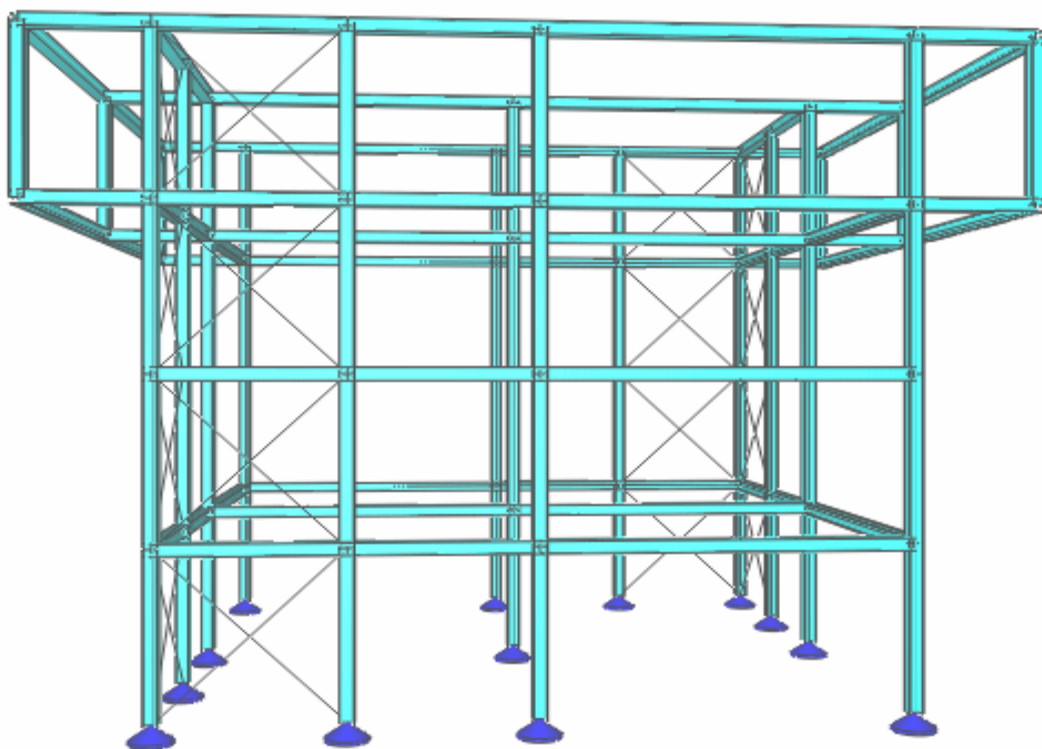


# HANDLEIDING ONTWERPEN DRAAGCONSTRUCTIES

DIMENSIONERING EN CONTROLEBEREKENING

VAN EEN LIGGER EN EEN KOLOM



**Ir. G. Jan Arends**

mei 2017

## Voorwoord

De draagconstructie is een van de belangrijkste onderdelen van een gebouw. Zonder een adequate draagconstructie zal een bouwwerk, hoe fraai ook ontworpen, instorten als de er op werkende krachten niet meer kunnen worden afgedragen naar de fundering. Uiteraard moet ook de fundering, die overigens onderdeel uitmaakt van de draagconstructie, voldoende sterk zijn.

De draagconstructie is van invloed op het totale ontwerp van het gebouw. Daarom is het noodzakelijk dat een architect iets afweet van de werking van de draagconstructie. Dat maakt ook het gesprek met de constructeur gemakkelijker. Het is aan de constructeur om een hele constructie door te rekenen en de minimaal benodigde afmetingen van een constructie-element te bepalen. Voor de architect is het echter belangrijk de afmetingen al zo goed mogelijk in te schatten, hetzij met vuistregels (of kentallen), hetzij door middel van een eenvoudige berekening.

In deze handleiding dimensioneren we een ligger en een kolom met vuistregels en controleren vervolgens of deze voldoen aan de norm. Door de tekst heen zijn twee controleberekeningen weergegeven, een voor een staalconstructie (groene tekst) en een voor een betonconstructie (rode tekst). Er is voor deze vorm gekozen om duidelijkheid te geven waar je mee bezig bent en te voorkomen dat getallen zonder begrip worden ingevuld. Probeer aan de hand van deze handleiding zo gestructureerd mogelijk te werken. Daarmee voorkom je niet alleen onnodige fouten, maar laat je ook zien dat je de stof beheerst.

De handleiding is bedoeld als naslagwerk voor de analyse-oefening voor TE2 en TE4 en de ontwerp-oefening voor ON2. Bij het schrijven ervan is gebruik gemaakt van bijdragen en opmerkingen van (oud) collega's, waaronder Joop Gerrits en Ate Snijder. Voor verdere opmerkingen / verbeteringen houden we ons aanbevolen.

## Inhoudsopgave

Inleiding .....	3
Opbouw draagconstructie; materialisering.....	3
Schematiseren constructie .....	4
Stabiliteit .....	6
Globale dimensionering ligger (ligger B3-D3 van de 1ste verdieping) .....	8
Bepaling belasting op de ligger .....	9
Controle Uiterste GrensToestand ligger (sterkte).....	12
Controle Bruikbaarheids GrensToestand ligger (stijfheid) .....	13
Globale dimensionering kolom (kolom D3 onder 1ste verdieping) .....	15
Controleberekening kolom (druksterkte) .....	16
Bepaling knikgetal $n$ .....	19
Bijlage 1: tabel HEA-profielen.....	21
Bijlage 2: tabel kanaalplaten beton (bron: Staalprofielen, (Over)spannend staal 5, 1998 p. 91) .....	22

### Inleiding

In deze handleiding dimensioneren we een ligger en een kolom met vuistregels en controleren we vervolgens met eenvoudige berekeningen of deze elementen voldoen aan de norm. **We gaan uit van een ontworpen kantoorgebouw van vier bouwlagen met een breedte van 12 meter en een lengte (diepte) van 16 meter. De bovenverdieping kraagt aan weerszijden 2 meter uit. De bruto verdiepingshoogte is 3,6 meter (totale gebouwhoogte is 14,4 meter).**

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. Om zo flexibel mogelijk te blijven, kiezen we voor skeletbouw. Gezien de afmetingen kunnen we volstaan met een stramien van 3 bij 3 kolommen, waardoor de overspanningen respectievelijk 6 meter bij 8 meter bedragen. Deze afmetingen geven een economisch gunstige opbouw van de draagconstructie. Grotere overspanningen zijn overigens ook goed mogelijk, maar geven wel een grotere constructiehoogte van de vloeren. Maximale afmetingen worden ook begrensd door transportmogelijkheden. De maximale afmetingen daarvoor zijn ongeveer 2,50 meter bij 3,40 meter bij 14 meter. Grotere afmetingen of te 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 prefabdelen, kunnen we dan ook denken aan het op de bouwplaats aan elkaar monteren van constructiedelen. Constructief gezien, is het verstandig om grote kolomvrije ruimtes boven in het gebouw te ontwerpen, het liefst direct onder het dak. Daardoor kunnen de afmetingen van de draagconstructiedelen beperkt blijven. Nadeel is dat bij grote vergaderzalen er veel mensen naar boven moeten, wat ruime verkeersruimten en voldoende liften noodzakelijk maken. We zullen hier dus een compromis moeten vinden.

### Opbouw draagconstructie; materialisering

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. Beton en hout kunnen voor alle draagconstructie-elementen worden toegepast. Enkele minder gebruikte bouwmaterialen voor draagconstructies zijn natuursteen, aluminium, vezel versterkte kunststoffen en glas. Voor al met de laatste twee materialen wordt de laatste tijd veel geëxperimenteerd.

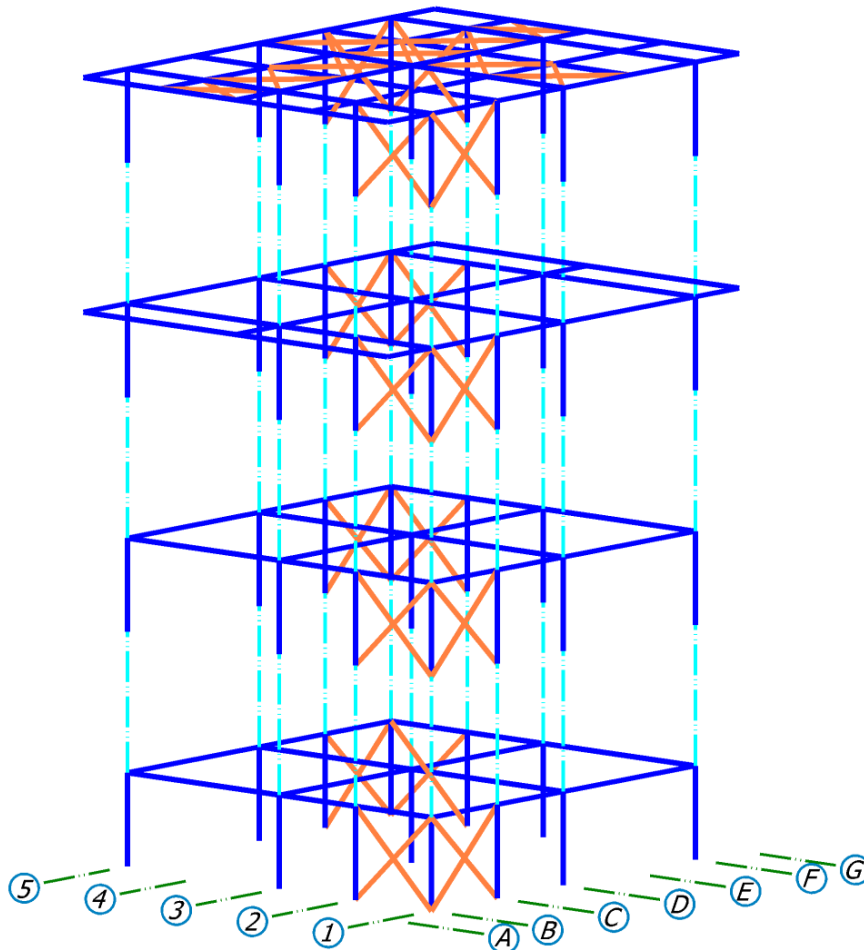
Elk materiaal heeft zijn voordelen en beperkingen. Hout is een licht materiaal maar is meer dan staal en beton beperkt in zijn draagkracht. Het materiaal is onderhevig aan kruip en er zijn bovendien heel moeilijk momentvaste verbindingen mee te realiseren. Met beton en staal kunnen veel grotere afmetingen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

Hout wordt als zeer duurzaam gezien, duurzaam in de betekenis van weinig energie voor vervaardiging en makkelijk vervangbaar. Bij staal is dat minder. Wel is staal makkelijk 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 de meest duurzame draagconstructie naar voren. Duurzaamheid hangt ook sterk af van het gebruik van de materialen. Bij betonkernactivering bijvoorbeeld kan ook een betonconstructie heel duurzaam zijn.

Voor ons kantoor ontwerpen we een staalskelet en als alternatief een betonskelet. Voor de vloerconstructie gebruiken we betonnen kanaalplaten. We gaan daarbij gemakshalve voorbij aan de duurzaamheidsaspecten. De berekening van andere materialen gaat op vrijwel dezelfde wijze. Daar waar afwijkingen zijn, worden deze aan de orde gesteld.

## Schematiseren constructie

Nadat we een keuze hebben gemaakt voor de te gebruiken materialen, gaan we bepalen hoeveel elementen (kolommen, liggers) we toepassen en waar we de elementen in ons gebouw plaatsen. Daarom maken we van onze constructie een draadmodel, waarin we alleen de elementen van de draagconstructie tekenen. Bij toepassing van veel elementen wordt een draadfiguur al gauw ondoorzichtig. Een exploded view van het draadmodel geeft dan meer duidelijkheid. *Zie daarbij de draagconstructie als op elkaar geplaatste 'tafels' met de vloeren (en het dak) als 'glazen tafelblad' en de kolommen en wanden als de 'poten'.*



Draadfiguur van de constructie als exploded view.

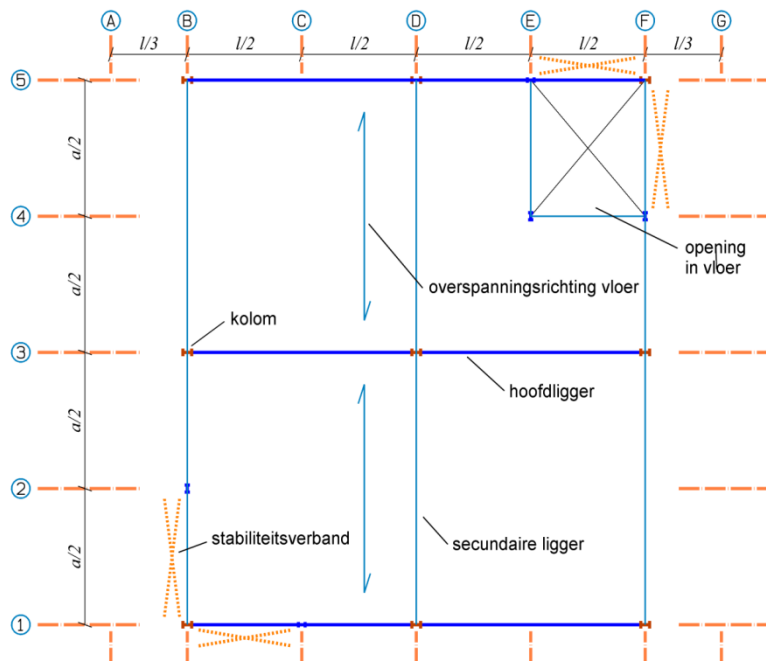
Om de controle berekeningen te kunnen uitvoeren, moeten we de constructie en de belastingen schematiseren. Daarvoor staat ons een aantal instrumenten ter beschikking. Een belangrijk instrument is de *draagconstructieplattegrond* (*DC-plattegrond*). Op deze plattegrond kan gemakkelijk worden aangegeven welk deel van de verdieping door welke elementen wordt gedragen. Op een normale plattegrond van een verdieping teken je alles wat je van boven ziet vanaf één meter boven de vloer. Van muren en kolommen wordt een doorsnede getekend. Ook deuren, trappen, sanitair e.d. maken deel uit van de plattegrondtekening. Op een dergelijke tekening zien we dus wat zich boven de grond bevindt.

Bij een *DC-plattegrond* is dit heel anders. De plaatsing van deuren en bijvoorbeeld sanitair is hier niet belangrijk. Bovendien tekenen we hier niet wat zich boven de vloer bevindt maar juist de draagconstructie er onder. Op de DC-plattegrond van een vloer worden *alle constructiedelen* getekend *die deze vloer zowel in verticale als in horizontale richting op hun plaats houden*. Dus niet de kolommen die zich boven de verdiepingvloer bevinden en op die verdieping zichtbaar zijn, maar

## Draagconstructies

juist de kolommen die de vloer ondersteunen. Denk weer aan de 'tafel' met een glazen tafelblad, waar doorheen je de poten en de stabiliteitsconstructie kunt zien.

Een uitzondering op bovengenoemde regel is onder meer de hanger: een constructie-element waarmee een vloer is opgehangen. Een dergelijk boven de vloer geplaatst element wordt uiteraard wel weergegeven (met aanduiding 'hanger'). Ook stabiliteitselementen kunnen in bijzondere gevallen zich boven de vloerconstructie bevinden en moeten in dat geval ook worden aangegeven.



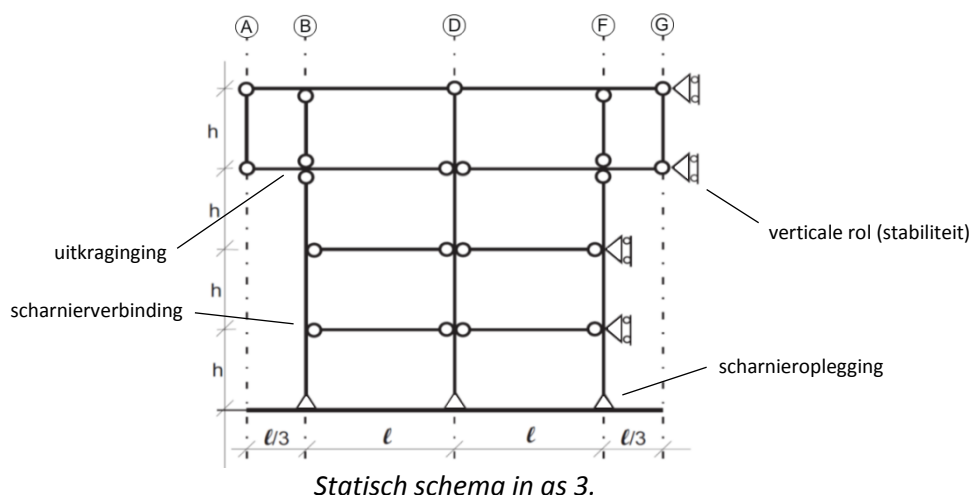
Constructieplattegrond vloer eerste verdieping.

In de vloervelden wordt met haken de overspanningsrichting van de vloerelementen weergegeven. (Een overspanning in twee richtingen geven we weer met twee loodrecht op elkaar staande haken.) De dragende liggers worden met dubbele lijn en de niet dragende liggers met een enkele dunne lijn weergegeven. Dragende wanden worden getekend met een dikke lijn of met een ingekleurde dubbele lijn. Ook de plaats van de stabiliteitsvoorzieningen wordt hier aangeduid, in de vorm van een gestreept andreaskruis bij schoren. Bij een stabiliteitswand plaatsen we naast de wand een gestreepte lijn. De ondersteunende kolommen duiden we aan met een dichte rechthoek, cirkel of een I- of H-vormige doorsnede. Oeningen in de vloer (liftschachten, vides, enz.) worden weergegeven met twee elkaar kruisende lijnen (een dunne getrokken lijn). In de plattegrond noteren we de afstanden (lengtes) en de namen van de toegepaste draagconstructie-elementen.

Om aan een constructie te kunnen rekenen, moeten we deze zodanig schematiseren dat we de krachtwerving op de constructie kunnen bepalen. We gebruiken daarvoor het zogeheten *statisch schema*. Dit schema toont de hartlijnen van de constructie-elementen en de aard van de oplettingen en verbindingen in een bepaalde as. De opletting is als het ware een verbinding met de fundering. De belangrijkste oplettingen zijn de scharnieroplegging, de roloplegging en de inklemming. Bij verbindingen maken we onderscheid tussen de scharnierverbinding en de buigvaste verbinding. In deze handleiding gebruiken we in principe alleen scharnieropleggingen en scharnierverbindingen.

In het schema worden de scharnierverbindingen weergegeven door open bolletjes, buigvaste verbindingen door dichte ruitjes. Let er op dat bij de derde verdieping de uitkragende liggers moeten doorlopen. Om dit weer te geven, moet aan de zijde van de uitkraging onder en boven de ligger een bolletje worden getekend. De getekende *verticale rollen* betekenen dat ergens elders in de draagconstructie een stabiliteitselement is geplaatst dat er voor zorgt dat de betreffende ligger (vloer) in horizontale richting op zijn plaats blijft. Zij moeten worden getekend als er in de weergegeven travee geen stabiliteitswanden aanwezig zijn.

## Draagconstructies



Met de DC-plattegrond en het statisch schema tonen we de randvoorwaarden voor de constructie-elementen. Vervolgens schatten we met behulp van vuistregels de afmetingen van de elementen die we willen dimensioneren om deze daarna met een eenvoudige berekening te controleren. Bedacht moet worden dat vuistregels slechts een eerste schatting van de afmetingen zijn. Het is onjuist om te zeggen dat een constructie voldoet aan de vuistregels. De constructie moet aan de norm voldoen. De belasting is afhankelijk van de *functie van het gebouw* en het totale *gewicht van de vloerconstructie*. **Ons gebouw heeft een kantoorfunctie met een opgelegde belasting van  $3 \text{ kN/m}^2$ .**

## Stabiliteit

Een belangrijke vorm van stabiliteit is de standzekerheid van een gebouw ( practicum BK1TE1). Een stabiel gebouw moet aan de volgende regels voldoen:

1. *Vloeren en daken moeten in principe als* (in het horizontale vlak) *stijve of vormvaste constructies* worden uitgevoerd.
2. Er zijn per vloer *minimaal drie verticale stabiliteitsvlakken nodig* (schijven of diagonalen).
3. Deze drie stabiliteitsvlakken of -wanden 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 daarbij ook dat stabiliteitselementen alleen krachten kunnen opnemen in hun vlak en niet loodrecht op het vlak!*

Bij schijvenbouw kunnen de schijven gewoonlijk voldoende standzekerheid geven. Bij skeletbouw moeten maatregelen worden genomen om de standzekerheid te realiseren. Bij gebouwen met slechts enkele verdiepingen kunnen daarvoor eventueel buigvaste verbindingen tussen de funderingsconstructie, de kolommen en de liggers worden toegepast. Dit noemen we een ongeschoorde constructie. Bij toepassing van prefab betonnen kolommen zal men gewoonlijk kiezen voor ingeklemde kolommen (momentvast verbonden met de fundering). Bij staalconstructies daarentegen kiest men eerder voor momentvaste verbindingen tussen kolommen en liggers.

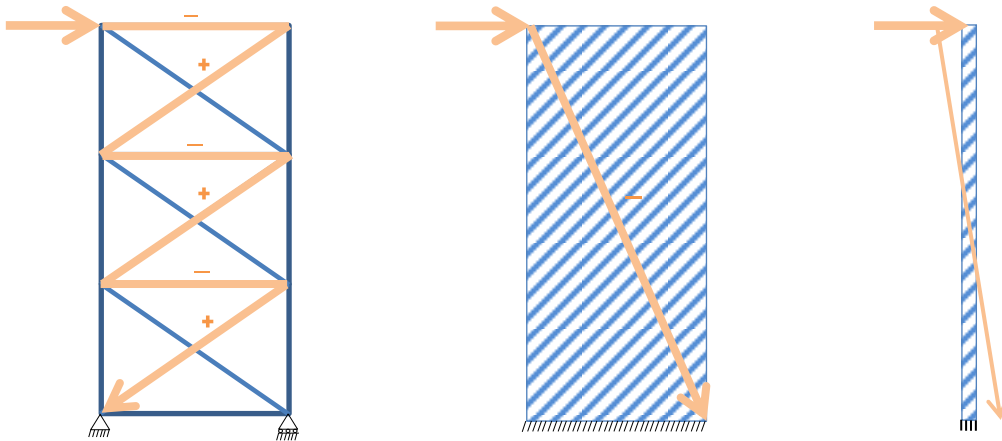
Bij wat hogere gebouwen moeten bij een ongeschoorde constructie de elementen zeer zwaar worden uitgevoerd om al te grote vervormingen te voorkomen. Men kiest daarom voor een geschoorde constructie. Als schoorconstructie kunnen kruisende diagonalen, schoren, schoorwanden of schoorkernen (bijv. liftschachten) worden gebruikt.

Als stabiliteitselementen dienen vaak lift- en leidingschachten en wanden van trappenhuisen. In de praktijk worden meestal minimaal vier stabiliteitswanden aangebracht, zodat horizontale krachten in alle richtingen beter opgenomen worden. Het gebouw dat we in deze oefening gebruiken, heeft vier stabiliteitswanden. In de gevel zijn daarvoor extra stijlen geplaatst.

## Draagconstructies

Een dergelijke draagconstructie wordt een *geschoorde constructie* genoemd. Alle krachten moeten via de draagconstructie naar de fundering worden afgevoerd. Bij een geschoorde constructie lopen de horizontale krachten via de stabiliteitsvoorzieningen.

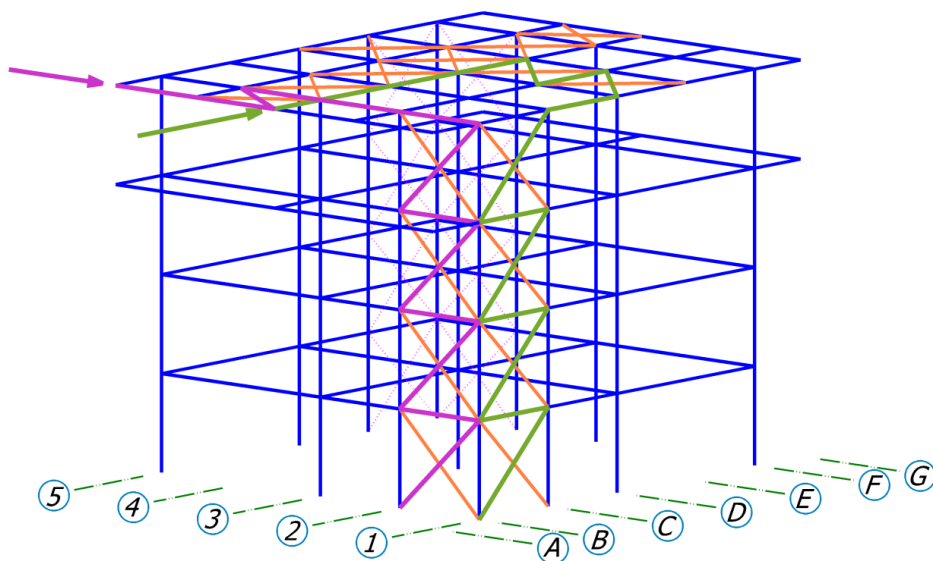
Bij stabiliteitskruisen loopt de kracht via de trekdiagonalen. Bedacht moet worden dat een op normaalkracht (trek of druk) belast element een horizontale component moet hebben, wil deze de horizontale windbelasting kunnen doorgeven. In een tekening geven we bij het tekenen van de krachtdoorstroming ook alleen die elementen aan, die een horizontale component hebben (zie afb.). In de andere (verticale) elementen zullen vanwege het knoopenevenwicht overigens ook normaalspanningen optreden: trek aan de wind- of loefzijde en druk aan de lijzijde.



*Krachtdoorstroming in stabiliteitsverband, stabiliteitswand en ingeklemde kolom.*

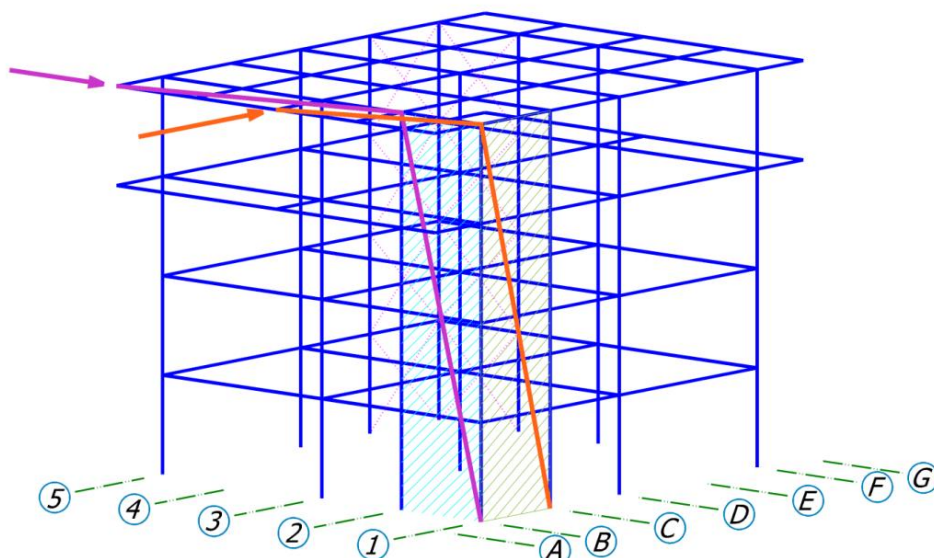
Bij stabiliteitswanden gaan we er van uit dat de krachtsafdracht van de horizontale belasting volgens een 'druklijn' loopt. De kracht veroorzaakt een dwarskracht in de stabiliteitswand, waardoor een buigend moment ontstaat. Is de wand voldoende ingeklemd in de fundering, dan kan deze als een uitkragende ligger worden beschouwd. Er ontstaan trekspanningen aan de loefzijde. Deze moeten zoveel mogelijk worden gecompenseerd door gewicht en eventuele rustende belasting. Als dit niet voldoende gebeurt, zal de constructie kunnen scheuren of zelfs gaan kantelen.

Ook bij ingeklemde kolommen geven we de krachtdoorstroming aan door een schuine 'druklijn' die in het midden door de kolom gaat en onder en boven 'uitsteekt'.



*Krachtdoorstroming in een constructie in twee loodrecht op elkaar staande richtingen.  
De schoorconstructie bestaat hier uit kruisende diagonalen.*

Voor ons gebouw hebben we voor twee typen schoorconstructies de krachtdoorstroming getekend. Bij het eerste voorbeeld zijn zowel voor het dak als de wanden kruisende diagonalen toegepast. In het alternatief is de dakconstructie van beton en zijn voor de stabiliteit schoorwanden toegepast. Deze kunnen ook door elkaar worden gebruikt.



Krachtdoorstroming in een constructie in twee loodrecht op elkaar staande richtingen. De schoorconstructie bestaat hier uit massieve wanden en een stijf dak.

### Globale dimensionering ligger (ligger B3-D3 van de 1ste verdieping)

De dwarsafmetingen van de 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 vuistregels of kentallen opgesteld. Deze vuistregels 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 vuistregel.

Tabel vuistregels liggers

	hout		staal	beton	
	gezaagd	gelamineerd	IPE / HE	t.pl. gestort	prefab
$h_{\text{dakliggers}}$	$\frac{1}{20}l$	$\frac{1}{20}l$	$\frac{1}{30}l$	$\frac{1}{20}l$	$\frac{1}{20}l$
$h_{\text{vloerliggers}}$	$\frac{1}{20}l$	$\frac{1}{17}l$	$\frac{1}{20}l$	$\frac{1}{10}l$	$\frac{1}{20}l$

Als ligger passen we een HEA-profiel toe, *sterkteklasse S235*. Dit betekent dat de rekenwaarde voor de staalsterkte gelijk is aan  $235 \text{ N/mm}^2$ . De *elasticiteitsmodules E* is voor alle sterkteklassen voor staal 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 vuistregel schatten we de hoogte van een profiel en in een tabel noteren we 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 staalprofielen tabel (zie bijlage 1). Vaak is in de tabel de *massa* per strekkende meter [kg/m] weergegeven. Dit moet worden omgerekend tot het gewicht in kN per strekkende meter [kN/m]. Daarvoor moeten we het weergegeven getal vermenigvuldigen met 10 (afroning van 9,8: versnelling van de zwaartekracht in  $\text{m/s}^2$ ) 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.]



Voor ons gebouw willen we een vloerligger van de eerste verdieping dimensioneren en controleren. (De betreffende ligger is op de DC-plattegrond in rood aangegeven; zie hierna). Onze ligger heeft een lengte van 6 meter. De geschatte liggerhoogte volgens de vuistregel wordt dan  $1/20 \times 6000 = 300$  mm. Aan de hand daarvan kiezen we een HE320A profiel. De gegevens van dit profiel vatten we samen in onderstaande tabel. Het gewicht (de massa) per strekkende meter is gegeven in kg. Dit moet worden omgerekend naar kN:  $97,6 \text{ kg/m} \rightarrow 0,01 \times 97,6 \approx 0,98 \text{ kN/m}$ .

### Gegevens stalen HEA-profiel

$h_{\text{vloerligger}}$ [mm]	Profielnr.	Gewicht [kN/m]	$W_y$ [mm <sup>3</sup> ]	$I_y$ [mm <sup>4</sup> ]	Sterkte- klasse	Sterkte [N/mm <sup>2</sup> ]	E-modulus [N/mm <sup>2</sup> ]
300	HE 320 A	0,98	$1479 \times 10^3$	$22930 \times 10^4$	S235	235	$210 \times 10^3$

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 ( $b \times h$ ; m<sup>2</sup>) vermenigvuldigen met de dichtheid  $\rho$  (kg/m<sup>3</sup>) en de uitkomst daarvan weer vermenigvuldigen met de versnelling van de zwaartekracht. Voor beton geldt een dichtheid van 2400 kg/m<sup>3</sup>, voor naaldhout 550 kg/m<sup>3</sup>. (afhankelijk van sterkteklasse)

$$g = b \times h \times \rho \times \frac{10}{1000} \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right]$$

Van een rechthoekige doorsnede kunnen we gemakkelijk het weerstandsmoment  $W$  en het kwadratisch oppervlaktemoment  $I$  berekenen.

$$I = \frac{1}{12} b \times h^3 \text{ [mm}^4\text{]} \quad \text{en} \quad W = I / \frac{1}{2}h = \frac{1}{6} b \times h^2 \text{ [mm}^3\text{]}$$

Voor de betonconstructie passen we een in het werk gestorte, niet voorgespannen, betonnen balk toe. We kiezen sterkteklasse C30/37. Volgens de vuistregel zou de hoogte  $h$  gelijk zijn aan  $6000/10 = 600$  mm. Voor de bijbehorende breedte kiezen we de halve hoogte (vuistregel):  $600/2 = 300$  mm. Het gewicht per strekkende meter bedraagt dan:  $0,3 \times 0,6 \times 2400 \times 10/1000 = 4,32 \text{ kN/m}$ .

$W$  en  $I$  kunnen we met bovenstaande formules berekenen.  $I_y = 1/12 \times 300 \times 600^3 = 5400000000 \text{ mm}^4$  en  $W_y = I_y / \frac{1}{2}h = 1/6 \times 300 \times 600^2 = 18000000 \text{ mm}^3$ .

De waarden voor de sterkte en de elasticiteitsmodules kunnen uit betontabellen worden verkregen.

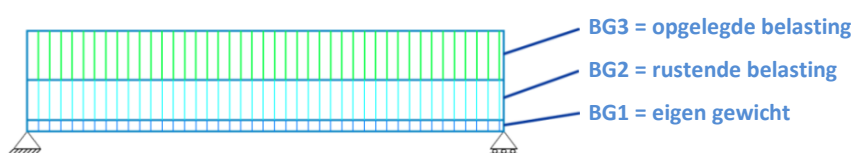
### Gegevens in het werk gestorte betonnen balk

$h_{\text{vloerligger}}$ [mm]	Profiel	Gewicht [kN/m]	$W_y$ [mm <sup>3</sup> ]	$I_y$ [mm <sup>4</sup> ]	Sterkte- klasse	Sterkte [N/mm <sup>2</sup> ]	E-modulus [N/mm <sup>2</sup> ]
600	600x300	4,32	$18,0 \times 10^6$	$5400 \times 10^6$	C30/37	20	$32,8 \times 10^3$

### Bepaling belasting op de ligger

De belasting op de ligger bestaat uit drie delen:

- BG1 = Eigen gewicht van de ligger.
- BG2 = Rustende belasting op de ligger, bijv. gewicht vloerconstructie, plafond, opgehangen installaties, verlichting, vloerafwerking enz.
- BG3 = Opgelegde belasting (veranderlijke belasting) op de ligger.



Belasting op de te controleren ligger.

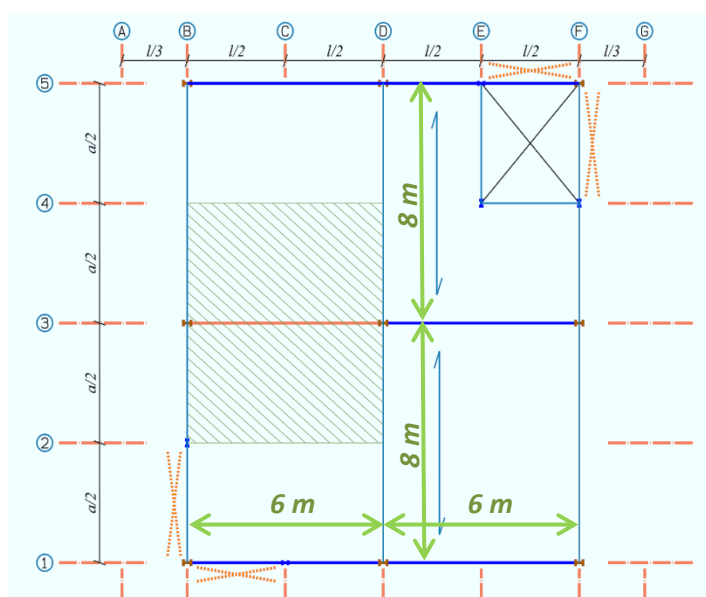
## Draagconstructies

BG1 en BG2 vormen samen de blijvende belasting  $q_{bb}$ . De opgelegde belasting BG3 is hier de veranderlijke belasting  $q_{vb}$ . 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.

**BG1.** Het gewicht per strekkende meter ligger (oranje ligger 2B-2C op DC-plattegrond) hebben we hiervoor al bepaald bij het verzamelen van de gegevens van de ligger: **BG1 = 0,98 kN/m**.

Voor de betonnen ligger geldt: **BG1 = (0,3 x 0,6 x 2400 x 10/1000 =) 4,32 kN/m**.

**BG2.** Voor het bepalen van de grootte van de rustende belasting (BG2) gebruiken we de draagconstructieplattegrond. 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. Merk op dat we ook de maten weergeven op de DC-plattegrond!

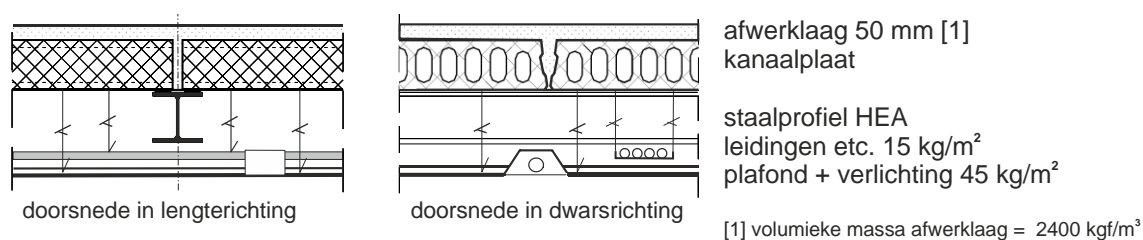


*Draagconstructieplattegrond met belastingschema ligger.*

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  $\text{kN/m}^2$  of kunnen daarin worden omgerekend. Bij een betonnen deklaag kan bijvoorbeeld de volumieke massa [ $\text{kg/m}^3$ ] worden omgerekend naar het volumieke gewicht [ $\text{kN/m}^3$ ]:  $1 \text{ kg/m}^3 \rightarrow 0,01 \text{ kN/m}^3$ . Het volumieke gewicht dient vervolgens met de laagdikte te worden vermenigvuldigd om de belasting in  $\text{kN/m}^2$  te krijgen:

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

In onderstaande afbeelding zijn voor onze constructie de elementen van de rustende belasting schetsmatig weergegeven.



*Opbouw betonnen kanaalplaatvloer.*

## Draagconstructies

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

$$\text{Gewicht afwerklaag} = 0,05 \times 0,01 \times 2400 = 1,2 \text{ kN/m}^2.$$

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. Onze overspanning bedraagt **8 meter** (dat is dus de hart-op-hart-afstand van de balken!).

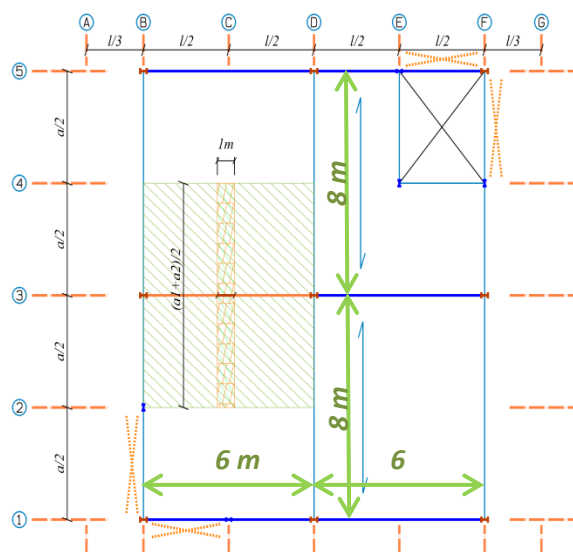
Bezien we de afbeelding, dan is het gemakkelijk in te zien dat de kanaalplaat behalve een opgelegde belasting van **3 kN/m<sup>2</sup>** ook de afwerklaag, de leidingen, het plafond en de verlichting moeten dragen. De massa van plafond en installatie bedraagt in totaal  $15 + 45 = 60 \text{ kg/m}^2$ . Het gewicht wordt dan  $\rightarrow 0,01 \times 60 = 0,6 \text{ kN/m}^2$ . De totale belasting op de kanaalplaten wordt dan:  $3 + 1,2 + 0,6 = 4,8 \text{ kN/m}^2$ . Aan de fabrikant kunnen deze gegevens worden doorgegeven. Voor een ontwerpberekening stelt de fabrikant vaak tabellen of grafieken ter beschikking. In bijlage 2 is een dergelijke grafiek weergegeven. Op de verticale as zetten we de belasting van **4,8 kN/m<sup>2</sup>** 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 een plaatdikte van 200 mm nodig. In bijlage 2 vinden we tevens het gewicht van deze plaat: **3,1 kN/m<sup>2</sup>**.

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

De gevonden belasting per vierkante meter [ $\text{kN/m}^2$ ] moet worden omgezet naar een lijnlast op de ligger oftewel een belasting per strekkende meter ligger [ $\text{kN/m}$ ]. Om de grootte daarvan te bepalen gebruiken we de DC-plattegrond (zie afbeelding). Op de ligger tekenen we een afstand van 1 meter en arceren we het oppervlak dat door deze meter ligger wordt gedragen. De grootte van dit oppervlak is gelijk aan *twee keer de halve h.o.h.-afstand van de liggers* maal 1 meter. De *belasting per strekkende meter* [ $\text{kN/m}$ ] wordt dan  $(a_1 + a_2)/2$  [ $\text{m}$ ] maal de *belasting per vierkante meter* [ $\text{kN/m}^2$ ]. (Voor randliggers geldt uiteraard één keer de halve h.o.h.-afstand.)

Voor onze ligger met een h.o.h. afstand van 8 meter geldt:  $\text{BG2} = (8 + 8)/2 \times 4,9 = 39,2 \text{ kN/m}$ .

Kiezen we voor een betonnen ligger dan is uiteraard de rustende belasting op die ligger dezelfde als die op de stalen ligger:  $\text{BG2} = (8 + 8)/2 \times (3,1 + 1,2 + 0,6) = 39,2 \text{ kN/m}$ .



*Draagconstructieplattegrond met belasting per strekkende meter van de ligger.*

BG3. Ook de opgelegde belasting is gegeven in  $\text{kN/m}^2$ . Om hier een belasting per strekkende meter ligger van te maken, moet deze eveneens vermenigvuldigd worden met *twee maal de halve*

*h.o.h. spantafstand* → *veranderlijke belasting in kN/m = (a1+a2)/2 [m] x opgelegde belasting [kN/m<sup>2</sup>].*

Voor de belasting op de stalen ligger geldt: **BG3 = (8+8)/2 x 3 = 24 kN/m.**

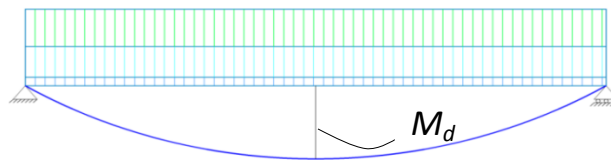
Voor de betonnen ligger geldt eveneens: **BG3 = (8+8)/2 x 3 = 24 kN/m.**

### Controle Uiterste Grenstoestand ligger (sterkte)

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

De buigspanning  $\sigma_m = \frac{M_d}{W}$ , waarin  $W$  het hiervoor al bepaalde weerstandsmoment is en  $M_d$  het maximale moment in het midden van de overspanning. Voor het maximale moment geldt:

$$M_d = \frac{1}{8} q l^2. \quad (\text{wees consequent met de eenheden!})$$



Maximaal moment.

Hierin is  $l$  de lengte van de ligger en  $q$  de totale lijnlast. Voor de UGT geldt dat we de belastingen moeten vermenigvuldigen met partiële factoren  $\gamma$  (vroeger 'belastingfactoren') om extra veiligheid te krijgen. Deze factor hangt af van de veiligheidsklasse van het gebouw en de aard van de belasting. Voor een kantoor geldt dat  $\gamma_{Gf} = 1,35$  en  $\gamma_{Qf} = 1,5$ . De toetsingsregel voor de Fundamentele Belastingcombinatie volgens de Euronorm luidt in enigszins vereenvoudigde vorm:  $FC = \xi \gamma_{Gf} \times G + \gamma_{Qf} \times Q$ , waarin  $G$  de blijvende belasting en  $Q$  de veranderlijke belasting voorstelt.  $\xi$  is een verminderingfactor die in de Nationale Bijlage is vastgesteld op 0,89.

De veiligheidsfactor voor de blijvende belasting wordt met de verminderingfactor  $0,89 \times 1,35 = 1,2$  (de waarde van de vroegere belastingfactor voor de permanente belasting). In het algemeen geldt:  **$q_{UGT} = 1,2 q_{bb} + 1,5 q_{vb}$** . Met deze grootheden kunnen we het moment en daarmee de buigspanning berekenen en vervolgens de sterkte controleren door de unity check te doen:

$$U.C. = \frac{\sigma_m}{f_{m;d}} \leq 1$$

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

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

Voor onze stalen ligger geldt  **$q_{UGT} = 1,2 \times (0,98 + 39,2) + 1,5 \times 24 = 84,2$  kN/m.**

$$M_d = \frac{1}{8} q_{UGT} l^2 = 84,2 \times 6^2 / 8 = 379,0 \text{ kNm} = 379 \times 10^6 \text{ Nmm.}$$

$$\sigma_m = M_d / W = 379 \times 10^6 / 1479 \times 10^3 = 256,2 \text{ N/mm}^2. \quad (\text{let op de eenheden!})$$

$$f_{m;d} = 235 \text{ N/mm}^2.$$

$$U.C. = \sigma_m / f_{m;d} = 256,2 / 235 = 1,1 > 1.$$

Hieruit blijkt dat het profiel te licht is. We hebben een zwaarder profiel nodig met een grotere  $W$ .

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

Hierbij hoort een HE340A met  $g = 1.05 \text{ kN/m}$ ,  $W = 1678 \times 10^3 \text{ mm}^3$  en  $I = 27693 \times 10^4 \text{ mm}^4$ .

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

Voor een betonnen ligger geldt  $q_{UGT} = 1,2 \times (4,32 + 39,2) + 1,5 \times 24 = 88,2 \text{ kN/m}$ .

$$M_d = \frac{1}{8} q_{UGT} \ell^2 = 88,2 \times 6^2 / 8 = 397,0 \text{ kNm} = 397,0 \times 10^6 \text{ Nmm}.$$

$$\sigma_m = M_d / W = 397,0 \times 10^6 / 18 \times 10^6 = 22,06 \text{ N/mm}^2. \text{ (let op de eenheden!)}$$

$$f_{m,d} = 20 \text{ N/mm}^2.$$

$$U.C. = \sigma_m / f_{m,d} = 22,06 / 20 = 1,1 > 1.$$

Hieruit blijkt dat de balk te licht is. We hebben een zwaardere balk nodig met een grotere  $W$ .

$W_{nodig} = 1,1 \times 18,0 \times 10^6 = 19,80 \times 10^6 \text{ mm}^3$ . Hierbij hoort een minimale doorsnede van  $630 \times 300 \text{ mm}^2$  met  $g = 4,46 \text{ kN/m}$ ,  $W = 19,85 \times 10^6 \text{ mm}^3$  en  $I = 6251,2 \times 10^6 \text{ mm}^4$ .

Als we hier de constructiehoogte willen beperken, kunnen we kiezen voor prefabbeton van een hogere sterkteklasse.

### Controle Bruikbaarheids GrensToestand ligger (stijfheid)

Voor de stijfheid controleren we de Bruikbaarheids GrensToestand (BGT) oftewel de stijfheid van de ligger. De stijfheid bepaalt de grootte van de doorbuiging: hoe stijver de ligger des te geringer de

doorbuiging. Voor de doorbuiging geldt de formule:  $w = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \ell^4}{EI}$ .

Voor de BGT bestaan twee controles: de bijkomende doorbuiging  $w_{bij}$  en de doorbuiging in de eindtoestand  $w_{eind}$ . De eis van doorbuiging in de eindtoestand 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  $w_{eind}$  is de totale vervorming t.g.v. de belasting, inclusief *kruip* bij materialen als *hout- en beton*. Kruip treedt bij deze materialen op onder langdurig aanwezige belasting. Dit is de blijvende belasting en dat deel van de veranderlijke (opgelegde) belasting dat vrijwel permanent aanwezig is. Een eventuele zeeg, een vooraf aangebrachte opbuiging, kan hiervan worden afgetrokken. Dit betekent dat we de uiteindelijke doorbuiging kunnen verminderen door de ligger een zeeg te geven.  $w_{bij}$  is de vervorming die optreedt door de veranderlijke belasting en de eventuele kruip.

Er is een relatie tussen de kruip en de blijvende en quasi blijvende belasting. De kruip kan worden uitgedrukt als:  $w_{kr} = k \times (w_{bb} + \psi_2 \cdot w_{vb})$ . Hierin is  $k$  de kruipfactor,  $w_{bb}$  de doorbuiging t.g.v. de blijvende belasting (dus  $w_{bb}$  is gelijk aan  $w_{on}$ ),  $w_{vb}$  de doorbuiging t.g.v. de veranderlijke (opgelegde) belasting en  $\psi_2$  de factor voor de quasi-blijvende belasting. Voor kantoren geldt:  $\psi_2 = 0,3$ .

$$w_{on} = w_{bb} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{bb} \cdot \ell^4}{EI}$$

$$w_{vb} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{vb} \cdot \ell^4}{EI}$$

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

$$w_{kr} = k \times (w_{bb} + \psi_2 \cdot w_{vb})$$

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

Norm vloerligger:  
 $w_{bij} \leq 0,003 \times \ell$   
 $w_{bij} \leq 0,002 \times \ell$  (bij wanden)

Onmiddellijk optredende en bijkomende doorbuiging en doorbuiging in de eindtoestand.

Voor staal is de kruipfactor  $k = 0$  (en dus  $w_{kr} = 0$ ). Voor hout geldt dat  $k = 0,8$  (klimaatklasse 2) en daarmee wordt  $w_{kr} = 0,8 \times (w_{bb} + 0,3 \cdot w_{vb})$ . Voor beton wordt de vervorming door kruip met een kruipfactor  $k = 3$  (voor droge binnenruimten):  $w_{kr} = 3 \times (w_{bb} + 0,3 \cdot w_{vb})$ .  $w_{on}$  is de doorbuiging t.g.v. de blijvende belasting en  $w_{vb}$  de doorbuiging door de veranderlijke belasting. (In de hiervoor weergegeven figuur is een en ander samengevat.)

Voor een vloerligger luidt de algemene eis  $w_{bij} \leq 0,003 \times \ell$ . Bevindt de ligger zich ter plaatse van een wand of in de gevel, of moet er rekening mee worden gehouden dat op de vloer lichte scheidingswanden kunnen worden geplaatst, dan geldt:  $w_{bij} \leq 0,002 \times \ell$ . Als we stellen dat voor de bijkomende doorbuiging  $w_{norm} = 0,003 \times \ell$  (algemeen) of  $w_{norm} = 0,002 \times \ell$  (vloeren met wanden) dan geldt als

$$\text{unity check: } U.C. = \frac{w_{bij}}{w_{norm}} \leq 1.$$

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

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

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

We merken nog op dat voor de einddoorbuiging van een vloer geldt:  $u_{eind} \leq 0,004 \times \ell$ . Voor een dakligger moeten zowel de  $w_{bij}$  als de  $w_{eind}$  kleiner zijn dan  $0,004 \times \ell$ .

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

$$w_{bij} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{vb} \cdot \ell^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{24 \times 6000^4}{210 \cdot 10^3 \times 27690 \cdot 10^4} = 7,0 \text{ mm (Let op de eenheden!)}$$

$$w_{norm} = 0,003 \times \ell = 0,003 \times 60000 = 18 \text{ mm (ligger in vloerveld } 0,003 \times \ell)$$

$$U.C. = \frac{w_{bij}}{w_{norm}} = \frac{8,4}{18} = 0,4 \leq 1$$

Duidelijk is te zien dat voor de stalen ligger de sterkte maatgevend is. Voor wat betreft de doorbuiging zouden we met een slanker profiel uit de voeten kunnen. Ook toepassing van een hogere sterkteklasse van staal, bijvoorbeeld S355, is hier lonend!

Voor een betonnen ligger moeten we rekening houden met de kruip. Hiervoor is al vermeldt dat voor een betonconstructie geldt  $k = 3$  en voor een kantoor  $\psi_2 = 0,3$ . Bij een niet voorgespannen ligger moeten we er tevens rekening mee houden dat *de trekzone is gescheurd*. Daardoor geldt een veel lagere elasticiteitsmodulus. Voor ontwerpberekeningen mogen we nemen  $E = 10000 \text{ N/mm}^2$ .

$$w_{bb} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{bb} \ell^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(4,32 + 39,2) \times 6000^4}{10000 \times 6251,2 \cdot 10^6} = 11,7 \text{ mm (Let op de eenheden!)}$$

$$w_{vb} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{vb} \ell^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{24 \times 6000^4}{10000 \times 6251,2 \cdot 10^6} = 6,5 \text{ mm (Let op de eenheden!)}$$

$$w_{bij} = w_{vb} + w_{kr} = w_{vb} + 3 \cdot (w_{bb} + 0,3 \times w_{vb}) = 6,5 + 3 \times (11,7 + 0,3 \times 6,5) = 47,6 \text{ mm.}$$

$$U.C. = \frac{w_{bij}}{w_{norm}} = \frac{47,6}{18} = 2,64 \geq 1 \quad (\text{ligger in vloerveld } w_{norm} = 0,003 \times \ell)$$

We zien dat hier de doorbuiging maatgevend is. We hebben een veel grotere I-waarde nodig:

$$I_{nodig} = U.C. \times I_{oud} = 2,64 \times 6,25 \cdot 10^9 = 16,52 \cdot 10^9 = \text{mm}^4.$$

Hierbij hoort een hoogte van circa 875 mm. Ter beperking van de constructiehoogte kan veel beter een voorgespannen prefabbriggen worden gebruikt met een hogere sterkteklasse beton, waarbij ook de hoge E-waarde mag worden toegepast.

## Globale dimensionering kolom (kolom D3 onder de 1ste verdieping)

Ook voor kolommen bestaan er vuistregels, maar vooral voor deze elementen kunnen de werkelijk benodigde afmetingen zeer sterk afwijken van die gevonden met deze vuistregels. De dimensies van de kolom zijn 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. Een slanke kolom met grote kniklengte zou ook maatgevend kunnen zijn ook al bevindt deze zich niet op de begane grond.

Tabel vuistregels

	hout		staal		beton	
	gezaagd	gelamineerd	HE	buis	t.pl. gestort	prefab
$b_{\text{kolommen}}$	$\frac{1}{20}l_c$	$\frac{1}{20}l_c$	$\frac{1}{15}l_c$	$\frac{1}{25}l_c$	$\frac{1}{10}l_c$	$\frac{1}{10}l_c$

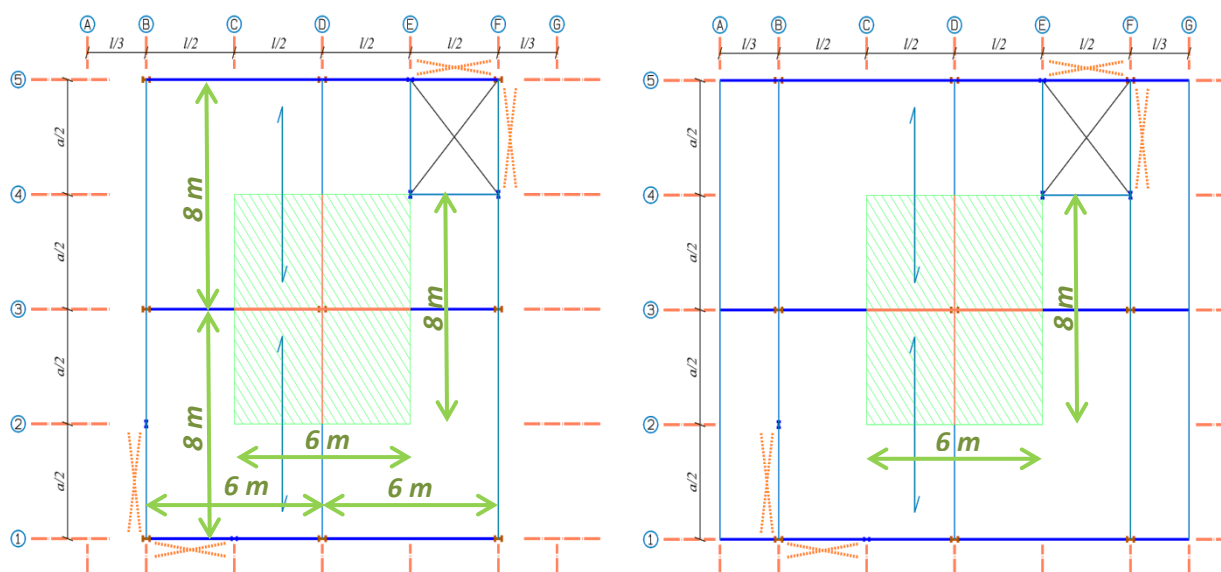
Let er op dat we voor de  $b$  en voor de  $I$  altijd de zwakste richting moeten toepassen: Bij HE-profielen nemen we dus *niet* de profielhoogte maar de breedte van het profiel en de  $I_z$ . Juist die richting is het zwakst en (meestal) maatgevend voor uitknikken.

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 constructieplattegronden (of een 3-D 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. Geef ook de lengtematen weer, zodat de totale belasting die door de kolom moet worden gedragen gemakkelijk is te bepalen.

Onze constructie heeft voor de kolommen een HEA-profiel. De zwaarst belaste kolom is de middenkolom op de begane grond. Met de vuistregels bepalen we globaal welke afmetingen de kolom moet hebben. De daarbij behorende gegevens noteren we weer in een tabel.

### Gegevens stalen HEA-profiel

$b_{\text{kolom}}$ [mm]	Profielnr.	Gewicht [N/mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	$I_z$ [mm <sup>4</sup> ]	Sterkteklasse	Sterkte [N/mm <sup>2</sup> ]	E-modulus [N/mm <sup>2</sup> ]
240	HE240A	0,60	7680	27690000	S235	235	$210 \times 10^3$



Belastingschema van de te controleren kolom (links verdieping 1 en 2, rechts verdieping 3 en dak).

Ook voor een betonnen kolom kunnen we de gegevens verzamelen. Het meest voor de hand ligt een vierkante kolom. Bij gebruik van de vuistregel krijgen we een kolom:  $3600/10 = 360$  mm.

Het gewicht van de door de kolom gedragen liggers is  $0,3 \times 0,875 \times 24 = 6,3$  kN/m. Voor de dakligger nemen we gemakshalve dezelfde liggers.

### Gegevens betonnen kolom

$b_{\text{kolom}}$ [mm]	Profiel [mm <sup>2</sup> ]	Gewicht [N/mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	I [mm <sup>4</sup> ]	Sterkte -klasse	Sterkte [N/mm <sup>2</sup> ]	E-modulus [N/mm <sup>2</sup> ]
360	360x360	3,11	129600	$1399,7 \times 10^6$	C30/37	20	$32,8 \times 10^3$

Het gewicht van alle constructiedelen die door de kolom worden gedragen, moeten bij elkaar worden opgeteld, evenals het totaal van de veranderlijke belasting die door de kolom moet worden afgevoerd. Om dit overzichtelijk te doen, maken we per kolom gebruik van een gewichtsberekenings-tabel. Hierin kunnen alle waarden overzichtelijk worden ingevoerd en eventueel in een spreadsheet (Excel-bestand) worden berekend.

Let er op dat de totale belasting als een puntlast (normaalkracht) op de kolom werkt. Alle belastingen moeten dus naar een belasting in kN worden omgezet. Het gewicht van kolommen en liggers (g; gegeven in kN per m) moet daarom worden vermenigvuldigd met resp. de verdiepingshoogte  $h$  en de liggerlengte  $l$  [kN/m  $\rightarrow$  kN]. De veranderlijke belasting (q) en de blijvende vloerbelasting (g) worden bepaald in kN/m<sup>2</sup>. Deze moeten dus worden vermenigvuldigd met het oppervlak dat door de betreffende kolom wordt gedragen, om een puntlast te krijgen [kN/m<sup>2</sup>  $\rightarrow$  kN].

Volgens de normcommissie is de kans dat alle vloeren extreem worden belast vrijwel nihil. Daarom heeft men voor de veranderlijke belasting de combinatiefactor  $\psi_0$  geïntroduceerd, vroeger momentaanfactor genoemd. Dit is een reductiefactor die voor *op twee na* alle verdiepingen mag worden gebruikt. *Bij de verdiepingen die de grootste bijdrage aan de veranderlijke belasting (in kN!) leveren, moet deze extreem worden genomen ( $\psi = 1$ ).* Voor de andere vloeren is  $\psi$  afhankelijk van het gebruik van de verdieping. Voor kantoren geldt volgens de nationale bijlage  $\psi = 0,5$ . Voor het dak mag zelfs  $\psi = 0$  worden genomen (tenzij we de kolom onder het dak of de kolom onder de bovenste verdieping beschouwen). De formule voor de totale belasting op de kolom wordt dan:

$$F_{c;d} = F_d = \gamma_{Gf} \sum \text{blijvende belasting} + \gamma_{Qf} \sum (\psi \times \text{veranderlijke belasting}).$$

( $\gamma_{Gf}$  en  $\gamma_{Qf}$  zijn de partiële factoren).

De volgende pagina's tonen een gewichtstabel voor respectievelijk de **stalen** en de **betonnen** kolom. Gemakshalve gaan we er van uit dat de blijvende belasting van het dak gelijk is aan die van de vloeren. Afhankelijk van de dakbedekking zal het verschil niet groot zijn. De veranderlijke belasting op het dak stellen we op 1 kN/m<sup>2</sup>.

### Controleberekening kolom (druksterkte)

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

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

( $A$  is de oppervlakte van de doorsnede.  $f_{c;d}$  is de druksterkte.)

We kunnen ook hier de Unity Check uitvoeren:  $U.C. \rightarrow \frac{\sigma_{c;d}}{f_{c;d}} \leq 1$

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



Draagconstructies

Gewichtstabel kolom		onder 1ste verdieping			LET OP DE EENHEDEN!				
staal		profiel : HE240A			Oppervlak doorsnede:		7680	mm	
	lengte (hoogte) [m]	breedte [m]	bel./m <sup>2</sup> of bel./m	blijv. belast. [kN]	tot.blijv. per verd. [kN]	verand. belast. [kN]	fact. $\psi$	Te reken. ver. bel.	
<b>Dak</b>									
Verand. belasting =	6	x 8	x 1	=	→	48	x 0	=	0
Gew. dakconstr. =	6	x 8	x 4,9	=		235,2			
Gewicht ligger =	6	x	1,05	=		6,3			
Gewicht kolom =	3,6	x	0,6	=		2,16			
					---	243,66			
<b>3<sup>de</sup> verdieping</b>									
Verand. belasting =	6	x 8	x 3	=	→	144	x 1	=	144
Gew. vloerconstr. =	6	x 8	x 4,9	=		235,2			
Gewicht ligger =	6	x	1,05	=		6,3			
Gewicht kolom =	3,6	x	0,6	=		2,16			
					---	243,66			
<b>2<sup>de</sup> verdieping</b>									
Verand. belasting =	6	x 8	x 3	=	→	144	x 1	=	144
Gew. vloerconstr. =	6	x 8	x 4,9	=		235,2			
Gewicht ligger =	6	x	1,05	=		6,3			
Gewicht kolom =	3,6	x	0,6	=		2,16			
					---	243,66			
<b>1<sup>ste</sup> verdieping</b>									
Verand. belasting =	6	x 8	x 3	=	→	144	x 0,4	=	57,6
Gew. vloerconstr. =	6	x 8	x 4,9	=		235,2			
Gewicht ligger =	6	x	1,05	=		6,3			
Gewicht kolom =	3,6	x	0,6	=		2,16			
					---	243,66			
+									
<b>totaal in kN =</b>		blijvende belasting = G:			974,64	ver. bel. = Q:		345,6	
		partiële factor $\gamma$ voor G:			1,2	part. factor $\gamma$ voor Q:		1,5	
Totale belasting UGT: $F_d = \gamma_G \times G + \gamma_Q \times Q =$					1688,0	kN		$\sigma_{c,d} =$	219,8 N/mm <sup>2</sup>

## Draagconstructies

Gewichtstabel kolom	beton			LET OP DE EENHEDEN!				
	profiel : <b>360 x 360</b>			oppervlak doorsnede: <b>129600</b> mm				
	lengte (hoogte) [m]	breedte [m]	bel./m <sup>2</sup> of bel./m	blijv. belast. [kN]	tot.blijv. per verd. [kN]	verand. belast. [kN]	fact. $\psi$	Te reken. ver. bel.
<b>Dak</b>								
Verand. belasting =	6	x 8	x 1	=	→	48	x 0	= 0
Gew. dakconstr. =	6	x 8	x 4,9	=		235,2		
Gewicht ligger =	6	x	6,3	=		37,8		
Gewicht kolom =	3,6	x	3,11	=		11,196		
					--->	<b>284,2</b>		
<b>3<sup>de</sup> verdieping</b>								
Verand. belasting =	6	x 8	x 3	=	→	144	x 1	= 144
Gew. vloerconstr. =	6	x 8	x 4,9	=		235,2		
Gewicht ligger =	6	x	6,3	=		37,8		
Gewicht kolom =	3,6	x	3,11	=		11,2		
					--->	<b>284,2</b>		
<b>2<sup>de</sup> verdieping</b>								
Verand. belasting =	6	x 8	x 3	=	→	144	x 1	= 144
Gew. vloerconstr. =	6	x 8	x 4,9	=		235,2		
Gewicht ligger =	6	x	6,3	=		37,8		
Gewicht kolom =	3,6	x	3,11	=		11,2		
					--->	<b>284,2</b>		
<b>1<sup>ste</sup> verdieping</b>								
Verand. 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	6,3	=		37,8		
Gewicht kolom =	3,6	x	3,11	=		11,2		
					--->	<b>284,2</b>		
<b>totaal in kN =</b>								
				blijvende belasting = G:	<b>1136,8</b>	ver. bel. = Q:	<b>360</b>	
				partiële factor $\gamma$ voor G:	<b>1,2</b>	part. factor $\gamma$ voor Q:	<b>1,5</b>	
<b>Totale belasting UGT:</b>				$F_d = \gamma_G \times G + \gamma_Q \times Q =$	<b>1904,1</b> kN	$\sigma_{c,d} =$	<b>14,7</b> N/mm <sup>2</sup>	

Voor de stalen kolom is de totale belasting op de kolom volgens de gewichtstabel 1688 kN

$$\sigma_c = \frac{F_{c;d}}{A} = \frac{1688 \cdot 10^3}{7680} = 220 \text{ kN/mm}^2$$

$$\text{U.C.} \rightarrow \frac{\sigma_{c;d}}{f_{c;d}} = \frac{220}{235} = 0,94 < 1$$

Het gekozen profiel HE240A voldoet dus.

Uit de gewichtstabel blijkt dat de betonnen kolom op de begane grond (onder de eerste verdieping) 1788 kN moet dragen.

$$\sigma_c = \frac{F_{c;d}}{A} = \frac{1904,1 \cdot 10^3}{360 \times 360} = 14,7 \text{ kN/mm}^2$$

$$\text{U.C.} \rightarrow \frac{\sigma_{c;d}}{f_{c;d}} = \frac{14,7}{20} = 0,74 < 1$$

De gekozen afmetingen van de kolom voldoen hiermee.

## Bepaling knikgetal n

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

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

$F_{cr}$  (of  $F_E$ ) wordt de Eulerse of ook wel de kritische knikkracht genoemd.  $E$  is de Elasticiteitsmodulus,  $I$  het kwadratisch oppervlaktemoment (in de zwakste richting!) en  $\ell_{cr}$  de kniklengte. In een geschoord gebouw met scharnierverbindingen tussen kolommen en liggers is de kniklengte van de kolom gelijk aan de verdiepingshoogte:  $\ell_{cr} = h$ .

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

$$\text{knikgetal } n \rightarrow n = \frac{F_{cr}}{F_{c;d}}$$

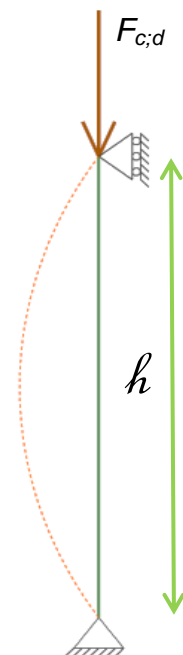
Om aan de veilige kant te blijven, eisen we dat het knikgetal  $n = \frac{F_{cr}}{F_{c;d}} \geq 5$ .

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

$$\text{Voor de Unity Check geldt: U.C.} \rightarrow \frac{5 \times F_{c;d}}{F_{cr}} \leq 1$$

Is U.C. < 1 dan is er een groter profiel nodig met een grotere knikkracht.  $I_z$  is de variabele in de formule van de knikkracht. We moeten daarom het  $I_{oud}$  vermenigvuldigen met de U.C. om het benodigde kwadratisch oppervlaktemoment te bepalen. Bij de op deze wijze gevonden  $I_{nodig}$  kunnen we vervolgens het nieuwe profiel zoeken.

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



Voor een kolom van een HE300A profiel geldt:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{\ell_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 27,69 \cdot 10^6}{3600^2} = 4428,3 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$n = \frac{F_{cr}}{F_{c;d}} = \frac{4428,3 \cdot 10^3}{1688 \cdot 10^3} = 2,6 < 5$$

$$\text{U.C.} \rightarrow \frac{5 \times F_{c;d}}{F_{cr}} = \frac{5 \times 1688 \cdot 10^3}{4428,3 \cdot 10^3} = 1,9 > 1$$

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

$I_{z\text{nodig}} = 1,9 \times I_{z\text{oud}} = 1,9 \times 27,69 \cdot 10^6 = 52,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$ . Hieraan voldoet een HE300A die ruim voldoende knikveiligheid bezit.

Voor de betonnen kolom geldt:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{\ell_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 32800 \cdot 1399,7 \cdot 10^6}{3600^2} = 36028 \times 10^3$$

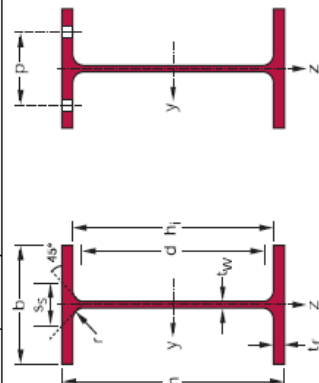
$$n = \frac{F_{cr}}{F_d} = \frac{36028 \cdot 10^3}{1904,1 \cdot 10^3} = 18,9 \geq 5$$

$$\text{U.C.} \rightarrow \frac{5 \times F_{c;d}}{F_{cr}} = \frac{5 \times 1904,1 \cdot 10^3}{36028 \cdot 10^3} = 0,26 < 1$$

Het knikgetal geeft aan dat de kolom voldoende veiligheid bezit tegen knik. Voor wat betreft het knikgetal zou met een iets slankere kolom kunnen worden volstaan, maar de druksterkte blijkt maatgevend te zijn. Betonnen kolommen zijn door hun afmetingen vaak voldoende knikveilig.

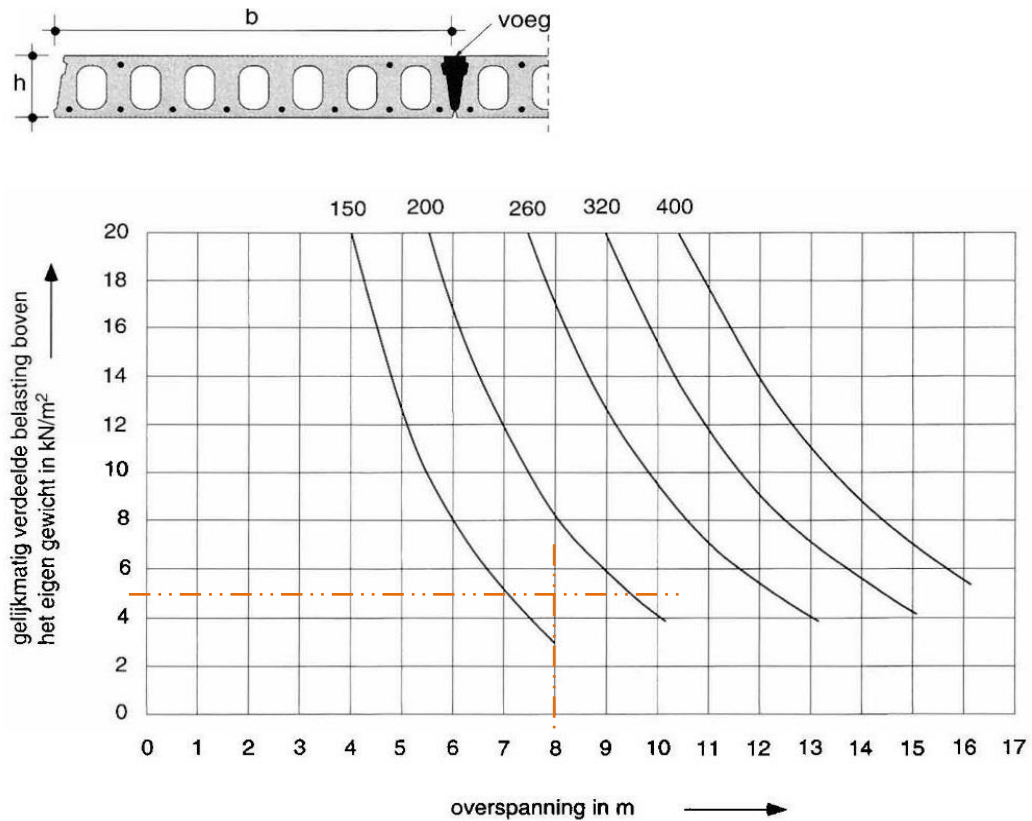
Bijlage 1: tabel HEA-profielen

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Valeurs statiques / Section properties / Statistische Kennwerte															
	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r		h <sub>1</sub>	d	∅	P <sub>min</sub>	P <sub>max</sub>	l <sub>y</sub>	W <sub>ely</sub>	W <sub>ply</sub>	I <sub>y</sub>	A <sub>yz</sub>	l <sub>z</sub>	W <sub>elz</sub>	W <sub>plz</sub>	I <sub>z</sub>	s <sub>s</sub>	t <sub>t</sub>	l <sub>w</sub>				
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm	mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	mm <sup>6</sup> x10 <sup>6</sup>			
HE 100 A	16.7	96	100	5	8	12	21.2	80	56	M 10	54	58				349.2	72.76	83.01	4.06	7.56	133.8	26.76	41.14	2.51	35.06	5.24	2.58
HE 120 A	19.9	114	120	5	8	12	25.3	98	74	M 12	58	68				606.2	106.3	119.5	4.89	8.46	230.9	38.48	58.85	3.02	35.06	5.99	6.47
HE 140 A	24.7	133	140	5.5	8.5	12	31.4	116	92	M 16	64	76				1033	155.4	173.5	5.73	10.12	389.3	55.62	84.85	3.52	36.56	8.13	15.06
HE 160 A	30.4	152	160	6	9	15	38.8	134	104	M 20	78	84				1673	220.1	245.1	6.57	13.21	615.6	76.95	117.6	3.98	41.57	12.19	31.41
HE 180 A	35.5	171	180	6	9.5	15	45.3	152	122	M 24	86	92				2510	293.6	324.9	7.45	14.47	924.6	102.7	156.5	4.52	42.57	14.90	60.21
HE 200 A	42.3	190	200	6.5	10	18	53.8	170	134	M 27	98	100				3692	388.6	429.5	8.28	18.08	1336	133.6	203.8	4.98	47.59	20.98	108.0
HE 220 A	50.5	210	220	7	11	18	64.3	188	152	M 27	98	118				5410	515.2	568.5	9.17	20.67	1955	177.7	270.6	5.51	50.09	28.46	193.3
HE 240 A	60.3	230	240	7.5	12	21	76.8	206	164	M 27	104	138				7763	675.1	744.6	10.05	25.18	2769	230.7	351.7	6.00	56.10	41.55	328.5
HE 260 A	68.2	250	260	7.5	12.5	24	86.8	225	177	M 27	110	158				10450	836.4	919.8	10.97	28.76	3688	282.1	430.2	6.50	60.62	52.37	516.4
HE 280 A	76.4	270	280	8	13	24	97.3	244	196	M 27	112	178				13670	1013	1112	11.86	31.74	4763	340.2	518.1	7.00	62.12	62.10	785.4
HE 300 A	88.3	290	300	8.5	14	27	112.5	262	208	M 27	118	198				18260	1260	1383	12.74	37.28	6310	420.6	641.2	7.49	68.13	85.17	1200
HE 320 A	97.6	310	300	9	15.5	27	124.4	279	225	M 27	118	198				22930	1479	1628	13.58	41.13	6985	465.7	709.7	7.49	71.63	108.0	1512
HE 340 A	105	330	300	9.5	16.5	27	133.5	297	243	M 27	118	198				27690	1678	1850	14.40	44.95	7436	495.7	755.9	7.46	74.13	127.2	1824
HE 360 A	112	350	300	10	17.5	27	142.8	315	261	M 27	120	198				33090	1891	2088	15.22	48.96	7887	525.8	802.3	7.43	76.63	148.8	2177
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159.0	352	298	M 27	120	198				45070	2311	2562	16.84	57.33	8564	570.9	872.9	7.34	80.63	189.0	2942
HE 450 A	140	440	300	11.5	21	27	178.0	398	344	M 27	122	198				63720	2896	3216	18.92	65.78	9465	631.0	965.5	7.29	85.13	243.8	4148
HE 500 A	155	490	300	12	23	27	197.5	444	390	M 27	122	198				86970	3550	3949	20.98	74.72	10370	691.1	1059	7.24	89.63	309.3	5643
HE 550 A	166	540	300	12.5	24	27	211.8	492	438	M 27	122	198				111900	4146	4622	22.99	83.72	10820	721.3	1107	7.15	92.13	351.5	7189
HE 600 A	178	590	300	13	25	27	226.5	540	486	M 27	122	198				141200	4787	5350	24.97	93.21	11270	751.4	1156	7.05	94.63	397.8	8978
HE 650 A	190	640	300	13.5	26	27	241.6	588	534	M 27	124	198				175200	5474	6136	26.93	103.2	11720	781.6	1205	6.97	97.13	448.3	11030
HE 700 A	204	690	300	14.5	27	27	260.5	636	582	M 27	124	198				215300	6241	7032	28.75	117.0	12180	811.9	1257	6.84	100.1	513.9	13350
HE 800 A	224	790	300	15	28	30	285.8	734	674	M 27	130	198				303400	7682	8699	32.58	138.8	12640	842.6	1312	6.65	106.1	596.9	18290
HE 900 A	252	890	300	16	30	30	320.5	830	770	M 27	132	198				422100	9485	10810	36.29	163.3	13550	903.2	1414	6.50	111.1	736.8	24960
HE 1000 A	272	990	300	16.5	31	30	346.8	928	868	M 27	132	198				553800	11190	12820	39.96	184.6	14000	933.6	1470	6.35	113.6	822.4	32070



HEA

**Bijlage 2: tabel kanaalplaten beton** (bron: Staalprofielen, (Over)spannend staal 5, 1998 p. 91)



Kanaalplaten worden door verschillende producenten geleverd, die elk hun eigen bijzondere specificatie aan hun plaat meegeven. Deze samenvatting is gemaakt om een beeld te geven van de mogelijkheden van kanaalplaten. Bij een definitief ontwerp kunt u bij de leverancier nauwkeurige gegevens opvragen.

h (hoogte)	mm	150	200	260	320	400
b (standaard breedte)	mm	1200	1200	1200	1200	1200
aantal kanalen	stuks	8 tot 11	6 tot 11	5 tot 7	4 tot 7	4
gewicht inkl. voeg	kN/m <sup>2</sup>	2,7	3,1	4	4,7	4,8
voegvulling (kwaliteit B15)	l/m	6	7,3	11	12	15
sterkteklasse <sup>1)</sup>		B50-B65	B55-B65	B55-B65	B55-B65	B65
milieuklasse		1 of 2	1 of 2	1 of 2	1 of 2	1 of 2
brandwerendheid	min.	30 tot 120	60 tot 120	90 tot 120	90 tot 120	90 tot 120
A (oppervlak)	×10 <sup>3</sup> mm <sup>2</sup>	130	150	190	230	230
z <sub>s</sub> (zwaartepunt)	mm	73,6	99,1	122	152	204
I (traagheidsmoment)	×10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	310	685	1470	2640	4640
m.b.t. utiliteitsbouw						
ℓ <sub>max</sub> verdieping <sup>2)</sup>	m	7,2	8,9	12,5	14,6	16,5
ℓ <sub>max</sub> dak <sup>3)</sup>	m	8,0	9,9	12,5	14,6	17,5
max. plaatlengte bij						
breedte 300 mm	m	7,2	8,5	10,4	13,0	
breedte 400-500 mm	m	7,2	7,9	10,4	13,0	
breedte 600-1200 mm	m	8,1	10,0	12,6	14,7	

1) voorspanstaal meestal FeP1860

2) ver.bel. 3,0 kN/m<sup>2</sup> en afwerking 1,0 kN/m<sup>2</sup>

3) ver.bel. 1,0 kN/m<sup>2</sup> en afwerking 1,0 kN/m<sup>2</sup>

min. opleglengte bij metselwerk=100 mm; bij beton=80 mm; bij staal=70 mm