdot h \cdot \rho \cdot \frac{10}{1000} \quad [\text{kN/m}] \quad (\text{hier } b \text{ en } h \text{ in meters!})$$

Van een rechthoekige doorsnede kunnen we gemakkelijk het weerstandsmoment W en het kwadratisch oppervlaktemoment I berekenen. Deze formules vind je ook in hoofdstuk 5:

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \quad [\text{mm}^4]$$

$$W = \frac{1}{0,5h} = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \quad [\text{mm}^3]$$

beton

Voor de betonconstructie passen we een in het werk gestorte, niet voorgespannen, betonnen balk toe. We kiezen sterkteklaasse C30/37. Volgens de schattingssregel zou de hoogte h gelijk zijn aan $6000/10 = 600$ mm. Voor de bijbehorende breedte kiezen we de halve hoogte (schattingssregel): $600/2 = 300$ mm. Het gewicht per strekkende meter bedraagt dan:

$$\frac{0,3 \text{ m} \cdot 0,6 \text{ m} \cdot 2500 \text{ kg/m}^3 \cdot 10 \text{ m/s}^2}{1000} = 4,5 \text{ kN/m}$$

I en W kunnen we met bovenstaande formules berekenen.

$$I_y = \frac{1}{12} \cdot 300 \text{ mm} \cdot (600 \text{ mm})^3 = 5,40 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$W_y = \frac{I_y}{0,5h} = \frac{1}{6} \cdot 300 \text{ mm} \cdot (600 \text{ mm})^2 = 18,0 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

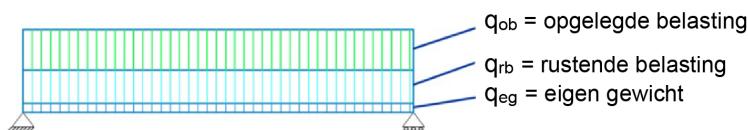
De waarden voor de sterkte en de elasticiteitsmodules kunnen uit de betontabellen in hoofdstuk 7.3 Materiaaleigenschappen Beton worden verkregen. Het is aan te bevelen om de liggergegevens overzichtelijk op te schrijven in bijvoorbeeld een tabel zoals onderstaand.

| h _{vloerligger} [mm] | profiel [mm ²] | gewicht [N/mm] | W _y [mm ³] | I _y [mm ⁴] | sterkte- klasse | sterkte [N/mm ²] | E _{cm} [N/mm ²] |
|----------------------------------|-------------------------------|-------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------|---------------------------------|---|
| 600 | 600x300 | 4,5 | $18,0 \cdot 10^6$ | $5,40 \cdot 10^9$ | C30/37 | 20 | $33 \cdot 10^3$ |

8.1.1 Bepaling belasting op de ligger

De belasting op de ligger bestaat uit drie delen:

- q_{eg} = Eigen gewicht van de ligger.
- q_{rb} = Rustende belasting op de ligger, bijv. gewicht vloerconstructie, plafond, opgehangen installaties, verlichting, vloerafwerking enz.
- q_{ob} = Opgelegde belasting (veranderlijke belasting) op de ligger.



Figuur 10: Belasting op de te controleren ligger

q_{eg} en q_{rb} vormen samen de blijvende belasting q_G . De opgelegde belasting q_{ob} is hier de veranderlijke belasting q_Q . Voor de liggercontrole moeten de belastingen worden berekend *per strekkende meter op de ligger*, tenzij de belasting als een *puntlast* op de ligger komt. We gaan uit van een gelijkmatig verdeelde belasting.

staal

q_{eg} Het gewicht per strekkende meter ligger (ligger 3B-3D op DC-plattegrond; figuur 9) is hiervoor al bepaald bij het verzamelen van de gegevens van de ligger: $q_{eg} = 0,98 \text{ kN/m}$.

beton

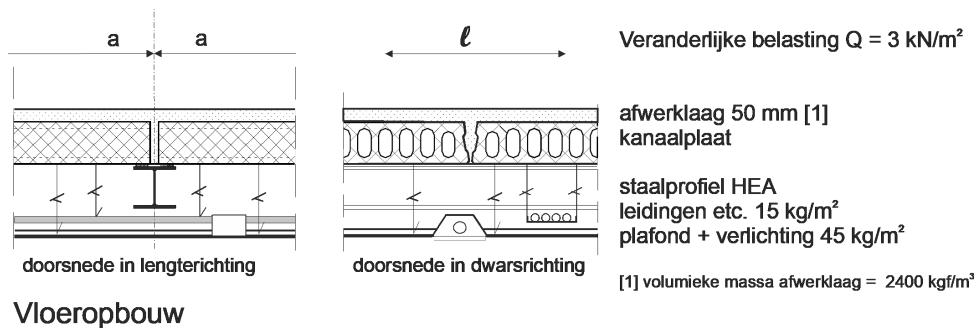
q_{eg} Het gewicht van de betonnen ligger is eveneens hiervoor al berekend: $q_{eg} = 4,5 \text{ kN/m}$.

q_{rb} Voor het bepalen van de grootte van de rustende belasting gebruiken we de schematische DC-plattegrond, zie figuur 12. Daarop arceren we het oppervlak dat door de ligger wordt gedragen. Alle elementen in het gearceerde vlak, inclusief het gewicht van eventuele secundaire liggers, moeten in de belasting worden meegenomen. Op deze DC-plattegrond geven we ook de maten weer!

De rustende belasting bestaat uit het gewicht van de vloerconstructie inclusief het gewicht van een eventuele afwerklaag, het plafond, de installaties die aan de vloer hangen of in de vloerconstructie zijn opgenomen, enz. Al deze belastingen zijn gegeven in kN/m^2 of kunnen daarin worden omgerekend. Zo kan bij een betonnen deklaag de volumieke massa [kg/m^3] worden omgerekend naar het volumieke gewicht [kN/m^3]: 1 kg/m^3 komt overeen met $0,01 \text{ kN/m}^3$. Het volumieke gewicht dient vervolgens met de laagdikte te worden vermenigvuldigd om de belasting in kN/m^2 te krijgen:

$$\Rightarrow \text{belasting in } \text{kN/m}^2 = \text{de laagdikte in meters maal de belasting in } \text{kN/m}^3.$$

In figuur 11 zijn voor de constructie de elementen van de rustende belasting schetsmatig weergegeven.



Figuur 11: Opbouw betonnen kanaalplaatvloer

Van boven naar beneden zien we allereerst een afwerklaag van 50 mm. De volumieke massa van het materiaal van de afwerklaag bedraagt 2400 kg/m^3

$$\Rightarrow \text{Gewicht afwerklaag} = 0,05 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 120 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow 0,01 \cdot 120 \text{ kg/m}^2 = 1,2 \text{ kN/m}^2.$$

Vervolgens zien we de kanaalplaat. Kanaalplaten zijn prefab-elementen. De afmetingen hangen af van de overspanning van en de belasting op de platen en van de gebouwfunctie. Wanneer deze bekend zijn, kan de fabrikant eenvoudig bepalen welke platen nodig zijn. De **overspanning** bedraagt hier **8 meter** (*dat is dus de hart-op-hart-afstand van de hoofdliggers!*).

Bezien we de doorsneden in figuur 11, dan is het gemakkelijk in te zien dat de kanaalplaat behalve een opgelegde belasting van 3 kN/m^2 ook de afwerklaag, de leidingen, het plafond en de verlichting moet dragen.

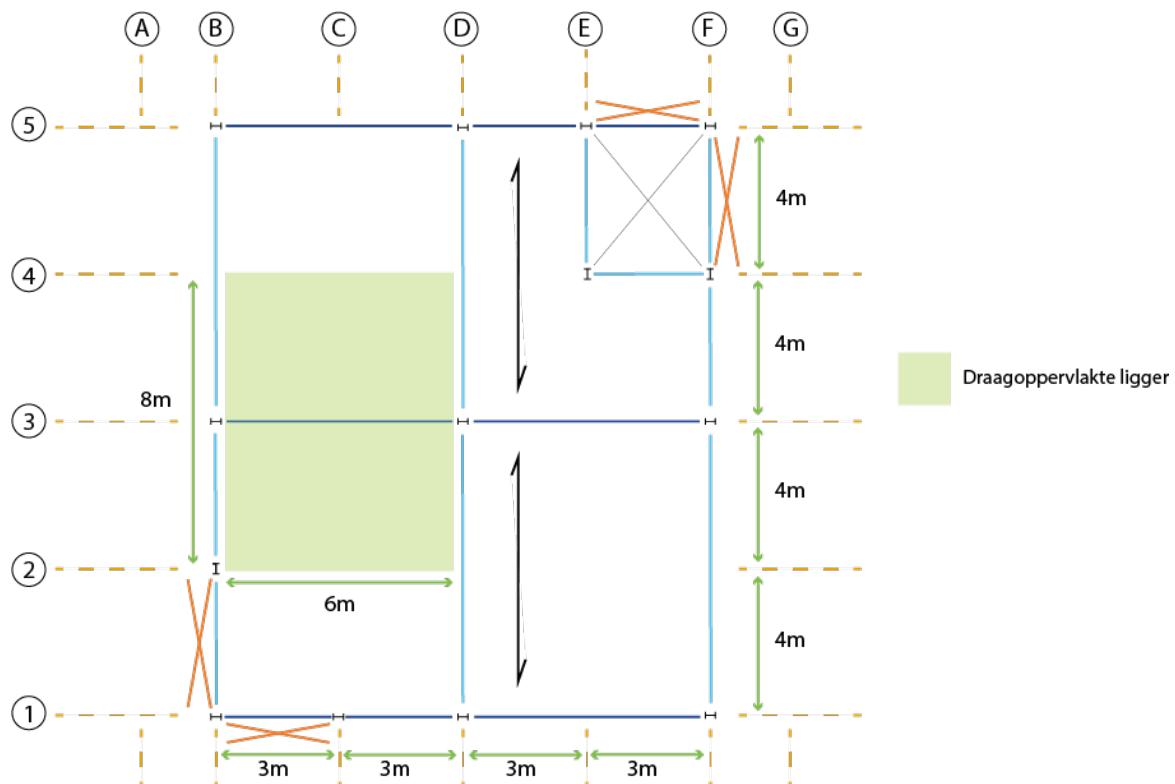
$$\text{De massa van plafond en installatie bedraagt in totaal } 15 \text{ kg/m}^2 + 45 \text{ kg/m}^2 = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Het gewicht wordt dan } \Rightarrow 0,01 \cdot 60 \text{ kg/m}^2 = 0,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{De totale belasting op de kanaalplaten wordt dan } \Rightarrow 3 \text{ kN/m}^2 + 1,2 \text{ kN/m}^2 + 0,6 \text{ kN/m}^2 = 4,8 \text{ kN/m}^2$$

Aan de fabrikant kunnen deze gegevens worden doorgegeven. Voor een ontwerpberekening stelt de fabrikant vaak tabellen of grafieken ter beschikking. In hoofdstuk 3.3 Ontwerp Beton is een dergelijke grafiek weergegeven. Op de verticale as zetten we de belasting van $4,8 \text{ kN/m}^2$ af en op de horizontale as de overspanning van **8 meter**. Het snijpunt van beide lijnen ligt tussen de plaat met een dikte van 150 mm en die met een dikte van 200 mm. We hebben voor ons gebouw daarom een plaatdikte van 200 mm nodig. In hoofdstuk 3.3 Ontwerp Beton vinden we ook het gewicht van deze plaat: $3,1 \text{ kN/m}^2$.

$$\text{De totale blijvende belasting van de vloer is dus } 3,1 \text{ kN/m}^2 + 1,2 \text{ kN/m}^2 + 0,6 \text{ kN/m}^2 = 4,9 \text{ kN/m}^2.$$

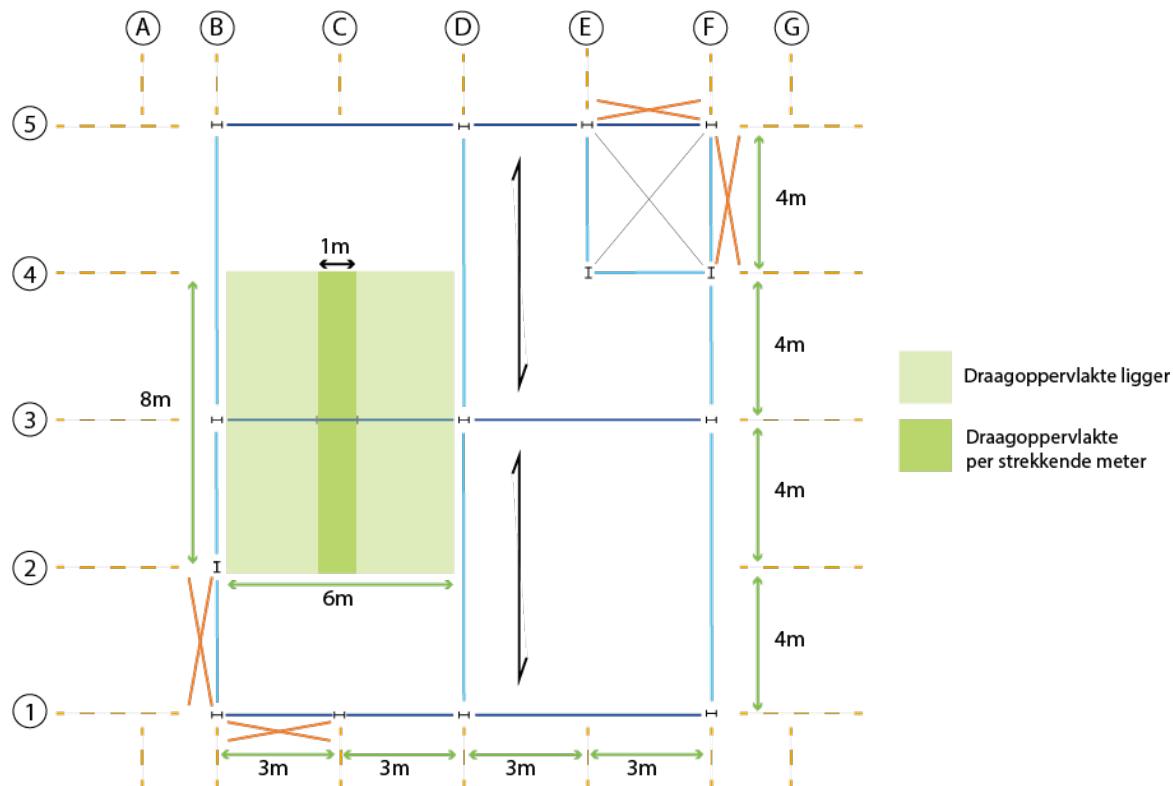


Figuur 12: Draagconstructieplattegrond met belastingsschema ligger.

De gevonden belasting per vierkante meter [kN/m^2] moet worden omgezet naar een lijnlast op de ligger oftewel een belasting per strekkende meter ligger [kN/m^1]. Om de grootte daarvan te bepalen gebruiken we de schematische DC-plattegrond (figuur 12). Op de ligger tekenen we een afstand van 1 meter en arceren we het oppervlak dat door deze meter ligger wordt gedragen (zie figuur 13). De grootte van dit oppervlak is gelijk aan *twice keert de halve h.o.h.-afstand van de liggers maal 1 meter*.

De belasting per strekkende meter [kN/m] wordt dan $(a_1+a_2)/2$ [m] maal de belasting per vierkante meter [kN/m^2].

Voor randliggers geldt uiteraard één keer de halve h.o.h.-afstand.



Figuur 13: Schematische Draagconstructieplattegrond met belasting per strekkende meter van de ligger.

staal

Voor een stalen ligger met een h.o.h. afstand van 8 meter geldt:

$$q_{rb} = \left(\frac{8 \text{ m}}{2} + \frac{8 \text{ m}}{2} \right) \cdot 4,9 \text{ kN/m}^2 = 39,2 \text{ kN/m}$$

beton

Bij een betonnen ligger is de rustende belasting op die ligger uiteraard dezelfde als die op de stalen ligger:

$$q_{rb} = 39,2 \text{ kN/m}.$$

- q_{ob}** De opgelegde belasting is per functie voorgeschreven in de Eurocodes en is gegeven in hoofdstuk 6 Belastingen. Het gebouw heeft een kantoorfunctie. De bijbehorende opgelegde belasting is 3 kN/m². Deze belasting is gegeven in kN/m². Om hier een belasting per strekkende meter ligger (zie figuur 13) van te maken, moet deze eveneens worden vermenigvuldigd met twee maal de halve h.o.h. afstand.

staal

Voor de opgelegde belasting op de stalen ligger geldt:

$$q_Q = q_{ob} = \left(\frac{8 \text{ m}}{2} + \frac{8 \text{ m}}{2} \right) \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 24 \text{ kN/m}$$

beton

Voor de betonnen ligger geldt eveneens:

$$q_Q = q_{ob} = \left(\frac{8 \text{ m}}{2} + \frac{8 \text{ m}}{2} \right) \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 24 \text{ kN/m}$$

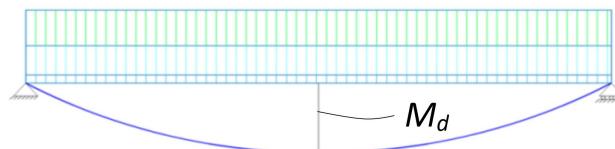
8.1.2 Controle Uiterste Grenstoestand ligger (sterkte)

Met de hiervoor bepaalde belastingen kunnen we de sterkte en de stijfheid toets uitvoeren. Voor de sterkte moeten we de Uiterste Grenstoestand (UGT) controleren. Voor een ligger op twee steunpunten bepalen we hiervoor de maximaal optredende buigspanning: $\sigma_{m,d}$. Deze moet kleiner zijn dan de sterkte, oftewel: $\sigma_{m,d} \leq f_{m;d}$.

De buigspanning $\sigma_{m,d} = M_d/W$, waarin W het hiervoor al bepaalde weerstandsmoment is en M_d het maximale moment in het midden van de overspanning (figuur 14).

Voor het maximale moment kunnen we de formule van het formuleblad in hoofdstuk 5 Mechanica gebruiken: $M_d = \frac{1}{8} \cdot q_d \cdot I^2$

Hierin is I de lengte van de ligger en q de totale lijnlast. *Wees consequent met de eenheden!*



Figuur 14: Maximaal Moment voor ligger op twee scharnierende steunpunten en een gelijkmatig verdeelde belasting.

Voor de uiterste grenstoestand (UGT) geldt dat we de zogeheten Fundamentele Belastingcombinatie (FC) moeten toepassen. Zie hiervoor ook hoofdstuk 6 Belastingen. De belastingen moeten daarbij worden vermenigvuldigd met een partiële factor γ_f (vroeger belasting- of veiligheidsfactoren genoemd) om extra veiligheid te krijgen. Deze factoren hangen af van de gevolgklasse van het gebouw en de aard van de belasting. γ_G en γ_Q zijn de partiële factoren voor de blijvende belasting en de veranderlijke belasting.

In de Eurocode 1990 is aangegeven dat de blijvende belasting mag worden gereduceerd met een verminderingsfactor ξ . Deze is in de Nationale Bijlage bij de Eurocode vastgesteld op 0,89. Voor de meeste gebouwen (waaronder kantoren) geldt dat $\gamma_G = 1,35$ en $\gamma_Q = 1,5$. De partiële factor voor de blijvende belasting wordt met de verminderingsfactor $0,89 \times 1,35 = 1,2$ (de waarde van de vroegere belastingfactor voor de permanente belasting). Deze waarde nemen we verder als partiële factor voor de blijvende belasting. Voor het kantoorgebouw geldt dus: $q_{UGT} = 1,2 \cdot q_G + 1,5 \cdot q_Q$ (zie hoofdstuk 5 voor de partiële factoren voor andere gevolgklassen). Met deze grootheden kunnen we het moment en daarmee de buigspanning berekenen en vervolgens de sterkte controleren door de unity check (U.C.) te doen:

$$U.C. = \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1.0$$

Is de U.C. > 1.0 dan moeten we een zwaarder profiel nemen. Voor de W_{nodig} van het nieuw te nemen profiel geldt:

$$W_{nodig} = U.C. \cdot W_{oud}$$

staal

Voor de stalen ligger is de rekenwaarde van de belasting voor de UGT toets:

$$q_{UGT} = 1,2 \cdot (0,98 \text{ kN/m} + 39,2 \text{ kN/m}) + 1,5 \cdot 24 \text{ kN/m} = 84,2 \text{ kN/m}$$

Het maximaal optredend moment in de ligger:

$$M_d = \frac{1}{8} q_{UGT} \cdot I^2 = \frac{1}{8} \cdot 84,2 \text{ kN/m} \cdot (6 \text{ m})^2 = 379,0 \text{ kNm} = 379 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

De maximale spanning in de ligger:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W} = \frac{379 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1479 \cdot 10^3 \text{ mm}^3} = 256,2 \text{ N/mm}^2. \text{ (let op de eenheden!)}$$

De spanning mag de materiaalsterkte van $f_{m;d} = 235 \text{ N/mm}^2$ niet overschrijden. Dit checken we met de U.C.:

$$U.C. = \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m;d}} = \frac{256,2 \text{ N/mm}^2}{235 \text{ N/mm}^2} = 1,1 > 1 \Rightarrow \text{Voldoet niet.}$$

staal

Het profiel is te slank. We hebben een profiel nodig met een groter weerstandsmoment W:

$$W_{\text{nodig}} = 1,1 \cdot 1479 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 1612,6 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

In de staalprofielen App zien we dat hierbij hoort een HE340A met $g = 1,05 \text{ kN/m}$, $W = 1678 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ en $I = 27693 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$

Als we de constructiehoogte willen beperken, kunnen we ook kiezen voor een HEB profiel (HE300B) of voor een hogere sterkteklaasse (S355; zie bij controle BGT).

beton

Voor de betonnen ligger dezelfde stappen:

$$q_{UGT} = 1,2 \cdot (4,5 \text{ kN/m} + 39,2 \text{ kN/m}) + 1,5 \cdot 24 \text{ kN/m} = 88,4 \text{ kN/m}$$

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot q_{UGT} \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 88,4 \text{ kN/m} \cdot 6^2 = 398,0 \text{ kNm} = 398 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W} = \frac{398 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{18 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 22,06 \text{ N/mm}^2.$$

$$f_{m,d} = 20 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow U.C. = \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{22,1 \text{ N/mm}^2}{20 \text{ N/mm}^2} = 1,1 > 1 \Rightarrow \text{Voldoet niet.}$$

Hieruit blijkt dat de balk te slank is. We hebben een balk nodig met een groter weerstandsmoment W.

$$W_{\text{nodig}} = 1,1 \cdot 18,0 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 = 19,80 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Hierbij hoort een minimale doorsnede van $630 \cdot 300 \text{ mm}^2$

met $g = 4,73 \text{ kN/m}$, $W = 19,85 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$ en $I = 6251,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$.

Als we de constructiehoogte willen beperken, kunnen we kiezen voor (prefab)beton met een hogere sterkteklaasse. C35/45 met een $f_{m,d} = f_{c,d} = 23,3 \text{ N/mm}^2$. Bij deze sterkteklaasse Voldoet de ligger $600 \cdot 300 \text{ mm}^2$.

8.1.3 Controle Bruikbaarheidsgrenstoestand ligger (stijfheid)

Voor de stijfheid controleren we de Bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) oftewel de stijfheid van de ligger. In hoofdstuk 6.7 Bruikbaarheidsgrenstoestanden vind je alle bepalingen die gelden voor deze grenstoestand. De stijfheid bepaalt de grootte van de doorbuiging: hoe stijver de ligger des te geringer de doorbuiging. De formules voor de vervorming van standaardgevallen (vergeetmenietjes) vind je in hoofdstuk 5 Mechanica. Voor een scharnierend opgelegde ligger geldt de formule: $w = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI}$

Voor de BGT bestaan twee controles: de bijkomende doorbuiging w_{bij} en de doorbuiging in de eindtoestand w_{max} . De eis van de maximale doorbuiging is een esthetische eis, terwijl die voor de bijkomende doorbuiging meer een eis van welbevinden is: voelt men zich wel zeker als een ligger teveel doorbuigt. Bovendien kan een te grote w_{bij} leiden tot schade in op de vloer geplaatste wanden, terwijl ook de afwerklaag van de vloeren zou kunnen scheuren.

De maximale doorbuiging w_{max} is de totale vervorming w_{eind} t.g.v. de belasting, inclusief eventuele kruip, verminderd met een eventueel aangebrachte zeeg:

$$w_{max} = w_{eind} - \text{zeeg}$$

Een zeeg is een vooraf aangebrachte opbuiging ter vermindering van de doorbuiging ten gevolge van de blijvende belasting $w_G = w_{on}$. De totale vervorming w_{eind} is de som van de onmiddellijke vervorming en de bijkomende vervorming:

$$w_{eind} = w_{on} + w_{bij}$$

De bijkomende doorbuiging w_{bij} is de vervorming die optreedt door de veranderlijke belasting en de eventuele kruip. Kruip treedt bij onder meer hout en beton op onder langdurig aanwezige belasting. Dit is de blijvende belasting en dat deel van de veranderlijke (opgelegde) belasting dat vrijwel permanent aanwezig is:

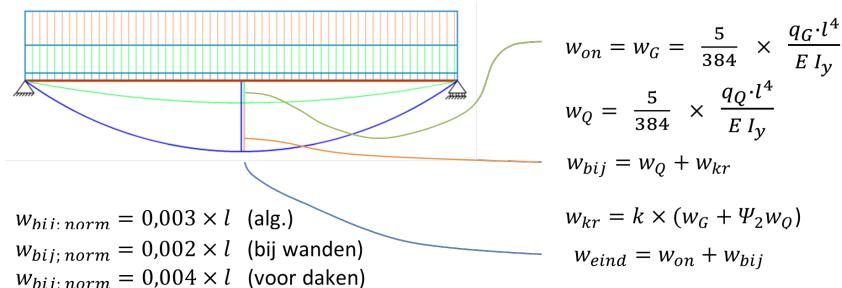
$$w_{bij} = w_Q + w_{kr}$$

Er is een relatie tussen de kruip en de blijvende en quasiblijvende belasting. De kruip wordt uitgedrukt als:

$$w_{kr} = k \cdot (w_G + \psi_2 \cdot w_Q)$$

Hierin is k = kruipfactor en ψ_2 = quasiblijvende belasting factor.

In figuur 15 is een en ander samengevat.



Figuur 15: Onmiddellijk optredende en bijkomende doorbuiging en doorbuiging in eindtoestand.

De factor ψ_2 hangt af van de gebouwfunctie. In hoofdstuk 6 Belastingen zijn de factoren voor alle gebouwfuncties gegeven. Voor kantoren en woongebouwen geldt $\psi_2 = 0,3$. De factor k hangt af van het materiaal. In hoofdstuk 7 Materiaaleigenschappen worden de factoren voor de verschillende materialen gegeven. Staal heeft een kruipfactor $k = 0$ (en dus $w_{kr} = 0$). Voor hout geldt dat $k = 0,8$ (klimaatklasse 2) en daarmee wordt:

$$w_{kr} = 0,8 \cdot (w_G + 0,3 \cdot w_Q)$$

Bij gewapend beton wordt de doorbuiging niet alleen vergroot door kruip maar ook door scheurvorming in de trekzone van het beton. De berekening hiervan is vrij ingewikkeld en overstijgt het doel van deze handleiding. Een redelijke benadering voor droog beton krijgen we met een kruipfactor $k = 3$ en daarmee wordt:

$$w_{kr} = 3 \cdot (w_G + 0,3 \cdot w_Q).$$

Bij staal is de elasticiteitsmodules onafhankelijk van de sterkteklaasse. Bij hout is deze niet alleen afhankelijk van de sterkteklaasse maar ook van de vezelrichting en de grenstoestand. Voor de doorbuiging van een houten balk moeten we $E_{0,mean}$ gebruiken, voor gelamineerde balken $E_{0,gl,mean}$ (zie hoofdstuk 7.2 Materiaaleigenschappen hout). Ook bij beton hangt de elasticiteitsmodules af van de sterkteklaasse en de grenstoestand. Voor de doorbuiging (BGT) moeten we de waarde voor E_{cm} gebruiken (zie hoofdstuk 7.3 Materiaaleigenschappen beton).

Voor een vloerligger luidt de algemene eis:

$$w_{bij} \leq w_{bij;norm} = 0,003 \times l$$

Bevindt de ligger zich ter plaatse van een wand of in de gevel, dan geldt:

$$w_{bij} \leq w_{bij;norm} = 0,002 \times l$$

De unity check wordt daarmee:

$$U.C. = \frac{w_{bij}}{w_{bij;norm}} \leq 1,0$$

Is de U.C. > 1 dan moeten we een zwaarder profiel nemen. Voor de I_{nodig} van het nieuw te nemen profiel geldt:

$$I_{nodig} = U.C. \cdot I_{oud}.$$

De formules voor W_{nodig} en I_{nodig} kunnen we ook gebruiken zowel voor de UGT als voor de BGT de U.C. $<< 1$. We kunnen dan met een slanker, dus goedkoper en duurzamer profiel volstaan. De grootste van de beide waarden van U.C. geldt dan uiteraard als uitgangspunt.

We merken nog op dat voor de maximale doorbuiging van een vloer geldt:

$$u_{max} \leq 0,004 \cdot l$$

Voor een dakligger moeten zowel de w_{bij} als de w_{eind} kleiner zijn dan $0,004 \cdot l$.

Let op: **Een daktersas moet als een vloer worden beschouwd!**

staal

Voor de doorbuiging van de stalen ligger geldt dat de bijkomende doorbuiging wordt bepaald door alleen de veranderlijke belasting. Alle benodigde gegevens zijn hiervoor al bepaald.

$$w_Q = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_Q \cdot I^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{24 \text{ kN/m} \cdot (6000 \text{ mm})^4}{210 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 \cdot 27690 \cdot 10^4 \text{ mm}^4} = 7,0 \text{ mm} \text{ (Let op de eenheden!)}$$

$w_{\text{norm}} = 0,003 \cdot I = 0,003 \cdot 6000 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$ (ligger in vloerveld zonder wanden).

Duidelijk is te zien dat hier voor de stalen ligger de sterkte maatgevend is. Voor wat betreft de doorbuiging zouden we met een slanker profiel uit de voeten kunnen. Toepassing van een *hogere sterkteklaasse* van staal, bijvoorbeeld S355, is hier lonend en bovendien duurzamer!

Voor de doorbuiging Voldoet een ligger met een kwadratisch oppervlakte moment van

$$I_y = U.C. \cdot I_{y,\text{oud}} = 0,4 \cdot 276,9 \cdot 10^6 = 110,8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Bij toepassing van de sterkteklaasse S355 krijgen we een

$$U.C. = \frac{256,2 \text{ N/mm}^2}{355 \text{ N/mm}^2} = 0,7$$

Aan de sterkte-eis Voldoet een ligger met een

$$W_y = U.C. \cdot W_{y,\text{oud}} = 0,7 \cdot 1479 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 1035 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Een HE300A sterkteklaasse S355 Voldoet aan beide eisen en wordt dan ook toegepast. Dit profiel heeft een gewicht van **0,88 kN/m**.

beton

Bij een betonnen ligger moeten we rekening houden met kruip (en een gescheurde doorsnede). Hiervoor geldt **k=3** en voor een kantoor $\psi_2 = 0,3$. Voor beton sterkteklaasse C30/37 geldt $E_{c,m} = 33000 \text{ N/mm}^2$. De doorbuiging t.g.v. de blijvende belasting is:

$$W_G = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_G \cdot I^4}{E_{cm} \cdot I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(4,73 \text{ kN/m} + 39,2 \text{ kN/m}) \cdot (6000 \text{ mm})^4}{33000 \text{ N/mm}^2 \cdot 6251,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 3,6 \text{ mm} \text{ (Let op de eenheden!)}$$

De doorbuiging t.g.v. van de veranderlijke belasting is:

$$w_Q = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_Q \cdot I^4}{E_{cm} I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{24 \text{ kN/m} \cdot (6000 \text{ mm})^4}{33000 \text{ N/mm}^2 \cdot 6251,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 2,0 \text{ mm}$$

De bijkomende kan nu worden bepaald:

$$w_{\text{bij}} = w_Q + k \cdot (w_G + \psi_2 \cdot w_Q) = 2,0 \text{ mm} + 3 \cdot (3,6 \text{ mm} + 0,3 \cdot 2,0 \text{ mm}) = 14,6 \text{ mm}$$

De doorbuigingseis en de U.C.:

$w_{\text{bij},\text{norm}} = 0,003 \cdot I = 0,003 \cdot 6000 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$ (ligger in vloerveld zonder wanden).

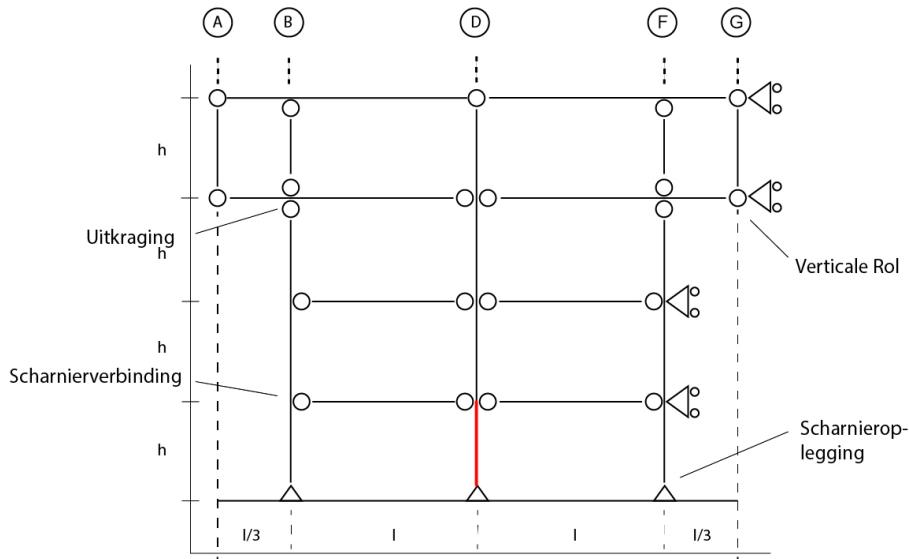
$$U.C. = \frac{w_{\text{bij}}}{w_{\text{bij},\text{norm}}} = \frac{14,6 \text{ mm}}{18 \text{ mm}} = 0,81 \leq 1$$

De ligger Voldoet ruim aan de doorbuigingseis, we zien dus dat de sterkte maatgevend is. Met sterkteklaasse C35/45 Voldoet een ligger $b \cdot h = 300 \cdot 600 \text{ mm}^2$. Gewoonlijk worden de dwarsafmetingen afgerond op veelvouden van 50 mm. Daarom kiezen we voor de ligger met sterkteklaasse C35/45. Deze ligger heeft een gewicht:

$$0,3 \text{ m} \cdot 0,6 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 4,5 \text{ kN/m}$$

8.2 Globale dimensionering kolom

Ook voor kolommen bestaan er schattingssregels (zie hoofdstuk 3 Ontwerp), maar vooral voor deze elementen kunnen de werkelijk benodigde afmetingen zeer sterk afwijken van die gevonden met deze schattingssregels. De dimensies van de kolom zijn sterk afhankelijk van de kniklengte. Er is echter een groot verschil of een kolom een heel gebouw met veel verdiepingen moet dragen of alleen het dak. Vaak is de kolom op de begane grond de 'maatgevende' kolom (zie figuur 16). Een slanke kolom met grote kniklengte zou ook maatgevend kunnen zijn, ook al bevindt deze zich niet op de begane grond.

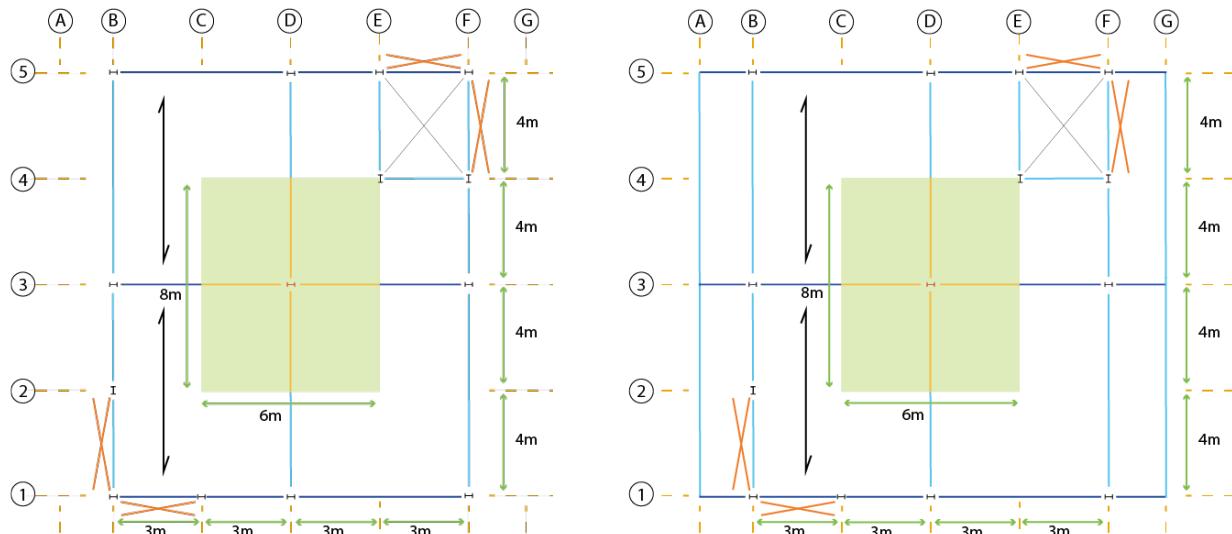


Figuur 16: Statisch schema met in rood aangegeven de maatgevende kolom

Let er op dat voor de b en voor de l altijd de zwakste richting moet gelden: Bij HEA-profielen nemen we dus niet de profielhoogte maar de breedte van het profiel en de I_z . Juist die richting is het zwakst en (meestal) maatgevend voor uitknikken.

We gaan voor het kantoor de kolom D3 onder de 1ste verdieping dimensioneren en controleren (zie afbeelding 17). Om de controle uit te kunnen voeren, moeten we weten welke belasting de kolom moet dragen. Daarvoor maken we eerst een belastingschema en vervolgens een gewichtsberekening die we in tabelvorm weergeven.

Het belastingschema bestaat uit alle schematische DC-plattegronden (of een 3D-tekening) waarop de betreffende kolom en alle daarop rustende constructiedelen zijn aangeduid: Kolommen en liggers eventueel met een kleur en het vloeroppervlak door een arcering. Alle liggers binnen de gearceerde gebieden dragen hun belasting af aan de kolom. We geven ook de lengtematen weer, zodat de totale belasting die door de kolom moet worden gedragen gemakkelijk is te bepalen. Bij het belastingschema hoort ook het verzamelen van de belastingen op de kolom.



Figuur 17: Belastingschema van de te controleren kolom (links verdieping 1 en 2, rechts verdieping 3 en het dak)

staal

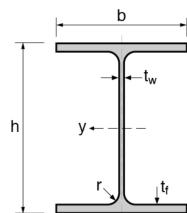
De rustende belasting op de ligger en de opgelegde belasting zijn bij de controleberekening van de ligger al bepaald (zie sectie 8.1 Controle Berekening Ligger). We vonden daar 3 kN/m^2 voor de opgelegde vloerbelasting en $4,9 \text{ kN/m}^2$ voor de rustende belasting op de ligger. Als liggers gebruiken we de liggers die met de controleberekening zijn gevonden. Voor de staalconstructie was dat een HE300A, sterkteklasse S355, met een gewicht van $0,88 \text{ kN/m}$.

beton

Voor de betonconstructie was dat een ligger van 300 mm bij 600 mm, gemaakt van beton met een sterkteklasse C35/45 en een gewicht van $4,5 \text{ kN/m}$.

Gemakshalve gaan we er van uit dat de blijvende belasting van het dak gelijk is aan die van de vloeren. De dakliggers zijn gelijk aan die in de vloer. Afhankelijk van de dakbedekking zal het verschil niet groot zijn. Voor een niet als terras gebruikt dak moet volgens de Eurocode voor elke 10 m^2 dakoppervlak een opgelegde belasting van 1 kN/m^2 worden genomen. Voor het dak in zijn geheel mag een lagere opgelegde belasting worden genomen. Toch kiezen we voor een opgelegde belasting van 1 kN/m^2 . Dit biedt bovendien de mogelijkheid voor het plaatsen van zonnepanelen (PV-panelen) of het aanbrengen van een lichte sedumbeplanting. Het is aan te raden om de gevonden gegevens telkens overzichtelijk voor jezelf te noteren. In onderstaande tabel is dat gedaan voor de belastingen.

| | Opgelegde belasting vloer [kN/m ²] | Opgelegde belasting dak [kN/m ²] | Rustende belasting vloer [kN/m ²] | Rustende belasting dak [kN/m ²] | Gewicht ligger vloer [kN/m] | Gewicht ligger dak [kN/m] |
|--------------------|--|--|---|---|-----------------------------------|---------------------------------|
| staalskelet | 3 | 1 | 4,9 | 4,9 | 0,88 | 0,88 |
| betonskelet | 3 | 1 | 4,9 | 4,9 | 4,5 | 4,5 |

staal**balkstaal, breedflens**

| | |
|------------------|---|
| G8 | 99,5 kg/m |
| A | 12437 mm ² |
| h | 310 mm |
| b | 300 mm |
| t _w | 9 mm |
| t _f | 15,5 mm |
| r | 27 mm |
| AL | 1,76 m ² /m |
| ly | 22929 · 10 ⁴ mm ⁴ |
| W _{e,y} | 1479 · 10 ³ mm ³ |
| W _{p,y} | 1628 · 10 ³ mm ³ |
| I _z | 6985 · 10 ⁴ mm ⁴ |

S235 en S355

De staalconstructie heeft voor de kolommen een HEA-profiel. De zwaarste belaste kolom is de middenkolom op de begane grond (zie figuur 17).

Met de schattingsregels (zie hoofdstuk 3.1 Ontwerp Staal) bepalen we globaal welke afmetingen de kolom moet hebben.

In de Staalprofielen App zoeken we het daarbij horende profiel en we noteren de gegevens.

HEA

320

beton

Ook voor een betonnen kolom moeten we de gegevens verzamelen. Het meest voor de hand ligt een vierkante kolom. Bij gebruik van de schattingsregel (zie hoofdstuk 3.3 Ontwerp Beton) krijgen we een kolom: **3600 / 10 = 360 mm**. Het gewicht van de kolom wordt daarmee

$$0,36 \text{ m} \cdot 0,36 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 3,24 \text{ kN/m}.$$

De waardes voor de A en I kunnen we met behulp van de mechanica formules voor de doorsneden uitrekenen (zie hoofdstuk 5 Mechanica). De materiaaleigenschappen zoals sterkte en E-modulus kunnen we opzoeken in hoofdstuk 7.3 Materiaaleigenschappen Beton.

| b _{kolom} [mm] | profiel [mm ²] | gewicht [N/mm] | A [mm ²] | I _z [mm ⁴] | sterkte-klasse | sterkte [N/mm ²] | E-modulus [N/mm ²] |
|----------------------------|-------------------------------|-------------------|-------------------------|--------------------------------------|----------------|---------------------------------|-----------------------------------|
| 360 | 360x360 | 3,24 | 129600 | $1399,7 \cdot 10^6$ | C30/37 | 20 | $27,5 \cdot 10^3$ |

Als elasticiteitsmodules moeten we hier volgens de norm de rekenwaarde $E_{c,d}$ gebruiken.

8.2.1 Gewichtstabel

De belasting komt schematisch gezien als een puntlast op de kolom. Alle belastingen moeten dus naar een belasting in kN worden omgezet. Dit kan gestructureerd worden uitgevoerd met een *gewichtstabel*. Hierin worden alle belastingen op de kolom, per verdieping uitgerekend. De volgende pagina's tonen een gewichtstabel voor de *stalen* en de *betonnen* kolom.

Het gewicht van kolommen en liggers (gegeven in kN per m) moet worden vermenigvuldigd met resp. de *verdiepingshoogte h* en de *liggerlengte l* om een puntlast te krijgen: kN/m \Rightarrow kN.

De opgelegde belasting en de blijvende vloerbelasting worden bepaald in kN/m². Deze moeten daarom worden vermenigvuldigd met het oppervlak in m² dat door de betreffende kolom wordt gedragen: [kN/m² \Rightarrow kN]. Om het berekenen te vergemakkelijken, plaatsen we de tabel in een excel spreadsheet zoals in figuur 18 en 19.

Volgens de normcommissie is de kans dat alle vloeren extreem worden belast vrijwel nihil. Daarom heeft men voor de veranderlijke belasting de combinatiefactor ψ_0 geïntroduceerd (vroeger momentaanfactor genoemd). Dit is een reductiefactor die voor op twee na alle verdiepingen dient te worden gebruikt. De combinatiefactoren zijn ook terug te vinden in hoofdstuk 6 Belastingen.

Bij de twee verdiepingen die de grootste bijdrage aan de veranderlijke belasting leveren, moet deze extreem worden genomen ($\psi_0 = 1$).

Voor de andere vloeren is ψ_0 afhankelijk van het gebruik van de verdieping. Voor kantoren geldt volgens de Nationale Bijlage bij de Eurocode $\psi_0 = 0,5$. Voor het dak mag zelfs $\psi_0 = 0$ worden genomen (maar niet als we de kolom onder het dak of die onder de bovenste verdieping beschouwen). De formule voor de totale belasting op de kolom wordt:

$$F_d = \gamma_G \cdot \Sigma (\text{blijvende belasting}) + \gamma_Q \cdot \Sigma (\psi_0 \cdot \text{veranderlijke belasting}).$$

γ_G en γ_Q zijn de (partiële) veiligheidsfactoren.

| Gewichtstabel | | kolom onder 1ste verdieping | | | | LET OP DE EENHEDEN! | | | |
|-----------------------------------|--|---|----------------|----------------------------------|---------------------------|---------------------------------|----------------------------|-------------------|----------------------------------|
| staal | | profiel : | | HE240A | | Oppervlak doorsnede: | | 7680 | mm² |
| | | lengte (hoogte) [m] | breedte [m] | bel./m ² of bel./m | blijv. belast. [kN] | tot.blijv. per verd. [kN] | verand. belast. [kN] | fact. Ψ_0 | Te rekenen. ver. bel. [kN] |
| Dak | | | | | | | | | |
| Opgelegde belasting = | | 6 | x | 8 | x | 1 | = | → 48 | x 0 = 0 |
| Gew. dakconstr. = | | 6 | x | 8 | x | 4,9 | = | 235,2 | |
| Gewicht ligger = | | 6 | x | | | 0,88 | = | 5,28 | |
| Gewicht kolom = | | 3,6 | x | | | 0,603 | = | 2,17 | + |
| | | | | | | | ---> | 242,65 | |
| 3^{de} verdieping | | | | | | | | | |
| Opgelegde belasting = | | 6 | x | 8 | x | 3 | = | → 144 | x 1 = 144 |
| Gew. vloerconstr. = | | 6 | x | 8 | x | 4,9 | = | 235,2 | |
| Gewicht ligger = | | 6 | x | | | 0,88 | = | 5,28 | |
| Gewicht kolom = | | 3,6 | x | | | 0,603 | = | 2,17 | + |
| | | | | | | | ---> | 242,65 | |
| 2^{de} verdieping | | | | | | | | | |
| Opgelegde belasting = | | 6 | x | 8 | x | 3 | = | → 144 | x 1 = 144 |
| Gew. vloerconstr. = | | 6 | x | 8 | x | 4,9 | = | 235,2 | |
| Gewicht ligger = | | 6 | x | | | 0,88 | = | 5,28 | |
| Gewicht kolom = | | 3,6 | x | | | 0,603 | = | 2,17 | + |
| | | | | | | | ---> | 242,65 | |
| 1^{ste} verdieping | | | | | | | | | |
| Opgelegde belasting = | | 6 | x | 8 | x | 3 | = | → 144 | x 0,5 = 72 |
| Gew. vloerconstr. = | | 6 | x | 8 | x | 4,9 | = | 235,2 | |
| Gewicht ligger = | | 6 | x | | | 0,88 | = | 5,28 | |
| Gewicht kolom = | | 3,6 | x | | | 0,603 | = | 2,17 | + |
| | | | | | | | ---> | 242,65 | |
| | | | | | | | | | |
| totaal in kN = | | blijvende belasting = G: | | | | 970,6 | verand. bel. = Q: | 360 | |
| | | partiële factor γ_G : | | | | 1,2 | part. factor γ_Q : | 1,5 | |
| Totale belasting UGT: | | $F_d = \gamma_G \times G + \gamma_Q \times Q =$ | | | | 1704,7 | kN | $\sigma_{c,d} =$ | 222,0 N/mm ² |

Figuur 18: Gewichtstabel voor de staalconstructie

| Gewichtstabel | | kolom onder 1ste verdieping | | | | LET OP DE EENHEDEN! | | | | | | |
|---|---------------------------|------------------------------------|----------------------------------|---------------------------|---------------------------------|------------------------------------|-------------------|----------------------------------|--|--|---|-----|
| beton | | profiel : 360 x 360 | | | | oppervlak doorsnede: 129600 | | mm² | | | | |
| | lengte (hoogte) [m] | breedte [m] | bel./m ² of bel./m | blijv. belast. [kN] | tot.blijv. per verd. [kN] | verand. belast. [kN] | fact. ψ_0 | Te rekenen. ver. bel. [kN] | | | | |
| Dak | | | | | | | | | | | | |
| Opgelegde belasting = | 6 | x | 8 | x | 1 | = | → | 48 | x | 0 | = | 0 |
| Gew. dakconstr. = | 6 | x | 8 | x | 4,9 | = | 235,2 | | | | | |
| Gewicht ligger = | 6 | x | | | 4,50 | = | 27,0 | | | | | |
| Gewicht kolom = | 3,6 | x | | | 3,24 | = | 11,7 | + | | | | |
| | | | | | | ---> | 273,9 | | | | | |
| 3^{de} verdieping | | | | | | | | | | | | |
| Opgelegde belasting = | 6 | x | 8 | x | 3 | = | → | 144 | x | 1 | = | 144 |
| Gew. vloerconstr. = | 6 | x | 8 | x | 4,9 | = | 235,2 | | | | | |
| Gewicht ligger = | 6 | x | | | 4,50 | = | 27,0 | | | | | |
| Gewicht kolom = | 3,6 | x | | | 3,24 | = | 11,7 | + | | | | |
| | | | | | | ---> | 273,9 | | | | | |
| 2^{de} verdieping | | | | | | | | | | | | |
| Opgelegde belasting = | 6 | x | 8 | x | 3 | = | → | 144 | x | 1 | = | 144 |
| Gew. vloerconstr. = | 6 | x | 8 | x | 4,9 | = | 235,2 | | | | | |
| Gewicht ligger = | 6 | x | | | 4,50 | = | 27,0 | | | | | |
| Gewicht kolom = | 3,6 | x | | | 3,24 | = | 11,7 | + | | | | |
| | | | | | | ---> | 273,9 | | | | | |
| 1^{ste} verdieping | | | | | | | | | | | | |
| Opgelegde belasting = | 6 | x | 8 | x | 3 | = | → | 144 | x | 0,5 | = | 72 |
| Gew. vloerconstr. = | 6 | x | 8 | x | 4,9 | = | 235,2 | | | | | |
| Gewicht ligger = | 6 | x | | | 4,50 | = | 27,0 | | | | | |
| Gewicht kolom = | 3,6 | x | | | 3,24 | = | 11,7 | + | | | | |
| | | | | | | ---> | 273,9 | | | | | |
| totaal in kN = | | | | | | | | | blijvende belasting = G: 1095,6 | ver. bel. = Q: 360 | | |
| | | | | | | | | | partiële factor γ voor G: 1,2 | part. factor γ voor Q: 1,5 | | |
| Totale belasting UGT: $F_d = \gamma_G \times G + \gamma_Q \times Q =$ 1854,7 kN | | | | | | | | | $\sigma_{c,d} =$ 14,3 N/mm ² | | | |

Figuur 19: Gewichtstabel voor de betonconstructie

8.2.2 Controleberekening kolom (druksterkte)

Van de kolom gaan we de druksterkte controleren en het knikgetal n bepalen.

Voor de drukspanning geldt: $\sigma_{c;d} = F_{c;d}/A \leq f_{c;d}$

A is de oppervlakte van de doorsnede.

$f_{c;d}$ is de druksterkte.

We kunnen ook hier de Unity Check uitvoeren: U.C. $\Rightarrow \sigma_{c;d} / f_{c;d} \leq 1,0$

Voltoet de sterkte niet, dan kunnen we de gevonden A vermenigvuldigen met de waarde van de U.C. om de benodigde doorsnede te krijgen $\Rightarrow A_{\text{nodig}} = \text{U.C.} \cdot A_{\text{oud}}$

staal

Voor de stalen kolom is de totale belasting op de kolom volgens de gewichtstabel 1705 kN. De spanning in de kolom is:

$$\sigma_{c;d} = \frac{F_{c;d}}{A} = \frac{1704,7 \cdot 10^3 \text{ N}}{7680 \text{ mm}^2} = 222 \text{ N/mm}^2$$

De U.C. voor het HE240A profiel kan bepaald worden:

$$\text{U.C.} \Rightarrow \frac{\sigma_{c;d}}{f_{c;d}} = \frac{222 \text{ N/mm}^2}{235 \text{ N/mm}^2} = 0,94 < 1,0 \Rightarrow \text{Voltoet}$$

beton

Uit de gewichtstabel blijkt dat de betonnen kolom op de begane grond (onder de eerste verdieping) 1854,5 kN moet dragen. De spanning in de kolom is:

$$\sigma_{c;d} = \frac{F_{c;d}}{A} = \frac{1854,7 \cdot 10^3 \text{ N}}{360 \text{ mm} \cdot 360 \text{ mm}} = 14,3 \text{ N/mm}^2$$

De U.C. voor de kolom $360 \cdot 360 \text{ mm}^2$ betonnen kolom is:

$$\text{U.C.} \Rightarrow \frac{\sigma_{c;d}}{f_{c;d}} = \frac{14,3 \text{ N/mm}^2}{20 \text{ N/mm}^2} = 0,72 < 1,0 \Rightarrow \text{Voltoet}$$

De gekozen afmetingen van de kolom voldoen, maar de unity check is zo laag dat we een optimalere afmeting kunnen kiezen om materiaal te besparen. De minimaal benodigde afmetingen van de kolom kunnen we bepalen door het benodigde doorsnede oppervlak te berekenen:

$$A_{\text{nodig}} = \text{U.C.} \cdot A_{\text{oud}} = 0,72 \cdot 360 \text{ mm} \cdot 360 \text{ mm} = 93312 \text{ mm}^2$$

Voor een vierkante kolom worden de afmetingen dan:

$$\sqrt{A} = \sqrt{93312 \text{ mm}^2} = 305 \text{ mm}$$

Deze afmeting is niet praktisch. Een kolom van $300 \cdot 300 \text{ mm}^2$ geniet de voorkeur. Deze afmeting is mogelijk bij toepassing van sterkteklaasse C35/45 met een druksterkte van $f_c = 23,3 \text{ N/mm}^2$:

$$\sigma_{c;d} = \frac{F_{c;d}}{A} = \frac{1854,5 \cdot 10^{-3} \text{ N}}{300 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm}} = 20,6 \text{ N/mm}^2 < 23,3 \text{ N/mm}^2.$$

$$\text{U.C.} \Rightarrow \frac{\sigma_{c;d}}{f_{c;d}} = \frac{20,6 \text{ N/mm}^2}{23,3 \text{ N/mm}^2} = 0,88 < 1 \Rightarrow \text{Voltoet}$$

8.2.3 Bepaling knikgetal n

Knik is een gevaarlijke vorm van bezwijken, die vrij plotseling optreedt. Dit probleem werd al lang geleden onderkend. In 1744 kwam de Zwitserse geleerde Leonard Euler met de volgende formule:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_{cr}^2}$$

F_{cr} (of F_E) wordt de Eulerse of ook wel de kritische knikkracht genoemd.

E is de Elasticiteitsmodulus. Voor beton en hout moet hier voor de elasticiteitsmodulus voor de UGT worden toegepast, voor beton $E_{c,d}$, en voor hout $E_{0,05}$ of, voor gelamineerd hout, $E_{0,gl,05}$ (zie hoofdstuk 7 Materiaaleigenschappen).

I is het kwadratisch oppervlaktemoment in de zwakste richting!. De zwakke richting wordt in Nederland aangeduid met de z in het onderschrift omdat de zwakke buigrichting om de z -as is: I_z .

l_{cr} is de kniklengte. In een geschoord gebouw met scharnierverbindingen tussen kolommen en liggers is de kniklengte van de kolom gelijk aan de verdiepingshoogte (zie figuur 20).



Figuur 20: Kniklengte van een kolom met scharnieren boven en onder is gelijk aan de verdiepingshoogte.

Wil een constructie veilig zijn voor knik, dan moet de maximaal optredende belasting kleiner zijn dan de knikbelasting. Hoeveel kleiner hangt mede af van de wijze waarop de kolom wordt belast. De verhouding tussen de knikkracht en de totale extreme belasting op de kolom noemen we het knikgetal $n \Rightarrow n = \frac{F_{cr}}{F_{c;d}}$

Om aan de veilige kant te blijven, eisen we dat het knikgetal $n = \frac{F_{cr}}{F_{c;d}} \geq 5$

Deze relatief hoge waarde is nodig om alle imperfecties als scheefstand en een licht gekromd zijn, maar ook om een enigszins excentrische aansluiting van liggers aan de kolom te compenseren. Buigen in een kolom leidt tot sneller uitknikken.

Voor de Unity Check geldt: U.C. $\Rightarrow \frac{5 \cdot F_{c;d}}{F_{cr}} \leq 1,0$

Is U.C. > 1 dan is er een profiel nodig met een hogere knikkracht. Het kwadratisch oppervlakte moment I_z is de variabele in de formule van de knikkracht waarmee gespeeld kan worden om de hogere knikkracht te verkrijgen. Om het benodigde kwadratisch oppervlaktemoment te bepalen moeten daarom I_{oud} vermenigvuldigen met de U.C. Bij het op deze manier gevonden I_{nodig} kunnen we vervolgens het nieuwe profiel zoeken.

Let er op dat zowel de sterktecontrole als het knikgetal moeten voldoen!

staal

Voor een kolom van een HE240A profiel geldt:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 27,69 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{(3600 \text{ mm})^2} = 4428,3 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$n = \frac{F_{cr}}{F_{c;d}} = \frac{4428,3 \cdot 10^3 \text{ N}}{1705 \cdot 10^3 \text{ N}} = 2,6 < 5$$

$$\text{U.C.} \Rightarrow \frac{5 \cdot F_{c;d}}{F_{cr}} = \frac{5 \cdot 1705 \cdot 10^3 \text{ N}}{4428,3 \cdot 10^3 \text{ N}} = 1,92 > 1 \Rightarrow \text{Voldoet niet.}$$

Het knikgetal is te klein, waardoor er niet voldoende veiligheid is. Er is een groter profiel nodig:

$$I_{z,nodig} = \text{U.C.} \cdot I_{z,oud} = 1,92 \cdot 27,69 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 = 52,6 \cdot 10 \text{ mm}^4.$$

In de staalprofielen app kan een profiel gevonden worden met minimaal dit kwadratisch oppervlakte moment. Dit kan bijvoorbeeld een HE300A zijn, die ruim voldoende knikveiligheid bezit. Een hogere sterkteklaasse is hier niet zinvol.

beton

Voor de betonnen kolom van $360 \cdot 360 \text{ mm}^2$ geldt:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 27500 \text{ N/mm}^2 \cdot 1400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{(3600 \text{ mm})^2} = 29313 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$n = \frac{F_{cr}}{F_{c;d}} = \frac{29313 \cdot 10^3 \text{ N}}{1861,1 \cdot 10^3 \text{ N}} = 15,7 \geq 5$$

$$\text{U.C.} \Rightarrow \frac{5 \cdot F_{c;d}}{F_{cr}} = \frac{5 \cdot 1861,1 \cdot 10^3 \text{ N}}{29313 \cdot 10^3 \text{ N}} = 0,32 < 1 \Rightarrow \text{Voldoet.}$$

Het knikgetal geeft aan dat de kolom ruim voldoende veiligheid bezit tegen knik. Omdat de U.C. zo laag is zouden we weer kunnen kijken of we materiaal kunnen besparen. Het minimaal benodigde kwadratisch oppervlakte moment van de kolom kunnen we weer met de U.C. bepalen:

$$I_{z,\text{benodigd}} = \text{U.C.} \cdot I_z = 0,32 \cdot 1400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 = 444 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

In de spanningscheck kwamen we uit op een kolom van $300 \cdot 300 \text{ mm}^2$. Het kwadratisch oppervlakte moment bij deze doorsnede is:

$$I_z = \frac{1}{12} \cdot 300 \text{ mm} \cdot (300 \text{ mm})^3 = 675 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

en zal dus ook ruimschoots voldoen. Betonnen kolommen zijn door hun relatief grote oppervlak vaak voldoende knikveilig.

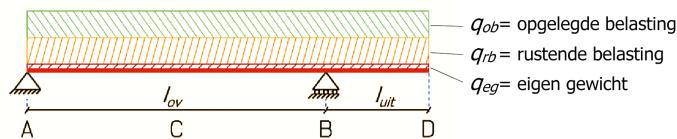
8.3 Globale dimensionering uitkragende liggers

Bij een uitkragende ligger wordt minimaal één van de beide uiteinden niet ondersteund. Het betreffende steunpunt is iets naar het midden van de ligger verplaatst. Uitkragende liggers worden bijvoorbeeld toegepast bij een overstek van een gebouw, bij galerijen, balkons en luifels.

Uitkragende liggers kunnen worden gedimensioneerd met een schattingssregel, waarna ze worden getoetst aan de norm. Voor het deel tussen de oplegpunten gelden dezelfde regels als voor een normale ligger op twee steunpunten. Bij staal geldt dus de schattingssregel: $h_{\text{ligger}} = \frac{1}{20} \cdot l_{\text{ov}}$. Met l_{ov} duiden we de lengte van het liggerdeel tussen de steunpunten aan.

Voor de uitkraging (weer bij staal) kunnen we als schattingssregel gebruiken $h_{\text{ligger}} = \frac{1}{20} \cdot 2 \cdot l_{\text{uit}}$. Het steunpunt bij de uitkraging moet het moment door kunnen geven naar het achterliggende deel. De doorsnede moet daarom in principe aan weerszijden van het steunpunt gelijk zijn. De liggerhoogte wordt daarmee bepaald door de grootste van de met de schattingssregels gevonden hoogte. De meest gunstige situatie ontstaat als de uitkragingslengte een derde is van de afstand tussen de twee steunpunten: $l_{\text{uit}} = \frac{1}{3} \cdot l_{\text{ov}}$.

De uitkragende ligger moet vervolgens op sterkte en stijfheid worden gecontroleerd. Hiervoor verzamelen we de ligger gegevens en bepalen we ook de belasting op de ligger.

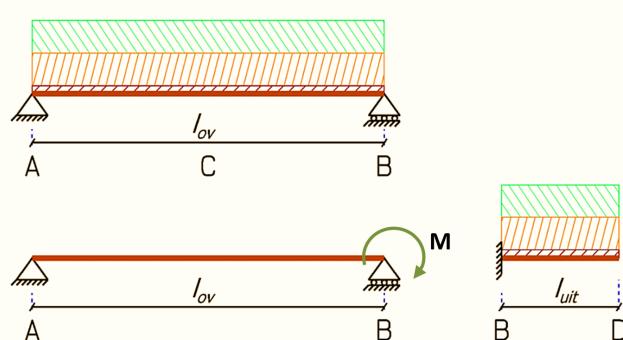


Figuur 21: Uitkragende ligger met de verschillende belastingentypen.

De belasting op de ligger bestaat weer uit drie delen:

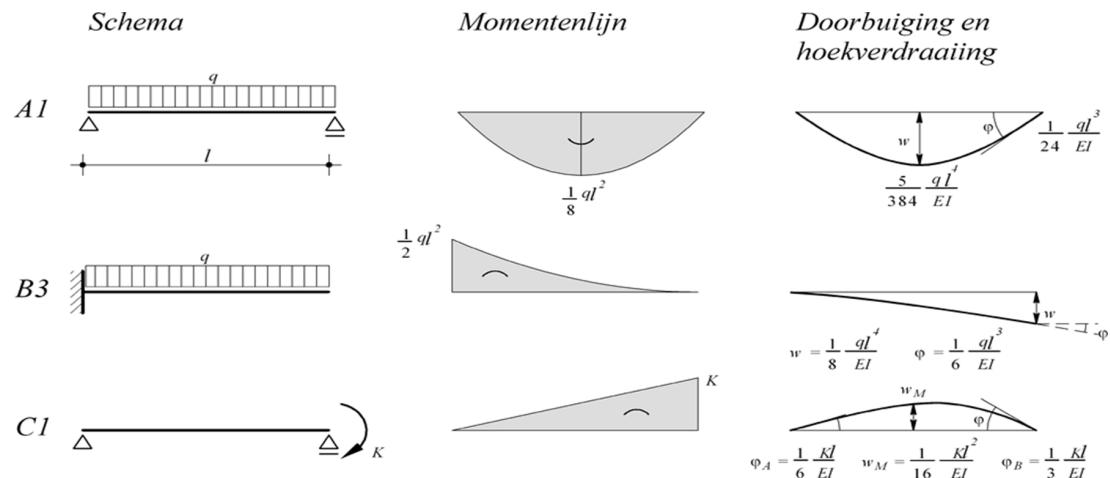
- q_{eg} = het eigen gewicht van de ligger;
 - q_{rb} = de rustende belasting op de ligger, bijv. gewicht vloerconstructie, plafond, opgehangen installaties, vloerafwerking enz.;
 - q_{ob} = de opgelegde belasting op de ligger, vorm van veranderlijke belasting: q_{Q} ;
- q_{eg} en q_{rb} vormen samen de blijvende (permanente) belasting: q_{G} .

Voor wat betreft de buigspanning zijn er bij een uitkragende ligger twee extremen: het veldmoment bij C tussen de opleggingen en het steunpuntmoment bij de uitkraging. Voor het berekenen van deze extremen moeten we de ligger in twee delen verdelen: Een gewone ligger op twee steunpunten (A-B) en het uitkragende deel (B-D) dat bij de oplegging wordt geacht te zijn ingeklemd.



Figuur 22: Opsplitsing uitkragende ligger in drie belastinggevallen.

Daardoor ontstaan drie belastinggevallen. Het uitkragende deel heeft namelijk geen echte inklemming, maar wat we noemmen een verende inklemming. Door de belasting op het uitkragende deel ontstaat er een moment bij steunpunt B. Dit moment zal liggerdeel A-B doen opbuigen. Liggerdeel B-D ondergaat daardoor een hoekverdraaiing. Liggerdeel A-B wordt dus niet alleen belast door de belasting op dit liggerdeel, maar ook door een moment t.g.v. de belasting op de uitkraging. Door de ligger op deze manier op te splitsen is het mogelijk om met behulp van formules op het formuleblad de spanningen en vervormingen te berekenen. Zie hoofdstuk 5 Mechanica voor het complete formuleblad.



Figuur 23: Te gebruiken formules voor een uitkragende ligger.

Voor de berekening hebben we de volgende formules voor krachtswerving nodig (met tussen [] het nummer op het formulierblad):

$$[A1] \quad M_{veld} = \frac{1}{8} \cdot q_d l_{ov}^2 \quad w_{veld} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l_{ov}^4}{EI} \quad \varphi = \frac{1}{24} \cdot \frac{q l_{ov}^4}{EI}$$

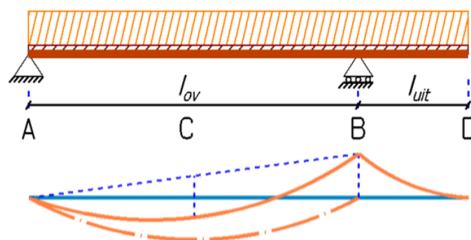
$$[B3] \quad M_{st.punt} = \frac{1}{2} \cdot q_d l_{uit}^2 \quad w_{uit1} = \frac{1}{8} \cdot \frac{q l_{ov}^4}{EI}$$

$$[C1] \quad \varphi = \frac{1}{3} \cdot \frac{K l_{ov}}{EI} \quad \text{met } K = \frac{1}{2} \cdot q l_{uit}^2 \quad \text{en } w_{uit2} = l_{uit} \cdot \varphi$$

De belasting op liggerdeel A-B zal de uitkraging omhoog doen bewegen. De stijging van eindpunt D wordt:

$$w_{uit,0} = l_{uit} \cdot \varphi \quad \text{met } [A1] \Rightarrow \varphi = \frac{1}{24} \cdot \frac{q l_{ov}^4}{EI}.$$

Deze opbuiging is over het algemeen kleiner dan de zakkings ten gevolge van de veranderlijke belasting op de uitkraging. Merk op dat voor de q -last in deze formules in het algemeen verschillende waarden voor zowel q_{UGT} als voor q_{BGT} moeten worden ingevuld.



Figuur 24: Momentenlijn eenzijdig uitkragende ligger.

Wanneer we naar de momentenlijn voor een lijnlast q op de ligger kijken, zien we dat de grootte van het steunpuntmoment volledig wordt bepaald door de belasting op de uitkraging. De momentenlijn van liggerdeel A-B wordt bij B als het ware omhoog getrokken van 0 tot de waarde van het steunpuntmoment ten gevolge van de belasting op de uitkraging. Het moment bij C in het midden van liggerdeel A-B zal zonder uitkraging gelijk zijn aan $M = \frac{1}{8} \cdot ql_{ov}^2$. Van dit moment bij C moet bij een eenzijdig uitkragende ligger de helft van het steunpuntmoment worden afgetrokken (zie figuur 24). Bij deze uitkragende ligger zal het maximale veldmoment niet in het midden C van de overspanning A-B liggen maar iets meer naar het oplegspunt zonder uitkraging (A). Voor de ontwerpberckening volstaan we met het moment en de vervorming in het midden bij C.

De belasting op het deel tussen de steunpunten en de belasting op de uitkraging hebben een tegengestelde werking op het krachtenverloop in en de vervorming van de ligger. Voor de berekening moet daarom worden bekeken of een belasting

gunstig of ongunstig werkt voor de spanning of de vervorming van het beschouwde deel. De te gebruiken belastingcombinatie moet zo ongunstig mogelijk worden gekozen om de extremen te vinden. Voor het bepalen van deze extremen onderscheiden we twee belastingcombinaties:

1. Extreme belasting alleen op het liggerdeel A–B (tussen de opleggingen) en gereduceerde belasting op de uitkraging B–D.
2. Extreme belasting alleen op de uitkraging B–D en gereduceerde belasting op liggerdeel A–B.

Evenals bij een ligger op twee steunpunten kijken we ook hier alleen naar de Eurocode eis voor de bijkomende doorbuiging. Zie ook hoofdstuk 6 Belastingen.

$$w_{bij,norm,uit} = 0,003 \cdot 2l_{uit} \Rightarrow \text{De gewone eis voor de bijkomende doorbuiging van een uitkraging.}$$

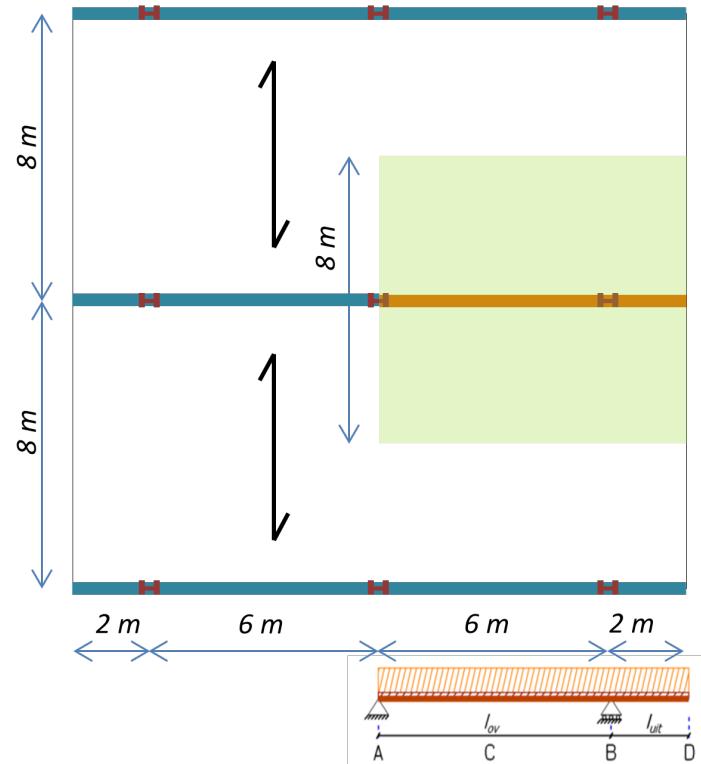
$$w_{bij,norm,uit} = 0,002 \cdot 2l_{uit} \Rightarrow \text{Als de ligger een wand draagt.}$$

$$w_{bij,norm,uit} = 0,004 \cdot 2l_{uit} \Rightarrow \text{Als het een dak (geen terras) is.}$$

8.3.1 Berekening eenzijdig uitkragende stalen ligger

Aan de hand van een voorbeeld wordt het dimensioneren en controleren van een uitkragende ligger beschreven. Uitgangspunt is weer het kantoorgebouw dat bij de berekening van een ligger op twee steunpunten is gebruikt. Daarvan kraagt de derde verdieping uit. Deze wordt ondersteund door uitkragende liggers.

Hieronder de schematische DC-plattegrond van de derde verdieping met het door de uitkragende ligger gedragen vloeroppervlak. $l_{ov} = 6$ meter en $l_{uit} = 2$ meter. De h.o.h.-afstand van de liggers is 8 meter. Dit is ook de lengte van de kanaalplaten.



Figuur 25: Schetsmatige DC plattegrond met belasting op uitkragende ligger.

staal

We gaan uit van het staalskelet. Voor het liggerprofiel gebruiken we de beide schattingsregels.

$$h_{\text{ligger}} = \frac{1}{20} \cdot I_{\text{ov}} = \frac{1}{20} \cdot 6000 \text{ mm} = 300 \text{ mm}$$

$$h_{\text{ligger}} = \frac{1}{20} \cdot 2 \cdot I_{\text{uit}} = \frac{1}{20} \cdot 2 \cdot 2000 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

We kiezen een profiel gebaseerd op de grootste van de gevonden maten: een HE320A profiel. De gegevens van het profiel kunnen we weer in de Staalprofielen App opzoeken:

| balkstaal, breedflens | |
|-----------------------|---|
| b | 99,5 kg/m |
| G8 | 12437 mm ² |
| A | 310 mm |
| h | 300 mm |
| b | 9 mm |
| t _w | 15,5 mm |
| tw | 27 mm |
| r | 1,76 m ² /m |
| AL | 22929 · 10 ⁴ mm ⁴ |
| y | 1479 · 10 ³ mm ³ |
| W _{el,y} | 1628 · 10 ³ mm ³ |
| W _{pl,y} | 6985 · 10 ⁴ mm ⁴ |
| I _z | |
| | S235 en S355 |
| HEA | |
| 320 | |

De rustende belasting bestaat uit het gewicht van de kanaalplaten, de afwerklaag en het plafond met leidingen. De benodigde kanaalplaat heeft een dikte van 200 mm en een gewicht van 3,1 kN/m². De 50 mm dikke druklaag weegt 1,2 kN/m² en voor plafond en leidingen wordt 0,6 kN/m² gerekend. Samen geeft dit een rustende belasting van:

$$3,1 \text{ kN/m}^2 + 1,2 \text{ kN/m}^2 + 0,6 \text{ kN/m}^2 = 4,9 \text{ kN/m}^2$$

De q-last op de ligger voor de rustende belasting wordt daarmee:

$$8 \text{ m} \cdot 4,9 \text{ kN/m}^2 = 39,2 \text{ kN/m}$$

Ook deze verdieping wordt gebruikt als kantoor met lichte scheidingswanden en daarom een opgelegde belasting van 3 kN/m². Dit geeft een veranderlijke belasting op de ligger van:

$$8 \text{ m} \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 24 \text{ kN/m}$$

De totale blijvende belasting wordt:

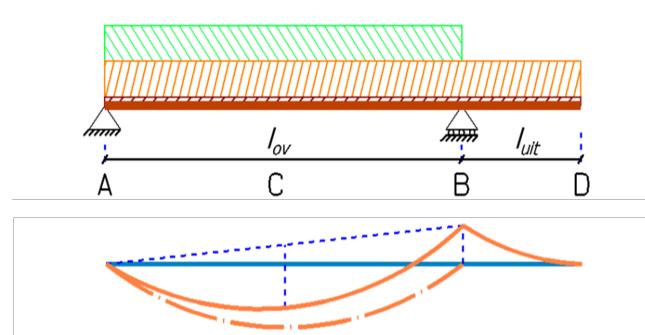
$$0,98 \text{ kN/m} + 39,2 \text{ kN/m} = 40,2 \text{ kN/m}$$

Met deze gegevens gaan we de ligger controleren op sterkte en stijfheid. Eerst beschouwen we het liggerdeel tussen de opleggingen en vervolgens de uitkraging. Bij beide berekeningen geldt dat de blijvende belasting overal aanwezig is. Er gelden echter verschillende partiële factoren, afhankelijk van het feit of de belasting gunstig of ongunstig werkt.

De veranderlijke belasting is voor de berekening alleen aanwezig op het deel waarvan we de extremen bepalen.

Belastingcombinatie 1: Extreme belasting op liggerdeel A-B

Bij deze belastingcombinatie wordt het deel tussen de opleggingen belast met een veranderlijke belasting van 24 kN/m. De blijvende belasting van 40,2 kN/m is op de gehele ligger aanwezig.



Figuur 26: Uitkragende ligger met momentenlijn; belastingcombinatie 1.

Berekening sterkte:

Voor het berekenen van de maximaal optredende spanning moeten we gebruik maken van de partiële factoren voor de belasting. We zoeken naar het grootste moment dat kan optreden. Dat geldt hier voor het veldmoment bij C. Belasting op de uitkraging verkleint het veldmoment. Deze belasting werkt dus gunstig en moet daarom zo klein mogelijk worden genomen.

In de Eurocode zijn hiervoor partiële factoren vastgesteld. Voor veiligheidsklasse 2 geldt:

Partiële factoren uiterste grenstoestand uitkragende ligger (veiligheidsklasse 2)

Belastinggeval 1: veranderlijke belasting alleen op liggerdeel A-B

| Voor liggerdeel A-B | ongunstig | Voor uitkraging B-D | gunstig |
|--|-----------|-----------------------------|---------|
| partiële factor γ_G voor G_{veld} | 1,2 | γ_G voor G_{uitkr} | 0,9 |
| partiële factor γ_Q voor Q_{veld} | 1,5 | γ_Q voor Q_{uitkr} | 0 |

staal

Het veldmoment door de extreme belasting:

$$M_{veld;d} = \frac{1}{8} \cdot (\gamma_G \cdot q_G + \gamma_Q \cdot q_Q) \cdot I_{ov}^2 = \frac{1}{8} \cdot (1,2 \cdot 40,2 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 24 \text{ kN/m}) \cdot (6 \text{ m})^2 = 379,1 \text{ kNm}$$

Steunpuntmoment door gereduceerde belasting:

$$M_{st.punt;d} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{Gbb} \cdot I_{uit}^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot 40,2 \text{ kN/m} \cdot (2 \text{ m})^2 = 72,4 \text{ kNm}$$

Het totale veldmoment wordt:

$$M_{veld,max;d} = M_{veld;d} - \frac{1}{2} \cdot M_{st.punt;d} = 379,1 \text{ kNm} - \frac{1}{2} \cdot 72,4 \text{ kNm} = 342,9 \text{ kNm}$$

De spanning in de ligger t.g.v. het veldmoment in C:

$$\sigma_{m;d} = \frac{M_{veld,max;d}}{W_y} = \frac{342,9 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1479 \cdot 10^3 \text{ mm}^3} = 231,8 \text{ N/mm}^2$$

Met sterkteklasse S235 wordt de U.C.:

$$U.C. \Rightarrow \frac{\sigma_{m;d}}{f_{m,d}} = \frac{231,8 \text{ N/mm}^2}{235 \text{ N/mm}^2} = 0,99 \leq 1,0 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

Berekening doorbuiging:

Bij de berekening van de maximale bijkomende doorbuiging van liggerdeel A-B moet op dit liggerdeel de veranderlijke belasting worden geplaatst. Vervorming is geen veiligheidscontrole, zodat de partiële factoren kunnen worden weggelaten, oftewel gelijk zijn aan 1 (en 0 voor gunstig werkende veranderlijke belasting), zie figuur 27.

staal

Bij staal treedt geen kruip op. De bijkomende doorbuiging is dus alleen afhankelijk van de aanwezige veranderlijke belasting.

De doorbuiging in het midden van A-B ten gevolge van de belasting op A-B wordt:

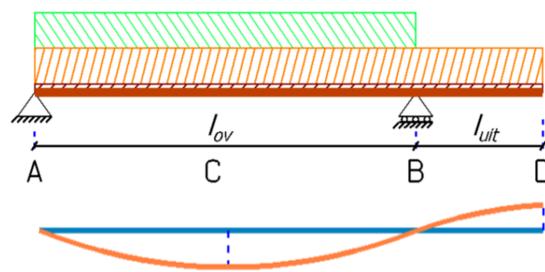
$$w_{bij,veld} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(q_Q) \cdot I_{ov}^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{24 \text{ N/mm} \cdot (6000 \text{ mm})^4}{210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 229,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 8,4 \text{ mm}$$

Voor de doorbuigingseis gaan we uit van de strenge eis vanwege de mogelijkheid tot het plaatsen van lichte scheidingswandjes:

$$w_{bij,norm} = 0,002 \cdot I_{ov} = 0,002 \cdot 6000 \text{ mm} = 12 \text{ mm}$$

Dit geeft:

$$U.C. \Rightarrow \frac{w_{bij,veld}}{w_{bij,norm}} = \frac{8,4 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} = 0,7 < 1,0 \Rightarrow \text{Voldoet}$$



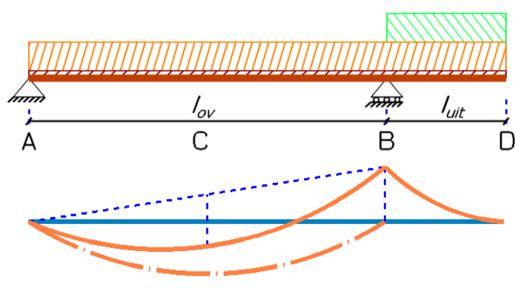
Figuur 27: Uitkragende ligger met vervormingslijn; belastingcombinatie 1.

Belastingcombinatie 2: Extreme belasting op uitkraging B–D.

Bij deze belastingcombinatie is alleen op de uitkraging veranderlijke belasting aanwezig. De blijvende belasting geldt voor de hele ligger.

Berekening sterkte:

Het steunpuntmoment bij B wordt alleen bepaald door de belasting op de uitkraging en niet de belasting op liggerdeel A-B. Het maximale moment treedt op als de uitkraging extreem wordt belast, dus door zowel de blijvende als de veranderlijke belasting. Ook hier kunnen we de partiële factoren bepalen, waarbij die voor liggerdeel A-B niet van toepassing zijn



Figuur 28: Uitkragende ligger met momentenlijn; belastingcombinatie 2.

Partiële factoren uiterste grenstoestand uitkragende ligger (veiligheidsklasse 2)
Belastinggeval 2: veranderlijke belasting alleen op uitkraging B–D

| Voor liggerdeel A-B | gunstig | Voor uitkraging B-D | ongunstig |
|--|---------|-----------------------------|-----------|
| partiële factor γ_G voor G_{veld} | 0,9 | γ_G voor G_{uitkr} | 1,2 |
| partiële factor γ_Q voor Q_{veld} | 0 | γ_Q voor Q_{uitkr} | 1,5 |

staal

Deze belastingcombinatie resulteert in het grootste moment boven het steunpunt (B):

$$M_{st.punt;max;d} = \frac{1}{2} \cdot (\gamma_G \cdot q_G + \gamma_Q \cdot q_Q) \cdot l_{uit}^2 = \frac{1}{2} \cdot (1,2 \cdot 40,2 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 24 \text{ kN/m}) \cdot (2 \text{ m})^2 = 168,5 \text{ kNm}$$

Dit resulteert in een spanning in het staal van:

$$\sigma_{m;d} = \frac{M_{st.punt;max;d}}{W_y} = \frac{168,5 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1479 \cdot 10^3 \text{ mm}^3} = 113,9 \text{ N/mm}^2$$

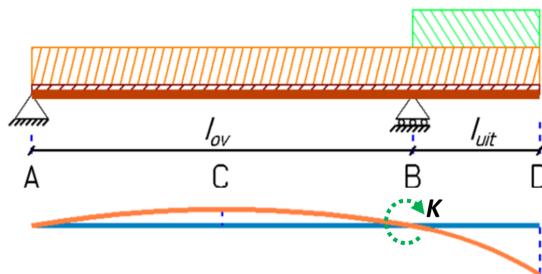
Voor S235 wordt de U.C.:

$$U.C. \Rightarrow \frac{\sigma_{m;d}}{f_{m,d}} = \frac{113,9 \text{ N/mm}^2}{235 \text{ N/mm}^2} = 0,48 \leq 1 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

Berekening doorbuiging:

Bij deze belastingcombinatie (zie figuur 29) moet de zakkings van het uiteinde van de uitkraging worden bepaald. De grootste bijkomende doorbuiging bij D treedt op bij alleen een veranderlijke belasting op de uitkraging en niet op liggerdeel A-B.

Voor het berekenen van de zakkings in D moeten we de ligger opdelen in twee stukken: een ingeklemde ligger B-D met daarop de veranderlijke belasting en een ligger op twee steunpunten A-B met in steunpunt B een moment K, veroorzaakt door de belasting op het uitkragende liggerdeel B-D (zie figuur 29). De formules komen weer van het formuleblad dat in hoofdstuk 5 Mechanica te vinden is.



Figuur 29: Uitkragende ligger met vervormingslijn; belastingcombinatie 2.

staal

Van het formuleblad nemen we de formule voor de vervorming van een 'ingeclimde' ligger [B3] om de zakkings van de uitkraging te bepalen:

$$w_{uit1} = \frac{1}{8} \cdot \frac{q_Q \cdot l_{uit}^4}{EI_y} = \frac{1}{8} \cdot \frac{24 \text{ N/mm} \cdot (2000 \text{ mm})^4}{210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 229,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 1,0 \text{ mm}$$

Het moment bij B geeft een opbuiging van het liggerdeel A-B. Daardoor ontstaat er een hoekverdraaiing bij B, die het liggerdeel B-D schuin naar beneden zal laten lopen (Kwispel effect). Hierdoor zal punt D verder zakken. Het moment in B kunnen we berekenen met [B]:

$$K = \frac{1}{2} \cdot q_Q \cdot l_{uit}^2 = \frac{1}{2} \cdot 24 \text{ N/mm} \cdot (2000 \text{ mm})^2 = 48 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

De hoekverdraaiing ten gevolge van een moment K kan berekend worden met [C1] (Let op: hier zonder partiële factor!):

$$\varphi = \frac{1}{3} \cdot \frac{K \cdot l_{ov}}{EI} = \frac{1}{3} \cdot \frac{48 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot 6000 \text{ mm}}{210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 229,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 0,002 \text{ rad}$$

Met de hoekverdraaiing kan de zakkings van de uitkraging t.g.v. het Kwispel effect worden bepaald:

$$w_{uit2} = l_{uit} \cdot \varphi = 2000 \text{ mm} \cdot 0,002 = 4,0 \text{ mm}$$

De totale zakkings door buiging en het Kwispel effect is:

$$w_{bij,uit} = w_{uit1} + w_{uit2} = 1,0 \text{ mm} + 4,0 \text{ mm} = 5,0 \text{ mm}$$

Voor de doorbuiging nemen we de strenge eis omdat er wanden op de ligger kunnen worden geplaatst. Voor een uitkraging geldt:

$$w_{bij,norm,uit} = 0,002 \cdot 2 \cdot l_{uit} = 2 \cdot 0,002 \cdot 2 \cdot 2000 \text{ mm} = 8 \text{ mm}$$

Hiermee kan een U.C. worden gedaan:

$$\text{U.C.} \rightarrow \frac{w_{bij,uit}}{w_{bij,norm,uit}} = \frac{5 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} = 0,6 \leq 1,0 \Rightarrow \text{Voldoet.}$$

Evaluatie controleberekeningen:

De gekozen ligger Voldoet zowel voor het liggerdeel tussen de opleggingen als voor de uitkraging aan zowel de sterkte- als aan de stijfheidseisen.

De sterkte van het liggerdeel tussen de opleggingen blijkt voor deze ligger maatgevend te zijn. Bij toepassing van een hogere sterkteklaasse, S355, kan een iets slanker profiel worden gebruikt: HE300A. In dat geval wordt de doorbuiging van het liggerdeel tussen de steunpunten maatgevend. Een slanker profiel (HE280A) is mogelijk als er geen wanden op de ligger komen zodat de normale doorbuigingseis geldt: $w_{bij,norm} = 0,003 \cdot l_{uit}$.

Bij deze ligger is het steunpuntmoment en de zakking bij het uiteinde van de uitkraging niet maatgevend. Dit houdt in dat de uitkraging iets langer kan worden genomen. Bij een HE300A kan de uitkraging 0,2 meter langer worden $l_{uit} = 2,2$ m. Bij toepassing van een HE320A kan de uitkraging zelfs een halve meter langer worden: $l_{uit} = 2,5$ m. De doorbuiging van de uitkraging is dan maatgevend.

8.3.2 Berekening eenzijdig uitkragende betonnen ligger

Het belangrijkste verschil tussen een berekening in staal en die in beton of hout zit in het bepalen van de bijkomende doorbuiging. Bij beton en hout treedt namelijk kruip op, waardoor de berekening van de doorbuiging iets uitvoeriger wordt. Het kantoorgebouw dat bij de dimensionering van een ligger op twee steunpunten is gebruikt, is weer het uitgangspunt. De schematische DC-plattegrond van de derde verdieping is dan ook gelijk aan die van de staalconstructie (zie figuur 25). We gaan uit van het betonskelet met kolommen en liggers of balken. $l_{ov} = 6$ meter, $l_{uit} = 2$ meter en de h.o.h. afstand van de liggers is 8 meter.

beton

Voor de balkafmetingen gebruiken we de beide schattingssregels (te vinden in hoofdstuk 3.3 Ontwerp beton):

$$h_{ligger} = \frac{1}{10} \cdot l_{ov} = \frac{1}{10} \cdot 6000 \text{ mm} = 600 \text{ mm}$$

$$h_{ligger} = \frac{1}{10} \cdot 2 \cdot l_{uit} = \frac{1}{10} \cdot 2 \cdot 2000 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

Maatgevend is hier liggerdeel A-B met een hoogte van 600 mm. Voor de breedte nemen we de helft van de hoogte: 300 mm. Het gewicht van deze balk is:

$$q_{eg} = 0,6 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 4,5 \text{ kN/m}$$

Het kwadratisch oppervlakte moment I_y is: $I_y = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 300 \text{ mm} \cdot (600 \text{ mm})^3 = 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

Het weerstandsmoment W_y is: $W_y = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{6} \cdot 300 \text{ mm} \cdot (600 \text{ mm})^2 = 18 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$.

Het is aan te bevelen alle benodigde liggergegevens te verzamelen in een tabel zoals onderstaand.

| $h_{voerligger}$ [mm] | profiel [mm ²] | gewicht [N/mm] | W_y [mm ³] | I_y [mm ⁴] | sterkte- klasse | sterkte [N/mm ²] | E_{cm} [N/mm ²] |
|--------------------------|-------------------------------|-------------------|-----------------------------|-----------------------------|--------------------|---------------------------------|----------------------------------|
| 600 | 600x300 | 4,5 | $18,0 \cdot 10^6$ | $5,40 \cdot 10^9$ | C30/37 | 20 | $33 \cdot 10^3$ |

Op deze balk rust dezelfde belasting als die op de hiervoor berekende stalen balk. Het gewicht van kanaalplaat, afdewklaag en plafond met leidingen is bij elkaar 4,9kN/m². De q-last op de ligger voor de rustende belasting wordt daarmee:

$$q_{rb} = 8 \text{ m} \cdot 4,9 \text{ kN/m}^2 = 39,2 \text{ kN/m}.$$

Dit geeft een blijvende belasting van:

$$q_G = 4,5 \text{ kN/m} + 39,2 \text{ kN/m} = 43,7 \text{ kN/m}.$$

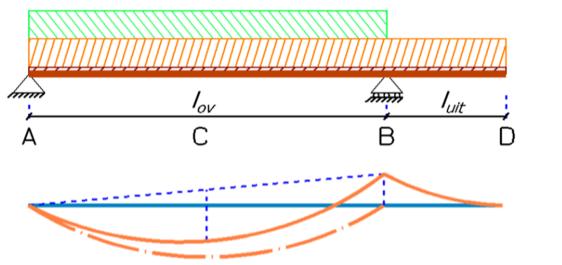
Ook deze verdieping wordt gebruikt als kantoor met een opgelegde belasting van 3 kN/m². Dit geeft een veranderlijke belasting op de ligger van:

$$q_{vb} = 8 \text{ m} \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 24 \text{ kN/m}.$$

Met deze gegevens gaan we de ligger controleren op sterkte en stijfheid. Eerst beschouwen we het liggerdeel tussen de opleggingen en vervolgens de uitkraging. Bij beide berekeningen geldt dat de blijvende belasting overal aanwezig is. De veranderlijke belasting is voor de berekening alleen aanwezig op het deel waarvan we de extremen bepalen.

Belastingcombinatie 1: Extreme belasting op liggerdeel A-B.

Bij deze belastingcombinatie wordt het deel tussen de opleggingen belast met een veranderlijke belasting van 24 kN/m. De blijvende belasting van 43,7 kN/m is op de gehele ligger aanwezig.



Figuur 30: Uitkragende ligger met momentenlijn; belastingcombinatie 1.

Berekening sterkte:

Voor het berekenen van de maximaal optredende spanning moeten we gebruik maken van de partiële factoren voor de belasting. We zoeken naar het grootste moment dat kan optreden. Dat geldt hier voor het veldmoment bij C. Let bij het gebruik van de partiële factoren op het al of niet gunstig werken van de kracht. Belasting op de uitkraging verkleint het veldmoment. Deze belasting werkt dus gunstig en moet daarom zo klein mogelijk worden genomen.

beton

Het veldmoment (in C) door de extreme belasting:

$$M_{C;d} = \frac{1}{8} \cdot (\gamma_G \cdot q_G + \gamma_Q \cdot q_Q) \cdot l_{ov}^2 = \frac{1}{8} \cdot (1,2 \cdot 43,7 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 24 \text{ kN/m}) \cdot (6 \text{ m})^2 = 398 \text{ kNm}$$

Het steunpuntmoment (in B) door de gereduceerde belasting:

$$M_{B;d} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_G \cdot q_G \cdot l_{uit}^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot 43,7 \text{ kN/m} \cdot (2 \text{ m})^2 = 78,7 \text{ kNm}$$

Het totale veldmoment wordt:

$$M_{C,max;d} = M_{veld;d} - \frac{1}{2} \cdot M_{st.p;d} = 398 \text{ kNm} - \frac{1}{2} \cdot 78,7 \text{ kNm} = 358,7 \text{ kNm}$$

De spanning in de betonnen balk ten gevolge van het moment in C:

$$\sigma_{m;d} = \frac{M_{C,max;d}}{W_y} = \frac{358,7 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{18 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 19,9 \text{ N/mm}^2$$

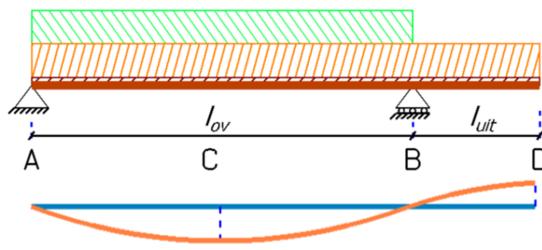
Voor C30/37 wordt de U.C.:

$$U.C. = \frac{\sigma_{m;d}}{f_{m,d}} = \frac{19,9 \text{ N/mm}^2}{20 \text{ N/mm}^2} = 1 \leq 1,0 \Rightarrow \text{Voldoet.}$$

De U.C. Voldoet precies. In de praktijk zou je voor een ontwerpberkening liever iets meer 'ruimte' hebben in de U.C. Dan is er nog de mogelijkheid een kleine aanpassing in het ontwerp te maken zonder dat de balk niet meer Voldoet.

Berekening doorbuiging:

Voor de berekening van de maximale bijkomende doorbuiging van liggerdeel A-B moet alleen op dit liggerdeel de veranderlijke belasting worden geplaatst, zie afbeelding 31.



Figuur 31: Uitkragende ligger met vervormingslijn; belastingcombinatie 1.

beton

Bij beton zal er kruip optreden. Voor de bijkomende doorbuiging geldt daarom:

$$w_{bij} = w_Q + w_{kr} = w_Q + k \cdot (w_G + \psi_2 \cdot w_Q)$$

De kruipconstante k is voor een relatief droge constructie, zoals normaliter in gebouwen, 3. Hierin zit ook de extra doorbuiging door scheurvorming verwerkt. De kruipconstante kan gevonden worden in hoofdstuk 7.3 Materiaaleigenschappen beton.

Voor een kantoorgebouw geldt dat factor $\psi_2 = 0,3$. Dit betekent dat er rekening mee moet worden gehouden dat 30% van de veranderlijke belasting constant aanwezig is. De ψ -factoren kunnen gevonden worden in hoofdstuk 6 Belastingen.

De bijkomende doorbuiging bij C ten gevolge van de veranderlijke belasting op A-B wordt:

$$w_{Q,c} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_Q \cdot l_{ov}^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{24 \text{ N/mm} \cdot (6000 \text{ mm})^4}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 2,3 \text{ mm}$$

De bijkomende doorbuiging bij C ten gevolge van de blijvende belasting op A-B wordt:

$$w_{G1,c} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_G \cdot l_{ov}^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{43,7 \text{ N/mm} \cdot (6000 \text{ mm})^4}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 4,2 \text{ mm}$$

De blijvende belasting op uitkraging B-D geeft een moment K bij steunpunt B. De grootte daarvan is:

$$K_{G,B} = \frac{1}{2} \cdot q_G \cdot l_{uit}^2 = \frac{1}{2} \cdot 43,7 \text{ N/mm} \cdot (2000 \text{ mm})^2 = 87,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Dit moment zal het liggerdeel A-B omhoog laten buigen. De bijbehorende vervorming is [C1]:

$$w_{G2,c} = -\frac{1}{16} \cdot \frac{K_{qG} \cdot l_{ov}^2}{EI_y} = -\frac{1}{16} \cdot \frac{87,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot (6000 \text{ mm})^2}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = -1,1 \text{ mm}$$

De totale bijkomende doorbuiging wordt dus:

$$w_{bij,c} = w_{Q,c} + k \cdot (w_{G1,c} + w_{G2,c} + \psi_2 \cdot w_Q, C)$$

$$= 2,3 \text{ mm} + 3 \cdot (4,2 \text{ mm} - 1,1 \text{ mm} + 0,3 \cdot 2,3 \text{ mm}) = 13,7 \text{ mm}.$$

Voor de strenge doorbuigingseis geldt:

$$w_{bij,norm} = 0,002 \cdot l_{ov} = 0,002 \cdot 6000 \text{ mm} = 12 \text{ mm}.$$

$$U.C. = \frac{w_{bij,veld}}{w_{bij,norm}} = \frac{13,7 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} = 1,14 > 1 \Rightarrow \text{Voldoet niet}$$

beton

Voor de normale doorbuigingseis geldt:

$$w_{bij,norm} = 0,003 \cdot l_{ov} = 0,003 \cdot 6000 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$$

$$U.C. = \frac{w_{bijveld}}{w_{bijnorm}} = \frac{13,7 \text{ mm}}{18 \text{ mm}} = 0,76 < 1 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

Als er wanden op de ligger moeten komen, zal de ligger dus stijver moeten worden:

$$I_{benodigd} = U.C. \cdot I_{oud} = 1,14 \cdot 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 = 6151,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

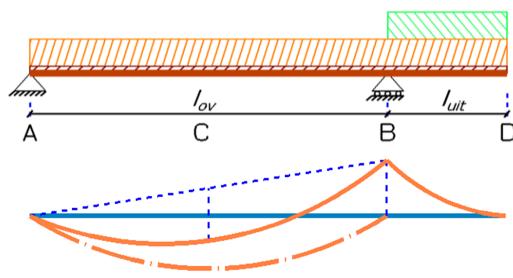
Als we ervoor kiezen om de breedte van de balk hetzelfde te laten kan de benodigde minimale hoogte van de balk worden bepaald door de formule voor het kwadratisch oppervlakte moment $I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$ om te schrijven tot:

$$h = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 6151,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{300 \text{ mm}}} \approx 630 \text{ mm}$$

Wat in de praktijk overeen zal komen met een balkhoogte van 650 mm (veelvoud van 50 mm).

Extreme belasting op uitkraging B-D.

Bij deze belastingcombinatie is alleen op de uitkraging veranderlijke belasting aanwezig. De blijvende belasting geldt voor de hele ligger.



Figuur 32: Uitkragende ligger met momentenlijn; belastingcombinatie 2.

Berekening sterkte:

Het steunpuntmoment bij B wordt alleen bepaald door de belasting op de uitkraging. Het maximale moment treedt op als de uitkraging extreem wordt belast, dus door zowel de blijvende als de veranderlijke belasting. Ook hier kunnen we de partiële factoren bepalen, waarbij die voor liggerdeel A-B niet van toepassing zijn.

beton

Het moment bij het steunpunt (B) is:

$$M_{B,max;d} = \frac{1}{2} \cdot (\gamma_G \cdot q_G + \gamma_Q \cdot q_Q) \cdot l_{uit}^2 = \frac{1}{2} \cdot (1,2 \cdot 43,7 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 24 \text{ kN/m}) \cdot (2 \text{ m})^2 = 176,9 \text{ kNm}$$

De spanning in de betonnen balk is daar dan:

$$\sigma_{m;d} = \frac{M_{st.punt,max;d}}{W_y} = \frac{176,9 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{18 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 9,8 \text{ N/mm}^2$$

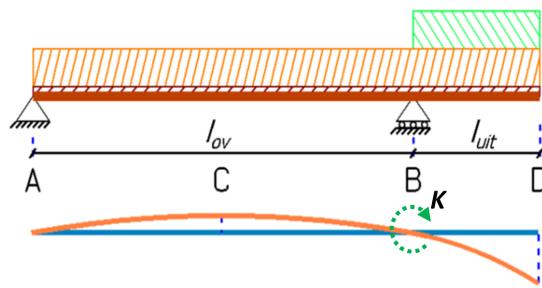
Voor beton sterkteklaasse C30/37 wordt de U.C.:

$$U.C. = \frac{\sigma_{m;d}}{f_{m,d}} = \frac{9,8 \text{ N/mm}^2}{20 \text{ N/mm}^2} = 0,49 \leq 1 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

Berekening doorbuiging:

Bij deze belastingcombinatie moet de zakkings van het uiteinde van de uitkraging worden bepaald. De bijkomende doorbuiging wordt bepaald door de veranderlijke belasting op de uitkraging en de kruip van de uitkraging. De veranderlijke belasting op de uitkraging zal het liggerdeel A-B doen opbollen, waardoor bij B een hoekverdraaiing ontstaat die de uitkraging naar beneden afbuigt.

Voor het berekenen van de zakkings in D ten gevolge van de veranderlijke belasting moeten we de ligger daarom opdelen in twee stukken: een ingeklemde ligger B-D met daarop de veranderlijke belasting en een ligger op twee steunpunten A-B met in steunpunt B een moment K. Dit moment wordt veroorzaakt door de belasting op de uitkraging B-D (zie figuur 33). Omdat dit een stijfheidscontrole is, gebruiken we geen partiële factoren.



Figuur 33: Uitkragende ligger met vervormingslijn; belastingcombinatie 2.

beton

Voor de uitkraging geldt:

$$w_{Q1,D} = \frac{1}{8} \cdot \frac{q_Q \cdot l_{uit}^4}{EI_y} = \frac{1}{8} \cdot \frac{24 \text{ N/mm} \cdot (2000 \text{ mm})^4}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 0,3 \text{ mm}$$

Het moment veroorzaakt door de veranderlijke belasting op de uitkraging:

$$K = \frac{1}{2} \cdot q_Q \cdot l_{uit}^2 = \frac{1}{2} \cdot 24 \text{ N/mm} \cdot (2000 \text{ mm})^2 = 48 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \text{ (let op de eenheden!)}$$

Voor de hoekverdraaiing ten gevolge van een moment K geldt:

$$\varphi = \frac{1}{3} \cdot \frac{48 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot 6000 \text{ mm}}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 0,00054 \text{ rad}$$

De zakkings van de uitkraging door het Kwispel effect wordt daarmee:

$$w_{Q2,D} = l_{uit} \cdot \varphi = 2000 \text{ mm} \cdot 0,00054 = 1,1 \text{ mm}$$

De vervorming door kruip wordt bepaald door de blijvende belasting en het quasi blijvende deel van de veranderlijke belasting op de uitkraging. De blijvende belasting op liggerdeel A-B zal het uiteinde van de uitkraging omhoog duwen. De blijvende belasting op de uitkraging zal het liggerdeel A-B doen opbollen, waardoor het uiteinde van de uitkraging (D) zal dalen. Om de berekening niet te ingewikkeld en vooral ook niet te uitgebreid te maken, gaan we er vanuit dat beide reacties elkaar enigszins zullen opheffen en daarmee weinig invloed hebben op de grootte van de kruip.

Voor de doorbuiging ten gevolge van de belasting op de uitkraging geldt:

$$w_{G,D} = \frac{1}{8} \cdot \frac{q_G \cdot l_{uit}^4}{EI_y} = \frac{1}{8} \cdot \frac{45,8 \text{ N/mm} \cdot (2000 \text{ mm})^4}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 0,5 \text{ mm}$$

Voor de kruip geldt: $w_{kr} = k \cdot (w_G + \psi_2 \cdot w_Q)$ met $k = 3$ en $\psi_2 = 0,3$.

$$w_{kr,D} = 3 \cdot (0,5 \text{ mm} + 0,3 \cdot 0,3 \text{ mm}) = 1,8 \text{ mm}$$

beton

De vervormingsaandelen kunnen nu bij elkaar opgeteld worden om de totale zakkering van de uitkraging bij punt D te bepalen:

$$w_{bij,D} = w_{Q1,D} + w_{Q2,D} + w_{kr,D} = 0,3 \text{ mm} + 1,1 \text{ mm} + 1,8 \text{ mm} = 3,2 \text{ mm}$$

Voor de doorbuiging gaan we uit van de strenge eis om de vervorming in de gevel zo klein mogelijk te houden. Voor de uitkraging geldt:

$$w_{bij,norm,uit} = 0,002 \cdot 2 \cdot I_{uit} = 0,002 \cdot 2 \cdot 2000 \text{ mm} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{U.C.} \Rightarrow \frac{w_{bij,uit}}{w_{bij,norm,uit}} = \frac{3,2 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} = 0,39 \leq 1,0 \Rightarrow \text{Voldoet.}$$

Evaluatie controleberekeningen:

Bij deze betonnen ligger is de sterkte van het liggerdeel tussen de beide steunpunten net toereikend. De ligger Voldoet echter niet aan de strenge eis voor de doorbuiging van dit ligger deel. De uitkraging heeft nog voldoende overcapaciteit. De uitkraging kan zelfs worden opgerekend naar 2,8 meter. Pas dan worden de sterkte en de strenge doorbuigingseis van de uitkraging maatgevend.

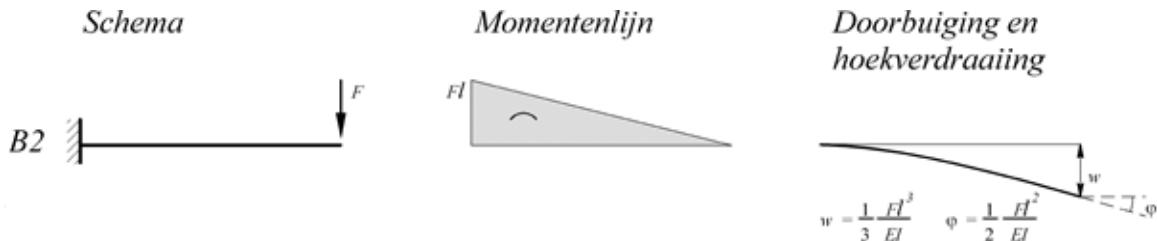
Let er op dat de berekening slechts een benadering is. Sterkte en doorbuiging zijn bijvoorbeeld ook afhankelijk van het wapeningspercentage. Het al dan niet voorgespannen zijn van de betonligger is eveneens van invloed. In werkelijkheid is de berekening van een betonnen ligger nogal ingewikkeld. Voor een ontwerpberekening is de hier weergegeven benaderingsberekening echter voldoende.

Bedenk dat we als voorgespannen ligger, in feite een 'nagespannen' betonnen ligger moeten toepassen. De voorspanning kan pas worden aangebracht als het beton voldoende is uitgeharden omdat de voorspankabel een gebogen verloop moet hebben. Deze moet namelijk de trekspanning compenseren. Uit het momentenverloop blijkt dat bij het veldmoment de trekzone zich onderin de ligger bevindt, terwijl bij het steunpuntmoment bij B de trekzone juist bovenin de ligger ligt.

8.3.3 Controleberekening eenzijdig uitkragende ligger met puntlast

Vaak rust op een uitkragende ligger ook de gevel. Deze kan als puntlast op de ligger worden geschematiseerd. De controleberekeningen worden daarmee wat uitgebreider. We gaan uit van het hiervoor genomen kantoorgebouw met een betonskelet. Alle belastingen komen overeen met die in de vorige berekening. Voor de gevel nemen we een constructie met een gewicht van 1,2 kN/m². De verdiepingshoogte is 4 meter.

Naast de hiervoor genoemde formules van belastingschema's A1, B3 en C1 moeten we ook de formules van belasting-schema B2 gebruiken (zie formuleblad in hoofdstuk 5 Mechanica).



Figuur 34: Extra te gebruiken formules voor een uitkragende ligger met puntlast.

beton

De q -last op de ligger voor de rustende belasting bedraagt:

$$q_{rb} = 8 \text{ m} \cdot 4,9 \text{ kN/m}^2 = 39,2 \text{ kN/m}$$

Dit geeft een $q_G = 4,5 \text{ kN/m} + 39,2 \text{ kN/m} = 43,7 \text{ kN/m}$

Voor de veranderlijke belasting op de ligger geldt:

$$q_Q = 8 \text{ m} \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 24 \text{ kN/m}$$

Daarnaast is er een puntlast. Bij een verdiepingshoogte van 4 meter, een hart-op-hart afstand van 8 meter en een gewicht van $1,2 \text{ kN/m}^2$ geeft dit een puntlast van:

$$F_{bb} = F_{rb} = 4\text{m} \cdot 8 \text{ m} \cdot 1,2 \text{ kN/m}^2 = 38,4 \text{ kN}$$

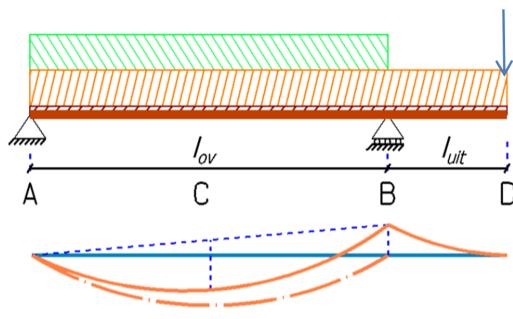
Met deze gegevens gaan we de ligger op sterkte en stijfheid controleren. Eerst beschouwen we weer het liggerdeel tussen de opleggingen en vervolgens de uitkraging. Bij beide berekeningen geldt dat de blijvende belasting altijd aanwezig is. De veranderlijke belasting is voor de berekening alleen aanwezig op het deel waarvan we de extremen bepalen.

Belastingcombinatie 1: Extreme belasting op liggerdeel A–B.

Bij deze belastingcombinatie wordt het deel tussen de opleggingen belast met een veranderlijke belasting van 24 kN/m . De blijvende belasting van $43,7 \text{ kN/m}$ is op de gehele ligger aanwezig. Bovendien rust op de uitkraging een puntlast van $38,4 \text{ kN}$.

Berekening sterkte:

Voor het berekenen van de maximaal optredende spanning moeten we gebruik maken van de partiële factoren voor de belasting. We willen het meest extreme moment in de ligger toetsen. Dat geldt hier voor het veldmoment bij C. Belasting op de uitkraging verkleint het veldmoment. Deze belasting werkt dus gunstig en moet daarom zo klein mogelijk worden genomen.



Figuur 35: Uitkragende ligger met momentenlijn; belastingcombinatie 1.

beton

Het veldmoment door de extreme belasting:

$$M_{C,d} = \frac{1}{8} \cdot (\gamma_G \cdot q_G + \gamma_Q \cdot q_Q) \cdot l_{ov}^2 = \frac{1}{8} \cdot (1,2 \cdot 43,7 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 24 \text{ kN/m}) \cdot (6 \text{ m})^2 = 398 \text{ kNm}$$

Steunpuntmoment door gereduceerde belasting:

$$\begin{aligned} M_{B,d} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma_G \cdot q_G \cdot l_{uit}^2 + \gamma_G \cdot F_G \cdot l_{uit} = \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot 43,7 \text{ kN/m} \cdot (2 \text{ m})^2 + 0,9 \cdot 38,4 \text{ kN} \cdot 2 \text{ m} \\ &= 78,7 \text{ kNm} + 69,1 \text{ kNm} = 147,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

beton

Het totale veldmoment wordt:

$$M_{veld,max;d} = M_{veld;d} - \frac{1}{2} \cdot M_{st.punt;d} = 398 \text{ kNm} - \frac{1}{2} \cdot 147,8 \text{ kNm} = 324,1 \text{ kNm}$$

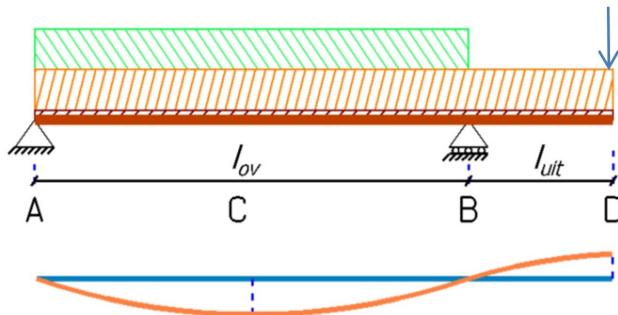
$$\text{Spanning } \sigma_{m;d} = \frac{M_{veldmax;d}}{W_y} = \frac{324,1 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{18 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 18,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Voor C30/37 wordt } U.C. = \frac{\sigma_{m;d}}{f_{m,d}} = \frac{18,0 \text{ N/mm}^2}{20 \text{ N/mm}^2} = 0,90 \leq 1,0 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

We zien hier dat door de extra belasting op de uitkraging het veldmoment verminderd.

Berekening doorbuiging:

Voor de berekening van de maximale bijkomende doorbuiging van liggerdeel A-B moet de veranderlijke belasting alleen op dit liggerdeel worden geplaatst, zie figuur 36.



Figuur 36: Uitkragende ligger met vervormingslijn; belastingcombinatie 1.

beton

Bij beton zal er kruip optreden. Voor de bijkomende doorbuiging geldt daarom:

$$w_{bij} = w_Q + w_{kr} = w_Q + k \cdot (w_G + \psi_2 \cdot w_Q)$$

De kruipconstante $k = 3$ en voor een kantoorgebouw geldt dat factor $\psi_2 = 0,3$.

We beschouwen het liggerdeel A-B als een ligger op twee steunpunten. De bijkomende doorbuiging bij C ten gevolge van de veranderlijke belasting op A-B wordt dan:

$$w_{Q,A-B} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_Q \cdot l_{ov}^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{24 \text{ N/mm} \cdot (6000 \text{ mm})^4}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 2,3 \text{ mm}$$

De doorbuiging bij C ten gevolge van de blijvende belasting op A-B wordt:

$$w_{Q,A-B,1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_G \cdot l_{ov}^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{43,7 \text{ N/mm} \cdot (6000 \text{ mm})^4}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 4,2 \text{ mm}$$

beton

Zowel de gelijkmatig verdeelde belasting op uitkraging B-D als de puntlast geven een moment K bij steunpunt B. De grootte daarvan is (geen partiële factor; let op de eenheid!):

$$K_{qG} = \frac{1}{2} q_G \cdot l_{uit}^2 = \frac{1}{2} \cdot 43,7 \text{ N/mm} \cdot (2000 \text{ mm})^2 = 87,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$K_{FG} = F_G \cdot l_{uit} = 38,4 \cdot 10^3 \cdot 2000 \text{ mm} = 76,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Dit moment zal het liggerdeel A-B omhoog buigen. De bijbehorende vervorming is [C1]:

$$w_{(G,A-B,2)} = -\frac{1}{16} \cdot \frac{(K_{qG} + K_{FG}) \cdot l_{ov}^2}{EI_y} = -\frac{1}{16} \cdot \frac{(87,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm} + 76,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}) \cdot (6000 \text{ mm})^2}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = -2,1 \text{ mm}$$

$$\text{Er geldt dus: } w_{bij,veld} = w_G + k \cdot (w_G + \psi_2 \cdot w_Q) = 2,3 + 3(4,2 - 2,1 + 0,3 \cdot 2,3) = 10,7 \text{ mm}$$

$$\text{Voor de strenge doorbuigingseis geldt: } w_{bij,norm} = 0,002 \cdot l_{ov} = 0,002 \cdot 6000 \text{ mm} = 12 \text{ mm}$$

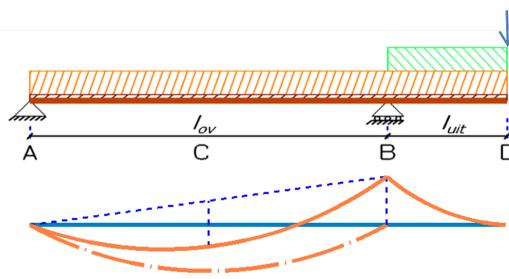
$$\text{U.C.} \Rightarrow \frac{w_{bij,veld}}{w_{bij,norm}} = \frac{10,7 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} = 0,89 \leq 1,0 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

Belastingcombinatie 2: Extreme belasting op uitkraging B-D.

Bij deze belastingcombinatie is alleen op de uitkraging veranderlijke belasting aanwezig, zie figuur 37. De blijvende belasting geldt voor de hele ligger (met de puntlast op het uiteinde van de uitkraging). Naast formule [B3] moet bij deze berekening ook formule [B1] worden gebruikt.

Berekening sterkte:

Het steunpuntmoment bij B wordt alleen bepaald door de belasting op de uitkraging. Het maximale moment treedt op als de uitkraging extreem wordt belast, dus door zowel de blijvende als de veranderlijke belasting. Ook hier moeten we de partiële factoren voor ongunstige belasting gebruiken.



Figuur 37: Uitkragende ligger met momentenlijn; belastingcombinatie 2.

beton

$$\begin{aligned} M_{B,max,d} &= \frac{1}{2} \cdot (\gamma_G \cdot q_G + \gamma_Q \cdot q_Q) \cdot l_{uit}^2 + \gamma_G \cdot F_G \cdot l_{uit} \\ &= \frac{1}{2} \cdot (1,2 \cdot 43,7 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 24 \text{ kN/m}) \cdot (2 \text{ m})^2 + 1,2 \cdot 38,4 \text{ kN} \cdot 2 \text{ m} = 269,1 \text{ kNm} \end{aligned}$$

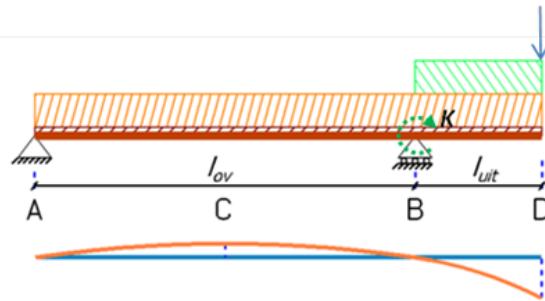
$$\sigma_{m;d} = \frac{M_{st,puntmax;d}}{W} = \frac{269,1 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{18 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 14,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Voor C30/37 wordt de U.C.} \rightarrow \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{14,9 \text{ N/mm}^2}{20 \text{ N/mm}^2} = 0,75 \leq 1 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

Berekening doorbuiging:

Bij deze belastingcombinatie moet de zakkings van het uiteinde van de uitkraging worden bepaald. De bijkomende doorbuiging wordt bepaald door de veranderlijke belasting op de uitkraging en de kruip van de uitkraging. De veranderlijke belasting op de uitkraging zal het liggerdeel A-B doen opbollen, waardoor bij B een hoekverdraaiing ontstaat die de uitkraging naar beneden afbuigt.

Voor het berekenen van de zakkings in D ten gevolge van de veranderlijke belasting moeten we de ligger daarom opdelen in twee stukken: een ingeklemde ligger B-D met daarop de veranderlijke belasting en een ligger op twee steunpunten A-B met in steunpunt B een moment K, veroorzaakt door de veranderlijke belasting op de uitkragende ligger B-D.



Figuur 38: Uitkragende ligger met vervormingslijn; belastingcombinatie 2.

beton

Omdat dit een stijfheidscontrole (BGT) is, gebruiken we geen partiële factoren.

Voor de uitkraging geldt:

$$w_{Q1,C} = \frac{1}{8} \cdot \frac{q_Q \cdot l_{uit}^4}{EI_y} = \frac{1}{8} \cdot \frac{24 \text{ N/mm} \cdot (2000 \text{ mm})^4}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 17156 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 0,3 \text{ mm.}$$

Het moment K veroorzaakt door de veranderlijke belasting op de uitkraging:

$$K = \frac{1}{2} \cdot q_Q \cdot l_{uit}^2 = \frac{1}{2} \cdot 24 \text{ N/mm} \cdot (2000 \text{ mm})^2 = 48 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \text{ (Let op de eenheid!)}$$

$$\text{Voor de hoekverdraaiing ten gevolge van een moment } K \text{ geldt: } \varphi = \frac{1}{3} \cdot \frac{Kl_{ov}}{EI_y}$$

$$\varphi = \frac{1}{3} \cdot \frac{Kl_{ov}}{EI_y} = \frac{1}{3} \cdot \frac{48 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot 6000 \text{ mm}}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 17156 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 0,0002 \text{ rad}$$

De zakkings van het puntje van de uitkraging door de hoekverdraaiing:

$$w_{Q2,C} = l_{uit} \cdot \varphi = 2000 \text{ mm} \cdot 0,0002 = 0,4 \text{ mm}$$

De vervorming door kruip wordt bepaald door de blijvende belasting en het quasi blijvende deel van de veranderlijke belasting op de uitkraging. Naast de gelijkmatig verdeelde belasting is er ook de puntlast die voor kruip zorgt: $F_G = 38400 \text{ N!}$

De kruip door de blijvende belasting op liggerdeel A-B zal het uiteinde van de uitkraging omhoog duwen. De (quasi) blijvende belasting op de uitkraging zal ook enige kruip veroorzaken op het omhoog gebogen liggerdeel A-B. Deze zal het uiteinde van de uitkraging omlaag duwen. Om de berekening niet te ingewikkeld te maken, zullen we ook hier deze elkaar tegen werkende vervormingen buiten beschouwing laten.

beton

Voor de kruip geldt:

$$w_{kr} = k \cdot (w_{G1} + w_{G2} + \varphi_2 \cdot w_{Q1}) \text{ met } k = 3 \text{ en } \varphi_2 = 0,3$$

De zinking van het uiteinde van de uitkraging door de gelijkmatig verdeelde blijvende belasting:

$$w_{G1,D} = \frac{1}{8} \cdot \frac{q_G \cdot l_{uit}^4}{EI_y} = \frac{1}{8} \cdot \frac{45,8 \text{ N/mm} \cdot (2000 \text{ mm})^4}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 17156 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 0,5 \text{ mm}$$

De zinking van het uiteinde van de uitkraging door de puntlast, ook een blijvende belasting:

$$w_{G2,D} = \frac{1}{3} \cdot \frac{F_G \cdot l_{uit}^3}{EI_y} = \frac{1}{3} \cdot \frac{38400 \text{ N} \cdot (2000 \text{ mm})^3}{32800 \text{ N/mm}^2 \cdot 17156 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 0,9 \text{ mm}$$

De kruipvervorming van de uitkraging kan nu worden bepaald:

$$w_{kr,D} = 3 \cdot (0,5 \text{ mm} + 0,9 \text{ mm} + 0,3 \cdot 0,4 \text{ mm}) = 4,6 \text{ mm.}$$

Vervolgens kan de totale bijkomende vervorming worden bepaald:

$$w_{bij,D} = w_{Q1,D} + w_{Q2,D} + w_{kr,D} = 0,3 \text{ mm} + 1,1 \text{ mm} + 4,6 \text{ mm} = 6,0 \text{ mm}$$

Voor de doorbuiging nemen we de strenge eis om de vervorming in de gevel zo klein mogelijk te houden. Voor de uitkraging geldt:

$$w_{bij,norm,D} = 0,002 \cdot 2 \cdot l_{uit} = 0,002 \cdot 2 \cdot 2000 \text{ mm} = 8 \text{ mm}$$

Hiermee kan de U.C. voor de doorbuiging worden bepaald:

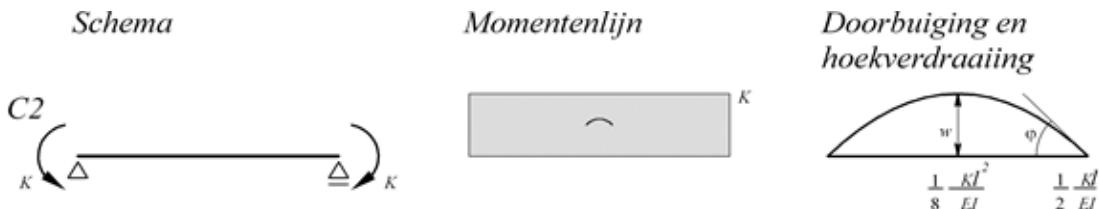
$$\text{U.C.} \Rightarrow \frac{w_{bij,D}}{w_{bij,norm,D}} = \frac{6,0 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} = 0,75 \leq 1,0 \Rightarrow \text{Voldoet}$$

Evaluatie controleberekeningen:

De extra belasting werkt gunstig voor het maximale veldmoment. Het steunpuntmoment en de zinking bij de uitkraging worden uiteraard iets groter. De uitkraging heeft echter nog voldoende overcapaciteit. Deze kan met de gegeven gevelbelasting (relatief licht!) worden opgerekend naar 2,3 meter, duidelijk minder dan zonder gevelbelasting. De uitkraging is dan maatgevend.

8.3.4 Controleberekening tweezijdig uitkragende ligger met gevelbelasting

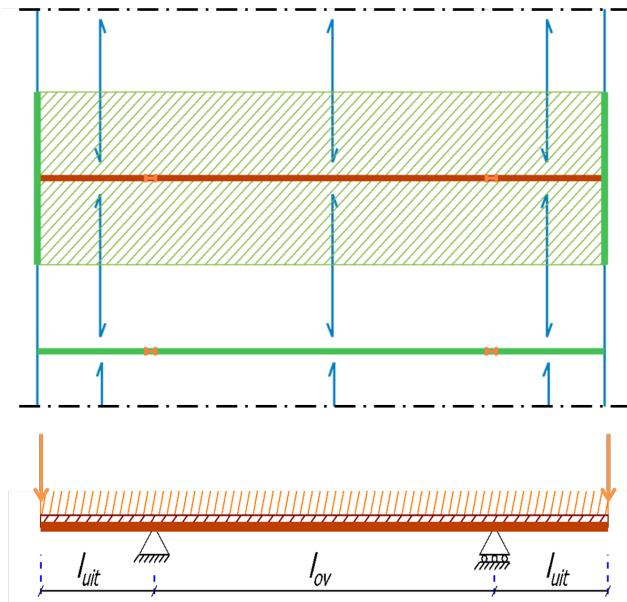
Naast eenzijdig uitkragende liggers komen er ook tweezijdig uitkragende liggers voor. De berekening daarvan komt vrijwel overeen met die van een eenzijdig uitkragende ligger. In plaats van de formules van belastingschema C1 moeten we nu die van belastingschema C2 gebruiken (Zie het formuleblad in hoofdstuk 5 Mechanica). Aan beide zijden levert de belasting op de uitkraging een steunpuntmoment dat het liggerdeel tussen de steunpunten doet opbollen. Deze steunpuntmomenten verkleinen het veldmoment.



Figuur 39: Extra te gebruiken formules voor een tweezijdig uitkragende ligger.

Gegeven is een gebouw met liggers op twee steunpunten (kolommen) die aan twee zijden met gelijke lengte uitkragen. De uitkragende ligger moet bovendien de gevelwanden dragen. Deze komen als een puntlast op de uiteinden van de uitkraging (zie de schematische draagconstructie plattegrond met het statische schema). We geven alleen de formules weer

en maken geen berekeningen. Met de voorgaande voorbeeldberekeningen voor een eenzijdige uitkraging moeten ook de berekeningen voor een tweezijdig uitkragende ligger kunnen worden gemaakt.



Figuur 40: Deel schematische DC plattegrond met tweezijdig uitkragende ligger.

Voor het berekenen van de liggers moeten we deze in drie delen verdelen: een gewone ligger op twee steunpunten en twee ‘ingeeklemd’ liggers. De ingeklemde liggers zijn in feite verend ingeklemde liggers. Ze veroorzaken een moment bij de steunpunten, dat het liggerdeel tussen de steunpunten doet opbuigen. Bij het berekenen van de maximale momenten en doorbuigingen kunnen we gebruik maken van de hiervoor al genoemde belastingschema’s op het formuleblad: A1, B2 en B3 en C2. Bij de gebruikte formules plaatsen we hierna de nummers van de gebruikte belastingschema’s tussen rechte haken [].

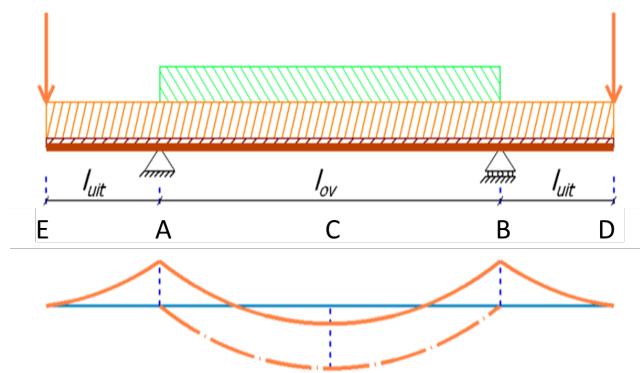
Extremen voor spanningen en doorbuigingen vinden we door de belasting op het te beschouwen liggerdeel extreem te nemen (ongunstig werkende belastingen) en die op de rest van de ligger zo klein mogelijk te maken (gunstig werkende belastingen). Er zijn twee belastingcombinaties: alleen veranderlijke belasting op het liggerdeel tussen de steunpunten en alleen veranderlijke belasting op de beide uitkragingen. Met deze twee combinaties vinden we de bijbehorende extremen voor spanning en doorbuiging.

Belastingcombinatie 1

Bij belastingcombinatie 1 is er alleen veranderlijke belasting aanwezig op het liggerdeel tussen de opleggingen A en B. De belasting op de uitkragingen compenseren voor een deel de belastingen op het liggerdeel tussen de steunpunten en werken dus gunstig.

Controle sterkte (UGT):

Het zal duidelijk zijn dat een belasting op het liggerdeel tussen de steunpunten een extreme waarde zal geven voor het veldmoment van dit liggerdeel.



Figuur 41: Statisch schema en momentenlijn van een tweezijdig uitkragende ligger met opgelegde belasting op liggerdeel A-B.

In het algemeen zal het veldmoment worden verminderd met de helft van het steunpuntmoment aan de linkerzijde en de helft van het steunpuntmoment aan de rechterzijde. Bij een gelijke belasting op de beide uitkragingen zal dus twee keer het halve steunpuntmoment van het veldmoment afgetrokken moeten worden. Voor het veldmoment geldt dan [met belastingschema's A1 en C2 (met B3 en B2)]:

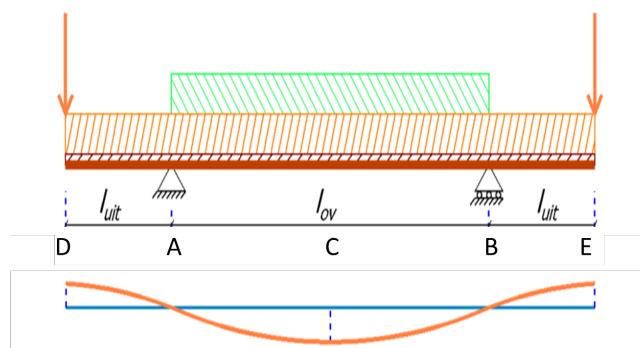
$$M_{veldmax;d} = \frac{1}{8} \cdot (\gamma_G \cdot q_G + \gamma_Q \cdot q_Q) \cdot I_{ov}^2 - \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma_G \cdot q_G \cdot I_{uit}^2 + \gamma_G \cdot F_G \cdot I_{uit} \right)$$

Gebruik de juiste partiële factoren: 1,2 en 1,5 voor ongunstig werkende krachten en 0,9 (en 0) voor gunstig werkende krachten.

De buigspanning door het veldmoment bij C wordt: $\sigma_{m;d} = \frac{M_{veldmax;d}}{W_y}$

Controle stijfheid (BGT):

De grootste doorbuiging bij C (veld) zal ontstaan als de belasting tussen de steunpunten zo groot mogelijk is (met opgelegde belasting) en die op de uitkragingen zo laag mogelijk (zonder opgelegde belasting). De grootte van de totale bijkomende doorbuiging wordt bepaald door de opgelegde belasting en de eventueel aanwezige kruip. We geven hier de formules met kruip. Bij staal mag het aandeel van de kruip worden weggelaten. Bij deze berekening zijn de partiële factoren niet nodig.



Figuur 42: Statisch schema en vervormingslijn tweezijdig uitkragende ligger met veranderlijke belasting tussen de steunpunten.

beton

In het algemeen geldt weer: $w_{bij} = w_Q + w_{kr} = w_Q + k \cdot (w_G + \varphi_2 \cdot w_Q)$

De bijkomende doorbuiging bij C door de veranderlijke belasting op A-B wordt [A1]:

$$w_{Q,C} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_Q \cdot I_{ov}^4}{EI_y}$$

De bijkomende doorbuiging bij C ten gevolge van de blijvende belasting op A-B wordt [A1]:

$$w_{G1,C} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_G \cdot I_{ov}^4}{EI_y} \text{ met: } q_G = q_{eg} + q_{rb}$$

Zowel de gelijkmatig verdeelde belasting op de uitkragingen A-E en B-D als de beide puntlasten geven een moment K bij steunpunten A en B. De grootte daarvan is (zonder partiële factor; let op de eenheid!):

$$K_{qG} = \frac{1}{2} \cdot q_G \cdot I_{uit}^2$$

$$K_{FG} = F_G \cdot I_{uit}$$

Dit moment zal het liggerdeel A-B omhoog buigen. De bijbehorende vervorming is [C1]:

$$w_{G2,C} = -\frac{1}{16} \cdot \frac{(K_{qG} + K_{FG}) \cdot I_{ov}^2}{EI_y}$$

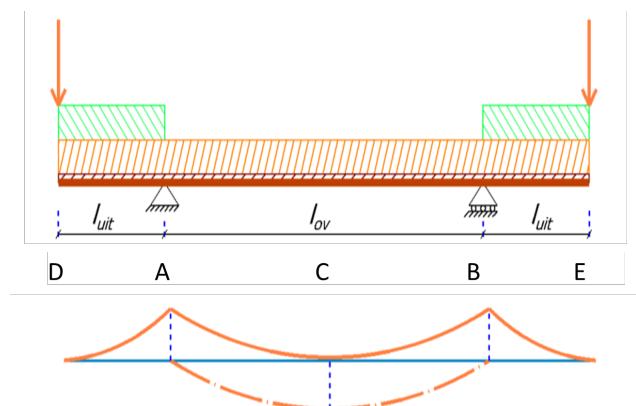
Er geldt dus: $w_{bij,C} = w_{Q,C} + k \cdot (w_{G1,C} + w_{G2,C} + \varphi_2 \cdot w_{Q,C})$

Belastingcombinatie 2

Bij belastingcombinatie 2 is de veranderlijke belasting alleen aanwezig boven de uitkragingen. De blijvende belasting bevindt zich uiteraard over de hele ligger.

Controle sterke (UGT):

De maximale buigspanning bij deze belastingcombinatie voor een tweezijdig uitkragende ligger vinden we bij de steunpuntmomenten boven de beide opleggingen. Daar treedt aan de bovenkant trek op en aan de onderzijde druk. Let op: *de grootte van de steunpunt-momenten wordt alleen bepaald door de belasting op de uitkraging!*



Figuur 43: Statisch schema en momentenlijn tweezijdig uitkragende ligger met puntlast en veranderlijke belasting op uitkraging.

beton

Het steunpuntmoment bij B wordt nu als volgt berekend [B3 en B2]:

$$M_{B,\max,d} = \frac{1}{2} \cdot (\gamma_G \cdot q_G + \gamma_Q \cdot q_Q) \cdot I_{uit}^2 + \gamma_G \cdot F_G \cdot I_{uit}$$

$$\sigma_{m;d} = \frac{M_{B,\max;d}}{W}$$

De grootte van het veldmoment bij C wordt beïnvloed door de steunpuntmomenten. Zonder belasting op de uitkraging zal het veldmoment op het deel tussen de steunpunten aan de onderzijde trek en aan de bovenzijde druk veroorzaken. Bij belasting op de uitkragingen wordt het veldmoment kleiner. Afhankelijk van de lengte van de uitkragingen ten opzichte van de afstand tussen de beide steunpunten en de grootte van de belasting op de uitkragingen (inclusief de puntlasten) zal, wanneer de belasting op de uitkragingen toeneemt, het veldmoment kunnen omkeren. Daarbij ontstaat ook tussen de beide steunpunten aan de onderzijde druk en aan de bovenzijde trek. Dit is vooral van belang bij gewapende betonconstructies om bijvoorbeeld de benodigde veldwapening te bepalen.

Om het extreme negatieve veldmoment te vinden, zal de gunstig werkende blijvende belasting moeten worden gereduceerd en de ongunstig werkende belasting op de uitkraging extreem moeten worden genomen. Voor het veldmoment bij C geldt voor een tweezijdig uitkragende ligger met gelijke veranderlijk en blijvende belasting en puntlasten op de uitkraging [A1 en C2 (met B3 en B2)]:

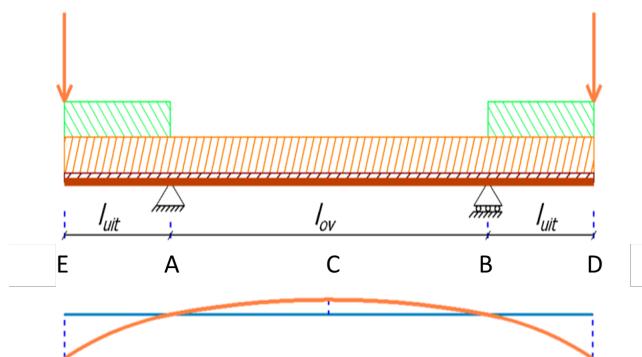
beton

$$M_{C,\min,d} = \frac{1}{8} \cdot (0,9 \cdot q_Q) \cdot I_{ov}^2 - \left(\frac{1}{2} \cdot (1,2 \cdot q_G + 1,5 \cdot q_Q) \cdot I_{uit}^2 + 1,2 \cdot F_G \cdot I_{uit} \right)$$

$$\sigma_{m;d} = \frac{M_{C,\min,d}}{W}$$

Controle stijfheid (BGT):

De grootste doorbuiging van de uitkraging vindt plaats bij extreme belasting op de uitkraging en gereduceerde belasting op het liggerdeel tussen de steunpunten. Ten gevolge van de belasting op de uitkragingen zal er een moment worden doorgegeven aan het liggerdeel tussen de steunpunten. Deze zal dit liggerdeel doen opbollen, waardoor de doorbuiging van de uitkragingen groter wordt.



Figuur 44: Statisch schema en vervormingslijn tweezijdig uitkragende ligger met veranderlijke belasting en puntlast op de uitkraging.

beton

Voor de bijkomende doorbuiging moeten we naar de doorbuiging door de veranderlijke belasting en naar de kruip kijken. Voor de directe doorbuiging van de uitkraging door de veranderlijke belasting geldt [B3]:

$$w_{D,Q,1} = \frac{1}{8} \cdot \frac{q_Q \cdot I_{uit}^4}{EI_y}$$

De hoekverdraaiing door het steunpuntmoment geeft een extra zakkung:

$$w_{D,Q,2} = I_{uit} \cdot \varphi$$

Voor de hoekverdraaiing ten gevolge van een moment K geldt [C2]:

$$\varphi = \frac{1}{2} \cdot \frac{K \cdot I_{ov}}{EI_y}$$

Het moment veroorzaakt door de veranderlijke belasting op de uitkraging [B3]:

$$K = \frac{1}{2} \cdot q_Q \cdot I_{uit}^2$$

Bij deze BGT berekening gebruiken we geen partiële factor. Let ook op de eenheid: Het moment kan hier het beste worden berekend in Nmm!

De vervorming door kruip wordt bepaald door de blijvende belasting en het quasi blijvende deel van de veranderlijke belasting op de uitkraging. Naast de gelijkmatig verdeelde belasting is er de puntlast die voor kruip zorgt.

Voor de kruip geldt:

$$w_{kr} = k \cdot (w_{D,G,1} + w_{D,G,2} + \varphi_2 \cdot w_{D,Q,1})$$

$$w_{D,G,1} = \frac{1}{8} \cdot \frac{q_G \cdot I_{uit}^4}{EI_y}$$

$$w_{D,G,2} = \frac{1}{3} \cdot \frac{F_G \cdot I_{uit}^3}{EI_y}$$

De totale bijkomende doorbuiging van de uitkraging wordt:

$$w_{bij,D} = w_{D,Q,1} + w_{D,Q,2} + w_{D,kr}$$

Ook hier verwaarlozen we gemakshalve voor de ontwerpberkening de vervorming door de kruip van het liggerdeel A-B. Deze kruip geeft een stijging van de uiteinden door de blijvende belasting op A-B en een zakkung door de (quasi) blijvende belasting op de uitkragingen A-E en B-D.

8.3.5 Andere belastingen op uitkragende liggers

Tot nu toe zijn we er van uitgegaan dat de gelijkmatig verdeelde belasting op de uitkragingen gelijk was aan die van het liggerdeel tussen de beide steunpunten. Dat hoeft echter niet zo te zijn. Bijvoorbeeld bij een galerij langs een woongebouw is de opgelegde belasting, maar gewoonlijk ook de rustende belasting, anders dan die van de binnenruimte. Ook kunnen de uitkragingen een verschillende lengte hebben. Bedenk zelf hoe dit in de te gebruiken formules tot uiting komt.

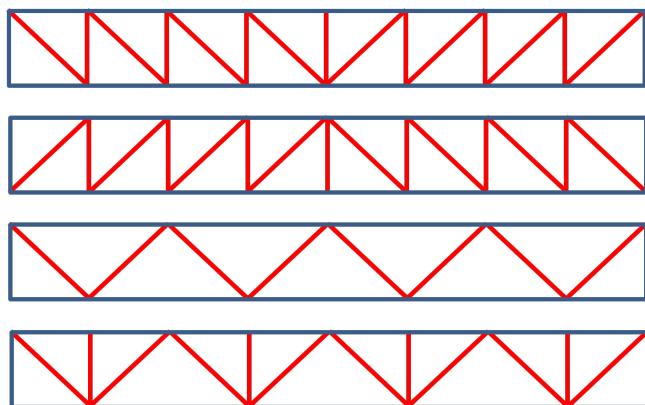
De hier gebruikte partiële factoren gelden voor gebouwen met veiligheidsklasse 2. Voor bijvoorbeeld eengezinswoningen geldt de lagere veiligheidsklasse 1 en voor onder meer concertzalen en zeer hoge gebouwen de hogere veiligheidsklasse 3. Dit is allemaal op te zoeken in hoofdstuk 6 Belastingen.

In het voorgaande is de puntlast toegepast voor het gewicht van de gevel. Naast blijvende belasting is het ook mogelijk dat veranderlijke belasting als een puntlast op de ligger komt. Stel dat men onder het dak boven de uitkraging een kolomvrije ruimte wil creëren. De opgelegde belasting zal dan via een gevelkolom als puntlast op de uitkragende ligger terechtkomen. Datzelfde geldt uiteraard voor het gewicht van de dakconstructie. De hiervoor genoemde formules kunnen dan op een eenvoudige wijze worden uitgebreid. Het tekenen van de schematische draagconstructieplattegronden met daarop aangegeven de belastingvelden is daarbij een effectief hulpmiddel.

8.4 Globale dimensionering vakwerkliggers

Bij grotere overspanningen zal een simpele balk als ligger niet meer voldoen. Een geschikt element dat dan in aanmerking komt, is een vakwerklijgger. Het woord vakwerk wordt in de bouwkunde ook gebruikt voor het houtskelet met een invulling van metselwerk dat onder meer veel in Duitsland in gebouwen is toegepast. In dit hoofdstuk verstaan we onder vakwerk een draagconstructie-element dat is opgebouwd uit driehoeken. Een driehoek is in tegenstelling tot een vierhoek vormvast. Het meest eenvoudige vakwerk is een driehoekspant dat uit één driehoek bestaat.

Een vakwerklijgger is opgebouwd uit meerdere driehoeken naast elkaar, waardoor een stijf geheel ontstaat. Bij vakwerkliggers wordt onderscheid gemaakt tussen randstaven (blauw) en wandstaven (rood) (figuur 45). Bij de randstaven onderscheiden we de onder- en bovenrand en de meestal verticale eindstaven. De wandstaven bestaan uit diagonalen en meestal ook verticale staven. Daarbij worden twee patronen onderscheiden: N-liggers en V-liggers. Bij de N-liggers wordt bovendien onderscheid gemaakt tussen een ligger met vallende en een ligger met stijgende diagonalen. Bij V-vakwerkliggers kunnen eventueel verticale staven zijn toegevoegd.



Figuur 45: Van boven naar beneden: N-vakwerklijgger met vallende diagonalen, N-vakwerklijgger met stijgende diagonalen, een V-vakwerklijgger en een V-vakwerklijgger met verticale staven.

De knooppunten van een vakwerk zijn in principe scharnierend met elkaar verbonden. Daardoor kunnen via de knooppunten geen momenten worden overgedragen en moet de belasting worden doorgegeven als normaalkracht. De spanningen in de staven van het vakwerk zijn daarom vooral trek- en drukspanningen. Bij balken zijn dat vooral buigspanningen. Buiging geeft over het algemeen grote spanningen en vervormingen, terwijl normaalkrachten veel lagere spanningen en vervormingen opleveren.

In een vakwerk wordt het materiaal dus optimaler gebruikt. Een nadeel van een vakwerk is de relatief grote constructiehoogte ten opzichte van een balk. Als schattingssregel voor vakwerken onder het dak nemen we: $h = \frac{1}{10}$ tot $\frac{1}{15}$ van de overspanning.

De overspanning is de afstand tussen de opleggingen. Voor vloeren zijn veel forsere vakwerken nodig. Daarom past men daar meestal verdiepingshoge vakwerken toe, zodat de constructie-hoogte van de vloer zelf relatief klein kan blijven. Een nadeel van deze vakwerken zijn de diagonalen die als storend worden gezien. Een alternatief is dan de vierendeelligger. Bij vierendeelliggers worden de staven echter op buiging belast, zodat veel forsere profielen nodig zijn met buigvaste verbindingen. Deze ligger vergt daarom veel meer materiaal om aan sterkte- en stijfheidseisen te voldoen.

Bij het ontwerpen van een vakwerk kunnen met schattingssregels profielen of gewichten worden toegekend. Het meest eenvoudig is het om het gewicht van het vakwerk in te schatten. Uitgaande van de totale belasting op het vakwerk kunnen we dan de volgende globaal geschatte gewichten nemen:

$$\text{Daklijgger: } G_{eg} = 0,05 \cdot G_{rb} + Q$$

$$\text{Vloerlijgger: } G_{eg} = 0,1 \cdot G_{rb} + Q$$

De benodigde profielen kunnen vervolgens worden berekend met de formule $A_{ben} = \frac{F_{staaf;d}}{f_{t;d}}$.

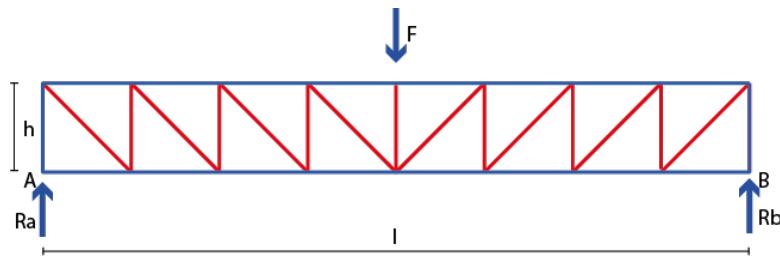
$f_{t;d}$ is de rekenwaarde van de treksterkte. Deze is in principe gelijk aan de rekenwaarde van de druksterkte: $f_{c;d}$. Bij op druk belaste staven moet echter ook rekening worden gehouden met knik. Als de bovenrand bovenindien dak- of vloerplaten draagt, moet deze ook op buiging worden berekend. De totale spanning is dan de som van $\sigma_{c;d}$ en $\sigma_{m;d}$ die dan kleiner moet zijn dan $f_{c;d}$.

Bij buiging van de bovenrand geldt: $\sigma_{t;d} + \sigma_{m;d} \leq f_{t;d}$. Voor de spanningen in deze controle-berekeningen nemen we uiteraard de absolute waarden.

Bij een vakwerk waarvan de onder- of bovenrand door een lijnlast wordt belast op buiging, kan de grootte van de onder- of bovenrand worden ingeschat door de randstaven tussen de knooppunten als liggers op twee steunpunten te beschouwen. Gebruik vervolgens de schattingssregels voor een vloer- of daklijger.

8.4.1 Vakwerk belast door een enkele puntlast

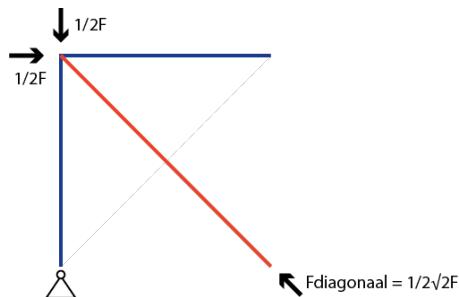
We beschouwen hier een N-vakwerk met vallende diagonalen, waardoor in de diagonalen trekkrachten komen en deze relatief slank kunnen worden uitgevoerd. Stel dat het vakwerk in het midden wordt belast door een puntlast F (figuur 46). De puntlast moet worden opgenomen door de opleggingen. De kracht stroomt daardoor via de verticale en diagonale wandstaven naar de verticale eindstaven en via deze naar de beide opleggingen. In de opleggingen komt een verticale reactiekraakt gelijk aan $\frac{1}{2}F$.



Figuur 46: Vakwerklijger met vallende diagonale belast door een puntlast.

De verticale staven krijgen (als we het eigen gewicht buiten beschouwing laten) allen dezelfde belasting. Als we kijken naar het verticale evenwicht bij de opleggingen dan is gemakkelijk in te zien dat de staafkracht gelijk is aan de oplegkracht: $F_{\text{verticaal}} = \frac{1}{2}F$.

Ook de diagonalen moeten allen dezelfde belasting opnemen. Als we weer het verticale evenwicht beschouwen bij het linker bovenknooppunt, dan geldt dat de verticale component van de diagonale staafkracht gelijk is aan $\frac{1}{2}F$ (figuur 47).

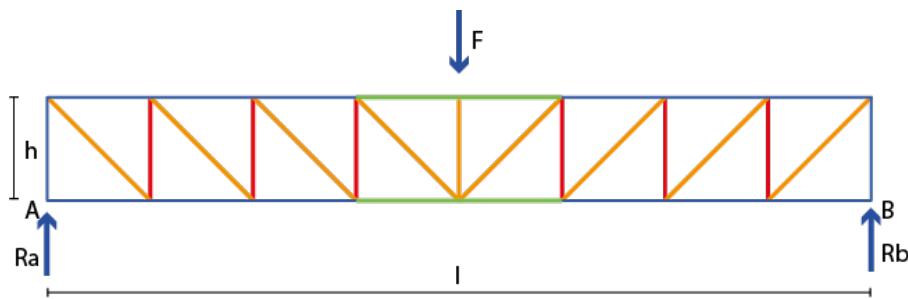


Figuur 47: Krachten linker boven- knooppunt.

In dit vakwerk zijn de velden vierkant. De diagonalen lopen dus onder een hoek van 45° . Met de stelling van Pythagoras is gemakkelijk te bepalen dat de staafkracht in de diagonaal gelijk is aan:

$$F_{\text{diagonaal}} = \sqrt{\left(\frac{1}{2}F\right)^2 + \left(\frac{1}{2}F\right)^2} = \frac{1}{2}\sqrt{2} \cdot F$$

De boven- en onderrandstaven worden in het midden het zwaarst belast. Voor het dimensioneren van het vakwerk zijn deze dan ook het meest relevant. Evenals bij een balk moet ook bij een vakwerklijger het uitwendige moment ten gevolge van de belasting op de ligger worden bepaald. Voor een vakwerklijger op twee steunpunten geldt ook hier voor een puntlast in het midden: $M_{\text{uitw}} = \frac{1}{4}F \cdot l_{\text{vw}}$ (zie formuleblad situatie A0).



Figuur 48: Oplegreacties en maximaal optredende normaalkracht in een vakwerkligger; blauw en groen de randstaven, rood de verticalen en oranje de diagonalen.

Voor het evenwicht moet het uitwendig moment gelijk zijn aan het inwendig moment: $M_{uitw.} = M_{inw.}$. Het inwendige moment is hier gelijk aan het koppel van de staafkrachten in de boven- en onderrand. Deze staafkrachten zijn als gevolg van het evenwicht wat betreft grootte gelijk, maar wel tegengesteld: druk in de bovenrand en trek in de onderrand. Er geldt nu $M_{inw.} = F_{staaf} \cdot h$. Hierin is de h hoogte van het vakwerk (figuur 48). De staafkracht wordt dan:

$$F_{staaf} = \frac{1}{4} \frac{Fl_{vw}}{h}$$

Duidelijk is te zien dat hoe groter de vakwerkhoogte, des te kleiner de staafkrachten in onder- en bovenrand.

Voor een vakwerk met meerdere belastingen op de knooppunten in de bovenrand geldt in principe hetzelfde. We kunnen weer het uitwendig moment in het midden van de overspanning opstellen door het vakwerk door te snijden en de momenten op te tellen. De reactiekrachten geven een positief moment. De belastingen op de knooppunten veroorzaken negatieve momenten. Zie voor de uitwerking hiervan de verdere paragrafen. Wil een vakwerk optimaal werken dan moeten de belastingen in de knooppunten aangrijpen, en niet halverwege een staaf.

8.4.2 Vakwerk belast door een gelijkmatig verdeelde belasting op de bovenrand

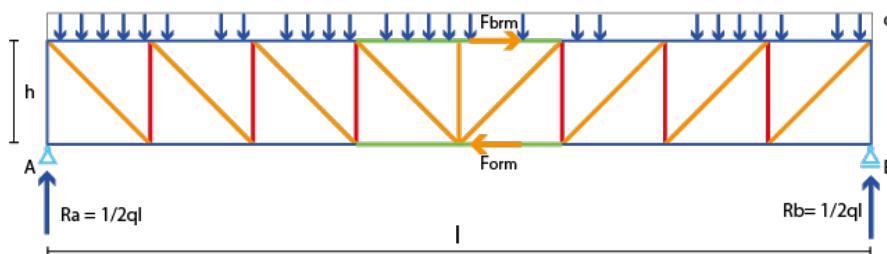
Een vakwerkligger die een betonnen vloer ondersteunt, wordt vaak door een gelijkmatig verdeelde belasting belast. Ook hiervan kunnen we de reactiekrachten berekenen. Elke reactiekracht is uiteraard gelijk aan de helft van de totale belasting (figuur 49).

Met een totale belasting gelijk aan $q \cdot l_{vw}$ wordt de reactiekracht $R_A = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l_{vw}$. Dit is in een vakwerk met vallende diagonalen ook de grootte van de drukkracht in de eindstaaf en de verticale component van de trekkracht in de diagonaal in het eindveld. Voor het maximale moment van een vakwerkligger belast door een gelijkmatig verdeelde belasting geldt:

$$M_v = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l_{vw}^2$$

Dit is het uitwendig moment. Inwendig en uitwendig moment moeten gelijk zijn. Het inwendige moment is gelijk aan de staafkracht maal de vakwerkhoogte:

$$M_{inw.} = F_{orm} \cdot h = F_{brm} \cdot h = M_v \rightarrow F_{orm} = F_{brm} = \frac{\frac{1}{8}q \cdot l_{vw}^2}{h}$$

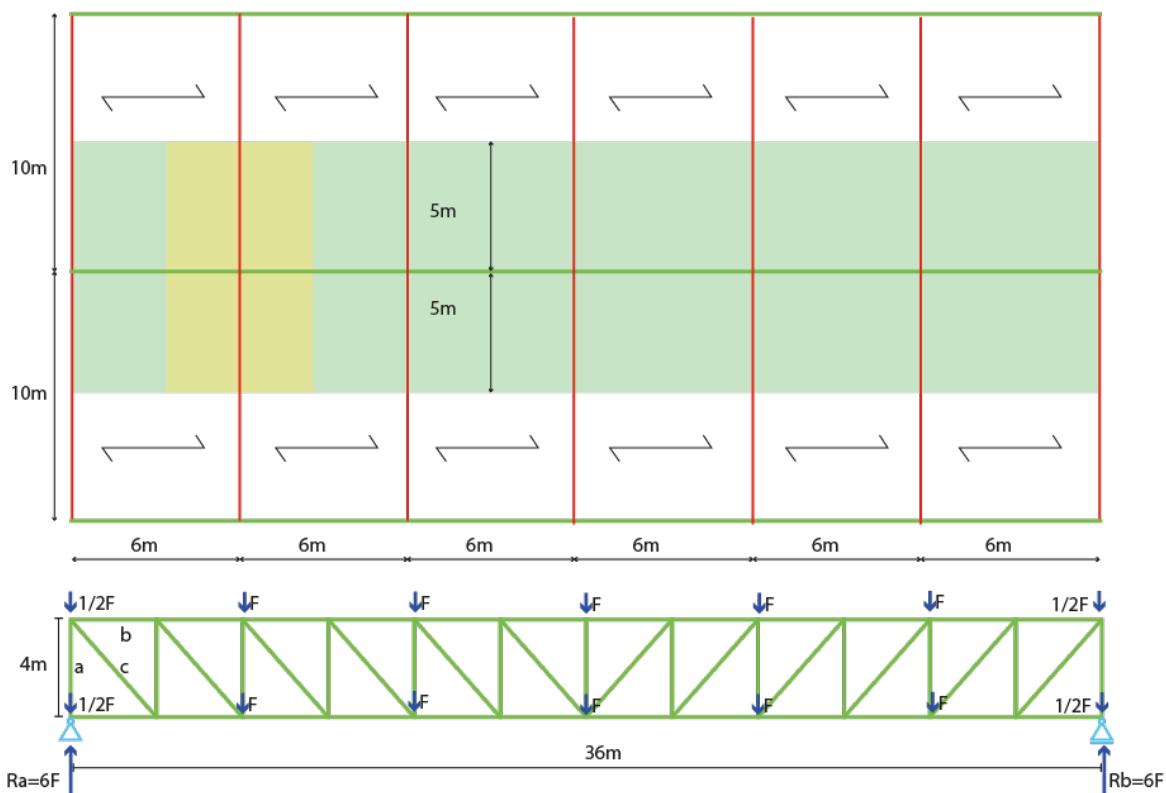


Figuur 49: Oplegreacties in een vakwerkligger.

De staafkracht in de eindstaaf ter plaatse van oplegging A is gelijk aan de reactiekracht van de oplegging: $\frac{1}{2}ql_{vw}$. Voor de diagonalkracht in het eindveld moet weer gekeken worden naar het verticale evenwicht in het bovenknooppunt bij A. Merk op dat de helft van de q -last op het eindveld rechtstreeks wordt afgedragen aan het linker bovenknooppunt en niet via de diagonaal. De verticale component van de einddiagonaal is dus kleiner dan $\frac{1}{2}ql_{vw}$. Zie verderop voor de uitwerking.

8.4.3 Verdiepingshoog vakwerk belast door meerdere puntlasten

In een gebouw met een kantoorfunctie op de 1ste en 2de verdieping moet op de begane grond een grote kolomvrije ruimte komen. Men plaatst daarom verdiepingshoge vakwerken met een lengte van 36 meter en een hoogte 4 meter, die gelijktijdig de twee verdiepingen dragen. Een aantal knooppunten ondersteunt een vloerbalk. Deze secundaire vloerbalken (HEA-profielen) hebben een vrije overspanning van 10 meter. Zij dragen een staalplaatbetonvloer (vloerdikte 225 mm) met een afwerklaag, leidingen en een plafond. De staalplaten overspannen 6 meter.



Figuur 50: Deel schematische DC plattegrond (met weergegeven belasting op het vakwerk) en aanzicht vakwerk.

staal

De staalplaatbetonvloer heeft een totaalgewicht van **3,6 kN/m²**. Afwerklaag, leidingen en plafond wegen bij elkaar **1,8 kN/m²**. Het totale vloergewicht wordt daarmee **5,4 kN/m²**.

Uit de schematische DC-plattegrond (figuur 50) blijkt dat via een balk aan weerszijden een oppervlak van $6 \cdot 5 \text{ m}^2$ op het knooppunt van het vakwerk wordt afgedragen. Totaal op een knooppunt dus:

$$6 \cdot (5 \text{ m} + 5 \text{ m}) = 60 \text{ m}^2 \text{ (gele vlak in figuur 50).}$$

Dit geeft een belasting van:

$$60 \text{ m}^2 \cdot 5,4 \text{ kN/m}^2 = 324 \text{ kN}$$

Voor de vloerbalken nemen we een HE500A met een massa van **155 kg/m** of een gewicht van $0,01 \cdot 155 \text{ kg/m} = 1,55 \text{ kN/m}$. Dit geeft een belasting van:

$$(5 \text{ m} + 5 \text{ m}) \cdot 1,55 \text{ kN/m} = 15,5 \text{ kN}$$

De rustende belasting op de vakwerklijgger per belast knooppunt wordt daarmee:

$$324 \text{ kN} + 15,5 \text{ kN} = 339,5 \text{ kN}$$

staal

Hierbij komt nog het eigen gewicht van het vakwerk. Als we dit gewicht op 10% van de rustende belasting schatten, wordt dit 34 kN. De totale blijvende belasting wordt daarmee (afgerond):

$$340 \text{ kN} + 34 \text{ kN} = 374 \text{ kN}.$$

Voor een kantoorfunctie geldt volgens de Nationale Bijlage bij de Eurocode een opgelegde belasting van 2,5 kN/m². Met lichte scheidingswanden (normaal gesproken geschat op 0,5 kN/m²) wordt dit een belasting van 3 kN/m². Als puntlast op het vakwerk moet deze belasting worden vermenigvuldigd met het gele vlak in figuur 50:

$$6 \text{ m} \cdot (5 \text{ m} + 5 \text{ m}) \cdot 3 \text{ kN/m} = 180 \text{ kN}$$

De rekenwaarde voor de UGT (uiterste grenstoestand) wordt:

$$F_d = 1,2 \cdot 374 \text{ kN} + 1,5 \cdot 180 \text{ kN} = 718 \text{ kN}.$$

Deze kracht komt als een puntlast F_d op het vakwerk, zowel op de boven- als op de onderrand. De oplegreactie t.g.v. deze knooppuntbelastingen voor twee verdiepingen wordt dan:

$$2 \cdot (\frac{1}{2}F_d + F_d + F_d + \frac{1}{2}F_d) = 6F_d \cdot R_A = 6 \cdot 718 \text{ kN} = 4309 \text{ kN}.$$

Dimensionering verticale eindstaaf

staal

Uit het evenwicht in knooppunt A volgt dat de belasting op de verticale eindstaaf a gelijk is aan $6F_d - \frac{1}{2}F_d$. Een deel van de onderste vloer draagt immers rechtstreeks af op het knooppunt A en niet op de eindstaaf. Op de eindstaaf komt daarmee een drukbelasting:

$$F_{c,d,eindstaaf} = 4309 \text{ kN} - \frac{1}{2} \cdot 718,2 \text{ kN} = 3950 \text{ kN}$$

Bij toepassing van staal S355 (met een sterkte van 355 N/mm²) is daarvoor minimaal een doorsnede nodig van:

$$A_{ben} = \frac{F_{c,d}}{f_{c,d}} = \frac{3950 \cdot 10^3 \text{ N}}{355 \text{ N/mm}^2} = 11127 \text{ mm}^2 \text{ Hiervoor zou een HE300A kunnen worden genomen.}$$

De eindstaaf moet ook op knik worden gecontroleerd (zie hiervoor berekening kolom). De knikkracht van de staaf is:

$$F_{cr} = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I}{I_{cr}^2} = \pi^2 \cdot \frac{210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 6310 \cdot 10^4 \text{ mm}^4}{4000^2} = 8173883 \text{ N}$$

Het knikgetal is daarmee:

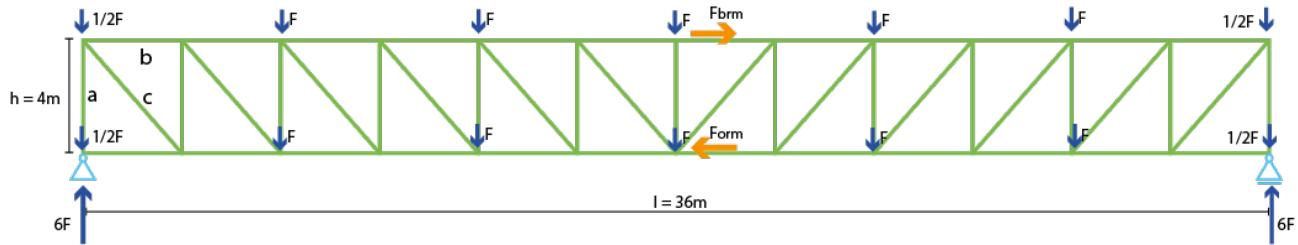
$$n = \frac{F_{cr}}{F_{c,d}} = \frac{8173883 \text{ N}}{3950 \cdot 10^3 \text{ N}} = 2,1$$

Uit veiligheidsoverwegingen is het knikgetal bij voorkeur $n \geq 5$ (zie berekening kolom). Daarom zal hier een groter kwadratisch oppervlaktemoment I_z (om de zwakke as) moeten worden gekozen:

$$I_{z,nodig} = \frac{5}{n} \cdot I_z = \frac{5}{2,1} \cdot 6310 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 = 15024 \cdot 10^4 \text{ mm}^4.$$

Hierbij hoort een HE 900B, HE 300M of een kokerprofiel HF RHS 300x300x10 (zie de staalprofielen app). Het kokerprofiel heeft het laagste gewicht: 0,9 kN/m. De oppervlakte van de doorsnede is 11490 mm², zodat met dit profiel ook aan de sterkte-eis wordt voldaan (zie het hiervoor berekende, benodigde oppervlak van 11127 mm²).

Dimensionering diagonaal in eindveld



Figuur 51: Inwendig moment in vakwerk.

staal

Uit de tekening van het vakwerk (figuur 51) is te zien dat de diagonale staaf c in het eindveld bij oplegpunkt A wordt belast door:

$$2 \cdot (F_d + F_d + \frac{1}{2}F_d) = 5F_d \quad (\text{Let wel, de belasting ter plaatse van de eindstaaf komt niet op de diagonaal terecht}).$$

De verticale component van de normaalkracht in de diagonaal is dus:

$$5 \cdot 718,2 \text{ kN} = 3591 \text{ kN}$$

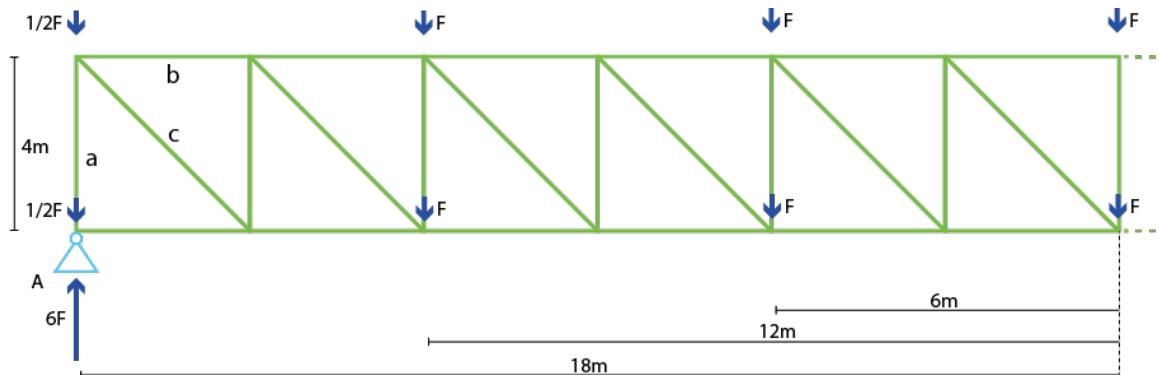
De staafkracht $F_{t;d,\text{diagonaal},c}$ verhoudt zich met de verticale component als de lengte van de diagonaal met de lengte van de verticale staaf. De lengte van de diagonaal is:

$$l_c = \sqrt{l_a^2 + l_b^2} = \sqrt{(4 \text{ m})^2 + (3 \text{ m})^2} = 5 \text{ m}$$

$$F_{t;d,\text{diag},c} = \frac{l_c}{l_a} \cdot F_{t;d\text{vert.comp}} = \frac{5}{4} \cdot 3591 \text{ kN} = 4488,8 \text{ kN} \Rightarrow A_{\text{benodigd}} = \frac{4488,8 \cdot 10^3 \text{ N}}{355 \text{ N/mm}^2} = 12644 \text{ mm}^2.$$

Voor de diagonaal is daarmee minimaal een kokerprofiel HF RHS 300x300x12,5 nodig met een doorsnedeoppervlak van **14210 mm²**. Het gewicht hiervan is **1,12 kN/m**.

Dimensionering onderrand in het midden



Figuur 52: Uitwendig moment.

staal

De staafkrachten in onder- en bovenrand kunnen we berekenen door het inwendig moment gelijk te stellen aan het uitwendig moment. Het uitwendig moment in het midden van het vakwerk is gelijk aan (zie ook figuur 52):

$$M_{uitw} = (6 - 1)F_d \cdot 18 \text{ m} - 2F_d \cdot 12 \text{ m} - 2F_d \cdot 6 \text{ m} = 54 \cdot F_d \text{ kNm}$$

Met $F_d = 718,2 \text{ kN}$ geeft dit:

$$M_{uitw} = 54 \text{ m} \cdot 718,2 \text{ kN} = 38782,8 \text{ kNm}$$

Met de snede-methode kunnen we zien dat:

$$M_{inw} = F_{d,orm} \cdot h = M_{uitw}$$

De trekkracht in de onderrand wordt daarmee:

$$F_{t;d,orm} = \frac{M_{uitw}}{h} = \frac{38782,8 \text{ kNm}}{4 \text{ m}} = 9696 \text{ kN}$$

Voor het opnemen van deze kracht is een doorsnede nodig van:

$$A_{benodigd} = \frac{9696 \cdot 10^3 \text{ N}}{355 \text{ N/mm}^2} = 27312 \text{ mm}^2$$

Het grootst beschikbare standaard kokerprofiel Voldoet niet. Gekozen kan worden voor een HE 650 B profiel met een doorsnede van 28630 mm^2 . De secundaire liggers kunnen hier gemakkelijk mee worden verbonden. Het gewicht van dit HEB-profiel is $2,41 \text{ kN/m}$.

In de bovenrand komt een drukkracht. Als we er vanuit gaan dat de bovenrand zijdelings wordt ondersteund door een voldoende stijve en sterke vloer zal er geen knikgevaar zijn. Het te gebruiken profiel kan dan gelijk zijn aan dat van de onderrand.

We kunnen nu het werkelijke eigen gewicht van het vakwerk bepalen. Met de hiervoor gevonden profielen wordt dit gewicht:

$$\begin{aligned} & 2 \cdot 36 \text{ m} \cdot 2,41 \text{ kN/m} \quad (\leftarrow \text{gewicht onder- en bovenrand}) \\ & + 11 \cdot 4 \text{ m} \cdot 0,9 \text{ kN/m} \quad (\leftarrow \text{gewicht verticale staven met uitzondering van de eindstaven}) \\ & + 12 \cdot 5 \text{ m} \cdot 1,12 \text{ kN/m} \quad (\leftarrow \text{gewicht diagonalen}) \\ & = 278 \text{ kN} \end{aligned}$$

Deze belasting verdeeld over de belaste knooppunten (knooppunten belast door F_d of $\frac{1}{2}F_d$) geeft een puntlast van:

$$\frac{278 \text{ kN}}{10 + \frac{1}{2} \cdot 4} = 23,2 \text{ kN}$$

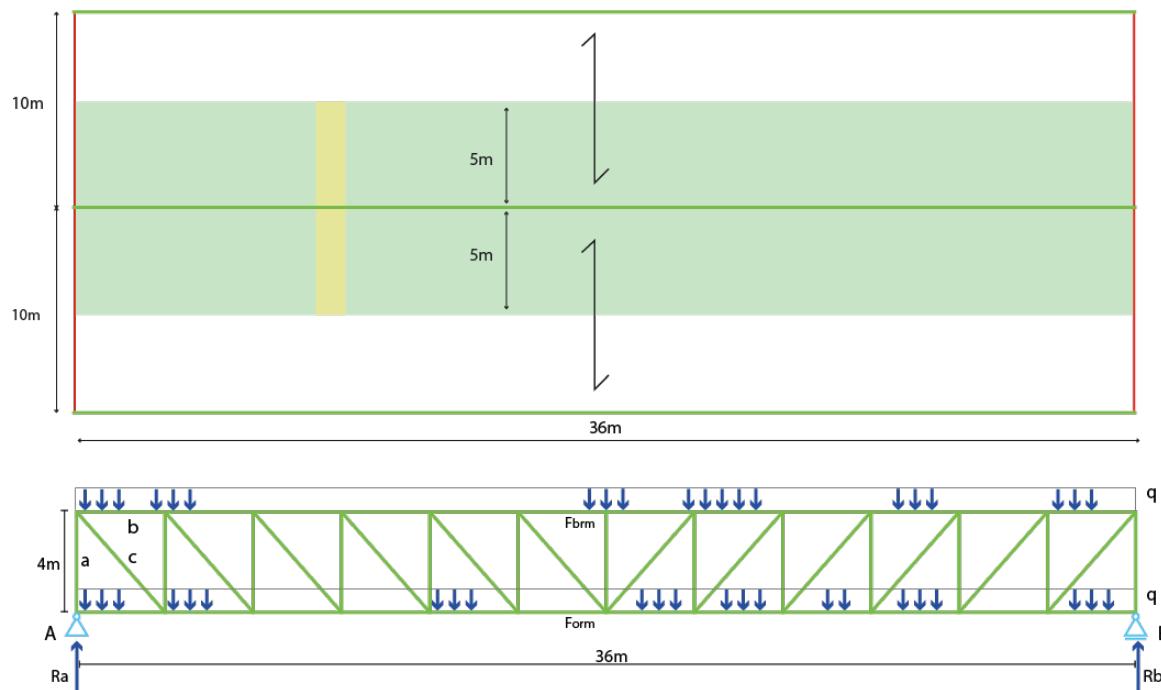
Dit is $10,8 \text{ kN}$ minder dan geschat. Daarmee is het mogelijk voor de onder- en bovenrand te volstaan met een HE 600 B profiel.

8.4.4 Verdiepingshoog vakwerk belast door een gelijkmatig verdeelde belasting

We beschouwen hetzelfde gebouw als in het vorige voorbeeld, maar nu met een alternatieve vloerconstructie met betonnen kanaalplaten. Deze platen worden rechtstreeks ondersteund door de vakwerkliggers. Secundaire vloerbalken zijn daarbij niet nodig.

staal

Het vakwerk heeft weer een overspanning van 36 meter en een hoogte 4 meter (zie figuur 53). De kanaalplaten overspannen 10 meter. Op de kanaalplaten wordt een druklaag gestort van 50 mm dikte met een gewicht van $0,05 \cdot 24 = 1,2 \text{kN/m}^2$. Afwerklaag, leidingen en plafond wegen bij elkaar eveneens $1,2 \text{kN/m}^2$. Gezien de belasting op de kanaalplaten en de overspanning ervan zijn er kanaalplaten nodig met een dikte van 260 mm en een gewicht van 4kN/m^2 . Het totale vloergewicht wordt daarmee $4 \text{kN/m}^2 + 1,2 \text{kN/m}^2 + 1,2 \text{kN/m}^2 = 6,4 \text{kN/m}^2$.



Figuur 53: Schematische DC plattegrond (met belastingafdracht naar vakwerklijgger) en aanzicht vakwerklijgger.

staal

Het vakwerk wordt per verdieping belast door een rustende belasting van:

$$q_{rb} = (5 \text{ m} + 5 \text{ m}) \cdot 6,4 \text{ kN/m}^2 = 64 \text{ kN/m}$$

Het eigen gewicht van het vakwerk wordt geschat op 8 kN/m. verdeeld over de onder- en bovenrand: $q_{eg} = 4 \text{ kN/m}$. Samen geeft dit een blijvende belasting $q_G = 68 \text{ kN/m}$.

De veranderlijke belasting per verdieping is:

$$q_Q = (5 \text{ m} + 5 \text{ m}) \cdot 3 \text{ kN/m}^2 = 30 \text{ kN/m}$$

Per verdieping wordt dit:

$$q_d = 1,2 \cdot 68 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 30 \text{ kN/m} = 127 \text{ kN/m}$$

De oplegkracht is:

$$R_{A;d} = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot l_{vw} \cdot q_d = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 36 \text{ m} \cdot 127 \text{ kN/m} = 4558 \text{ kN}$$

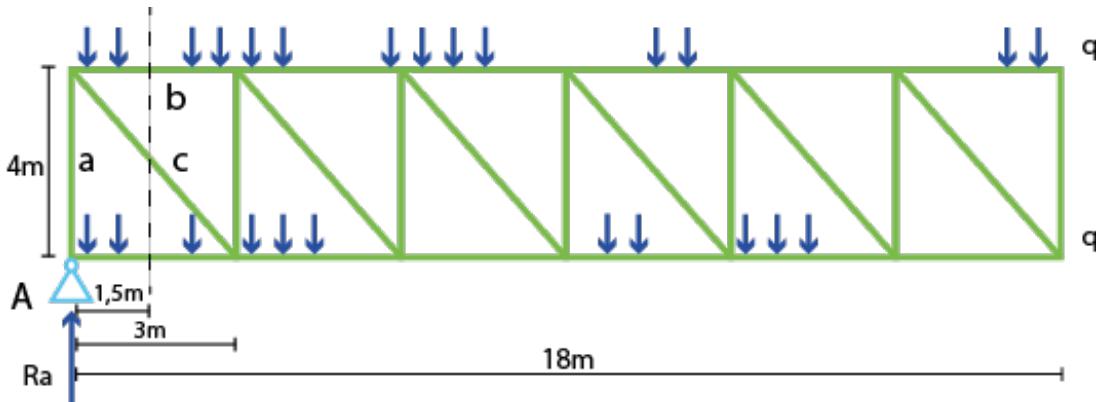
Dimensionering verticale eindstaaf

staal

Uit het evenwicht in knooppunt A (figuur 54) volgt dat de drukbelasting op de verticale eindstaaf a gelijk is aan:

$$R_{A;d} - \frac{1}{2} \cdot 3 \cdot q_d = 4558 \text{ kN} - 1,5 \text{ m} \cdot 126,6 \text{ kN/m} = 4368 \text{ kN}$$

Een deel van de onderste vloer draagt immers rechtstreeks af op het knooppunt A en niet op de eindstaaf. Op de eindstaaf komt daarmee een drukbelasting $F_{c;d,eindstaaf}$ van 4367,7 kN.



Figuur 54: Gelijkmatig verdeelde belasting op vakwerk.

staal

Bij toepassing van staal S355 is daarvoor minimaal een doorsnede nodig van:

$$A = \frac{F_{c;d}}{f_d} = \frac{4367,7 \cdot 10^3 \text{ N}}{355 \text{ N/mm}^2} = 12303 \text{ mm}^2$$

Hier voor zou een HE320A kunnen worden genomen, met $I_z = 6985 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$.

De knikkracht voor dit profiel is:

$$F_{cr} = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I_z}{I_{cr}^2} = \pi^2 \cdot \frac{210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 6985 \cdot 10^4 \text{ mm}^4}{(4000 \text{ mm})^2} = 9048268 \text{ N.}$$

Het knikgetal is:

$$n = \frac{F_{cr}}{F_{c;d}} = \frac{9048268 \text{ N}}{4367,7 \cdot 10^3 \text{ N}} = 2,1 < 5.$$

n moet uit veiligheidsoverwegingen groter dan 5 zijn. Daarom zal in dit geval een groter kwadratisch oppervlaktemoment I_z (om de zwakke as) gekozen moeten worden:

$$I_{z,nodig} = \frac{5}{n} \cdot I_z = \frac{5}{2,1} \cdot 6985 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 = 16631 \cdot 10^4 \text{ mm}^4.$$

Hierbij hoort een HE 300M of een kokerprofiel HF RHS 300x300x12,5. Het kokerprofiel heeft het laagste gewicht: 1,12 kN/m. De oppervlakte van de doorsnede daarvan is 14210 mm². Voor de sterkte was minimaal 12303 mm² nodig, zodat ook aan de sterkte-eis is voldaan.

Dimensionering diagonaal in eindveld

staal

De diagonaal c in het eindveld (zie figuur 54) heeft de lengte:

$$l_b = \sqrt{l_a^2 + l_c^2} = \sqrt{(4 \text{ m})^2 + (3 \text{ m})^2} = 5 \text{ m}$$

Op de diagonaal komt een verticale belasting die gelijk is aan de helft van de belasting van beide verdiepingen minder de helft van de belasting op het eindveld, eveneens voor beide verdiepingen:

$$R_{A;d} - 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3 \cdot q_d = 4557,6 \text{ kN} - 3 \text{ m} \cdot 126,6 \text{ kN/m} = 4177,8 \text{ kN}$$

staal

De staafkracht $F_{t;d,\text{diagonaal},b}$ in de diagonaal verhoudt zich met de verticale belasting als de lengte van de diagonaal met de lengte van de verticale staaf:

$$F_{t;d,\text{diagonaal},b} = \frac{5}{4} \cdot 4177,8 \text{ kN} = 5222,3 \text{ kN} \Rightarrow A_{\text{benodigd}} = \frac{5222,3 \cdot 10^3 \text{ N}}{355 \text{ N/mm}^2} = 14711 \text{ mm}^2.$$

Het standaard kokerprofiel dat hier het dichtst bij komt, is het profiel HF RHS 300×200×16. Dit profiel heeft een doorsnede oppervlak van ongeveer 14700mm² en een gewicht van 1,15 kN/m. Alternatieven zijn HF RHS 350×250×16 en HF RHS 500×300×12,5. Voldoet ook een HE300B.

Dimensionering onderrand in het midden

staal

De staafkrachten in onder- en bovenrand kunnen worden berekend door het inwendig moment gelijk te stellen aan het uitwendig moment. Het uitwendig moment in het midden van het vakwerk is gelijk aan:

$$M_{\text{uitw};d} = \frac{1}{8} \cdot q_d \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot (2 \cdot q_{UGT}) \cdot l^2$$

Met $q_d = 126,6 \text{ kN/m}$ en $l = 36 \text{ m}$ wordt dat:

$$M_{\text{uitw};d} = \frac{1}{8} \cdot 2 \cdot 126,6 \text{ kN/m} \cdot (36 \text{ m})^2 = 41019 \text{ kNm}$$

Het inwendig moment is gelijk aan de staafkracht in de boven- of onderrand maal de hoogte van het vakwerk:

$$M_{\text{inw};d} = F_{d,orm} \cdot h$$

Met $M_{\text{inw};d} = M_{\text{uitw};d}$ kan nu de trekkracht in de onderrand worden bepaald:

$$F_{t;d,orm} = \frac{M_{\text{uitw};d}}{h} = \frac{41019 \text{ kNm}}{4 \text{ m}} = 10255 \text{ kN}$$

Voor het opnemen van deze kracht is een doorsnede nodig van:

$$A_{\text{benodigd}} = \frac{10255 \cdot 10^3 \text{ N}}{355 \text{ N/mm}^2} = 28886 \text{ mm}^2$$

Het grootst beschikbare standaard kokerprofiel voldoet niet. Gekozen kan worden voor een HE 300 M profiel met een doorsnede van 30310 mm². Het gewicht van dit HEM-profiel is 2,38 kN/m. De trekspanning wordt daarin:

$$\frac{10255 \cdot 10^3 \text{ N}}{30310 \text{ mm}^2} = 338 \text{ N/mm}^2$$

Het eigen gewicht van het vakwerk wordt met de hiervoor gevonden profielen:

$$\begin{aligned} & 2 \cdot 36 \text{ m} \cdot 2,38 \text{ kN/m} \quad (\leftarrow \text{gewicht onder- en bovenrand}) \\ & + 11 \cdot 4 \text{ m} \cdot 1,12 \text{ kN/m} \quad (\leftarrow \text{gewicht verticale staven met uitzondering van de eindstaven}) \\ & + 12 \cdot 5 \text{ m} \cdot 1,15 \text{ kN/m} \quad (\leftarrow \text{gewicht diagonale staven}) \\ & = 288 \text{ kN} \end{aligned}$$

Per verdiepingsvloer wordt dit:

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{288 \text{ kN}}{36 \text{ m}} = 4 \text{ kN/m}$$

Dit komt overeen met de schatting.

Bepaling trek en buiging in onderrand

staal

Behalve op trek worden de staven in de onderrand ook op buiging belast met een maximaal moment van:

$$\frac{1}{8} \cdot q_d \cdot l_{veld}^2 = \frac{1}{8} \cdot 126,6 \text{ kN/m} \cdot (3 \text{ m})^2 = 143 \text{ kNm}$$

De afstand l_{veld} is de afstand van een staaf in de onderrand tussen de knooppunten. Het weerstandsmoment van de staaf kan uit de staalprofielen app worden gehaald: $W_y = 3482 \cdot 10^3$. Dit geeft de spanning:

$$\sigma_{m;d} = \frac{M}{W} = \frac{143 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{3482 \cdot 10^3 \text{ mm}^3} = 40,1 \text{ N/mm}^2$$

De U.C. voor de totale maximale spanning (de combineerde trekspanning door de normaalkracht en door buiging) wordt daarmee:

$$\text{U.C.} \Rightarrow \frac{338,3 \text{ N/mm}^2 + 40,1 \text{ N/mm}^2}{355 \text{ N/mm}^2} = 1,07 > 1,0 \Rightarrow \text{Voldoet niet}$$

De U.C. is te groot. Met een verbrede onderrand voor het opleggen van de kanaalplaten Voldoet het profiel SFB 310 HE280M 500 20. Dit is een samengesteld profiel dat je niet vindt in de staalprofielen app, maar waarvan wel online bij leveranciers de doorsnede grootheden te vinden zijn:

$$A = 34025 \text{ mm}^2 \text{ en } W_z = 2883 \cdot 10^3 \text{ mm}^3:$$

Hiermee kunnen de nieuwe spanningen en vervolgens de nieuwe U.C. worden berekend:

$$\text{U.C.} \Rightarrow \frac{301,4 \text{ N/mm}^2 + 49,3 \text{ N/mm}^2}{355 \text{ N/mm}^2} = 0,99 \leq 1 \Rightarrow \text{Voldoet.}$$

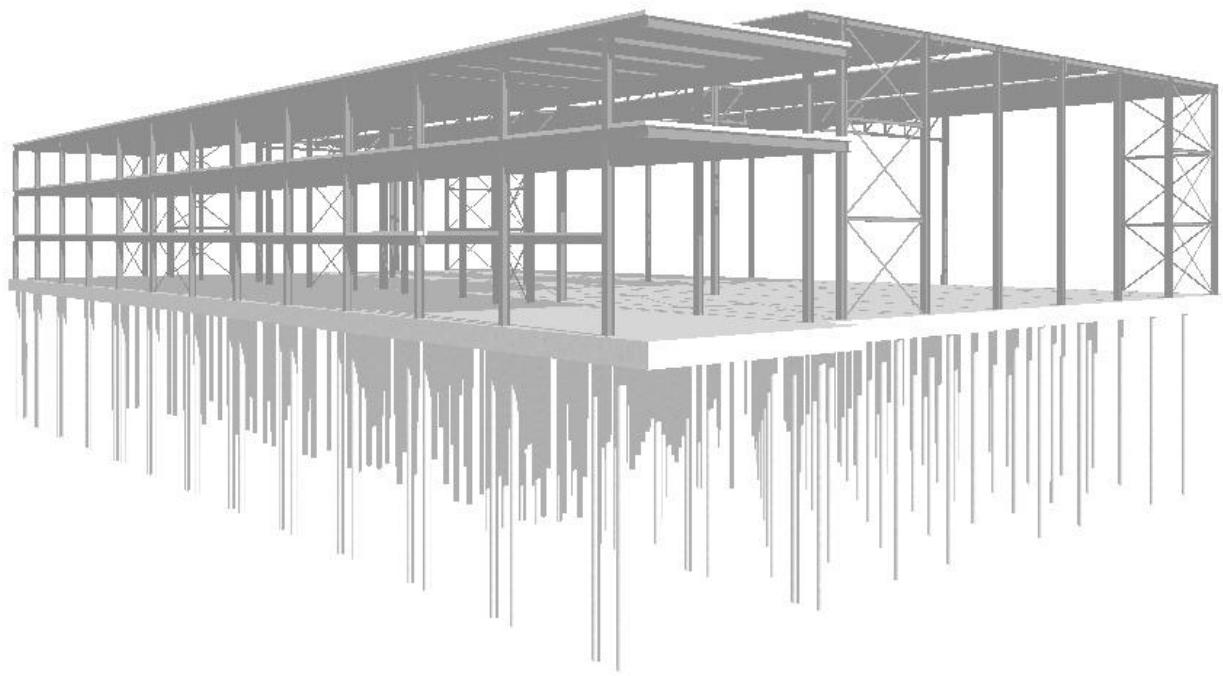
We zijn er vanuit gegaan dat alle knooppunten uit scharnieren bestaan. De onder- en bovenrand wordt gewoonlijk echter uitgevoerd als een doorgaande ligger, waardoor de momenten en daarmee de buigspanning in de randen iets worden gereduceerd. Het is ook mogelijk bij de onder- en bovenrand voor een slanker profiel te kiezen en dat waar nodig plaatselijk te versterken.

Bepaling druk en buiging in de bovenrand

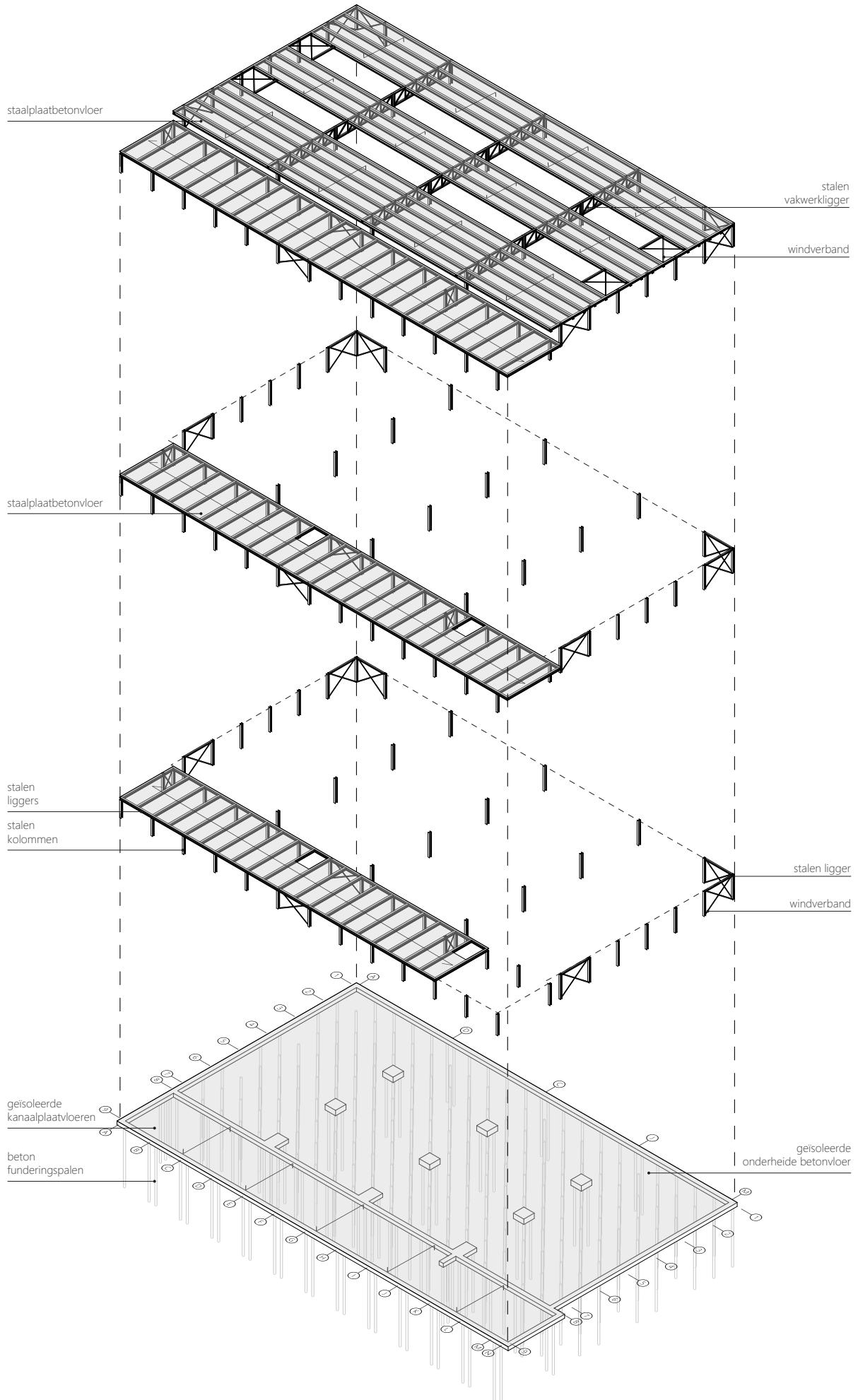
Bij de bovenrand moet de buigspanning bij de drukspanning worden opgeteld. In absolute waarde zijn de waarden gelijk aan die in de onderrand. Het knikgetal in de sterke richting van het profiel is voldoende groot om knikveilig te zijn. Als we er vanuit gaan dat de bovenrand ook in de vloer zit opgesloten, zal deze ook in de zwakke richting voldoende knikveilig zijn. Nauwkeuriger berekeningen zouden mogelijk plaatselijke versterking noodzakelijk kunnen maken. Hieraan gaan we echter bij deze globale ontwerpberekening voorbij.

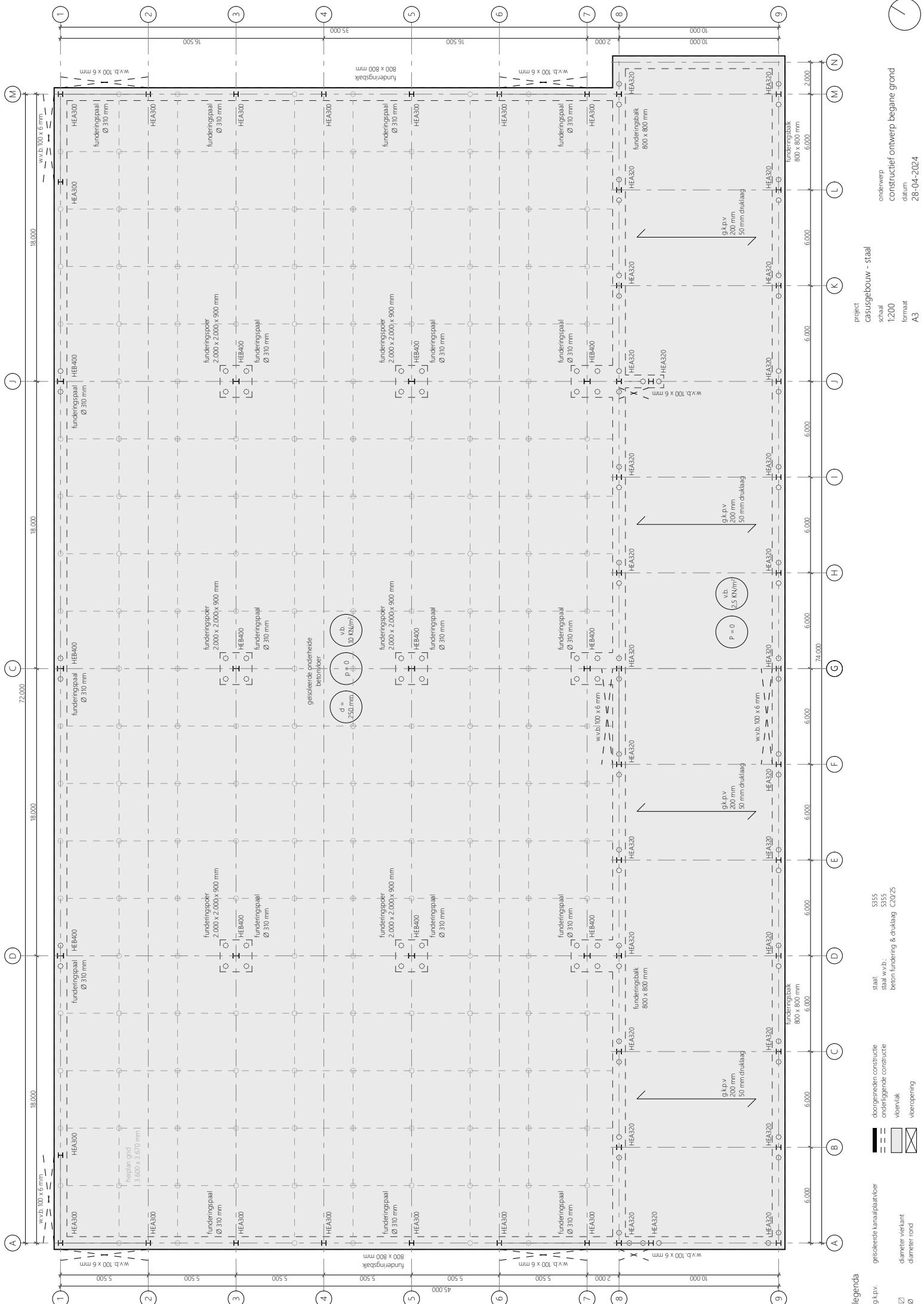
9 Voorbeeldtekeningen

9.1 Staal



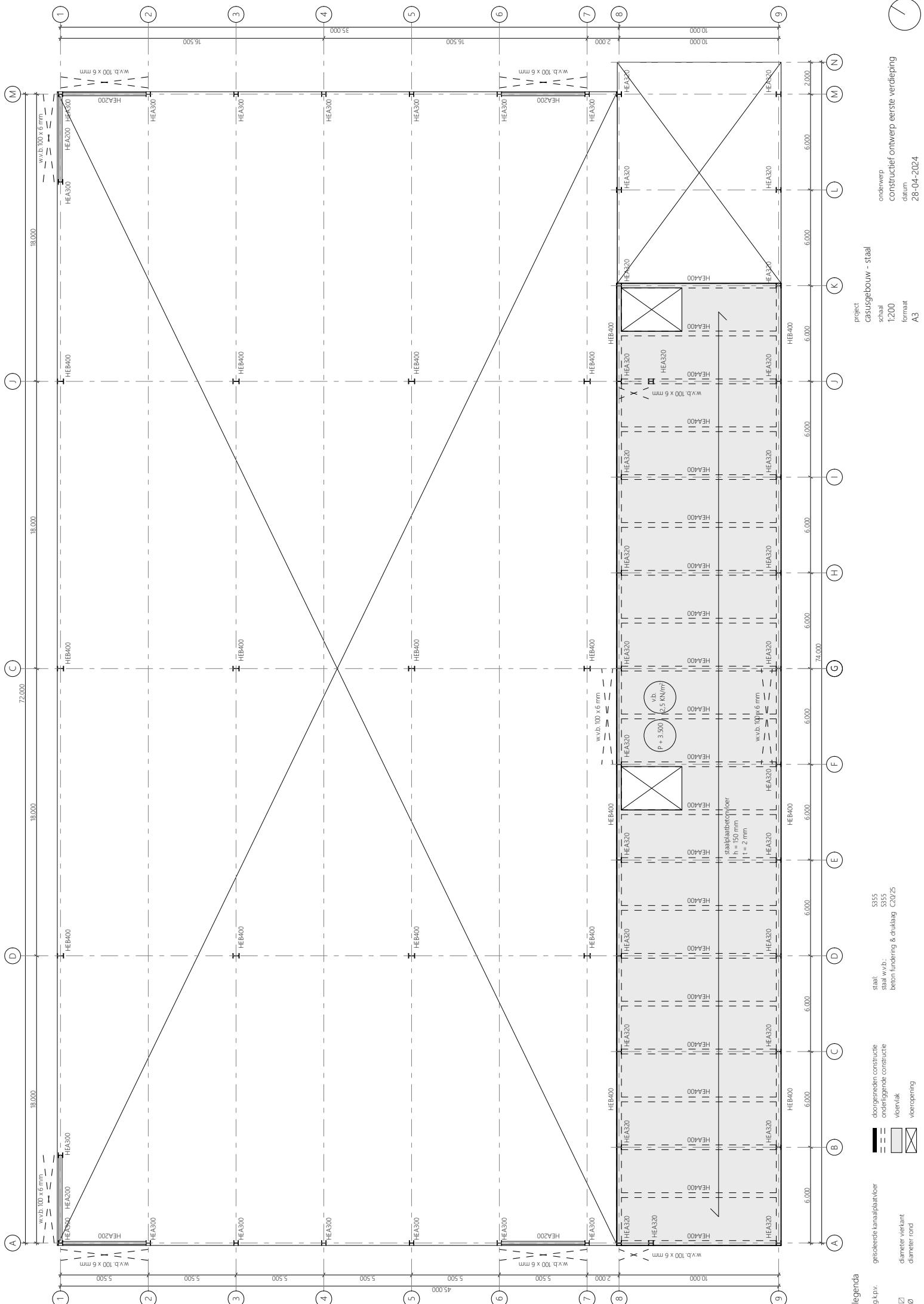
constructief ontwerp
casusgebouw
staal





onderwerp constructief ontwerp begane grond
datum 28-04-2024

project casusgebouw - staal
schaal 1:200 formaat A3



onderwerp
Constructief ontwerp eerste verdieping
datum
28-04-2024

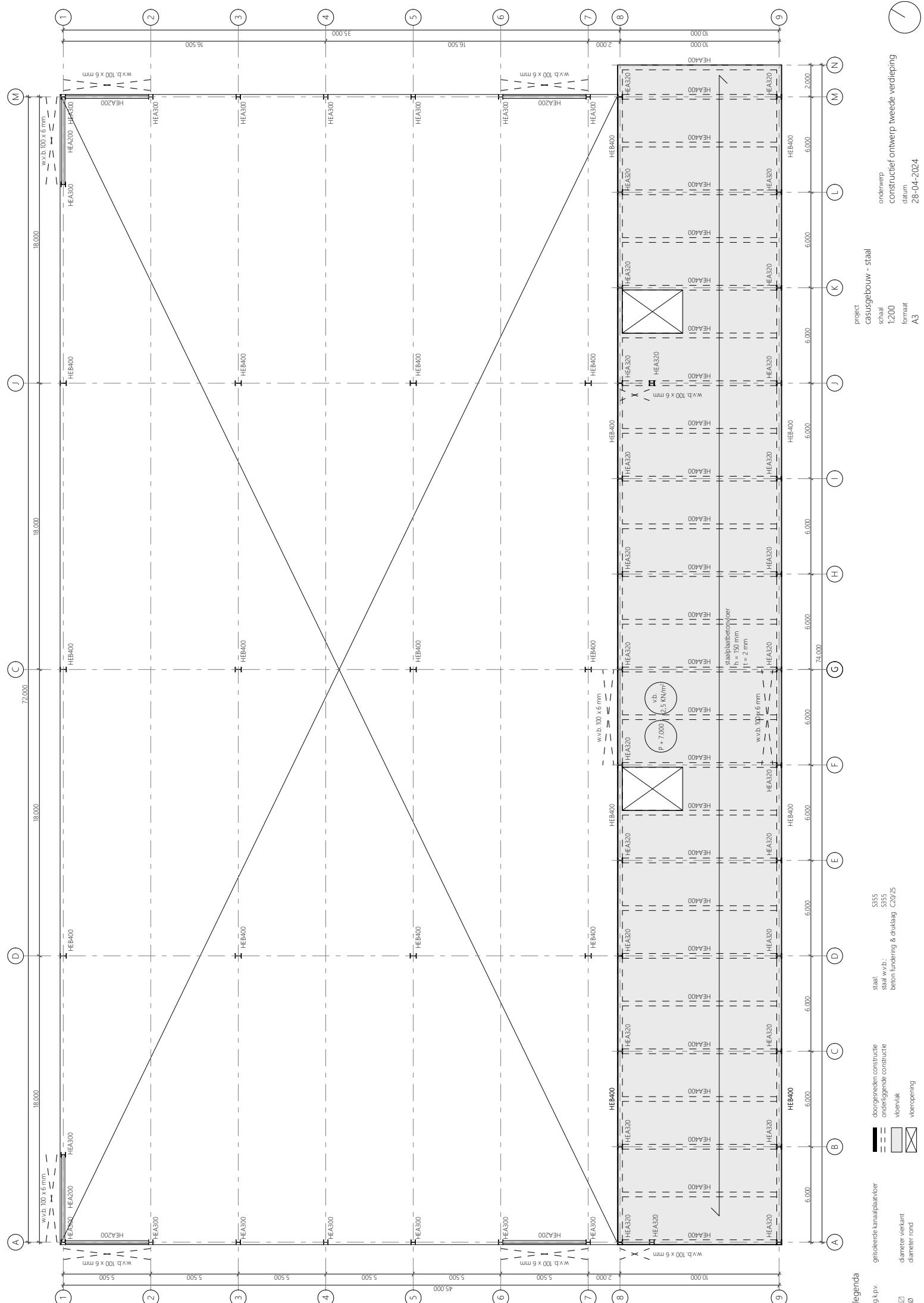
project
casusgebouw - staal
schaal
1:200
formaat
A3

| | |
|----------------------------|--------|
| taal: | \$355 |
| taal w.v.b.: | \$355 |
| peton fundering & drukkaag | C28/25 |

doorgesneden constructie
onderliggende constructie
vloervlak
vloeropening



Pre
g.k.p.v.
□ Ø

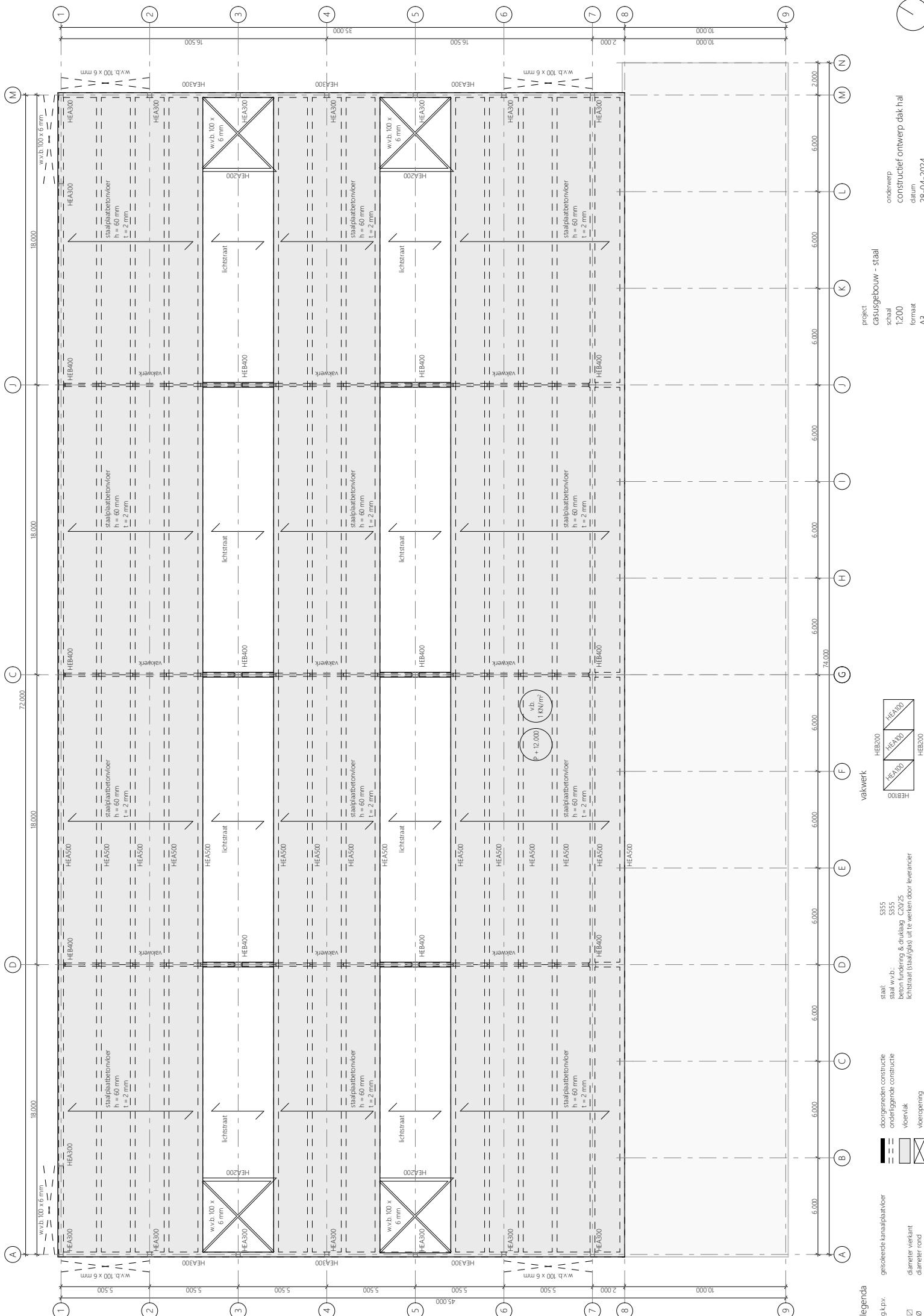


/

onderwerp
constructief ontwerp dak kantoor
datum
28-04-2024

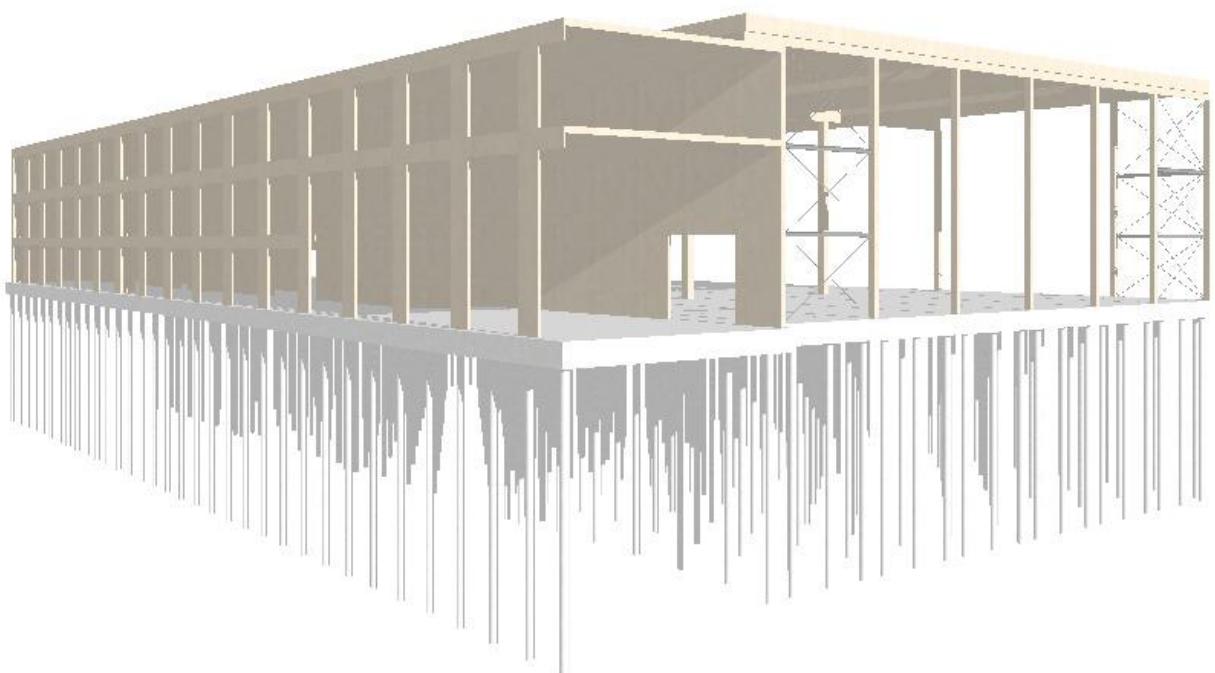
project
Casusgebouw - staal
schaal
1:200
formaat
A3

staal:
staal wvb:
beton fundering & druklaag C20/25

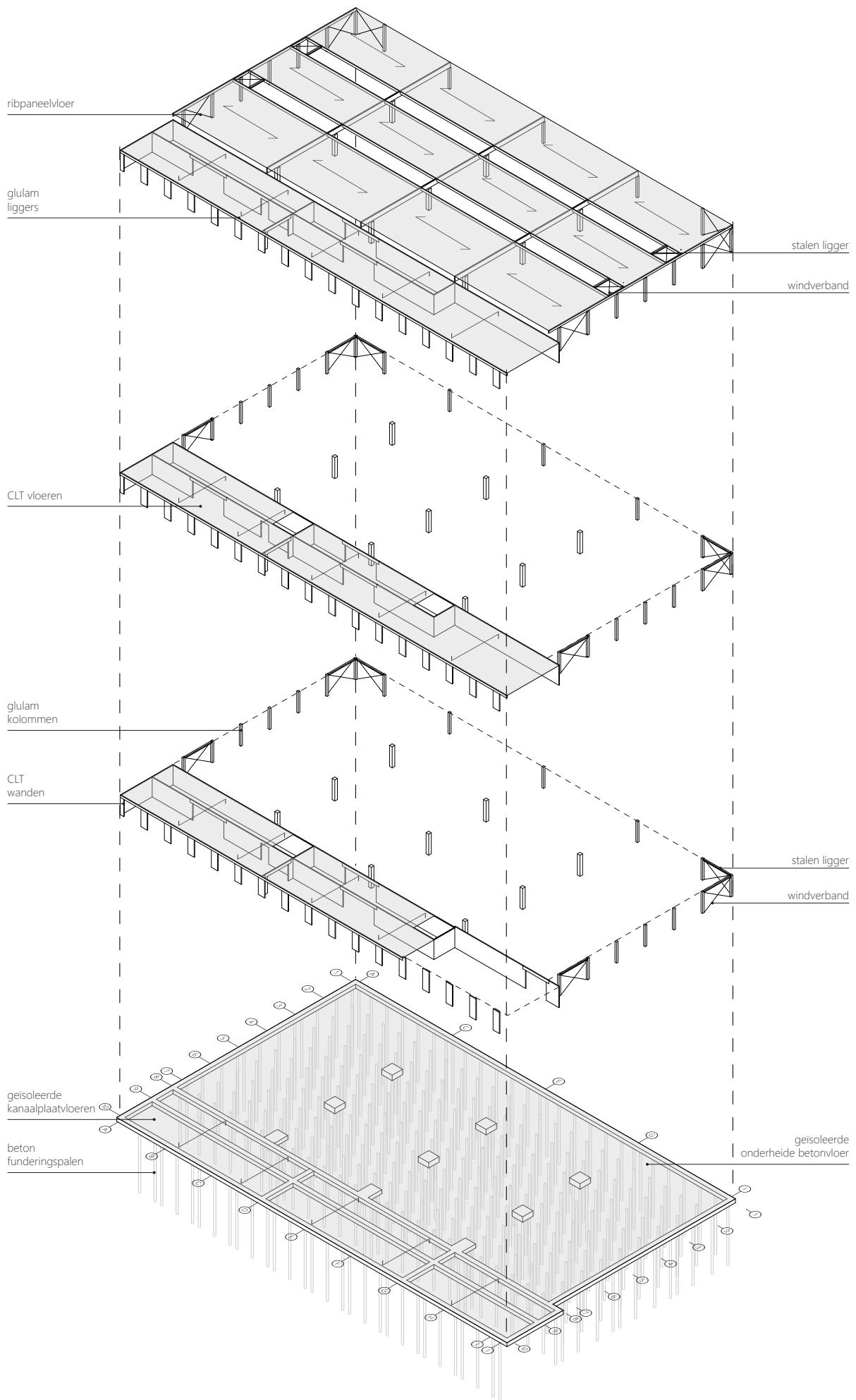


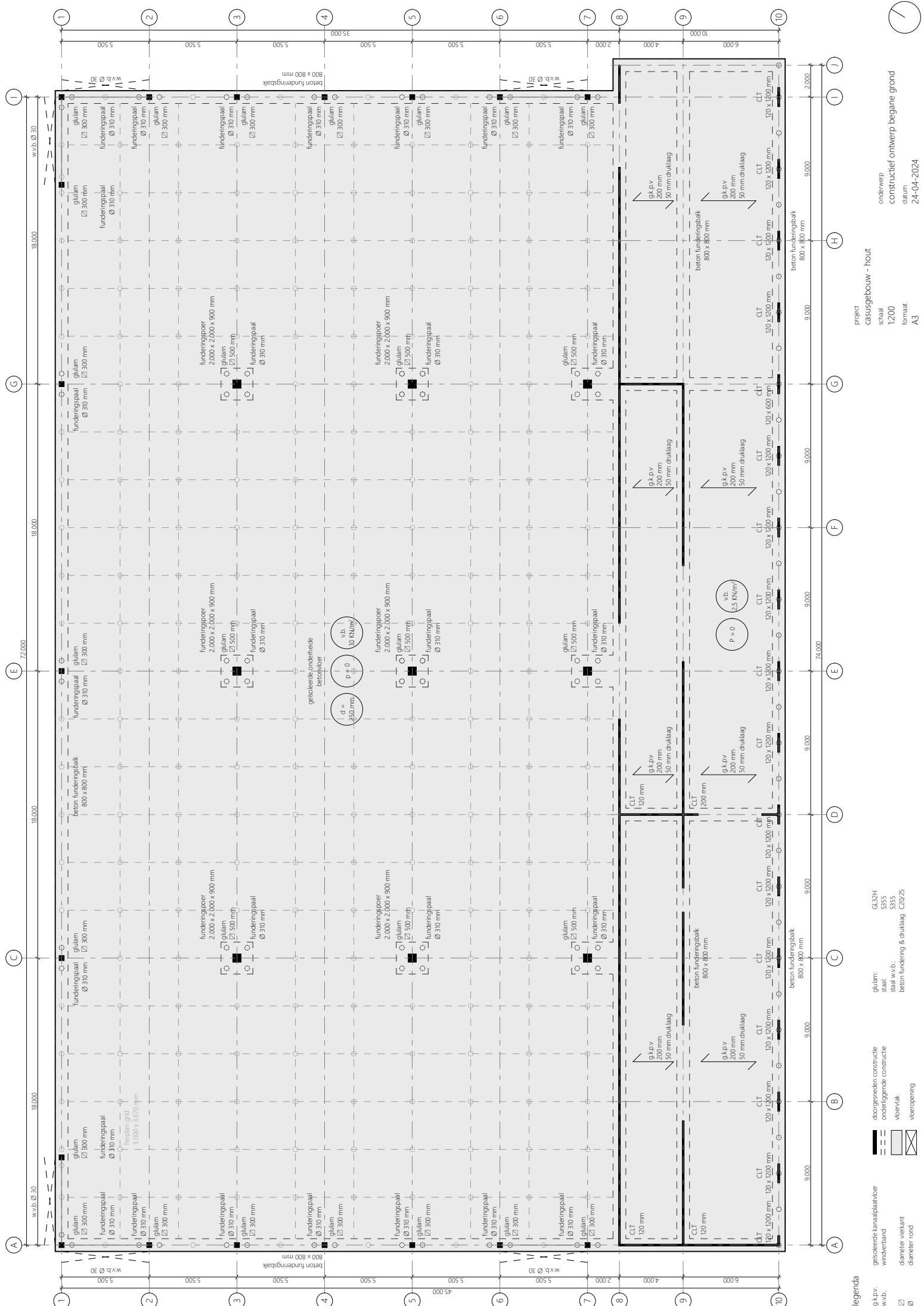
9.k.pv.

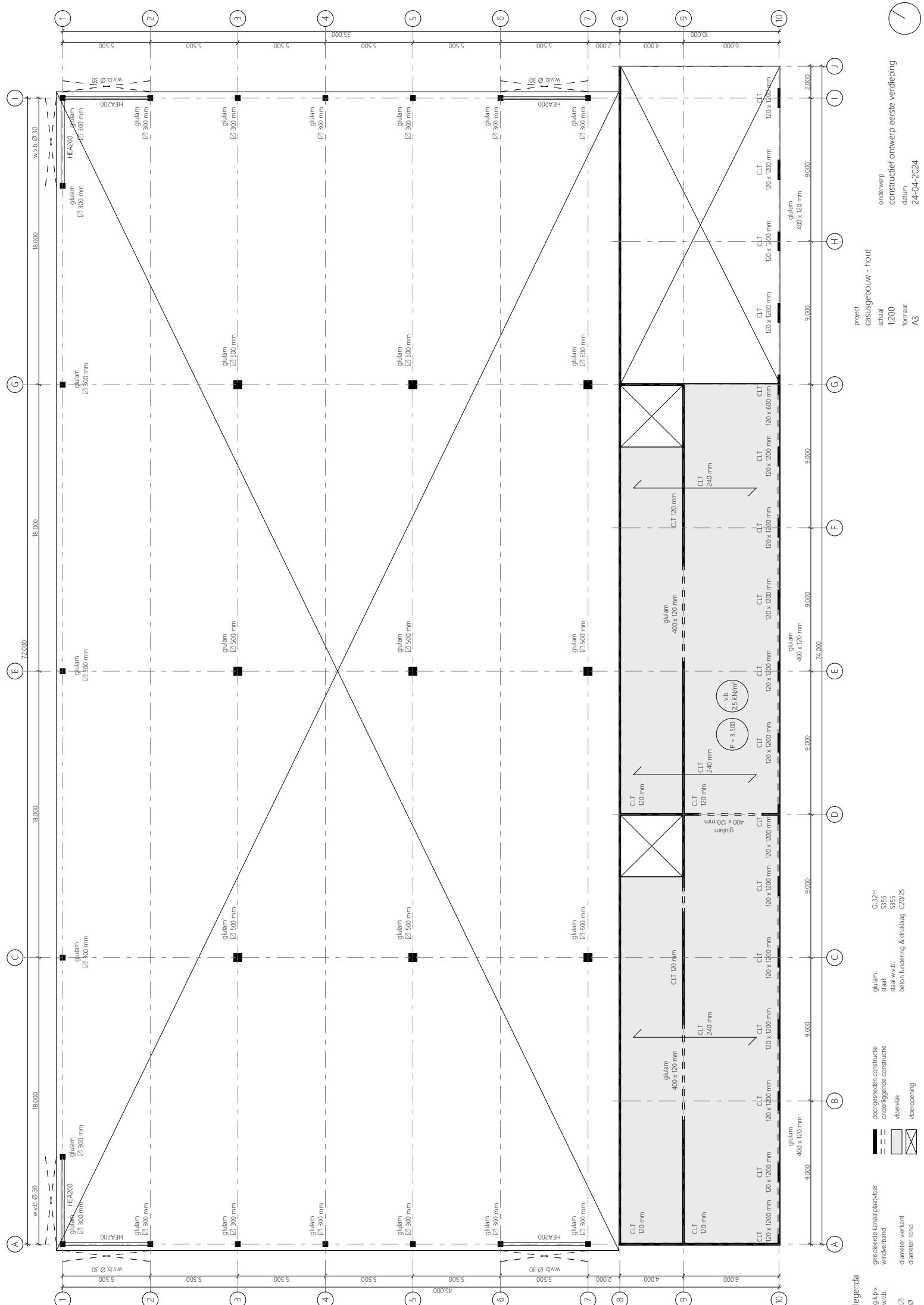
9.2 Hout



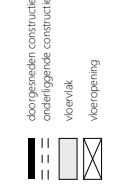
constructief ontwerp
casusgebouw
hout





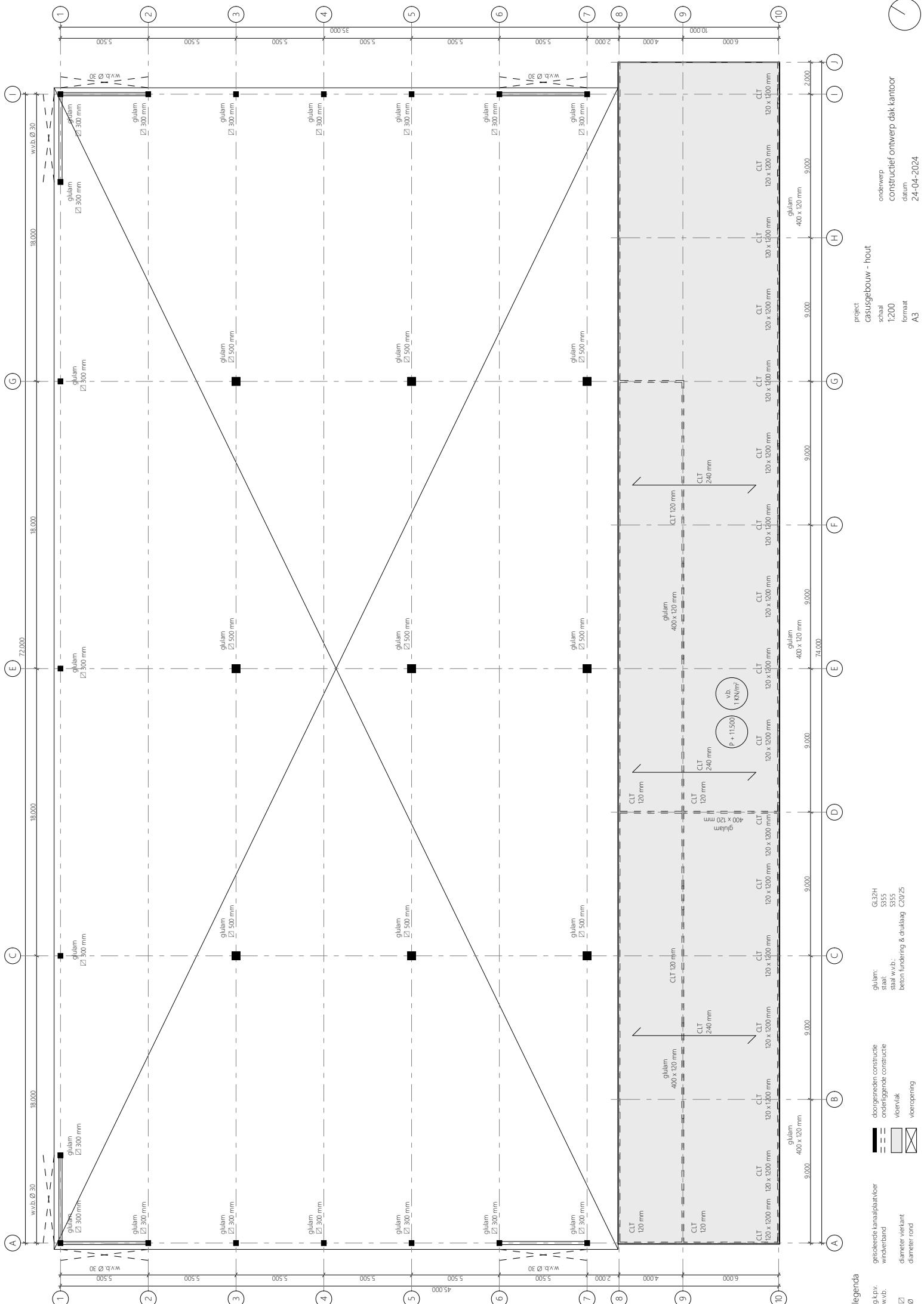


legenda



glulam:
staal:
vloerplaat:
voervlak:
voeropening:

project
Casusgebouw - hout
schaal
1:200
formaat
A3
onderwerp
Constructie ontwerp eerste verdieping
datum
24-04-2024

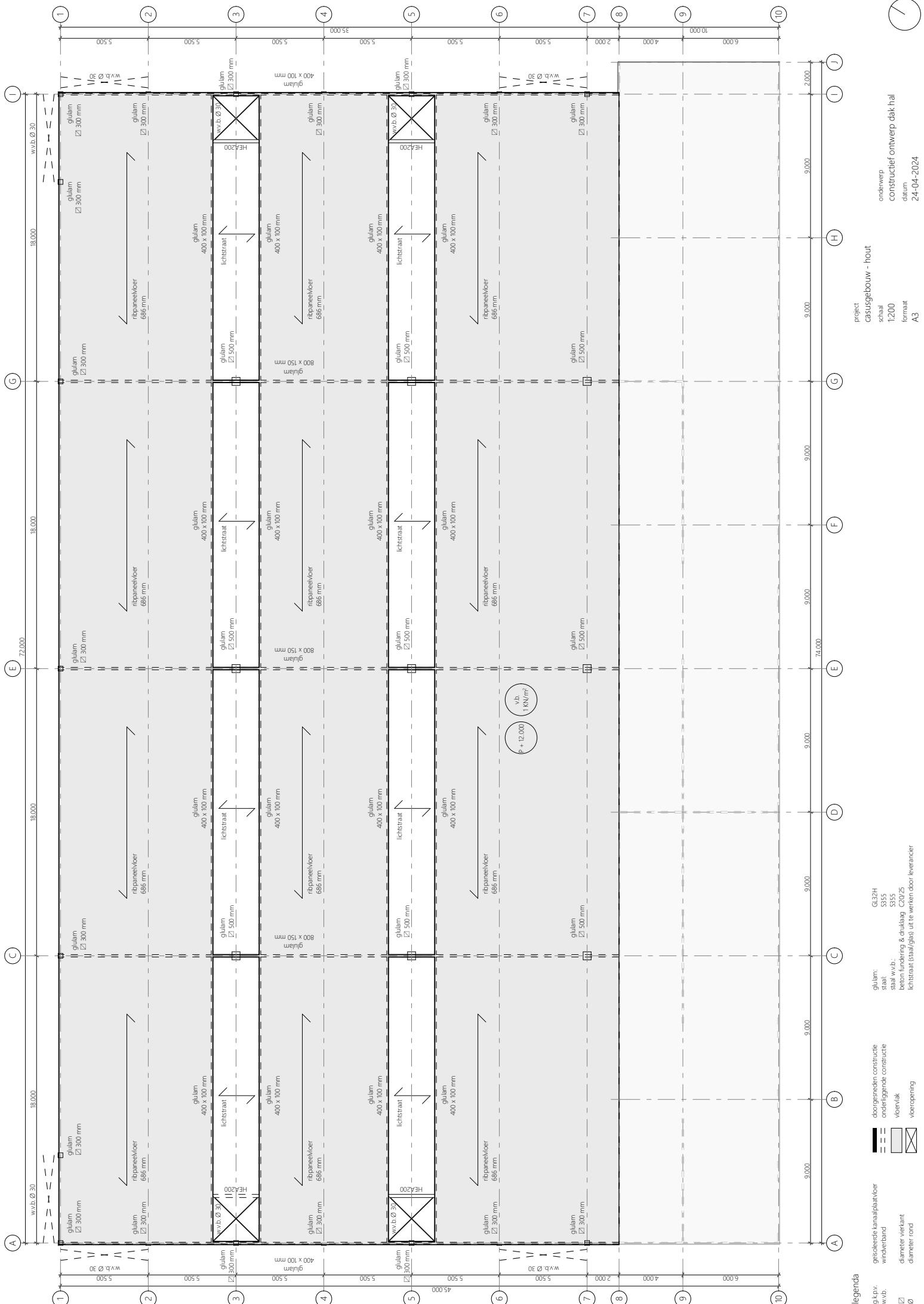


constructief ontwerp dak kantoor
datum 24-04-2024

1:200
formaat
A3

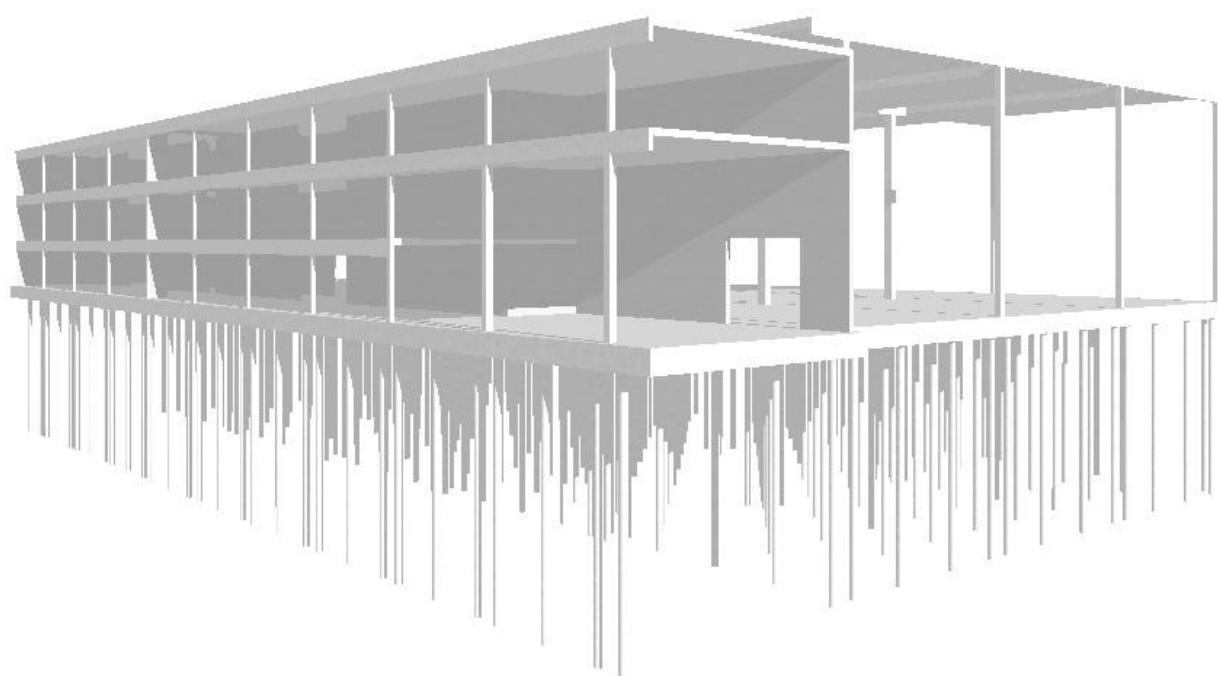
| | |
|---|--------------|
|  | vloervlak |
|  | vloeropening |

□ Ø

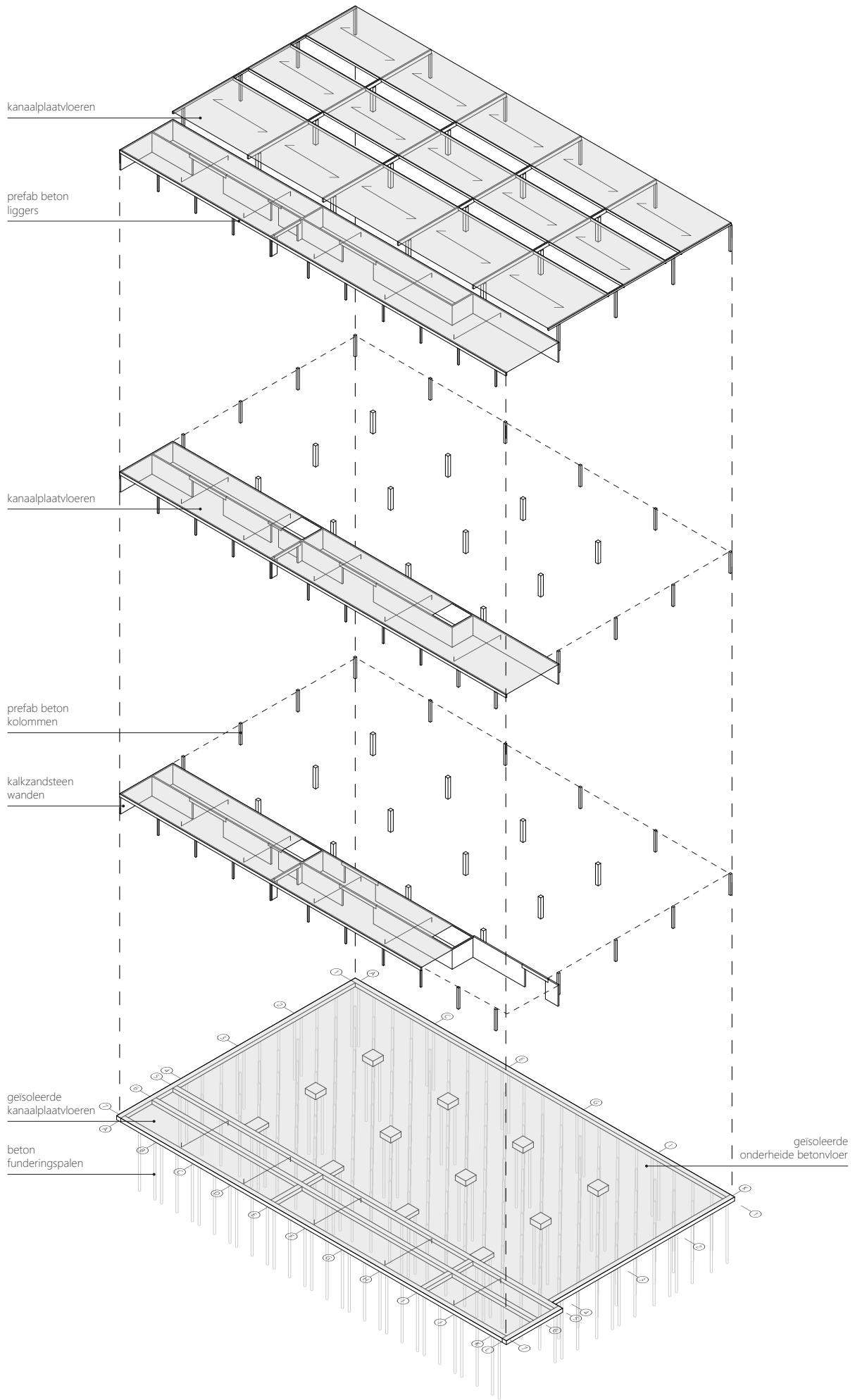


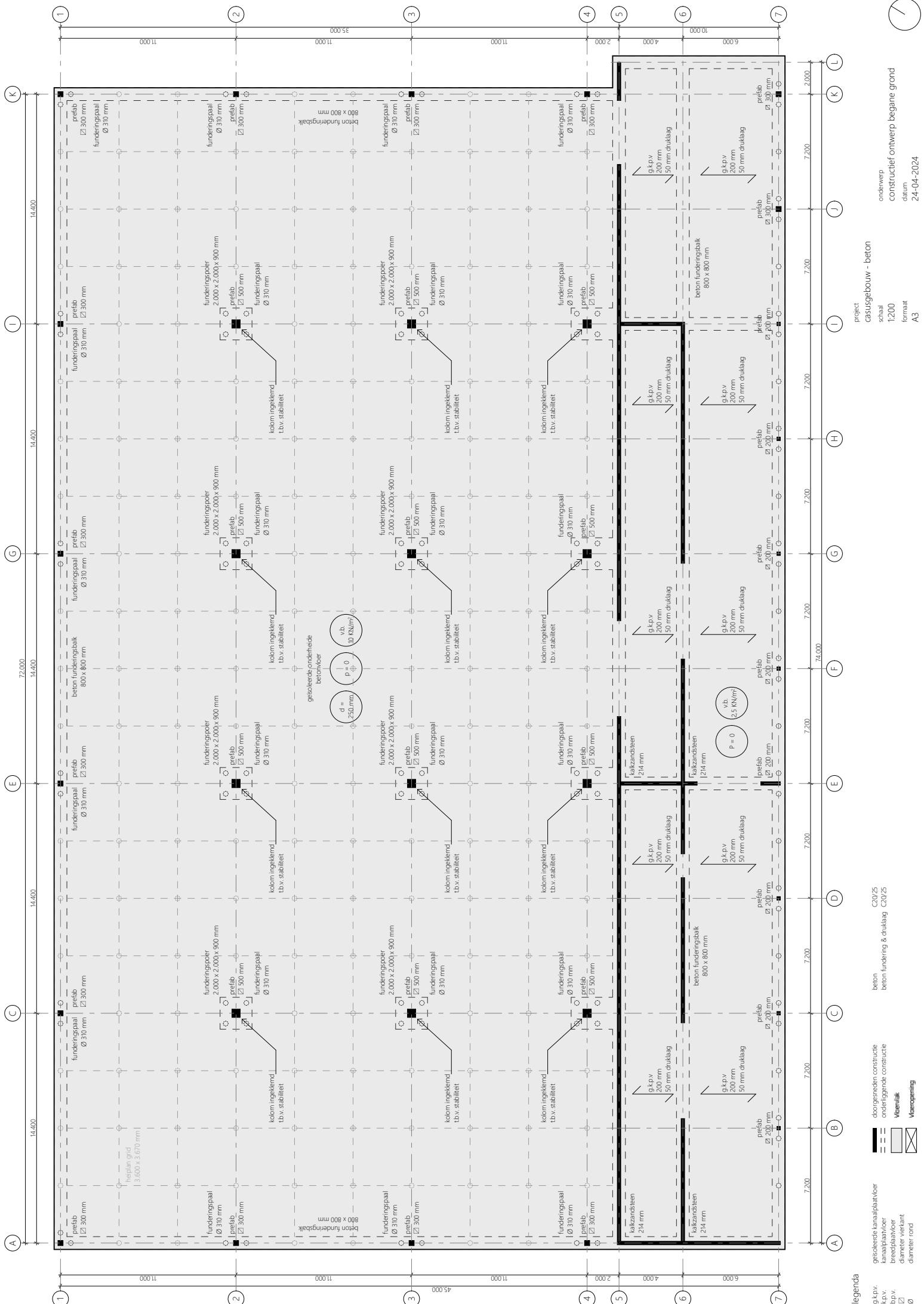
10

9.3 Beton

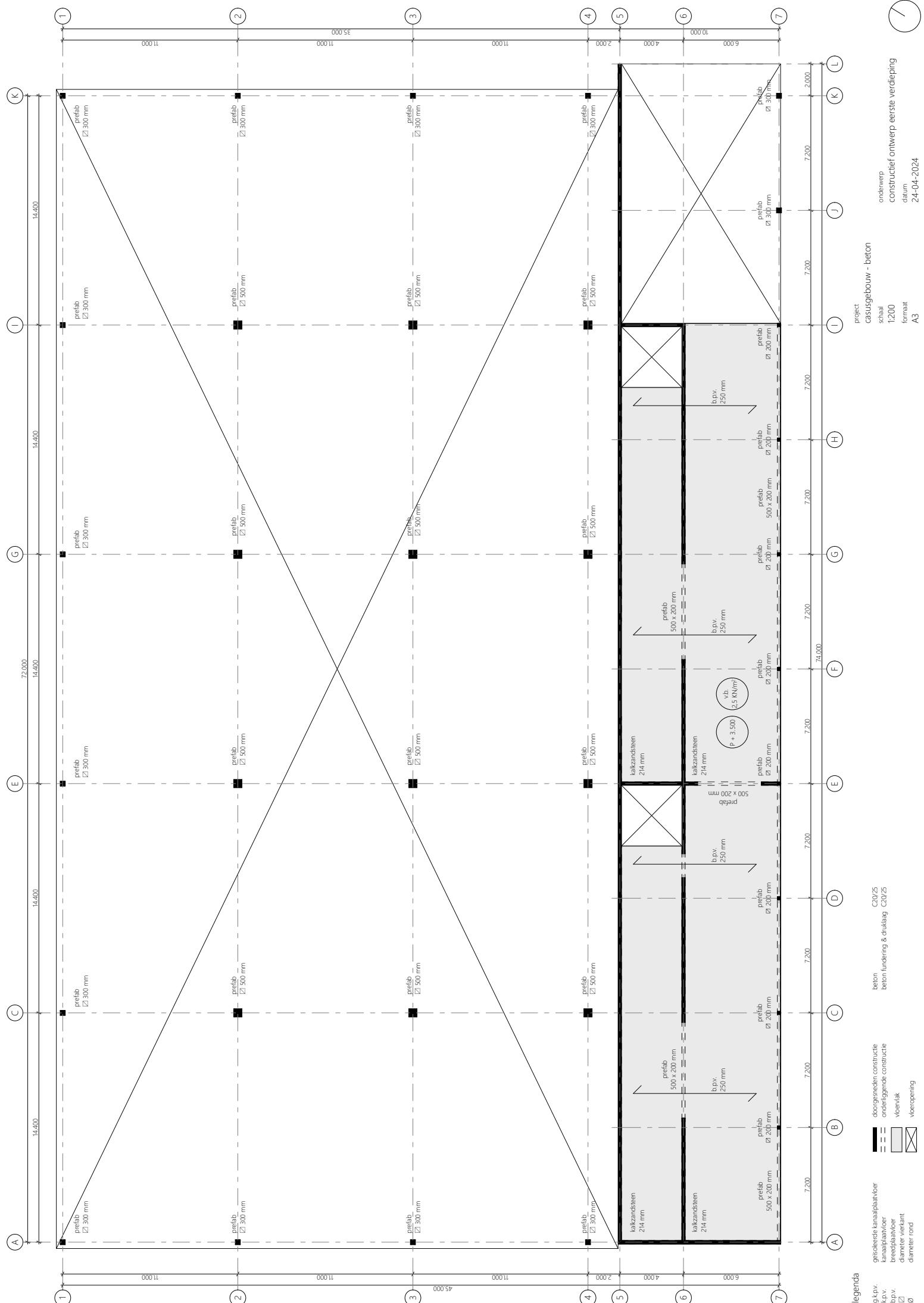


constructief ontwerp
casusgebouw
beton





leyenda

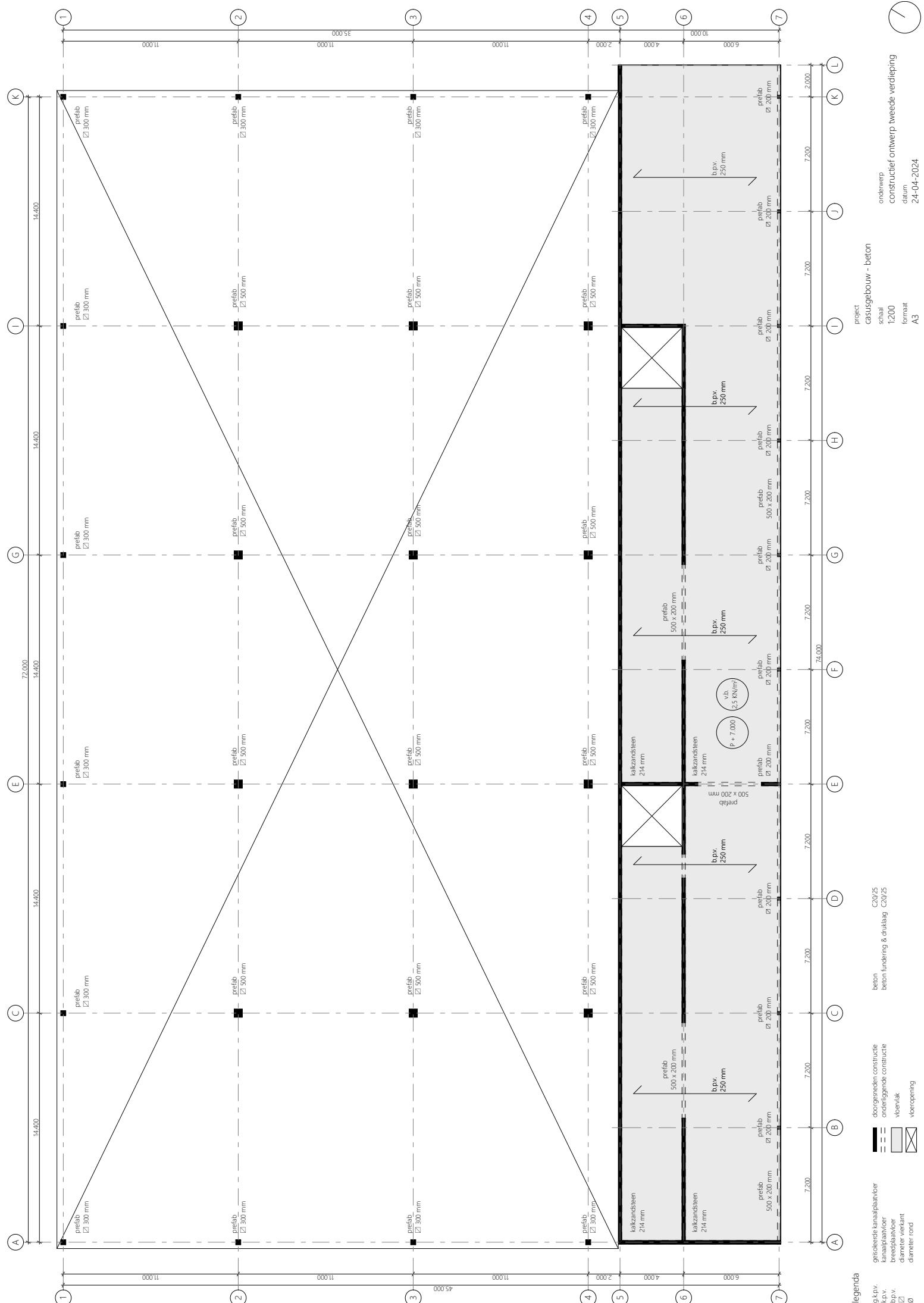


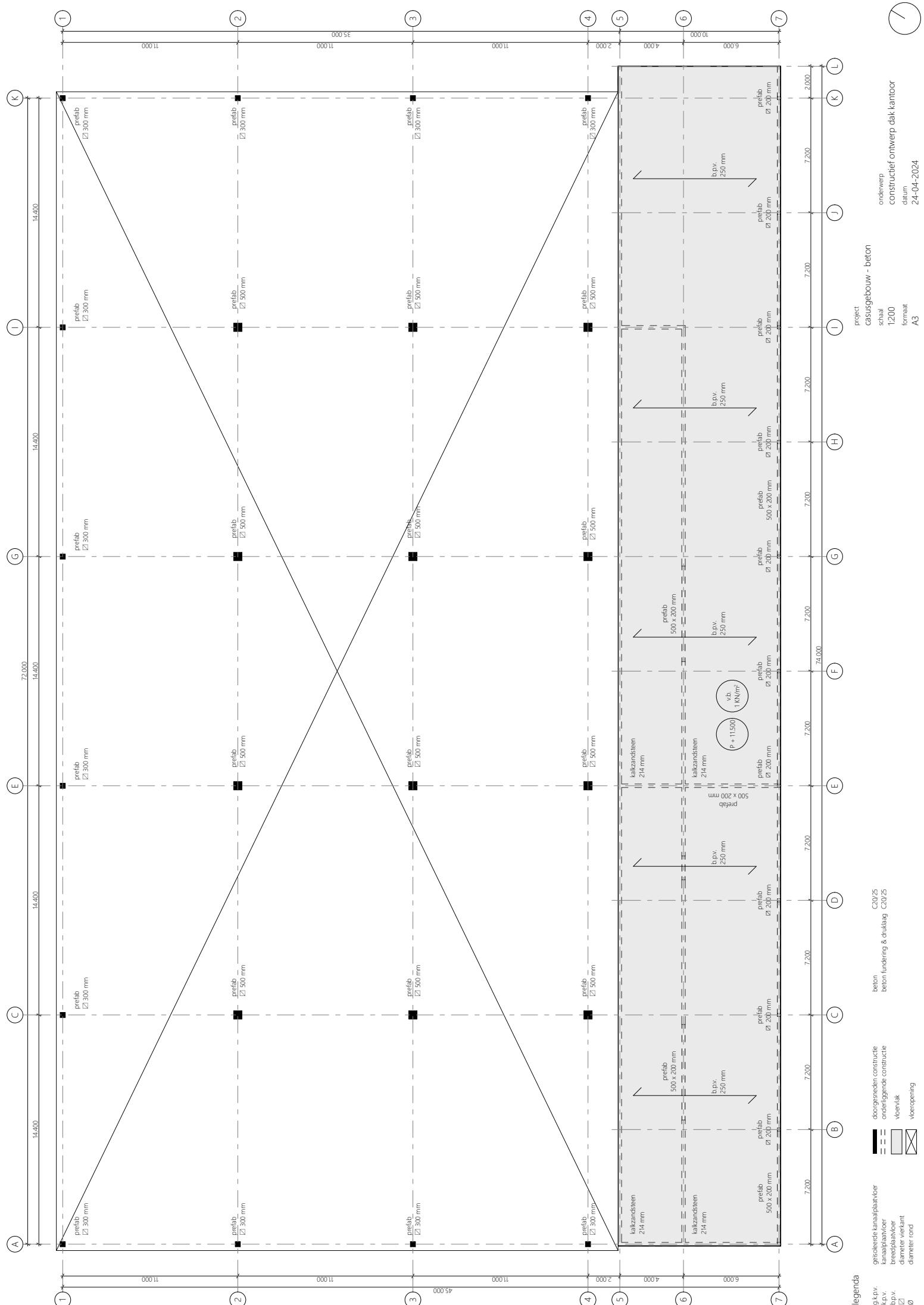
onderwerp constructief ontwerp eerste verdieping
datum 24-04-2024

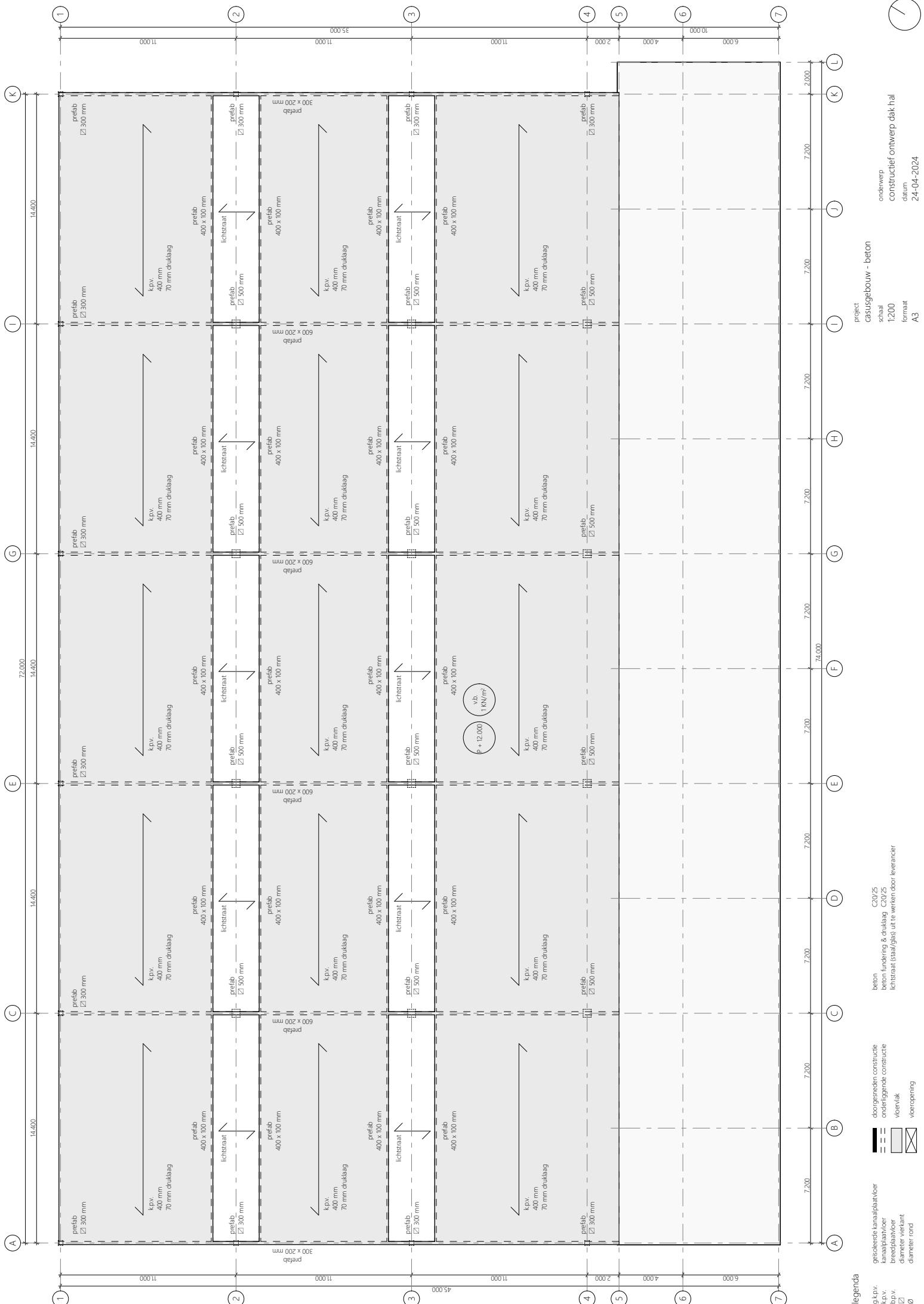
schaal
1:200
formaat
A3

beton fundering & druklaag C20/25

| | |
|---|---|
| geconstrueerde kantaplaat vóór karaaiplaat/voor breedplaat/voor |  |
| diameter werkant |  |
| diameter rond |  |
| vloervak |  |
| vloeropening |  |



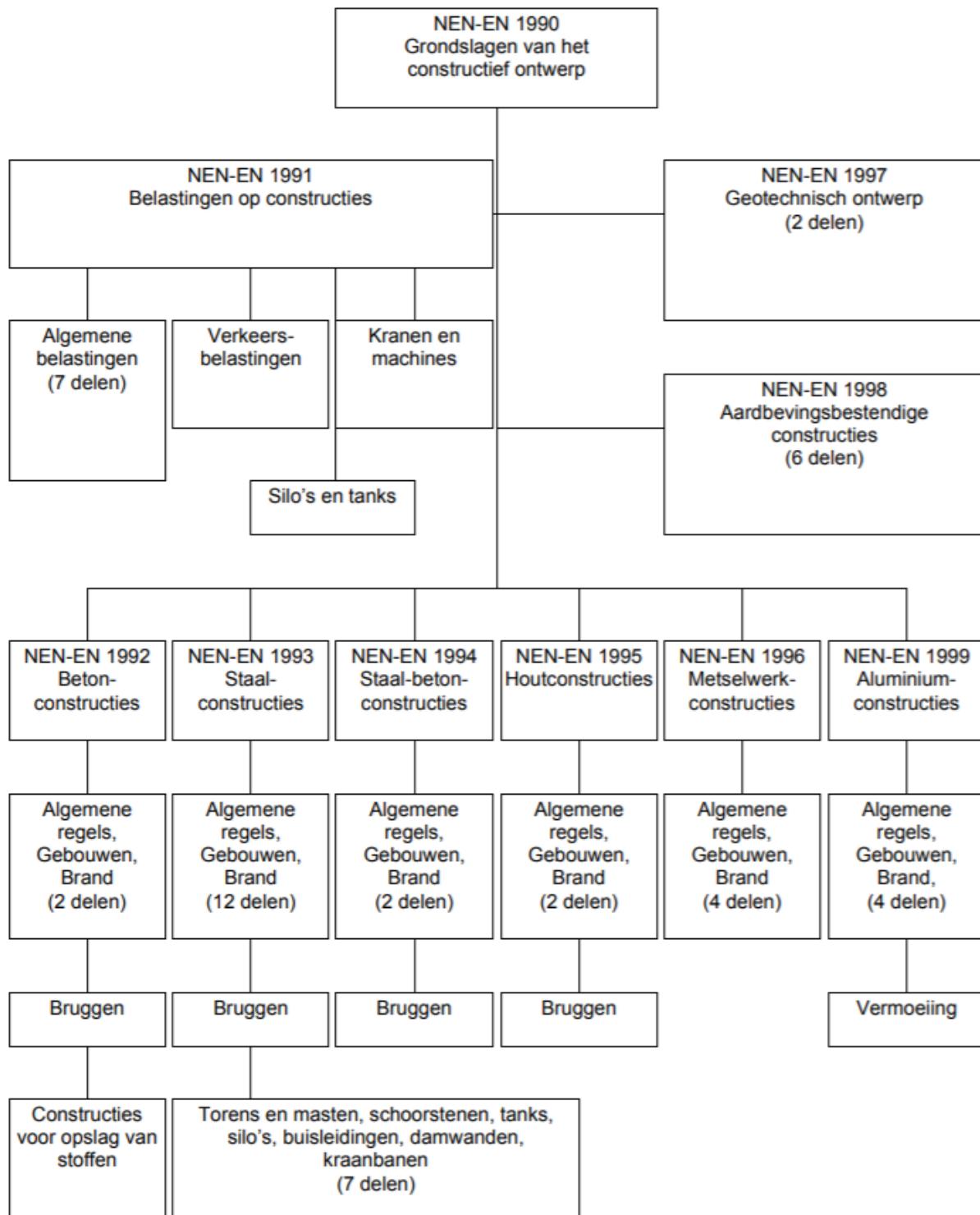




g.p.v.
k.p.v.
b.p.v.

10 **Bijlagen**

10.1 Eurocodes



NEN-EN 1990 geeft de grondslagen voor het ontwerp en de berekening. De bijlagen A1 en A2 bij NEN-EN 1990 geven de combinatieregels voor belastingen bij toepassing op respectievelijk gebouwen en bruggen.