

# **Ontwerpen van staalconstructies voor verdiepingbouw geschoord en ongeschoord**

**ir. M.W. Kamerling**

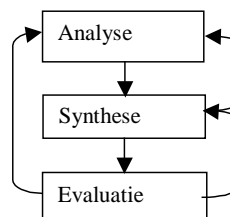
d.d. 28-02-2013

# Inhoud

<b>1 Ontwerpen</b>	3
<b>2 Controle van de afmetingen van draagconstructieve elementen</b>	4
2.1 De bruikbaarheid grenstoestand	4
2.2 Controle van de sterkte, uiterste grenstoestand	5
2.3 De sterktecontrole voor staalconstructies	7
<b>3 Ontwerp van een geschoorde constructie</b>	8
3.1 Belastingen	10
3.2 Schematisatie van de geschoorde constructie	10
3.3 Dimensionering van de geschoorde constructie	10
3.4 Gewichtsberekening gevelkolom geschoorde constructie	11
3.5 Controle van de afmetingen van de geschoorde constructie	12
3.6 De schoorconstructie	18
3.7 Conclusies geschoord	24
<b>Bijlagen geschoord</b>	25
Bijlage 1. Ontwerp kolommen, hoofdzakelijk belast met een normaalkracht	25
Bijlage 2. Controle van de dakligger IPE 400	25
Bijlage 3. Wateraccumulatie	27
Bijlage 4. Stabiliteit, de verdeling van de belasting over de schoorconstructies	28
<b>4 Ontwerp van een ongeschoorde constructie</b>	34
4.1 Belastingen ongeschoorde constructie	34
4.2 Dimensionering ongeschoorde constructie	35
4.3 Gewichtsberekening gevelkolom in de ongeschoorde constructie	37
4.4 Validatie van de ongeschoorde constructie	37
<b>5 Evaluatie</b>	43
<b>Literatuur</b>	44
<b>Bijlagen ongeschoord</b>	45
Bijlage 5. berekening alternatief voor het ongeschoorde portaal	45
Bijlage 6. Controle kolom op de begane grond. HE 400 B	47

# 1 Ontwerpen

Een gebouw kan niet zonder een belastingdragend systeem, de draagconstructie is net als een skelet voor een mens of dier de basis voor het gebouw. Een goed ontworpen constructie draagt bij aan het gebruik en versterkt de architectonische vormgeving. Draagconstructies worden gezamenlijk ontworpen door architect en adviseur. In principe is de ontwerpprocedure voor het ontwerpen van een constructie hetzelfde als de procedure voor een gebouw, kunstwerk of gebruiksvoorwerp. In het ontwerpproces kunnen drie fasen worden onderkend: analyse, synthese en evaluatie, zie *figuur 1*. Voor het ontwerp van de draagconstructie wordt in de eerste fase de krachtswerking voor het gebouw geanalyseerd ten aanzien van de mogelijkheden om steunpunten en stabiliteitsvoorzieningen te maken en de grootte van de belastingen en overspanningen. In de tweede fase worden systemen bedacht om de belastingen op het gebouw af te voeren naar de ondergrond. In de derde fase worden criteria opgesteld om de alternatieven te beoordelen en te selecteren. Door het opstellen van selectiecriteria kan het programma worden aangescherpt. Verschillende alternatieven kunnen worden gecombineerd tot een nieuwe ontwerp dat beter voldoet aan de eisen. Doorgaans is het proces dan ook cyclisch [lit. 2], het eindproduct ontstaat dan pas nadat het ontwerpproces enkele malen is doorlopen.



*Figuur 1. Het ontwerpproces.*

Een belangrijk aspect van de vormgeving is de dimensionering. Het is inefficiënt als in de uitwerkingsfase de afmetingen van de constructie nog moeten worden aangepast. Met kengetallen worden in het prille begin globaal de afmetingen van de constructie geschat. Ter wille van de eenvoud worden in kengetallen slechts enkele aspecten meegenomen, de marges zijn groot een controle van de afmetingen is onontbeerlijk. Met de gevonden afmetingen worden de permanente belastingen bepaald. De constructie wordt geschematiseerd en de spanningen en vervormingen worden gecheckt. De ontwerpprocedure wordt met een voorbeeld van een kantoorgebouw geïllustreerd. Zowel een geschoorde als een ongeschoorde staalconstructie wordt ontworpen, zodat na afloop de beide constructies met elkaar kunnen worden vergeleken en de consequenties van het al dan niet schoren kunnen worden getoond en afgewogen..

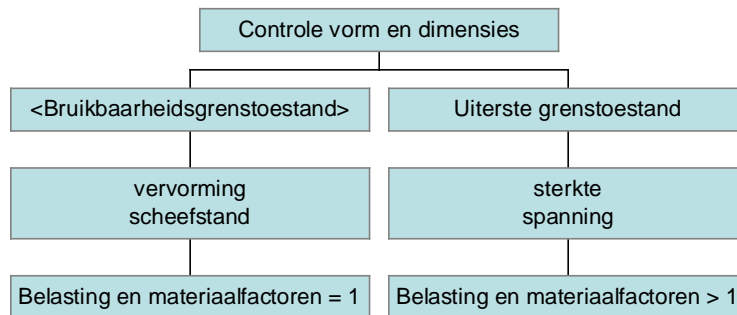
Constructiematerialen verschillen qua sterkte, stijfheid, materiaaleigenschappen, gedrag en verschijningsvorm[lit.3]. Steenachtige materialen kunnen goed drukspanningen maar in veel mindere mate trek- en buigspanningen weerstaan. De opneembare spanningen in hout worden bepaald door de richting van de vezels. Veel staalsoorten hebben een vloeitraject en kunnen dan ook plastisch vervormen. Gezien de verschillen zijn voor de constructiematerialen afzonderlijke normen opgesteld. Momenteel zijn deze normen zo complex dat de meeste bouwkundigen de validatie aan specialisten overlaten. Voor het ontwerp is het onontbeerlijk dat de architect met de constructeur meedenkt en gezamenlijk een ontwerp maken met een constructie die optimaal past bij het bouwkundig ontwerp. Ter wille van de eenvoud zijn de beschreven berekeningsmethoden gebaseerd op de lineaire elasticiteitstheorie. Met deze methoden kunnen de afmetingen in het ontwerpstadium gecontroleerd worden. Voor het definitieve ontwerp zijn de berekeningsmethoden te sterk vereenvoudigd. In de praktijk zal men moeten aantonen dat de constructie voldoet aan de voorschriften, gezien de vereenvoudigingen kunnen de beschreven methoden de definitieve controleberekeningen niet vervangen.

## 2 Controle van de afmetingen van draagconstructieve elementen

### Bruikbaarheid en uiterste grenstoestand

In de normen worden twee grenstoelstanden onderscheiden: de bruikbaarheid grenstoelstand en de uiterste grenstoelstand. Om de bruikbaarheid van een constructie aan te tonen worden eisen gesteld aan de vervormingen en scheefstand. Om de veiligheid van een constructie aan te tonen worden eisen gesteld aan de sterkte in de uiterste grenstoelstand. Voor de uiterste grenstoelstand wordt gerekend met de rekenwaarden van de belastingen en materiaaleigenschappen. De belastingen worden dan met een belastingfactor  $\gamma_f$  vermenigvuldigd en de materiaaleigenschappen worden door een materiaalfactor  $\gamma_m$  gedeeld. Voor de bruikbaarheid grenstoelstand is de veiligheid niet in het geding, de vervormingen en scheefstanden worden berekend voor de representatieve belastingen en met de representatieve materiaaleigenschappen. De belastingfactoren en materiaalfactoren zijn voor de gebruikstoelstand gelijk aan 1,0. Ter wille van de eenvoud wordt in de volgende voorbeelden voor de uiterste grenstoelstand gerekend met voor de permanente belastingen een belastingfactor gelijk aan  $\gamma_f = 1,2$  en voor de veranderlijke belastingen een belasting factor gelijk aan  $\gamma_f = 1,5$ . Zie ook Jellema deel 9, hoofdstuk 3 [lit.3].

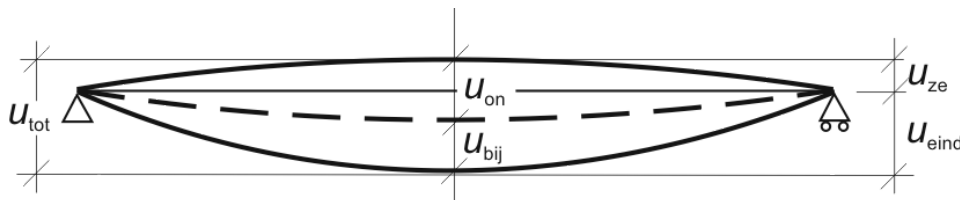
Stroomdiagram controle vorm en dimensies



### 2.1 De bruikbaarheid grenstoelstand

Voor daken en vloeren worden de volgende eisen gesteld aan de bijkomende doorbuiging en de zakking in de eindtoelstand:

Daken	bijkomende doorbuiging:	$u_{bij} \leq 0,004 * l_{rep}$
	zakking in de eindtoelstand, als een grotere vervorming voor de bruikbaarheid of esthetica ongewenst is:	$u_{eind} \leq 0,004 * l_{rep}$
Vloeren	bijkomende doorbuiging:	$u_{bij} \leq 0,003 * l_{rep}$
	bijkomende doorbuiging, ter voorkoming van scheuren als op de vloer steenachtige scheidingswanden rusten:	$u_{bij} \leq 0,002 * l_{rep}$
	zakking eindtoelstand:	$u_{eind} \leq 0,004 * l_{rep}$



Figuur 2 De zakking  $u_{eind}$  en bijkomende vervorming  $u_{bij}$

De vervormingen zijn als volgt gedefinieerd:

$u_{tot}$  = de totale doorbuiging, dit is de som van de elastische doorbuiging  $u_{el}$  en de tijdsafhankelijke doorbuiging door bijvoorbeeld kruip,  $u_{kr}$ :

$$u_{tot} = u_{el} + u_{kr}$$

$u_{\text{eind}}$  = de zakking in de eindtoestand, deze wordt berekend de totale doorbuiging te verminderen met de (eventueel toegepaste) zeeg  $u_{ze}$ :

$$u_{\text{eind}} = u_{\text{tot}} - u_{ze}$$

$u_{\text{on}}$  = de onmiddellijke doorbuiging optredende na het aanbrengen van de permanente belasting;

$u_{\text{bij}}$  = de bijkomende doorbuiging, deze wordt berekend door de totale doorbuiging  $u_{\text{tot}}$  te verminderen met de onmiddellijk optredende doorbuiging  $u_{\text{on}}$ :

$$u_{\text{bij}} = u_{\text{tot}} - u_{\text{on}}$$

### Eisen voor de scheefstand

De totale scheefstand voor een gebouw met één bouwlaag met hoogte  $h$  mag niet groter zijn dan:

$$u \leq h/300$$

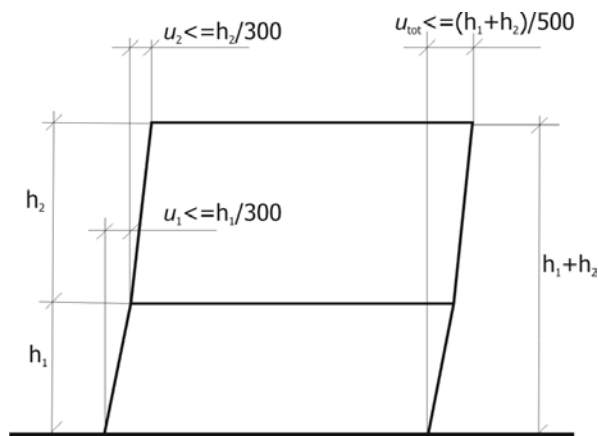
De totale scheefstand voor een gebouw met meerdere bouwlagen mag niet groter zijn dan:

per bouwlaag met een verdiepingshoogte  $h_i$ ,  $i = 1, 2, 3, \dots$ :

$$u \leq h_i/300$$

voor het gehele gebouw met een gebouwhoogte  $h_t = \Sigma(h_i)$ :

$$u \leq h_t/500$$



Figuur 3. De eisen voor de scheefstand van een gebouw.

## 2.2 Controle van de sterkte, uiterste grenstoestand

Om te controleren of de uiterste grenstoestand niet wordt overschreden, wordt de volgende procedure gevolgd:

1. Bepaal de belastingcombinaties voor de rekenwaarden van de belastingen;
2. Bereken voor ieder constructiedeel de optredende normaalkrachten, dwarskrachten en momenten;
3. Controleer of het uiterst draagvermogen in de elementen niet wordt overschreden.

### De spanningscontrole

Uitgaande van de lineaire elasticiteitstheorie worden spanningen in constructies berekend met:

trekspanning;

$$\sigma_t = N_d/A$$

buigspanning:

$$\sigma_m = M_d/W$$

drukspanning:

$$\sigma_c = N_d/A$$

schuifspanning, algemeen:

$$\tau = V_d \cdot S / (b \cdot h)$$

maximale schuifspanning in een rechthoekig doorsnede:

$$\tau = 1,5 V_d / (b \cdot h)$$

schuifspanning in een I-vormige doorsnede:

$$\tau = V_d / (h \cdot t)$$

Met:

$N_d$  = de rekenwaarde van de normaalkracht;

$M_d$  = de rekenwaarde van het moment;

$V_d$  = de rekenwaarde van de dwarskracht;

- A = oppervlak van de doorsnede;
- W = het weerstandsmoment dit wordt berekend met:  $W = I/z$
- I = het kwadratisch oppervlakte moment;
- h = de hoogte van het profiel;
- b = de breedte;
- t = de dikte van het lijf.
- z = de afstand van het zwaartepunt van de doorsnede tot de uiterste vezel waarin de spanning wordt berekend.

**Notatie:**

De notatie in de normen verschilt per materiaal, ter wille van de eenvoud wordt de volgende notatie voor de spanningen toegepast, deze wijkt af van de in de normen gebruikte notatie, met:

het subscript  $_m$  wordt de buigspanning aangeduid;

het subscript  $_c$  wordt de drukspanning aangeduid;

het subscript  $_t$  wordt de trekspanning aangeduid;

het subscript  $_{rep}$  wordt aangeduid dat het gaat om een representatieve waarde;

het subscript  $_d$  wordt de rekenwaarde aangeduid, de belastingfactor of de materiaalfactor is dan verdisconteerd.

**Voorbeeld**

Voor de rekenwaarde van een normaalkracht  $N_d$  geldt:  $N_d = N_{rep} * \gamma_f$ ,

Met:

$N_{d,rep}$  = de representatieve waarde van een normaalkracht

$\gamma_f$  = de belastingfactor.

**Rekenwaarde van de opneembare spanningen**

De rekenwaarden van de opneembare spanningen in de uiterste grenstoestand zijn afhankelijk van het constructiemateriaal. In de normen worden voor bepaalde kwaliteiten de maximale representatieve spanningen gegeven. De rekenwaarde van de uiterste spanningen kunnen in het algemeen worden bepaald met:

$$f_d = k_x * f_{rep} / \gamma_m$$

Met:

$f_d$  = de rekenwaarde van de uiterst opneembare spanning;

$f_{rep}$  = de representatieve waarde voor de maximale spanning;

$k_x$  = een modificatie factor afhankelijk van de materiaaleigenschappen;

$\gamma_m$  = de materiaalfactor ter verdiscontering van de spreiding van de materiaaleigenschappen.

Per materiaal verschillen de waarden voor  $f_d$ ,  $k_x$ ,  $f_{rep}$  en  $\gamma_m$ .

De optredende spanningen in de constructie elementen moet kleiner zijn dan de rekenwaarden van de uiterste opneembare spanningen. In een constructie kunnen trek-, druk-, buig- en schuifspanningen optreden. De controle van de optredende spanningen is als volgt:

Trekspanning:	$\sigma_t$	$\leq f_{td}$
Buigspanning:	$\sigma_m$	$\leq f_{md}$
Drukspanning:	$\sigma_c$	$\leq f_{cd}$
Schuifspanning:	$\tau$	$\leq f_{vd}$
spanning door buiging en trek:	$\frac{\sigma_t}{f_{cd}} + \frac{\sigma_m}{f_{md}}$	$\leq 1$
spanning door druk en buiging	$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} + \frac{n}{n-1} \frac{\sigma_m}{f_{md}}$	$\leq 1$

n = het knikgetal, dit is de verhouding Eulerse knikkraft / normaalkraft.  $n = F_E / N_d$

De Eulerse knikkracht volgt uit:

$$F_E = \frac{\pi^2 * EI}{l_c^2}$$

Een kolom mag niet uitknikken, de knikkracht moet veel groter zijn dan de normaalkracht. Daar een kolom door knik plotseling bezwijkt wordt als ondergrens voor het knikgetal aangehouden  $n = 3$ . Het moment in de constructie neemt dan toe met  $n/(n-1) = 3/(3-1) = 1,5$ . Een kleinere waarde dan 3 leidt dan ook tot een aanzienlijke vergroting van het moment, bijvoorkeur is het knikgetal groter dan 3. Veiligheidshalve kan men voor het ontwerp in eerste instantie  $n \geq 5$  aanhouden.

### Minimale excentriciteit

Daar een constructie in de praktijk niet geheel recht is of andere imperfecties vertoont, moet met een minimale excentriciteit gerekend worden.

De minimale excentriciteit volgt uit:  $e_{\min} > l_c/300$   
 $e_{\min} > d/10$   
 $e_{\min} > 10 \text{ mm}$ .

Met:

$d$  is de afmeting van de kolom in de dwarsrichting  
 $l_c$  is de kniklengte in de beschouwde richting.

Nadat de excentriciteit van de belasting is berekend met  $e_d = M_d/N_d$  wordt gecontroleerd of deze excentriciteit groter is dan de minimale excentriciteit. Voor  $e_d > e_{\min}$  rekent men verder met  $e_d$ ,  
Voor  $e_d < e_{\min}$  rekent men verder met  $e_{\min}$ .

## 2.3 De sterktecontrole voor staalconstructies

Constructiestaal kent de kwaliteiten S235, S275, S355, S420 en S460. De rekenwaarde van de uiterste spanningen worden bepaald met:

$$f_d = k_x * f_{\text{rep}} / \gamma_m$$

$f_d$  = de rekenwaarde van de spanning;

$k_x$  = een modificatie factor afhankelijk van de materiaaleigenschappen voor staal geldt:  $k_x = 1,0$ ;

$\gamma_m$  = de materiaalfactor, voor constructiestaal is deze gelijk aan 1,0;

$f_{\text{rep}}$  = de representatieve spanning;

$$f_d = f_{\text{rep}} / \gamma_m = f_{\text{rep}} / 1,0 = f_{\text{rep}}$$

De representatieve druk-, trek- en buigspanningen verschillen voor constructie staal niet:

$$f_{c \text{ rep}} = f_{t \text{ rep}} = f_{m \text{ rep}} = f_{\text{rep}}$$

De rekenwaarde voor de schuifspanning volgt uit:  $\tau_d = f_d / \sqrt{3} = 0,57 f_{d \text{ rep}}$

Voor staalprofielen is de elasticiteitsmodulus gelijk aan:  $E_{\text{rep}} = 210000 \text{ N/mm}^2$ .

Voor constructiestaal is de representatieve waarde gelijk aan het getal in de aanduiding. Voor S235 geldt bijvoorbeeld:  $f_{\text{rep}} = 235 \text{ N/mm}^2$ . De rekenwaarde van de druk-, trek- en buigspanning voor constructiestaal is dus gelijk aan de representatieve spanning  $f_{\text{rep}}$ .

Voorbeeld S235:

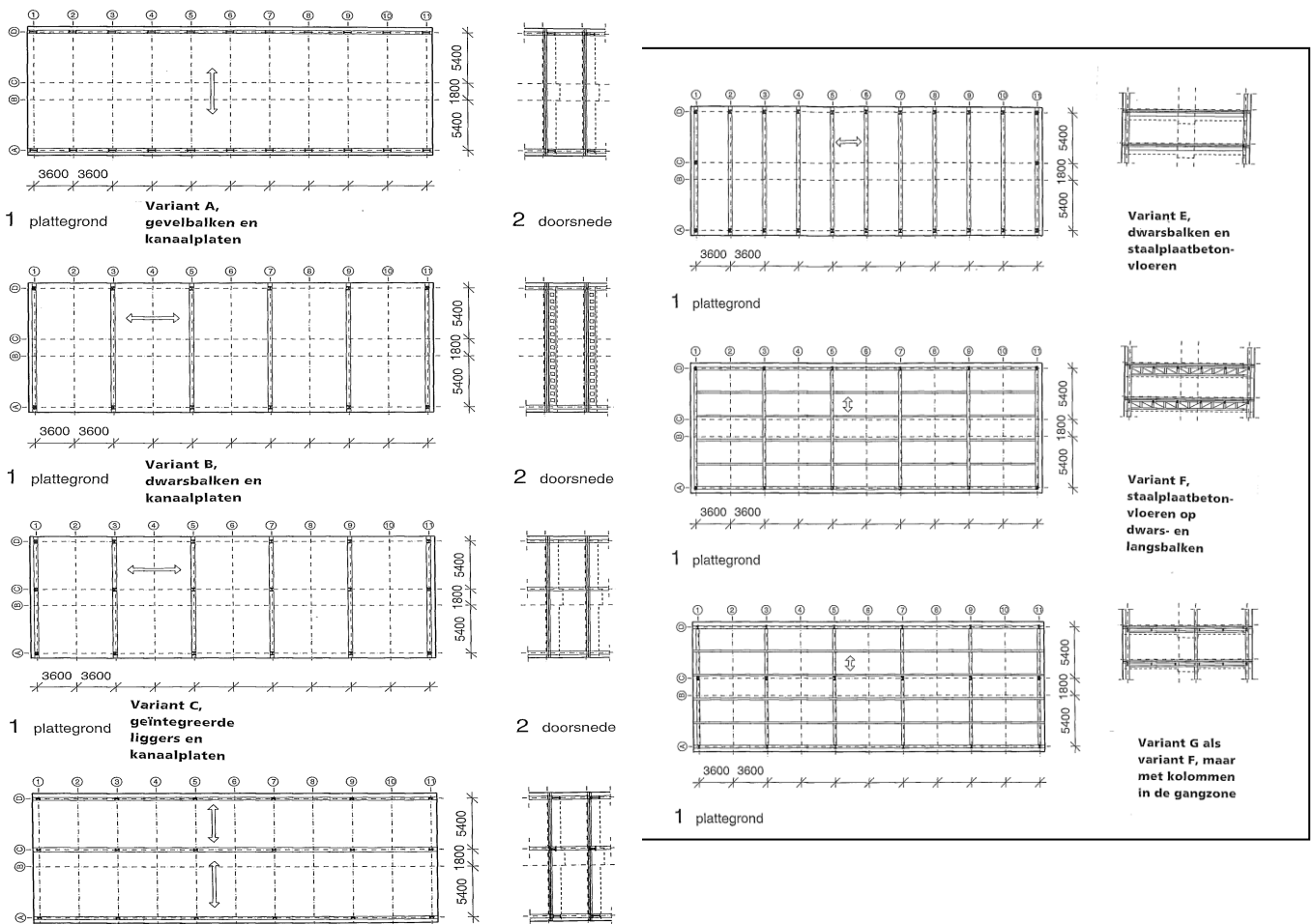
De rekenwaarde voor de druk-, trek-, buigspanning is:  $f_d = f_{\text{rep}} = 235 \text{ N/mm}^2$

De rekenwaarde voor de schuifspanning is:  $\tau_d = 0,57 \cdot f_{d \text{ rep}} = 134 \text{ N/mm}^2$

### 3 Ontwerp van een geschoorde constructie

Een kantoorgebouw heeft drie verdiepingen. De indeling van de verdiepingen bestaat uit een middengang, breedte 1,8 m, met aan weerszijden kantoren met een diepte van 5,4 m. De totale breedte is gelijk aan:  $b = 5,4 + 1,8 + 5,4 = 12,6$  m. De verdiepingshoogte is gelijk aan  $h = 3,6$  m. De lengte van het gebouw is 36 m. Het gebouw bevindt zich in Zuid-Holland, de omgeving is onbebouwd. De windbelasting op een gebouw met een hoogte van  $3 * 3,6 = 10,8$  m, in gebied 2 en voor een onbebouwde omgeving is gelijk aan  $p_w = 0,91$  kN/m<sup>2</sup> (zie Basis dictaat [lit.1]).

De opdrachtgever wil ten behoeve van de indelingsvrijheid kolomvrije ruimten, verder wordt een vrije hoogte van ten minste 2,6 m gevraagd. De installaties worden ondergebracht in de ruimten tussen het verlaagd plafond en de vloer. Voor de leidingen en het plafond wordt 350 mm gereserveerd. De maximale constructiehoogte voor de vloer en balken,  $\Delta h$ , volgt nu uit:  $\Delta h = 3,6 - 2,6 - 0,35 = 0,65$  m. In verband met het gebruik wenst de opdrachtgever een veranderlijke vloerbelasting van 3,0 kN/m<sup>2</sup>. De dakrand heeft een hoogte van 50 mm. Voor de constructie wordt een staalskelet gekozen. In Jellema deel 9, hoofdstuk 5, [lit.3] zijn voor een kantoorgebouw een aantal constructies voor een gebouw met een rechthoekige plattegrond beschreven.



Figuur 4a. staalconstructies voor een kantoorgebouw volgens [lit 3]. De varianten A,B,C,D met kanaalplaatvloeren en de varianten ,E,FG met staalplaatbetonvloeren..

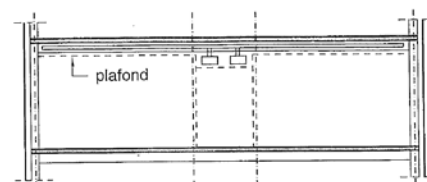
Met de onderstaande selectietabel zijn de varianten vergeleken ten aanzien van de indelingsvrijheid, de installaties, de brandwerendheid en de duurzaamheid. Geen middenkolommen wordt hoog gewaardeerd voor de indelingsvrijheid. Dwarsbalken kunnen de installaties belemmeren. In de vloer geïntegreerde liggers belemmeren de installaties minder dan balken onder de vloer. Voor de brandwerendheid zal de staalconstructie moeten worden bekleed. De omhulling van balken onder een vloer vergt meer arbeid dan de omhulling van geïntegreerde liggers. Variant A met kanaalplaatvloeren



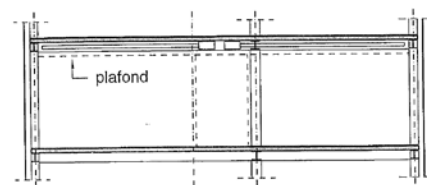
spannend van gevel tot gevel komt in deze tabel er goed uit. Men moet echter bedenken dat in deze tabel slechts enkele aspecten worden vergeleken. In de praktijk zal men meerdere aspecten meewegen, vaak zijn de kosten maatgevend, tegenwoordig wordt ook de duurzaamheid belangrijk geacht.

Tabel 1: Vergelijking van de varianten ten aanzien van de indelingsvrijheid, de installaties en de brandwerendheid.

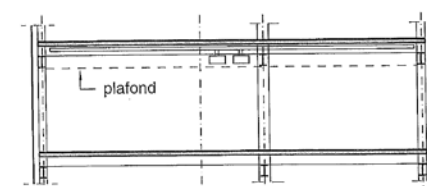
	indelingsvrijheid	installaties	brandwerendheid	duurzaamheid/ materiaalgebruik
A	++	++	++	-
B	+	-	-	+/-
C	--	+	+	+
D	--	+/-	+/-	+
E	+	+/-	-	+/-
F	+	--	-	+/-
G	--	+/-	-	+



1 De constructie met dwarsbalken



2 De constructie met vakwerken of raatliggers in de langsrichting

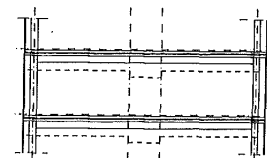
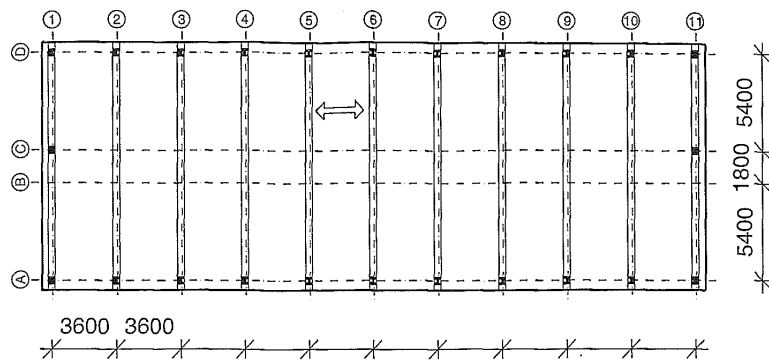


3 De constructie met dwarsbalken opgelegd op langsbalken

Figuur 4b Doorsneden

### De gekozen constructie

In dit voorbeeld wordt een geschoorde staalconstructie met staalplaatbeton vloeren uitgewerkt met kolomvrije verdiepingvloeren. Uit de uitwerking zal blijken dat deze constructie goed voldoet ondanks dat deze niet in eerste instantie als beste uit de selectietabel naar voren komt. De staalplaatbeton vloeren spannen 3,6 m en wordt gesteund met balken h.o.h. 3,6 m, deze balken spannen van gevel tot gevel, 12,6 m, zie *figuur 4*.



**Variant E,  
dwarsbalken en  
staalplaatbeton-  
vloeren**

1 plattegrond

### 3.1 Belastingen

Veranderlijke belasting op het dak'	p =	1,0 kN/m <sup>2</sup>
Veranderlijke vloerbelasting	p =	3,0 kN/m <sup>2</sup>
Gevel, bestaande uit stijlen, regels, glas en panelen: 'zie dictaat Draagconstructies Basis [lit 1]	p =	0,5 kN/m <sup>2</sup>

Permanente belastingen op de dakvloer:

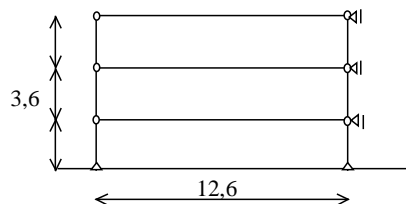
Staalplaten:	p =	0,12 kN/m <sup>2</sup>
Dakbedekking + isolatie:	p =	0,13 kN/m <sup>2</sup>
Grind:	p =	0,60 kN/m <sup>2</sup>
Plafond:	p =	<u>0,40 kN/m<sup>2</sup></u>
Totaal permanente belasting op de dakvloer:	p =	1,25 kN/m <sup>2</sup>

Permanente belastingen op de verdiepingvloer:

Staalplaat betonvloer, h = 120 mm:	p =	2,4 kN/m <sup>2</sup>
Afwerking, h = 0,03 m, 20 kN/m <sup>3</sup> :	p =	0,6 kN/m <sup>2</sup>
Scheidingswanden:	p =	0,6 kN/m <sup>2</sup>
Plafond:	p =	<u>0,4 kN/m<sup>2</sup></u>
Totaal permanent:	p =	4,0 kN/m <sup>2</sup>

### 3.2 Schematisatie van de geschoorde constructie

Voor staalconstructies zijn momentvaste verbindingen vaak duurder dan scharnierende verbindingen. Anderzijds kan een constructie met momentvaste verbindingen soms lichter gedimensioneerd worden dan een statisch bepaalde constructie met scharnierende verbindingen. Daar de constructie geschoord is kunnen de verbindingen van de balken met de kolommen als scharnieren worden uitgevoerd. De constructie is dan statisch bepaald, de berekening van de momenten en krachten is tamelijk eenvoudig. In eerste instantie wordt gekozen voor een statisch bepaalde constructie met scharnierende verbindingen.



Figuur 5. Schema met de dwarsdoorsnede van de geschoorde constructie met scharnierende kolom-balk verbindingen.

### 3.3 Dimensionering van de geschoorde constructie

Gezien de geringe dakbelasting en kleine hart-op-hart afstand van de liggers wordt voor de dakligger een IPE profiel gekozen. Kengetal voor de dimensionering IPE (zie Jellema 9, figuur 4.64):

$$h = l/18 \text{ à } h = l/26 \quad \rightarrow \quad \begin{aligned} h &= 12,6/18 = 0,70 \text{ m} \\ h &= 12,6/26 = 0,48 \text{ m.} \quad \text{neem IPE 500.} \end{aligned}$$

Voor de ligger in de verdiepingvloeren wordt een HE profiel gekozen. kengetal voor de dimensionering HE profiel:

$$h = l/25 \text{ à } h = l/30 \quad \rightarrow \quad \begin{aligned} h &= 12,6/25 = 0,504 \text{ m} \\ h &= 12,6/30 = 0,42 \text{ m} \quad \text{neem HE 500 A.} \end{aligned}$$

Kolom, kengetal voor de dwarsdoorsnede  $d$ :  $d = l/20$  à  $d = l/25$

$$d = 3,6/20 = 0,18 \text{ m}$$

$$d = 3,6/25 = 0,144 \text{ m}$$

De kolom op de begane grond draagt twee vloeren en een dakvloer, gezien deze belasting valt de keuze op een HE 180A.

Dimensioneren van staalconstructies volgens Jellema deel 9. Utiliteitsbouw. fig 4.64

Tabel 4.2 Dimensionering staalconstructies

Staalconstructie	Hoogte	Lengte
<b>1 Portalen</b>		
Liggers, IPE-profiel	$h = \frac{\ell}{18}$ à $\frac{\ell}{26}$	$\ell < 20 \text{ m}$
HE-profiel	$h = \frac{\ell}{25}$ à $\frac{\ell}{30}$	$\ell < 14 \text{ m}$
Raatligger	$h = \frac{\ell}{12}$ à $\frac{\ell}{18}$	$\ell < 24 \text{ m}$
$h =$ hoogte profiel, $\ell =$ de overspanning		
Kolom, geschoord	$d = \frac{\ell}{20}$ à $\frac{\ell}{25}$	$\ell < 4 \text{ m}$
Kolom, ongeschoord	$d =$ hoogte ligger	
$\ell$ is de kolomlengte, $d$ is de dwarsafmeting		
<b>2 Vakwerk</b>		
Warm gewalste profielen	$h = \frac{\ell}{10}$ à $\frac{\ell}{18}$	$\ell < 75 \text{ m}$
Koud gevormde profielen	$h = \frac{\ell}{15}$ à $\frac{\ell}{25}$	$\ell < 20 \text{ m}$
Polonceauspant		$\ell < 20 \text{ m}$
<b>3 Kniespant</b>		
	$h = \frac{\ell}{35}$ à $\frac{\ell}{40}$	$\ell < 60 \text{ m}$
<b>4 Boog</b>		
	$h = \frac{\ell}{60}$ à $\frac{\ell}{75}$	$\ell < 100 \text{ m}$
<b>5 Hangdak</b>		
	pijlmaat = $\frac{\ell}{5}$ à $\frac{\ell}{10}$	$\ell < 180 \text{ m}$
<b>6 Ruimtevakwerk, ondersteuning</b>		
Op de hoeken	$h = \frac{\ell}{10}$	
Langs de randen	$h = \frac{\ell}{25}$ à $\frac{\ell}{30}$	$\ell < 150 \text{ m}$
$h =$ hoogte, $\ell =$ de overspanning		
<b>7 Koepels</b>		
Koepels, enkel staafwerk		$\ell < 100 \text{ m}$
Koepels, dubbel staafwerk		$\ell < 200 \text{ m}$

### 3.4 Gewichtsberkening gevelkolom geschoorde constructie



Figuur 6. Schema dwarsdoorsnede met belastingen.

Met een gewichtsberkening worden de normaalkrachten in de kolommen en de normaalkrachten belastingen op de fundering bepaald. Met de onderstaande gewichtsberkening worden de

normaalkrachten in de kolommen bepaald. Voor het bepalen van de belasting op de fundering moet de gewichtsberekening worden uitgebreid met de belastingen uit de begane grond en de funderingsbalken en poeren.

*Gewichtsberekening voor de gevelkolom tot op de b.g., gebaseerd op de dimensionering met vuistregels.*

Onderdeel	belasting kN/m, kN/m <sup>2</sup>	breedte m	lengte m	permanent kN	veranderlijk kN	momentaan kN
Dak veranderlijk	1,0	3,6	½ * 12,6		22,7	0
Dakvloer permanent	1,25	3,6	½ * 12,6	28,4		
ligger IPE 500	0,93		½ * 12,6	5,9		
kolom HE 180A	0,36		3,6	1,3		
Gevel	0,5	3,6	3,6	6,5		
Op de 2 <sup>e</sup> verdieping				42,1		
2 <sup>e</sup> verd.vloer veranderlijk	3,0	3,6	½ * 12,6		68,0	34,0
2 <sup>e</sup> verd.vloer permanent	4,0	3,6	½ * 12,6	90,7		
ligger HE 500 A	1,6		½ * 12,6	10,1		
kolom HE 180 A	0,36		3,6	1,3		
Gevel	0,5	3,6	3,6	6,5		
Op 1 <sup>e</sup> verdieping.				150,7		
1 <sup>e</sup> verd.vloer veranderlijk	3,0	3,6	½ * 12,6		68,0	34,0
1 <sup>e</sup> verd.vloer permanent	4,0	3,6	½ * 12,6	90,7		
Ligger HE 500 A	1,6		½ * 12,6	10,1		
Kolom HE 180 A	0,36		3,6	1,3		
Gevel	0,5	3,6	3,6	6,5		
Totaal op b.g.:				259,3		68,0

### 3.5 Controle van de afmetingen van de geschoorde constructie

In principe bestaat de controle van een element uit altijd uit twee aparte berekeningen, de controle van de gebruikstoestand (vervorming, scheefstand) en de controle van de uiterste grenstoestand (sterkte, spanning).

3.5.1 Dakligger IPE 500, hart op hart 3,6 m, overspanning 12,6 m.

IPE 500  $I_y = 482 * 10^6 \text{ mm}^4$   $W_y = 1,928 * 10^6 \text{ mm}^3$   $G = 0,924 \text{ kN/m}$

Representatieve belastingen dakligger:

veranderlijke belasting:  $q = 1,0 * 3,6 = 3,6 \text{ kN/m}$   
 permanente belasting:  $q = 1,25 * 3,6 = 4,5 \text{ kN/m}$   
 eigengewicht ligger, IPE 500:  $q = 0,9 \text{ kN/m}$   
 Totaal:  $q = 9,0 \text{ kN/m}$

Controle van de vervorming dakligger IPE 500

Eis voor de bijkomende doorbuiging:  $u_{bij} \leq 0,004 * l = 0,004 * 12,6 * 10^3 = 50 \text{ mm}$

Vervorming van een ligger opgelegd op twee steunpunten:  $u = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot EI}$

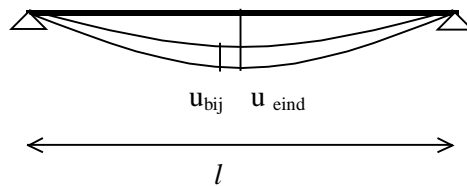
Een staalconstructie heeft doorgaans vrijwel geen tijdsafhankelijke vervorming door bijvoorbeeld kruip. De bijkomende doorbuiging in deze staalconstructie komt voort uit de veranderlijke belasting. Voor de dakligger is de veranderlijke belasting gelijk aan:  $q = 1,0 * 3,6 = 3,6 \text{ kN/m}$

$$u_{bij} = \frac{5 * 3,6 * 12,6^4 * 10^{12}}{384 * 2,1 * 10^5 * 482 * 10^6} = 12 \text{ mm} < 0,004 * l = 50 \text{ mm, voldoet ruim.}$$

Eis voor de doorbuiging in eindtoestand:  $u_{\text{eind}} \leq 0,004 * l = 0,004 * 12,6 * 10^3 = 50 \text{ mm}$

De constructie wordt niet voorzien van een zeeg, de belasting op de ligger door de permanente en veranderlijke belasting is gelijk aan  $q = 9,0 \text{ kN/m}$ .

$$u_{\text{eind}} = \frac{5 * 9,0 * 12,6^4 * 10^{12}}{384 * 2,1 * 10^5 * 482 * 10^6} = 29 \text{ mm} < 0,004 * l = 50 \text{ mm, voldoet.}$$



Figuur 7. Vervorming van de dakligger, geen zeeg.

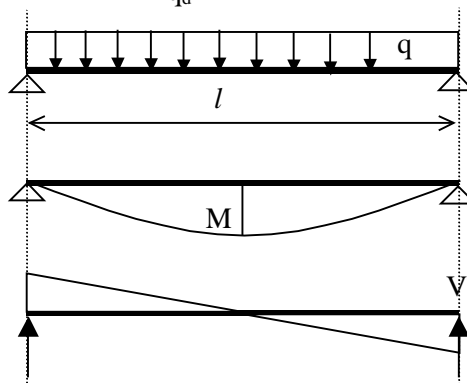
### Controle buigspanning dakligger IPE 500

Rekenwaarde belasting dakligger IPE 500

Rekenwaarde veranderlijke belasting:  $q_d = 1,5 * 3,6 = 5,4 \text{ kN/m}$

Rekenwaarde permanente belasting:  $q_d = 1,2 * (4,5 + 0,93) = 6,5 \text{ kN/m}$

Totaal:  $q_d = 11,9 \text{ kN/m}$



Figuur 8. Schema, momentenlijn en dwarskrachtenlijn.

Buigend moment halverwege de overspanning:  $M_d = 11,9 * 12,6^2/8 = 236 \text{ kNm}$

Buigspanning:  $\sigma_d = \frac{M_d}{W_y} = \frac{236 * 10^6}{1,93 * 10^6} = 122 \text{ N/mm}^2 \leq 235 \text{ N/mm}^2$ , voldoet.

Schuifspanning:  $\tau_d = \frac{V_d}{\text{oppervlak lijf}} = \frac{1/2 * 11,9 * 12,6 * 10^3}{500 * 10,2} = 15 \text{ N/mm}^2 \leq 134 \text{ N/mm}^2$ , voldoet

De dakligger voldoet ruim aan de eisen voor de sterkte en doorbuiging, zodat deze waarschijnlijk lichter gedimensioneerd kan worden.

### 3.5.2 Optimalisatie

Uit de berekening voor de zakking volgt dat het kwadratisch oppervlakte groter moet zijn dan:

$$I_y > I_y * u_{\text{eind}} / (0,004 l) = 482 * 10^6 * 29/50 = 280 * 10^6 \text{ mm}^4$$

Uit de berekening van de spanning volgt dat het benodigde weerstandsmoment groter moet zijn dan:

$$W_y > W_y * \sigma / f_d = 1,928 * 10^6 * 122/235 = 1,0 * 10^6 \text{ mm}^4$$

IPE 450	$I_y = 337,4 * 10^6 \text{ mm}^4$	$W_y = 1,5 * 10^6 \text{ mm}^3$	$G = 0,79 \text{ kN/m}$
IPE 400	$I_y = 231,3 * 10^6 \text{ mm}^4$	$W_y = 1,156 * 10^6 \text{ mm}^3$	$G = 0,68 \text{ kN/m}$

De IPE 400 voldoet aan de eis voor de sterkte maar niet aan de eis voor de stijfheid, de zakking zal te groot zijn. De IPE 450 voldoet aan de beide eisen.

### 3.5.3 Afschot

Wateraccumulatie kan worden voorkomen met een goed ontworpen afschot. Om het water naar de randen af te laten lopen moet de helling groot genoeg zijn ( $>0$ ). In Jellema deel 9, hoofdstuk 4, wordt de hoogte van een lineair verlopend afschot gegeven. Als een ligger parabolisch vervormt en het afschot lineair verloopt dan moet de hellingshoek bij de oplegging voldoen aan:

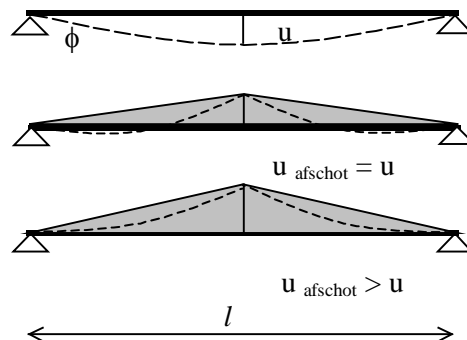
$$\phi > 3,2 u / l$$

De benodigde dikte van het lineair verlopende afschot volgt uit:

$$u_{\text{afschot}} > \phi * \frac{1}{2} l = 3,2 u / l * \frac{1}{2} l = 1,6 u$$

De zakking in het midden van de IPE500 is 29 mm. De zakking van de dakplaten zal kleiner zijn dan  $0,004 * l = 0,004 * 3,6 = 14 \text{ mm}$ . Hieruit volgt voor de dikte van het afschot in het midden van de overspanning:

$$u_{\text{afschot}} = 1,6 * (29 + 14) = 69 \text{ mm}$$



*Figuur 9. Het benodigd afschot. Het afschot en de vervorming zijn niet identiek zodat als het afschot even groot is als de vervorming op het dak plassen blijven staan. Het dak helt als de hoogte van het afschot groter is dan  $1,6 * u$ .*

### Zeeg

Het afschot kan ook met een zeeg worden gerealiseerd. Als de ligger IPE500 gekromd wordt dan is de minimaal benodigde zeeg gelijk aan  $u_{\text{zeeg}} > 29 + 14 = 43 \text{ mm}$ . Voor een constructie met een adequate zeeg is niet de zakking maar de bijkomende doorbuiging maatgevend. Het benodigde kwadratisch oppervlakte moment volgt nu uit:

$$I_y > I_y * u_{\text{bij}} / (0,004 l) = 482 * 10^6 * 12/50 = 116 * 10^6 \text{ mm}^4$$

IPE 450	$I_y = 337,4 * 10^6 \text{ mm}^4$	$W_y = 1,5 * 10^6 \text{ mm}^3$	$G = 0,79 \text{ kN/m}$
IPE 400	$I_y = 231,3 * 10^6 \text{ mm}^4$	$W_y = 1,156 * 10^6 \text{ mm}^3$	$G = 0,68 \text{ kN/m}$

De IPE 400 voldoet nu aan de eis voor de sterkte en aan de eis voor de bijkomende doorbuiging, in bijlage 2 wordt de controleberekening voor deze ligger beschreven.

### 3.5.4 Validatie van de ligger op de 1<sup>e</sup> verdieping, HE 500 A

Vloerligger hart op hart 3,6 m , overspanning 12,6 m.

$$\text{HE 500 A} \quad I_y = 869,75 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_y = 3,55 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad G = 1,58 \text{ kN/m}$$

Representatieve belastingen vloerligger:

veranderlijke belasting:	q =	3,0 * 3,6 =	10,8 kN/m
permanente belasting:	q =	4,0 * 3,6 =	14,4 kN/m
eigengewicht ligger, HE 500 A:	q =		<u>1,6 kN/m</u>
Totaal:	q =		26,8 kN/m

#### Controle vervorming ligger HE 500 A:

Eis voor respectievelijk de bijkomende doorbuiging indien geen steenachtige scheidingswanden op de constructie rusten:

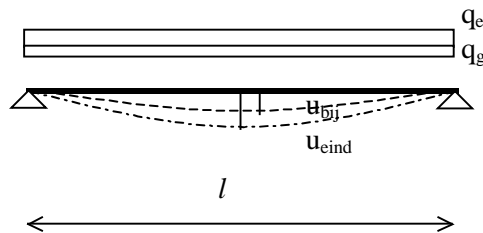
$$u_{\text{bij}} \leq 0,003 * l = 0,003 * 12,6 * 10^3 = 38 \text{ mm}$$

Bijkomende doorbuiging, veranderlijke belasting: q = 10,8 kN/m

$$u_{\text{bij}} = \frac{5 * 10,8 * 12,6^4 * 10^{12}}{384 * 2,1 * 10^5 * 869,75 * 10^6} = 19 \text{ mm} \leq 0,003 * l = 38 \text{ mm, voldoet.}$$

De ligger voldoet zelfs aan de eis voor de bijkomende doorbuiging als steenachtige scheidingswanden worden toegepast:

$$u_{\text{bij}} = 19 \text{ mm} \leq 0,002 * l = 0,002 * 12,6 * 10^3 = 25 \text{ mm}$$



Figuur 10. Vervorming vloerligger, geen zeeg.

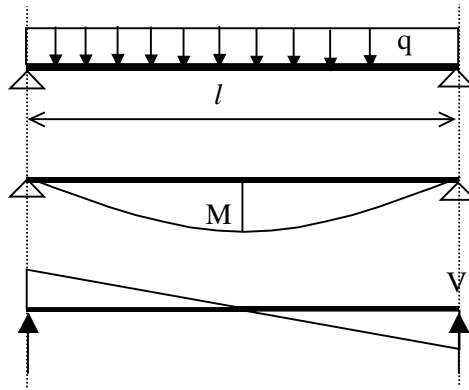
Eis voor de zakking:  $u_{\text{eind}} \leq 0,004 * l = 0,004 * 12,6 * 10^3 = 50 \text{ mm}$

Belasting ten behoeve van de berekening van de zakking: q = 10,8 + 14,4 + 1,6 = 26,8 kN/m

$$u_{\text{eind}} = \frac{5 * 26,8 * 12,6^4 * 10^{12}}{384 * 2,1 * 10^5 * 869,75 * 10^6} = 48 \text{ mm} \leq 0,004 * l = 50 \text{ mm, voldoet}$$

#### Controle buigspanning vloerligger HE 500 A

Rekenwaarde belasting ligger HE 500 A				
Rekenwaarde veranderlijke belasting:	q <sub>d</sub> =	1,5 *	10,8 =	16,2 kN/m
Rekenwaarde permanente belasting:	q <sub>d</sub> =	1,2 *	(14,4 + 1,6) =	<u>19,2 kN/m</u>
Totaal:	q <sub>d</sub> =			35,4 kN/m



Figuur 11. Schema, momentenlijn en dwarskrachtenlijn

Moment:  $M_d = 35,4 * 12,6^2/8 = 702,5 \text{ kNm}$

Buigspanning:  $\sigma_d = \frac{M_d}{W_y} = \frac{702,5 * 10^6}{3,55 * 10^6} = 198 \text{ N/mm}^2 \leq 235 \text{ N/mm}^2$

Dwarskracht:  $\tau_d = \frac{V_d}{h * t} = \frac{1/2 * 35,4 * 12,6 * 10^3}{500 * 12} = \frac{223 * 10^3}{500 * 12} = 37 \text{ N/mm}^2 \leq 134 \text{ N/mm}^2$

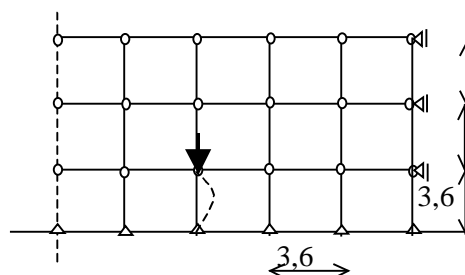
De ligger voldoet aan de gestelde eisen voor de doorbuiging en sterkte.

### 3.5.5 Controle van de kolom op de b.g. HE 180 A, lengte h = 3,6 m.

HE 180 A      G = 0,36 kN/m      A = 4525 mm<sup>2</sup>  
 $I_y = 25,1 * 10^6 \text{ mm}^4$        $i_y = 74,5 \text{ mm}$        $W_y = 293,6 * 10^3 \text{ mm}^3$   
 $I_z = 9,246 * 10^6 \text{ mm}^4$        $i_z = 45,1 \text{ mm}$        $W_z = 102,7 * 10^3 \text{ mm}^3$

De maatgevende belasting combinatie ontstaat als de eerste verdieping vloer belast wordt met de extreme veranderlijke belasting en de overige verdiepingvloeren en het dak belast worden met de momentane veranderlijke belasting, zie gewichtsberekening.

Rekenwaarde belasting kolom op b.g.				
Rekenwaarde veranderlijke belasting:	$N_d =$	1,5 *	68 + 34 =	153 kN
Rekenwaarde permanente belasting:	$N_d =$	1,2 *	259,3 =	311 kN
Totaal:	$N_d =$			464 kN



Figuur 12. Schema met de langsdoorsnede van de geschoorde constructie en de kniklengte van de kolom in de zwakke richting

Normaalspanning:  $\sigma_d = \frac{N_d}{A} = \frac{464 * 10^3}{4525} = 103 \text{ N/mm}^2 \leq 235 \text{ N/mm}^2$ , voldoet



### Controle zwakke richting

Kniklengte in de zwakke richting:  $l_c = 3,6 \text{ m}$ ,

$$\text{Eulerse knikkraft: } F_E = \frac{\pi^2 * EI_z}{l_c^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^5 * 9,246 * 10^6}{3600^2} = 1478,7 * 10^3 \text{ N}$$

knikgetal:  $n = F_E/N_d = 1478,7/464 = 3,2$  het knikgetal in de zwakke richting is kleiner dan 5!

In de zwakke richting grijpt de normaalkracht centrisch aan, de excentriciteit is gelijk aan:

$$e_d = M_d/N_d = 0.$$

De minimale excentriciteit volgt uit:  $e_{\min} > l_c/300$   
 $e_{\min} > d/10$   
 $e_{\min} > 10 \text{ mm}.$

Met:

$d$  is de dwars afmeting van de kolom

$l_c$  is de kniklengte in de beschouwde richting.

Voor deze kolom geldt in de zwakke richting:  $e_{\min} > 3600/300 = 12 \text{ mm}$   
 $e_{\min} > 180/10 = 18 \text{ mm}$   
 $e_{\min} > 10 \text{ mm}.$

De in rekening te brengen minimale excentriciteit is gelijk aan:  $e_{\min} > 18 \text{ mm}.$

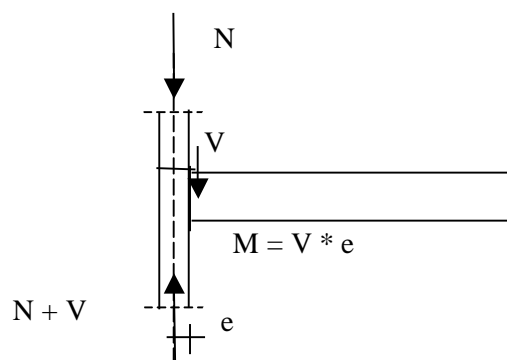
Moment:  $M_d = N_d * e = 464 * 10^3 * 18 = 8,35 * 10^6 \text{ Nmm} = 8,35 \text{ kNm}.$

Buigspanning in de zwakke richting:  $\sigma_d = \frac{M_d}{W_z} * \frac{n}{(n-1)} = \frac{8,35 * 10^6}{293,6 * 10^3} * \frac{3,2}{(3,2-1)} = 118 \text{ N/mm}^2$

Controle spanningen:  $\sigma_d = \frac{N_d}{A} + \frac{M_d}{W_z} * \frac{n}{(n-1)} = 103 + 118 = 221 \text{ N/mm}^2 \leq 235 \text{ N/mm}^2$ , voldoet net

### Controle sterke richting

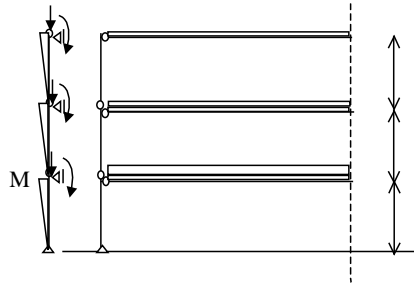
Bij deze constructie is de gevel niet verbonden met de kolom. De ligger is niet opgelegd maar met een schetsplaat met de kolom verbonden, op de kolom wordt een moment uitgeoefend:  $M = V * e$ , zie *figuur 13 en figuur 14*.



*Figuur 13: Moment ten gevolge van de excentrische verbinding van de ligger met de gevelkolom*

Belasting uit ligger:  $V_d = 223 \text{ kN}$ , excentriciteit  $e = 1/2 * 180 = 90 \text{ mm}.$

Moment:  $M_d = V_d * e = 223 * 10^3 * 1/2 * 180 = 20 * 10^6 \text{ Nmm} = 20 \text{ kNm}.$



Figuur 14 Momenten in de gevelkolom door excentrische aansluiting.

In de sterke richting grijpt de normaalkracht excentrisch aan, de excentriciteit is gelijk aan:

$$e_d = M_d / N_d = 20 / 464 = 0,043 \text{ m.}$$

Voor deze kolom in de sterke richting geldt:  $e_{\min} > 3600 / 300 = 12 \text{ mm}$   
 $e_{\min} > 180 / 10 = 18 \text{ mm}$   
 $e_{\min} > 10 \text{ mm.}$

De in rekening te brengen excentriciteit is gelijk aan:  $e_d = M_d / N_d = 43 \text{ mm} > (e_{\min} > 18 \text{ mm}).$

In de sterke richting rekenen we met een moment:  $M_d = N_d * e_d = 464 * 0,043 = 20 \text{ kNm}$

Knik in de sterke richting van het profiel,  $l_c = 3,6 \text{ m}$ , Eulerse knikkkracht:

$$F_E = \frac{\pi^2 * EI_y}{l_c^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^5 * 25,10 * 10^6}{3600^2} = 4000 * 10^3 \text{ N}$$

$$\text{knikgetal: } n = F_E / N_d = 4000 / 464 = 8,6$$

$$\text{Buigspanning in de sterke richting: } \sigma_d = \frac{M_d * n}{W_y * (n-1)} = \frac{20 * 10^6}{293,6 * 10^3 * (8,6-1)} = 77 \text{ N/mm}^2$$

Spanning ten gevolge van de normaalkracht en buiging:  $\sigma_d = 103 + 77 = 180 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2$

De gekozen kolom voldoet in de sterke richting ruim maar in de zwakke richting maar net aan de eis voor de spanning, het knikgetal is kleiner dan 5!

### 3.6 De schoorconstructie

Het gebouw is geschoord met windverbanden in de kopgevels, zie *figuur 15*. De windverbanden in het dak en de vloeren brengen de horizontale windbelasting over naar de windverbanden in de kopgevels. Het gebouw bevindt zich in Zuid-Holland, de omgeving is onbebouwd. De windbelasting op een gebouw met een hoogte van  $3 * 3,6 = 10,8 \text{ m}$ , in gebied 2 en voor een onbebouwde omgeving is gelijk aan  $p_w = 0,87 \text{ kN/m}^2$ , zie [lit. 3]. Daar de druk en zuiging niet tegelijkertijd maximaal zijn mag voor de berekening van de schoren de windbelasting met 0,85 gereduceerd worden:  $0,85 * 0,87 = 0,74$ . Ter wille van de eenvoud is de wrijving op het dak en gevels verwaarloosd.

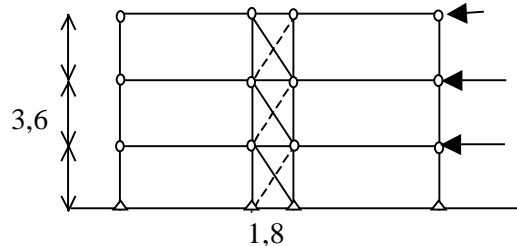
#### 3.6.1 Belastingen

windbelasting dak verdieping:		c	$p_w$	oppervlak	
druk:	$H_{\text{druk}} =$	0,8	0,74	$\frac{1}{2} * 3,6 * 36 =$	38,4 kN
zuiging:	$H_{\text{zuiging}} =$	0,4	0,74	$\frac{1}{2} * 3,6 * 36 =$	24,0 kN
druk + zuiging	$H_{\text{druk + zuiging}}$				62,4 kN

windbelasting 1 <sup>e</sup> / 2 <sup>e</sup> verdieping:		c	$p_w$	oppervlak	
Druk:	$H_{\text{druk}} =$	0,8	0,74	$3,6 * 36 =$	76,7 kN
zuiging:	$H_{\text{zuiging}} =$	0,4	0,74	$3,6 * 36 =$	48,02 kN
Druk + zuiging	$H_{\text{druk + zuiging}}$				124,7 kN

Het gebouw is geschoord in de twee eindgevels:

Per schoor op de b.g.:				
dak:	$H_{\text{dak}} =$	$\frac{1}{2}$	$* 62,48 =$	31,2 kN
2 <sup>e</sup> verdieping:	$H_{\text{verdieping}} =$	$\frac{1}{2}$	$* 124,7 =$	62,4 kN
2 <sup>e</sup> verdieping:	$H_{\text{verdieping}} =$	$\frac{1}{2}$	$* 124,7 =$	62,4 kN
totaal op b.g.:	$H_{\text{tot}} =$			156,0 kN



Figuur 15. Schema schoorconstructie dwarsrichting.

De representatieve horizontale belasting op het onderste verband is gelijk aan de som van de horizontale belastingen  $H_{\text{tot}}$ :  $H = 156 \text{ kN}$ .

De normaalkracht werkend op een staaf van het windverband is evenredig met de staaf lengte.

De lengte van de diagonaal is gelijk aan:

$$l = 1,8 * \sqrt{5} = 4 \text{ m}$$

De representatieve belasting op de diagonaal is:

$$N = 156 * 4,0/1,8 = 347 \text{ kN}$$

### 3.6.2 Dimensionering

De stijlen van het windverband worden in eerste instantie geschat met de vuistregel voor kolommen.

Kolom, kengetal voor de dwarsafmeting:  $d = l/20$  à  $d = l/25$

$$d = 3,6/20 = 0,18 \text{ m}$$

$$d = 3,6/25 = 0,144 \text{ m}$$

In eerste instantie komt volgens de vuistregel een HE 180 A in aanmerking. Uit de hierna volgende berekening van de belastingen op de kolommen zal blijken dat de kolommen in de schoorconstructie zwaarder belast worden dan de gevelkolommen. Gezien de eerdere berekening van de spanningen in de gevelkolom wordt nu een zwaarder profiel gekozen voor de kolommen in de schoorconstructie, de keuze valt in eerste instantie op een HE 220 A.

Dimensionering van de liggers in de gevel. Overspanning 5,4 m, HE-profiel:

Kengetal voor de dimensionering (Jellema 9):  $h = l/25$  à  $h = l/30$

$$h = 5,4/25 = 0,216 \text{ m}$$

$$h = 5,4/30 = 0,18 \text{ m}, \text{ Neem een HE 180 A.}$$

De trekdiagonalen kunnen worden ontworpen met:  $\sigma_d = N_d/A \leq f_d \text{ N/mm}^2 \rightarrow A > N_d/f_d \text{ mm}^2$

$$N_d = 1,5 * 393000 \text{ N}, \rightarrow A > 1,5 * 347000/235 = 2215 \text{ mm}^2, \text{ Neem UAP 200, } A = 3218 \text{ mm}^2.$$

De trekspanning in de diagonaal volgt uit:

$$\sigma_d = N_d/A = 1,5 * 347000/3218 = 162 \text{ N/mm}^2 \leq 235 \text{ N/mm}^2$$

De trekstang is vrij zwaar, we zouden ook kunnen overwegen een enkele trek-drukstaaf toe te passen, deze moet dan wel gedimensioneerd worden op de druk- en knikkracht.

De representatieve belasting op de kolom ten gevolge van de horizontale windbelasting volgt uit:  
 $N = \Sigma M/z$  met  $z = 1,8$  m, dit is h.o.h. afstand van de kolommen.

$$N_{rep} = (31,2 * 10,8 + 62,4 * 7,2 + 62,4 * 3,6) / 1,8 = 561,6 \text{ kN}$$

### 3.6.3 Gewichtsberekening voor de kolommen in de schoorconstructie

Onderdeel	Belasting kN/m, kN/m <sup>2</sup>	breedte m	lengte m	permanent kN	veranderlijk kN	momentaan kN
Dak veranderlijk	1,0	½ * 3,6	½ *(5,4+1,8)		6,5	0
dakvloer permanent	1,25	½ * 3,6	½ *(5,4+1,8)	8,1		
Ligger HE 180 A	0,36		½ *(5,4+1,8)	1,3		
kolom HE 220 A	0,52		3,6	1,9		
Gevel	0,5	3,6	½ *(5,4+1,8)	6,5		
Op de 2 <sup>e</sup> verdieping				17,8		
2 <sup>e</sup> verd.vloer veranderlijk	3,0	½ * 3,6	½ *(5,4+1,8)		19,4	9,7
2 <sup>e</sup> verd.vloer permanent	4,0	½ * 3,6	½ *(5,4+1,8)	25,9		
Ligger HE 180 A	0,36		½ *(5,4+1,8)	1,3		
kolom HE 220 A	0,52		3,6	1,9		
Gevel	0,5	3,6	½ *(5,4+1,8)	6,5		
Op 1 <sup>e</sup> verdieping.				53,4		
1 <sup>e</sup> verd.vloer veranderlijk	3,0	½ * 3,6	½ *(5,4+1,8)		19,4	9,7
1 <sup>e</sup> verd.vloer permanent	4,0	½ * 3,6	½ *(5,4+1,8)	25,9		
Ligger HE 180 A	0,36		½ *(5,4+1,8)	1,3		
Kolom HE 220 A	0,52		3,6	1,9		
Gevel	0,5	3,6	½ *(5,4+1,8)	6,5		
Totaal op b.g.:				89,0		19,4

### 3.6.4 Controle kolom schoorconstructie HE 220 A, lengte $h = 3,6$ m, in de zwakke richting.

HE 220 A	$G = 0,516 \text{ kN/m}$	$A = 6434 \text{ mm}^2$
$I_y = 54,1 * 10^6 \text{ mm}^4$	$i_y = 91,7 \text{ mm}$	$W_y = 515,2 * 10^3 \text{ mm}^3$
$I_z = 19,55 * 10^6 \text{ mm}^4$	$i_z = 55,1 \text{ mm}$	$W_z = 177,7 * 10^3 \text{ mm}^3$

Normaalkracht t.g.v. de belastingcombinatie met extreme windbelasting, momentane vloerbelastingen en de permanente belasting:

Rekenwaarde windbelasting:	$N_d = 1,5 * 561,6 =$	842,4 kN
Rekenwaarde momentane veranderlijke belasting:	$N_d = 1,5 * 2 * 9,7 =$	29,1 kN
Rekenwaarde permanente belasting:	$N_d = 1,2 * 89 =$	106,8 kN
Totaal, normaalkracht op de b.g.:	$N_d =$	978,3 kN

$$\text{Normaalspanning: } \sigma_d = \frac{N_d}{A} = \frac{978,3 * 10^3}{6434} = 152 \text{ N/mm}^2$$

#### Controle zwakke richting

Kniklengte in de zwakke richting:  $l_c = 3,6$  m,

$$\text{Eulerse knikkracht: } F_E = \frac{\pi^2 * EI_z}{l_c^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^5 * 19,55 * 10^6}{3600^2} = 3126,5 * 10^3 \text{ N}$$

knikgetal:  $n = F_E/N_d = 3126,5/978,3 = 3,2$ , het knikgetal in de zwakke richting is te klein!

In de zwakke richting grijpt de normaalkracht centrisch aan, de excentriciteit is gelijk aan:

$$e_d = M_d/N_d = 0.$$

De minimale excentriciteit volgt uit:  $e_{\min} > l_c/300$   
 $e_{\min} > d/10$   
 $e_{\min} > 10 \text{ mm}.$

Met  $d$  is de afmeting van de kolom in de dwarsrichting en  $l_c$  is de kniklengte in de beschouwde richting.

Voor deze kolom geldt in de zwakke richting:  $e_{\min} > 3600/300 = 12 \text{ mm}$   
 $e_{\min} > 220/10 = 22 \text{ mm}$   
 $e_{\min} > 10 \text{ mm}.$

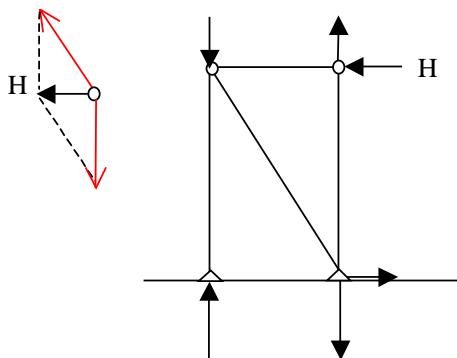
De in rekening te brengen minimale excentriciteit is gelijk aan:  $e_{\min} = 22 \text{ mm}.$

Moment:  $M_d = N_d * e = 978,3 * 10^3 * 22 = 21,5 * 10^6 \text{ Nmm} = 21,5 \text{ kNm}.$

Buigspanning in de zwakke richting:  $\sigma_d = \frac{M_d}{W_z} * \frac{n}{(n-1)} = \frac{21,5 * 10^6}{177,7 * 10^3} * \frac{3,2}{(3,2-1)} = 176 \text{ N/mm}^2$

Controle spanningen:  $\sigma_d = \frac{N_d}{A} + \frac{M_d}{W_z} * \frac{n}{(n-1)} = 152 + 176 = 328 \text{ N/mm}^2 > 235 \text{ N/mm}^2$ , voldoet niet

Neem een groter profiel: HE 220 B



Figuur 16 Krachten in het windverband op de b.g

### 3.6.5 Controle kolom schoorconstructie HE 220 B, lengte $h = 3,6 \text{ m}$ in de zwakke richting

HE 220 B  $G = 0,728 \text{ kN/m}$   $A = 9104 \text{ mm}^2$   
 $I_y = 80,91 * 10^6 \text{ mm}^4$   $i_y = 94,3 \text{ mm}$   $W_y = 735,5 * 10^3 \text{ mm}^3$   
 $I_z = 28,43 * 10^6 \text{ mm}^4$   $i_z = 55,9 \text{ mm}$   $W_z = 258,5 * 10^3 \text{ mm}^3$

Normaalkracht t.g.v. extreme windbelasting, momentane vloerbelastingen en de permanente belasting:  $N_d = 978,3 \text{ kN}.$

Normaalspanning:  $\sigma_d = \frac{N_d}{A} = \frac{978,3 * 10^3}{9104} = 107 \text{ N/mm}^2$

Eulerse knikkraft:  $F_E = \frac{\pi^2 * EI_z}{l_c^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^5 * 28,43 * 10^6}{3600^2} = 4546,6 * 10^3 \text{ N}$

knikgetal:  $n = F_E/N_d = 4546,6/978,3 = 4,6$

In de zwakke richting grijpt de normaalkracht centrisch aan, de excentriciteit is gelijk aan:  
 $e_d = M_d/N_d = 0.$

Voor deze kolom in de zwakke richting geldt:  $e_{\min} > 3600/300 = 12 \text{ mm}$   
 $e_{\min} > 220/10 = 22 \text{ mm}$   
 $e_{\min} > 10 \text{ mm}.$

De in rekening te brengen minimale excentriciteit is gelijk aan:  $e_{\min} = 22 \text{ mm}.$

Moment:  $M_d = N_d * e = 978,3 * 10^3 * 22 = 21,5 * 10^6 \text{ Nmm} = 21,5 \text{ kNm}.$

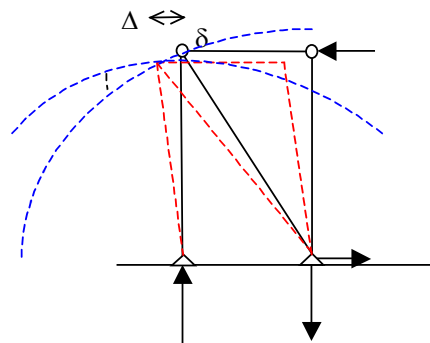
Buigspanning in de zwakke richting:  $\sigma_d = \frac{M_d * n}{W_z * (n-1)} = \frac{21,5 * 10^6}{258,5 * 10^3} * \frac{4,6}{(4,6-1)} = 106 \text{ N/mm}^2$

Controle spanningen:  $\sigma_d = \frac{N_d}{A} + \frac{M_d * n}{W_z * (n-1)} = 107 + 106 = 213 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2, \text{ voldoet}$

De kolom voldoet in de zwakke richting. Uiteraard moet de kolom ook gecontroleerd worden in de sterke richting.

### 3.6.6 Scheefstand

De scheefstand per verdieping mag niet meer zijn dan  $h/300$ , in de onderste verdieping is de scheefstand maximaal. De scheefstand wordt veroorzaakt door de verlenging van de diagonaal en de verkorting van de stijl, zie *figuur 17 en 18*. De scheefstand kan worden bepaald met b.v. het programma als Matrixframe [lit.2].



*Figuur 17. Horizontale vervorming van het windverband*

#### Grafische bepaling van de scheefstand

Om het inzicht te bevorderen wordt de scheefstand met een grafische methode bepaald (Williot). Door de belasting zal de diagonaal verlengen en de kolom verkorten.

De nieuwe positie van de verplaatste knoop kan als volgt bepaald worden. Bereken de verkortingen en de verlengingen per staaf. Teken deze verplaatsingen in het diagram voor het windverband. Om de nieuwe positie van de knoop van de stijl en diagonaal te vinden construeren we een cirkel vanuit de steunpunt van de diagonaal met als straal de diagonaal inclusief de verlenging en een cirkel vanuit de steunpunt van de kolom met als straal de kolom inclusief verkorting. De nieuwe positie van de knoop bevindt zich nu op het snijpunt van deze cirkels. De vervormingen zijn veel kleiner dan de staaf lengten zodat het gebruikelijk is om de vervormingen op een veel grotere schaal dan de staven te tekenen. Volgens de theorie van Williot kan men de cirkels benaderen met een loodlijn op de betreffende staaf. Per knoop worden de verlengingen en verkortingen van de aangesloten staven uitgezet. Teken op het uiteinde van de vervormde staven een loodlijn. Het snijpunt van de loodlijnen geeft de nieuwe positie van de knoop. De horizontale verplaatsing wordt opgemeten. De driehoek van de vervormingen is gelijkvormig met de driehoek gevormd door de diagonaal en de stijl. De verplaatsingen zijn evenredig met de lengten van de staven.

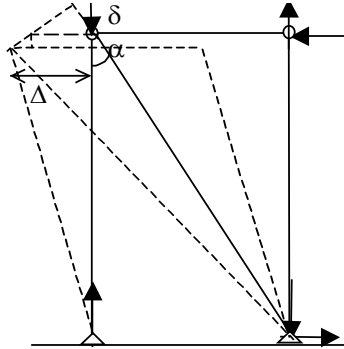
De axiale verlenging of verkorting van een staaf door een normaalkracht kan worden bepaald met de wet van Hook:

$$\delta = \varepsilon * l \rightarrow \delta = \frac{\sigma * l}{E} \rightarrow \delta = \frac{N * l}{A * E}$$

Verlenging van de diagonaal: 
$$\delta = \frac{N_{rep} * l}{A * E} = \frac{347000 * 4000}{3218 * 2,1 * 10^5} = 2,1 \text{ mm}$$

Verkorting van de stijl, HE 220 B: 
$$\delta = \frac{N_{rep} * l}{A * E} = \frac{561600 * 3600}{9104 * 2,1 * 10^5} = 1,1 \text{ mm}$$

$\tan \alpha = 0,5$ , de horizontale vervorming is gelijk aan:  $\Delta = 2,1 / \sin \alpha + 1,1 / \tan \alpha = 7,1 \text{ mm}$



*Figuur 18 Horizontale vervorming van het windverband geconstrueerd volgens Williot*

De vervorming wordt vergroot door de speling in de verbindingen. Een bout in een ruimgat zal 0,5 à 1 mm verplaatsen. Als de trekstang boven en onder met bouten is bevestigd zal de vervorming ongeveer  $2 * 0,5 \text{ mm} = 1 \text{ mm}$  zijn. De scheefstand van de schoor op de eerste verdieping wordt dan:

$$\Delta = 7,1 + 1 = 8,1 \text{ mm} \leq 3600/300 = 12 \text{ mm}, \text{ voldoet}$$

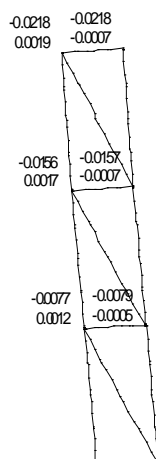
De scheefstand van het totale gebouw mag niet meer zijn dan  $h_t/500$ , voor  $h_t = 3 * 3600 \text{ mm}$  luidt de eis:  $\Delta \leq (3 * 3,6) * 10^3 / 500 = 22 \text{ mm}$

Als de vervorming lineair zou zijn dan zou de scheefstand van de bovenste verdieping gelijk zijn aan:

$$\Delta = 3 * 8,1 = 24,3 \text{ mm} > 22 \text{ mm}$$

De vervorming van het windverband is niet-lineair. Met matrixframe is de vervorming lineair elastisch, maar exclusief de vervormingen van de bouten, berekend: Voor de eerste verdieping is de vervorming:  $\Delta = 8 \text{ mm}$ . Voor de dakverdieping is de vervorming:  $\Delta = 22 \text{ mm}$ , deze voldoet net aan de eis.

Uit de berekeningen blijkt dat de krachten op de stijlen en diagonalen vrij groot zijn, o.a. doordat de hoek tussen de diagonaal en de stijl tamelijk klein is, met  $\tan \alpha = 1/2$ . Bij voorkeur worden vakwerken met een hoek van ongeveer  $45^\circ$  ontworpen. De krachtswerking is dan gunstiger. Er ontstaat nu door de windbelasting een grote normaalkracht in de stijl.



*Figuur 19 Scheefstand schoorconstructie, berekend met het programma Matrix frame*

### **3.7 Conclusies geschoord**

Uit de controleberekeningen van de dakligger bleek dat deze lichter kan worden gedimensioneerd dan volgens de vuistregel. De constructie van het dak is sterk bepalend voor de dimensionering. De lage dakbelasting heeft een gunstige invloed op de benodigde afmetingen. Daarnaast is ook de constructie het afschot met zeeg of afschotlaag bepalend voor de dimensionering.

De dimensionering van de kolom op de begane grond wordt bepaald door de lengte van de kolom, de grootte van de normaalkracht en de verbinding met de balk. Door de excentrische verbinding ontstaat een moment in de kolom, door dit moment nemen de spanningen sterk toe.

De hart op hart afstand van de kolommen van de schoorconstructie is vrij klein, hetgeen leidt tot forse krachten op de kolommen en diagonalen. De kolommen en diagonalen moeten nu betrekkelijk zwaar gedimensioneerd worden. Gezien de dimensionering van de diagonalen rijst de vraag of de schoren met twee trekdiagonalen per verdieping niet beter uitgevoerd kunnen worden met één enkele trek/druk diagonaal per schoor per verdieping. Wellicht kan men ook overwegen de hart op hart afstand van de kolommen in de schoren wat te vergroten.



## Bijlagen geschoorde constructie

### Bijlage 1, Ontwerp kolommen belast met een normaalkracht

De benodigde doorsnede voor een kolom, belast met hoofdzakelijk een normaalkracht, kan, behalve met kengetallen, ook met de volgende formule geschat worden. De belasting op de kolom moet dan bekend zijn, deze kan worden berekend met een gewichtsberekening, zie paragraaf 3.4.

Een kolom mag niet uitknikken, de knikkracht moet veel groter zijn dan de normaalkracht. Daar een kolom door knik plotseling bezwijkt wordt als ondergrens voor het knikgetal aangehouden  $n = 3$ . Het moment in de constructie neemt dan toe met  $n/(n-1) = 3/(3-1) = 1,5$ . Een kleinere waarde dan 3 leidt dus tot een aanzienlijke toename van het moment. Bijvoorkeur is het knikgetal groter dan 3, voor het ontwerp wordt bijvoorkeur in eerste instantie  $n \geq 5$  aangehouden.

Het knikgetal  $n$  is de verhouding knikkracht/normaalkracht. Uitgaande van de Eulerse knikkracht kunnen we voor kolommen, belast met alleen een normaalkracht, als volgt een formule voor het kwadratisch oppervlakte moment in de maatgevende richting afleiden. Waarbij bedacht moet worden, dat als de kniklengte voor beide richtingen gelijk is, een H- of I-profiel eerder in de zwakke richting dan in de sterke richting zal uitknikken. Het benodigde kwadratisch oppervlakte moment  $I$  volgt dan uit:

$$F_E = \frac{\pi^2 * EI}{l_c^2} > n * N_d \rightarrow I > \frac{n * N_d * l_c^2}{\pi^2 * E}$$

Met deze formule wordt de doorsnede gedimensioneerd op de normaalkracht, het moment komt in de formule niet voor. Wordt de kolom tevens belast wordt met een substantieel moment dan zal deze dimensionering tot een te kleine doorsnede leiden.

#### Voorbeeld gevelkolom

Voor een geschoorde gevelkolom is de kniklengte  $l_c$  voor de sterke en de zwakke richting gelijk aan:  $l_c = 3,6$  m. De Normaalkracht op de onderste verdieping wordt bepaald met de gewichtsberekening, zie par. 3.3. Uit deze gewichtsberekening volgt  $N_d = 464$  kN. De kolom wordt gedimensioneerd met de gegeven ontwerpformule en  $n = 5$ .

$$I_z > \frac{5 * N_d * l_{cz}^2}{\pi^2 * E} \rightarrow I_z > \frac{5 * 464000 * 3600^2}{\pi^2 * 2,1 * 10^5} \rightarrow I_z > 14,5 * 10^6 \text{ mm}^4$$

HE 200 A,  $I_z = 13,36 * 10^6 \text{ mm}^4$ , voldoet net niet. HE 220 A,  $I_z = 19,55 * 10^6 \text{ mm}^4$ , voldoet ruim. Als de zwakke richting maatgevend is dan kan een B profiel een betere keuze zijn dan een A profiel.

#### Voorbeeld windverband

Voor de stijl in het windverband is de kniklengte  $l_c$  zowel voor de sterke als de zwakke richting gelijk aan:  $l_c = 3,6$  m. De Normaalkracht op de onderste verdieping werd bepaald in par.3.5.4,  $N_d = 1091,7$  kN. De controle van de knik in de zwakke richting geeft:

$$I_z > \frac{5 * N_d * l_{cz}^2}{\pi^2 * E} \rightarrow I_z > \frac{5 * 1091700 * 3600^2}{\pi^2 * 2,1 * 10^5} \rightarrow I_z > 34,1 * 10^6 \text{ mm}^4$$

De eerder gekozen HE 220 B met  $I_z = 28,43 * 10^6 \text{ mm}^4$ , voldoet niet aan deze eis.

### Bijlage 2 Controle van de dakligger IPE 400

Uit de berekening van de dakligger voor de geschoorde constructie bleek dat de afmetingen gereduceerd konden worden. In deze berekening wordt aangetoond dat voor een ligger met een zeege een IPE 400 voldoet.

### Dakligger IPE 400,

hart op hart 3,6 m, overspanning 12,6 m.

$$\text{IPE 400} \quad I_y = 231,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad W_y = 1,156 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad G = 0,68 \text{ kN/m}$$

Representatieve belastingen dakligger:

veranderlijke belasting:	q =	1,0 * 3,6 =	3,6 kN/m
permanente belasting:	q =	1,25 * 3,6 =	4,5 kN/m
eigengewicht ligger, IPE 400:	q =		<u>0,7 kN/m</u>
Totaal:	q =		8,8 kN/m

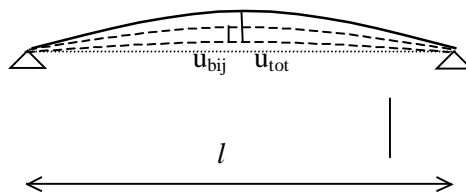
### Controle van de vervorming dakligger IPE 400

Eis voor de bijkomende doorbuiging:  $u \leq 0,004 * l = 0,004 * 12,6 * 10^3 = 50 \text{ mm}$

Vervorming van een ligger opgelegd op twee steunpunten:  $u = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot EI}$

Bijkomende doorbuiging, veranderlijke belasting:  $q = 3,6 \text{ kN/m}$

$$u_{\text{bij}} = \frac{5 * 3,6 * 12,6^4 * 10^{12}}{384 * 2,1 * 10^5 * 231,3 * 10^6} = 24 \text{ mm} \leq 0,004 * l = 50 \text{ mm, voldoet.}$$



*Bijlage 2, figuur 1. Vervorming dakligger met zeeg*

Om de grootte van de zeeg te bepalen wordt de totale doorbuiging wordt berekend. Belasting  $q = 8,8 \text{ kN/m}$ .

$$u_{\text{tot}} = \frac{5 * 8,8 * 12,6^4 * 10^{12}}{384 * 2,1 * 10^5 * 231,3 * 10^6} = 60 \text{ mm}$$

Voor een adequate waterafvoer moet de parabolisch verlopende zeeg in het midden groter zijn dan de totale doorbuiging en de vervorming van de dakplaten:  $u_{\text{zeeg}} > (u_{\text{tot}} + u_{\text{dakplaat}} = 60 + 14 = 74 \text{ mm})$

### Controle buigspanning dakligger IPE 400

Rekenwaarde belasting dakligger IPE 400				
Rekenwaarde veranderlijke belasting:	$q_d =$	1,5 *	3,6 =	5,4 kN/m
Rekenwaarde permanente belasting:	$q_d =$	1,2 *	(4,5 + 0,7) =	<u>6,2 kN/m</u>
Totaal:	$q_d =$			11,6 kN/m

Buigend moment halverwege de overspanning:  $M_d = 11,6 * 12,6^2 / 8 = 230 \text{ kNm}$

Buigspanning:  $\sigma_d = \frac{M_d}{W_y} = \frac{230 * 10^6}{1,156 * 10^6} = 199 \text{ N/mm}^2 \leq 235 \text{ N/mm}^2$ , voldoet

Schuifspanning:  $\tau_d = \frac{V_d}{\text{oppervlak lijf}} = \frac{1/2 * 11,6 * 12,6 * 10^3}{400 * 8,6} = 21 \text{ N/mm}^2 \leq 134 \text{ N/mm}^2$ , voldoet

De IPE 400 voldoet zowel aan de eis voor de sterkte als aan de eis voor de bijkomende doorbuiging.

De stijfheid in de slappe richting is voor een IPE profiel relatief klein. Om te voorkomen dat de ligger kipt zal deze moeten worden gesteund met een kipverband of met de dakplaten, deze moeten dan voldoende stijf zijn en adequaat met de ligger worden verbonden.

### Bijlage 3 Wateraccumulatie

De vervormingen kunnen invloed hebben op de grootte van de veranderlijke belasting door regen en sneeuw. Het dak van de geschoorde constructie is berekend op een veranderlijke belasting van  $p = 1,0 \text{ kN/m}^2$ . De vraag rijst of de regenbelasting niet groter is dan deze belasting waarop het dak is berekend, zijnde  $p = 1,0 \text{ kN/m}^2$ ? Stel dat het dak geheel vlak is, hoe groot is dan de maximale regenbelasting?

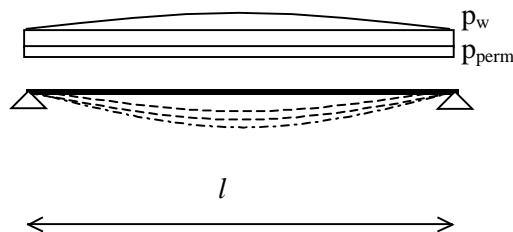
Uit de berekeningen van de geschoorde constructie bleek voor de ligger een IPE 450 kon worden gekozen. Voor deze ligger wordt de waterbelasting berekend.

Dakligger IPE 450, hart op hart 3,6 m, overspanning 12,6 m,  
 IPE 450  $I_y = 337,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$   $W_y = 1,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$   $G = 0,78 \text{ kN/m}$

Representatieve belastingen dakligger:			
veranderlijke belasting:	q =	$1,0 \cdot 3,6 =$	3,6 kN/m
permanente belasting:	q =	$1,25 \cdot 3,6 =$	4,5 kN/m
eigengewicht ligger, IPE 450:	q =		<u>0,8 kN/m</u>
Totaal:	q =		8,9 kN/m

De hoogte van de dakrand is gelijk aan 50 mm. Op het dak kan, als bij een zware onweersbui de hemelwaterafvoeren het water niet snel genoeg kunnen afvoeren, een belasting ontstaan gelijk aan:

$$p_w = 0,05 \cdot 10 = 0,5 \text{ kN/m}^2 .$$



Bijlage 3, figuur 1. Toenemende waterbelasting door de vervorming van de constructie.

Door de permanente en veranderlijke belastingen zullen de dakplaten vervormen, de vervorming van de dakplaat zal kleiner zijn dan  $0,004 l$ , oftewel  $u < 0,004 \cdot 3600 = 14 \text{ mm}$ . Voor een vlak dak is de waterbelasting door de vervorming van de dakplaat in het midden van de overspanning van de dakplaat gelijk aan:

$$p_w = 0,014 \cdot 10 = 0,14 \text{ kN/m}^2 .$$

De vervorming van de ligger door de permanente belasting, zijnde:  $q = 4,5 + 0,8 = 5,3 \text{ kN/m}$  is gelijk aan:

$$u_{on} = \frac{5 \cdot 5,3 \cdot 12,6^4 \cdot 10^{12}}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 337,4 \cdot 10^6} = 25 \text{ mm} .$$

Door deze vervorming is de extra waterbelasting in het midden van de overspanning maximaal gelijk aan:

$$p_w = 0,025 * 10 = 0,25 \text{ kN/m}^2 .$$

De totale waterbelasting op het dak is maximaal gelijk aan:  $p_w = 0,5 + 0,14 + 0,25 = 0,89 \text{ kN/m}^2$

De waterbelasting op de ligger is maximaal gelijk aan:  $q = 0,89 * 3,6 = 3,2 \text{ kN/m}$

De vervorming van de ligger door deze waterbelasting is gelijk aan:

$$u = \frac{5 * 3,2 * 12,6^4 * 10^{12}}{384 * 2,1 * 10^5 * 337,4 * 10^6} = 15 \text{ mm} .$$

Door deze vervorming neemt de waterbelasting toe:  $p = 0,015 * 10 = 0,15 \text{ kN/m}^2 .$

De extra belasting op de ligger is maximaal gelijk aan:  $q = 0,15 * 3,6 = 0,54 \text{ kN/m}$

De vervorming van de ligger door deze belasting is gelijk aan:

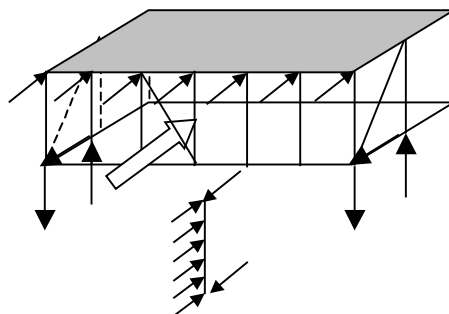
$$u = \frac{5 * 0,54 * 12,6^4 * 10^{12}}{384 * 2,1 * 10^5 * 337,4 * 10^6} = 2,5 \text{ mm} . \text{ De vervorming neemt snel af}$$

De totale waterbelasting is gelijk aan:  $p = 0,89 + 0,15 + 0,03 = 1,07 \text{ kN/m}^2 > 1,0 \text{ kN/m}^2$

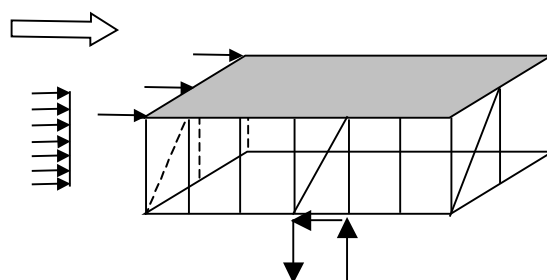
De regenbelasting is maatgevend, de berekening is echter wel pessimistisch. Daar de ligger parabolisch vervormt is de waterbelasting aan de randen kleiner dan in het midden van de overspanning, de waterbelasting is dan niet gelijkmatig verdeeld. Het moment door een parabolisch verlopende belasting is gelijk aan  $M = 0,1 q.l^2$ . Dit moment is kleiner dan het moment door een gelijkmatig verdeelde belasting  $M = 0,125 q.l^2$ . De vervorming door een parabolische belasting zal kleiner zijn dan de vervorming voor een gelijkmatige belasting. Jaarlijks bezwijken enkele daken door water accumulatie, met een goed gedimensioneerd afschot is dit te voorkomen.

#### **Bijlage 4 De verdeling van de horizontale belasting over de schoorconstructies**

Een geschoorde constructie ontleent de stabiliteit aan schoorconstructies, dit kunnen schijven, kernen of stabiliteitsverbanden met diagonalen zijn. De schoorconstructies voeren samen met de vloeren en dakconstructie de horizontale belastingen af naar de fundering. Voor de windbelasting is de belastingafdracht als volgt: de wind oefent druk, zuiging en wrijving uit op de gevels; de gevelconstructie voert de belastingen af naar het dak en de vloeren; de daken en de vloeren brengen als horizontale schijven de belasting over naar de schorende elementen; de schorende elementen voeren de belasting af naar de fundering;



*Bijlage 4, figuur 1. De dakconstructie voert de windbelasting af naar de twee schoren in de kopgevels, de schoorconstructie in de lange gevel wordt niet belast.*

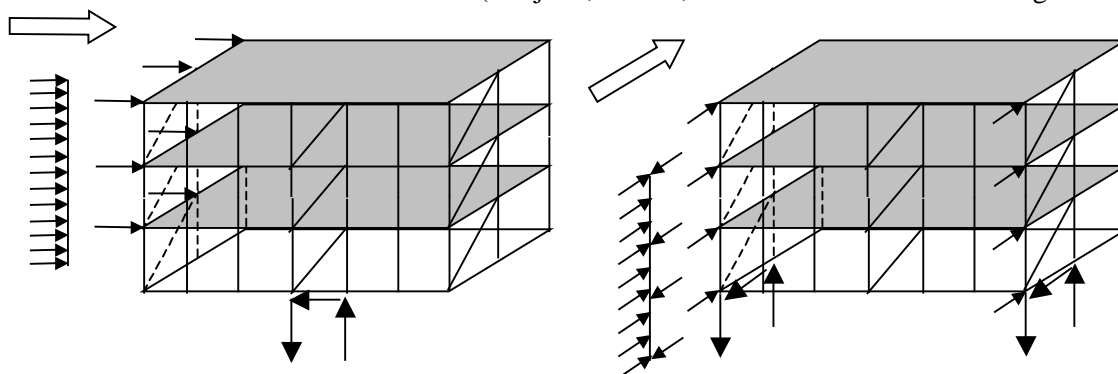


*Bijlage 4, figuur 2 de dakconstructie voert de windbelasting af naar de schoor in de lange gevel, de schoren in de kopgevels worden niet belast.*

De horizontale schijven in de vloeren en dak moeten dus zo stijf zijn dat deze de horizontale belasting af kunnen voeren naar de schorende elementen. Een gestorte beton vloer is zeer stijf in het vlak van de schijf. Voor de schijfwerking in een vloer, die is samengesteld uit platen, zal men de platen goed met elkaar moeten verbinden om deze schijfwerking te bewerkstelligen

#### Verdiepingbouw

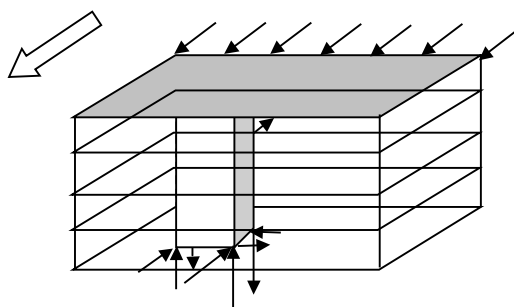
Voor een verdieping gebouw zullen de vloeren, inclusief begane grond en dakvloer, de belastingen afvoeren naar de schorende constructies (schijven, kernen, stabiliteitsverbanden met diagonalen).



*Bijlage 4, figuur 3a. De vloeren voeren de windbelasting af naar de schoor in de lange gevel, de schoren in de kopse gevels worden niet belast. Bijlage 5, figuur 3b De vloeren voeren de windbelasting af naar de schoren in de kopse gevels, de schoor in de lange gevel wordt niet belast.*

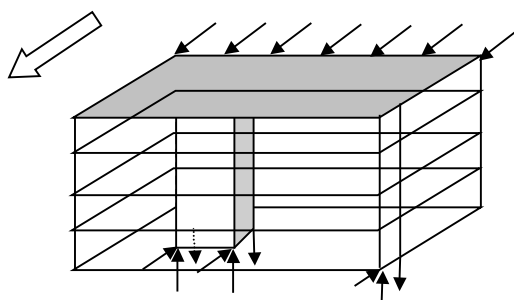
Grote sparingen in de vloeren kunnen de belasting afdracht verstoren. In principe zijn voor een geschoorde constructie minimaal drie stabiliteitsverbanden of schijven nodig om de horizontale belastingen naar de fundering af te voeren. Bijvoorbeeld twee schoren in de kopgevels en een schoor in een langsgewel. Dit is echter het minimum aantal. In verband met het uitvallen van een schoor door een calamiteit als een aanrijding of brand, is het veiliger om een gebouw te schoren met meer dan 3 schijven of stabiliteitsverbanden.

Een kern kan de belastingen in twee richtingen afvoeren, deze kan dan twee schijven vervangen. Een cilindrische of een buisvormige kern kan ook een wringend moment opnemen, in dat geval kan de windbelasting op een gebouw ook worden opgenomen met een enkele kern. Om de wringende momenten te minimaliseren wordt deze kern bij voorkeur in het centrum van de plattegrond geplaatst. Een kern met een U-vormige of een I-vormige plattegrond is niet wringstijf. Een koker is daar in tegen wel wringstijf, in de praktijk komen volledig gesloten kokers niet veel voor. De sparingen voor doorvoeren en deuropeningen zullen de wringstijfheid van een leidingschacht, een liftschacht of een trappenhuis sterk reduceren.



*Bijlage 4, Figuur 4 Een asymmetrisch geplaatste kern wordt op torsie belast.*

De weerstand van de constructie neemt sterk toe als de stabiliteit ontleent wordt aan een kern en een schijf (of nog beter met meerdere schijven), zodat de wringing met het koppel, gevormd door de kern en de schijf, kan worden opgenomen. Om een koppel te kunnen vormen moet de schijf niet in serie met de kern geplaatst worden, plaats de schijf loodrecht op de denkbeeldige lijn door de kern en schijf.



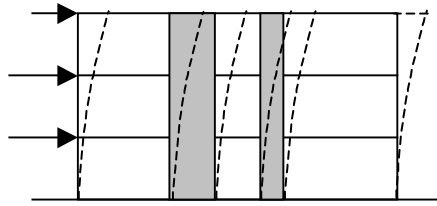
*Bijlage 4, figuur 5. Een schijf in de kopgevel voorkomt dat de kern op torsie wordt belast, deze kan dan uitgevoerd worden met een U- of I-vormige plattegrond.*

#### Meerdere schoren

De verdeling van de horizontale belasting over de schoren wordt bepaald door het aantal en de positie van de schoren. De verdeling van de windbelasting op een constructie met drie schoren, wordt bepaald door het krachterevenwicht. Wordt de constructie geschoord met meer dan drie schoren dan zal de verdeling ook door de vervormingen van de schoren worden bepaald. Meestal zijn de vloeren en het dak veel stijver dan de schoren.

#### Verdeling van de belasting over achterelkaar geplaatste schoren

Als in een gebouw twee schoren parallel en achterelkaar worden gezet, zal de windbelasting door beide schoren worden opgenomen. De verdeling van de windbelasting over de twee schoren is evenredig met de stijfheid van de schoren. Doordat de schoren met de vloeren zijn verbonden zullen beide schoren evenveel vervormen. De stijfste schoor neemt dan de meeste belasting op.



Bijlage 4, figuur 6. Verdeling van de belasting over twee parallelle schijven

Voorbeeld verdeling belasting over twee schoren

Een gebouw wordt in de langsrichting geschoord met twee achter elkaar geplaatste schijven met een stijfheid  $C_1$  en  $C_2$ . De beide schijven zijn verbonden door de vloeren en vervormen evenveel. Stel dat de vervorming gelijk is aan  $\Delta$ .

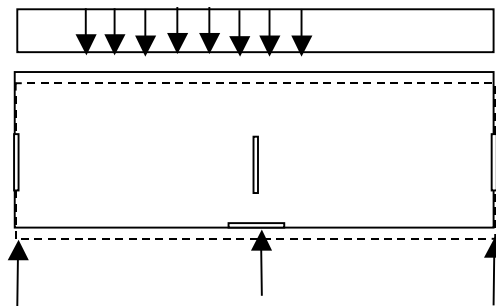
De reactie van de eerste schijf is gelijk aan:  $R_1 = C_1 * \Delta$

De reactie van de tweede schijf is gelijk aan:  $R_2 = C_2 * \Delta$

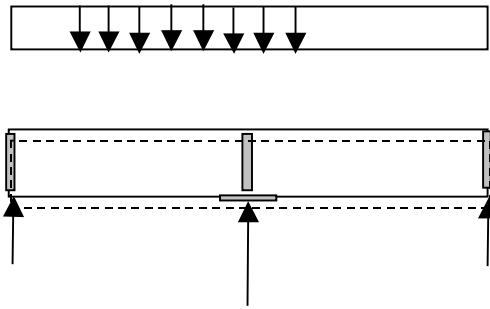
Als de eerste schijf stijver is dan de tweede schijf zal de reactie van de eerste schijf ook groter zijn dan de reactie van de tweede schijf.

Schema

Ter wille van de eenvoud kan de verdeling dan worden bepaald door de vloerconstructies als oneindig stijf en de schoren te beschouwen als veren. Bij een symmetrische plaatsing van de schoren zullen de vloeren verplaatsen maar niet roteren. Zijn de schoren asymmetrisch geplaatst dan ontstaan er naast de verplaatsingen ook een rotatie.



Bijlage 4, figuur 7: De vloeren zijn veel stijver dan de schoren. De vloer wordt geschematiseerd als een oneindig stijve schijf en de schoren worden geschematiseerd als veren. De windbelasting zal gelijkelijk over de schoren verdeeld worden.



Bijlage 4, figuur 8. De vloeren zijn slap ten opzichte van de schijven. De vloeren worden geschematiseerd als liggers opgelegd op steunpunten. De belasting op de middelste schijf is veel groter dan de belasting op de schijven in de kopse gevels.

#### Voorbeeld

Een gebouw met drie bouwlagen heeft een lengte van 36 m en een breedte van 12,6 m. De verdiepingshoogte is 3,6 m. De staalconstructie is geschoord met diagonalen in de kopgevels. De druklaag op de staalplaat betonvloeren heeft een dikte van 50 mm. De stuwdruk is gelijk aan  $p_{\text{stuwdruk}} * 0,85 * 0,87 = 0,74 \text{ kN/m}^2$ . Om een indruk te krijgen van de stijfheid van een vloer berekenen we eerst de vervorming van een vloer geschematiseerd als ligger ondersteund aan de uiteinden.

$$\text{Vervorming vloer: } u = \frac{5 * q * l^4}{384 EI}$$

Belasting op een vloer door de winddruk en zuiging op de gevels:

$$q = 1,2 * p_{\text{stuwdruk}} * h = 1,3 * 0,74 * 3,6 = 3,5 \text{ kN/m}$$

Overspanning:  $l = 36 \text{ m}$ . Elasticiteitsmodulus druklaag op staalplaten aannemende dat deze geschoord is:  $E = 6000 \text{ N/mm}^2$ .

Kwadratisch oppervlakte moment druklaag:  $I = \frac{1}{12} * t * b^3 = \frac{1}{12} * 0,05 * 12,6^3 * 10^{12} = 8,335 * 10^{12} \text{ mm}^4$ .

$$\text{Vervorming vloer: } u = \frac{5 * 3,5 * (36 \cdot 10^3)^4}{384 * 6000 * 8,335 * 10^{12}} = 1,5 \text{ mm}$$

De vervorming van de schoren is kleiner dan  $\frac{1}{500}$  van de hoogte van het gebouw. Voor het gebouw met drie bouwlagen en een verdiepingshoogte van 3,6 m is de maximale scheefstand gelijk aan:

$$w = (3 * 36000) / 500 = 21,6 \text{ mm}$$

Indien de maximale scheefstand maatgevend voor de dimensionering van de schoren dan zijn de vervormingen van de schoren veel groter dan de vervorming van een vloer. Als naast de schoren in de kopgevels ook in het midden van het gebouw een schoor wordt geplaatst, dan kunnen we de verdeling over de schoren bepalen met een schema waarbij de vloer heel stijf en de schoren als veren worden beschouwd.

Stel dat de vloer oneindig stijf is en de schoren even stijf zijn. De constructie wordt geschematiseerd als een oneindig stijve schijf ondersteund met drie even stijve veren. De schoren in de kopgevels zullen dan evenveel belasting afdragen als de schoor in het midden. In werkelijkheid vervormt de vloer enigszins, de schoor in het midden zal dan iets meer belast worden. Als de middelste schoor even stijf is als de twee schoren in de kopgevels dan zal deze schoor door de grotere belasting iets meer vervormen. De belasting wordt herverdeeld. Daar de vloer erg stijf is, is de vervorming van de middelste schoor een klein beetje groter dan de vervorming van de schoren in de kopgevels. De belasting op de middelste schoor is dan ook iets groter, maar niet veel groter dan de belasting op de schoren in de kopgevels.



Een nauwkeuriger verdeling van de belasting over de schoren volgt uit een berekening waarin de stijfheid van de vloeren en schoren is betrokken. De stijfheid van de schoren heeft invloed op de verdeling van de belasting op de schoren. Het vergroten van de stijfheid van de middelste schoor veroorzaakt ook meer belasting op deze schoor.

### Asymmetrische opstelling

Door een asymmetrische opstelling van de schoren zullen de vloeren niet alleen een translatie maar ook een rotatie ondergaan.

### Voorbeeld

Stel dat een gebouw wordt geschoord met twee schijven in de langs richting en twee schijven in de dwarsrichting. De schijven zijn even stijf. Door de windbelasting wordt op de vloer een kracht  $H$  uitgeoefend. De beide schijven in de dwarsrichting bieden weerstand aan deze belasting,  $R_T = \frac{1}{2} * H$ . De eerste dwars schijf staat in de kopgevel. De tweede dwars schijf staat op een afstand  $b$  uit de linker kopgevel. Er ontstaat een moment:  $M = H * (\frac{1}{2} l - \frac{1}{2} b)$

De vier schijven bieden weerstand aan dit moment, per schijf ontstaat een reactiekracht:

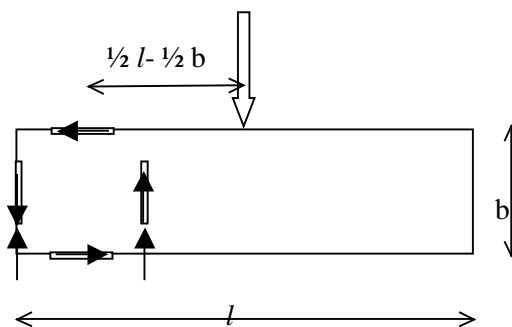
$$R_w = \frac{1}{2} M/b = \frac{1}{2} H * (\frac{1}{2} l - \frac{1}{2} b)/b = \frac{1}{4} H *(l/b-1)$$

De reactie in de eerste schijf in de kopse zijde is gelijk aan:

$$R = \frac{1}{2} * H - \frac{1}{2} H * (\frac{1}{2} l - \frac{1}{2} b)/b$$

De reactie in de tweede dwars schijf is gelijk aan:

$$R = \frac{1}{2} * H + \frac{1}{2} H * (\frac{1}{2} l - \frac{1}{2} b)/b$$



*Bijlage 4, figuur 9. Krachten uitgeoefend op asymmetrische geplaatste schijven*

### Tot slot

In de praktijk zal men vaak de constructie met een 3D raamwerk programma berekenen. Het is echter aan te raden om ook handberekeningen met eenvoudige schematiseringen te maken, daar deze inzicht geven in het gedrag van de constructie.

## 4 Ontwerp van een ongeschoorde constructie

Een alternatief wordt bedacht zonder schoren in de dwarsrichting. Het systeem van balken en kolommen moet nu de windbelasting naar de fundering afvoeren. Verschillende ontwerpen zijn mogelijk. Het kantoorgebouw is verder gelijk aan het eerder beschreven ontwerp. Het gebouw heeft drie verdiepingen. De indeling van de verdiepingen bestaat uit een middengang, breedte 1,8 m, met aan weerszijden kantoren met een diepte van 5,4 m. De totale breedte is gelijk aan:  $b = 5,4 + 1,8 + 5,4 = 12,6$  m. De verdiepingshoogte is gelijk aan  $h = 3,6$  m. De lengte van het gebouw is 36 m. De te dimensioneren ongeschoorde constructie bestaat uit verdiepingshoge portalen met balken die momentvast met de gevelkolommen zijn verbonden. De drie portalen zijn op elkaar gestapeld en verbonden met scharnieren, zie *figuur 21*. Evenals de geschoorde constructie bestaan de verdiepingvloeren uit staalplaat-beton vloeren, met een overspanning 3,6 m. De vloeren worden ondersteund met balken, hart op hart 3,6 m, die van gevel tot gevel spannen. Het gebouw bevindt zich in Zuid-Holland, de omgeving is onbebouwd. De windbelasting op dit gebouw met een hoogte van  $3 * 3,6 = 10,8$  m, staande in een onbebouwde omgeving in gebied 2, is gelijk aan  $p_w = 0,91 \text{ kN/m}^2$  (zie dictaat Draagconstructies Basis).



Figuur 21. Schema ongeschoorde constructie met gestapelde portalen.

### 4.1 Belastingen ongeschoorde constructie

Belastingen dak vloer gevel		
Veranderlijke belasting op het dak'	$p =$	$1,0 \text{ kN/m}^2$
Veranderlijke vloerbelasting'	$p =$	$3,0 \text{ kN/m}^2$
Gevel, bestaande uit stijlen, regels, glas en panelen:	$p =$	$0,5 \text{ kN/m}^2$

'zie dictaat Draagconstructies Basis [lit. 1]

Permanente belastingen op de dakvloer:		
Staalplaten:	$p =$	$0,12 \text{ kN/m}^2$
Dakbedekking + isolatie:	$p =$	$0,13 \text{ kN/m}^2$
Grind:	$p =$	$0,60 \text{ kN/m}^2$
Plafond:	$p =$	$0,40 \text{ kN/m}^2$
Totaal permanente belasting op de dakvloer:	$p =$	$1,25 \text{ kN/m}^2$

Permanente belastingen op de verdiepingvloer:		
Staalplaat betonvloer, $h = 120 \text{ mm}$ :	$p =$	$2,4 \text{ kN/m}^2$
Afwerking + isolatie, $h = 0,03 \text{ m}$ , $20 \text{ kN/m}^3$ :	$p =$	$0,6 \text{ kN/m}^2$
Scheidingswanden:	$p =$	$0,6 \text{ kN/m}^2$
Plafond:	$p =$	$0,4 \text{ kN/m}^2$
Totaal permanent:	$p =$	$4,0 \text{ kN/m}^2$

De windbelasting per verdieping is conform de berekening van de windbelasting voor de geschoorde constructie.  $p_w = 0,85 * 0,87 = 0,74 \text{ kN/m}^2$

Windbelasting per verdieping op de portalen:

windbelasting dak verdieping:			$p_w$		
druk:	$H_{druk} =$	0,8	0,74	$\frac{1}{2} * 3,6 * 3,6 =$	3,8 kN
zuiging:	$H_{zuiging} =$	0,5	0,74	$\frac{1}{2} * 3,6 * 3,6 =$	<u>2,4 kN</u>
druk + zuiging	$H_{druk + zuiging}$				6,2 kN

windbelasting 1 <sup>e</sup> of 2 <sup>e</sup> verdieping:			$p_w$		
druk:	$H_{druk} =$	0,8	0,74	$3,6 * 3,6 =$	7,7 kN
zuiging:	$H_{zuiging} =$	0,5	0,74	$3,6 * 3,6 =$	<u>4,8 kN</u>
druk + zuiging:	$H_{druk + zuiging}$				12,5 kN

## 4.2 Dimensionering ongeschoorde constructie

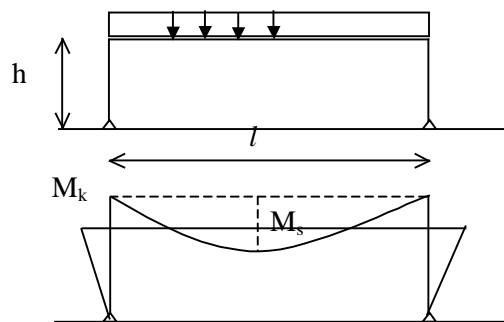
De ervaring die we opgedaan hebben bij de geschoorde constructie wordt gebruikt om de ongeschoorde portalen zo goed mogelijk te dimensioneren, zodat we het aantal cycli kunnen beperken.

### 4.2.1 Het bovenste portaal

De windbelasting op het bovenste portaal is vrij klein, vermoedelijk is de verticale belasting maatgevend voor de dimensionering. Door de kolommen momentvast met de ligger te verbinden ontstaan kolommomenten, het veldmoment  $M_v$  neemt dan af. De momentenlijn schuift als het ware op. De momentensom  $M_s$  wordt als het ware verdeeld over de kolommomenten  $M_k$  en het veldmoment  $M_v$ . De buigspanningen zullen dan evenredig afnemen. De grootte van de kolommomenten  $M_k$  wordt bepaald door de overspanningen en stijfheden van de ligger en de kolommen. In Jellema deel 9 [lit 5] hoofdstuk 4 wordt de volgende formule gegeven voor het kolommoment  $M_k$  in een portaal waarop een gelijkmatige belasting  $q$  aangrijpt met scharnierende steunpunten voor de kolommen, zie *figuur 22*:

$$M_k = \frac{q * l^2 * k}{12 * (k+1)} \quad \text{met } k = \frac{3 * EI_{kolom} * l}{2 * EI_{ligger} * h}$$

Het veldmoment volgt uit:  $M_v = M_s - M_k$  met  $M_s = q * l^2/8$



*Figuur 22: Schema van het portaal en de momenten lijn*

De maatgevende spanning in de ligger is minimaal als de momenten bij het steunpunt even groot zijn als in het veld, oftewel als  $M_k = M_v$ . Het weerstandsmoment van de ligger in het ongeschoorde portaal kan dan de helft zijn van het weerstandsmoment van de geschoorde constructie. De ideale situatie wordt echter niet vaak bereikt. Kies een weerstandsmoment voor de ligger in het ongeschoorde portaal dat groter is dan de helft van het weerstandsmoment van de oorspronkelijke ligger met niet ingeklemde uiteinden:

$$W_y > \frac{1}{2} \text{ à } \frac{2}{3} * W_y \text{ ligger vrij opgelegd}$$

Voor de geschoorde constructie werd voor de dakligger gekozen een IPE 450, voor de ongeschoorde ligger wordt gevonden:

$$W_y > \frac{1}{2} \text{ à } \frac{2}{3} W_y \text{ IPE 450} \quad \rightarrow \quad W_y > \frac{1}{2} * 1,5 * 10^6 = 750 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\text{Neem een IPE 360: } W_y = 903,6 * 10^3 \text{ mm}^3, G = 0,58 \text{ kN/m}$$

De kolommen moeten het kolommoment kunnen weerstaan. Het weerstandsmoment van de kolommen moet dan minstens gelijk zijn aan het weerstandsmoment voor de ligger:

$$W_y > \frac{1}{2} \text{ à } \frac{2}{3} W_y \text{ ligger vrij opgelegd}$$

$$W_y > \frac{1}{2} \text{ à } \frac{2}{3} W_y \text{ IPE 450} \quad \rightarrow \quad W_y > \frac{1}{2} * 1,5 * 10^6 = 750 * 10^3 \text{ mm}^3$$

Voor de kolommen kunnen we een IPE 360 of een HE 260 A nemen, een IPE is echter vrij slap in de zwakke richting zodat in eerste instantie de voorkeur uitgaat naar een HE 260 A, met  $W_y = 836,4 * 10^3 \text{ mm}^3$ ,  $G = 0,695 \text{ kN/m}$ .

Door het inklemmen van de ligger zullen de vervormingen afnemen. De vervorming van een ligger met scharnierende steunpunten is gelijk aan:

$$u = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot EI}$$

De vervorming van een ligger op twee steunpunten met aan beide uiteinden een steunpuntsmoment  $M_k$  is gelijk aan:

$$u = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot EI} - \frac{M_k \cdot l^2}{8 \cdot EI}$$

Voor  $M_k = q \cdot l^2 / 12$  wordt gevonden:

$$u = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot EI} - \frac{q \cdot l^2 * l^2}{12 * 8 \cdot EI} = \frac{q \cdot l^4}{384 \cdot EI}$$

Voor  $M_k = q \cdot l^2 / 16$  wordt gevonden:

$$u = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot EI} - \frac{q \cdot l^2 * l^2}{16 * 8 \cdot EI} = \frac{2 * q \cdot l^4}{384 \cdot EI}$$

De momentvaste verbindingen met de kolommen hebben een gunstig effect op de vervorming. De vervorming van een volledig ingeklemde ligger is maar 20% van de vervorming van een ligger ondersteund met scharnieren op de uiteinden. Voor een tamelijk stijve inklemming zullen voor een ligger belast met een verticale gelijkmatig verdeelde belasting eerder de spanningen dan de vervormingen maatgevend zijn.

#### 4.2.2 Portaal op de begane grond.

Het onderste portaal wordt het zwaarst belast. Bij een groot aantal verdiepingen zal de windbelasting bepalend zijn voor de dimensionering van het portaal. Daar het aantal verdiepingen en de verdiepingshoogte van deze constructie niet zo groot is, zal vermoedelijk niet de windbelasting maar de verticale belasting maatgevend zijn voor de dimensionering. De kolommen en de ligger worden evenals het bovenste portaal gedimensioneerd met de schatting voor het weerstandsmoment:

$$W_y > \frac{1}{2} \text{ à } \frac{2}{3} * W_y \text{ ligger vrij opgelegd}$$

De ligger van de geschoorde constructie werd gedimensioneerd met een HE 500 A. De schatting voor het benodigd weerstandsmoment van de kolommen en de vloerligger is:

$$W_y > \frac{1}{2} \text{ à } \frac{2}{3} W_y \text{ HE 500 A} \quad \rightarrow \quad W_y > \frac{1}{2} * 3,55 * 10^6 = 1775 * 10^3 \text{ mm}^3$$

Voor de ligger en de kolommen wordt een HE 360 A gekozen,  $W_y = 1891 * 10^3 \text{ mm}^3$ ,  $G = 1,14 \text{ kN/m}$ .

Daar de vervormingen door de inklemmingen sterk afnemen wordt aangenomen dat de sterkte maatgevend is. Bij de controle zal blijken of deze aanname correct is.

### 4.3 Gewichtsberekening gevelkolom voor de ongeschoorde constructie

Onderdeel	belasting kN/m, kN/m <sup>2</sup>	breedte m	lengte m	permanent kN	veranderlijk kN	momentaan kN
Dak veranderlijk	1,0	3,6	½ * 12,6		22,7	0
dakvloer permanent	1,25	3,6	½ * 12,6	28,4		
ligger IPE 360	0,58		½ * 12,6	3,7		
kolom HE 260 A	0,695		3,6	2,5		
Gevel	0,5	3,6	3,6	6,5		
Op de 2 <sup>e</sup> verdieping				41,1		
Dak veranderlijk	3,0	3,6	½ * 12,6		68	4
dakvloer permanent	4,0	3,6	½ * 12,6	90,7		
ligger HE 360 A	1,14		½ * 12,6	7,2		
kolom HE 360 A	1,14		3,6	4,1		
Gevel	0,5	3,6	3,6	6,5		
Op 1 <sup>e</sup> verdieping.				149,6		
Dak veranderlijk	3,0	3,6	½ * 12,6		68	4
dakvloer permanent	4,0	3,6	½ * 12,6	90,7		
ligger HE 360 A	1,14		½ * 12,6	7,2		
kolom HE 360 A	1,14		3,6	4,1		
Gevel	0,5	3,6	3,6	6,5		
Totaal op b.g.:				258,1		68

### 4.4 Validatie van de ongeschoorde constructie

#### 4.4.1 Portaal 2<sup>e</sup> verdieping

Ligger IPE 360, hart op hart 3,6 m, overspanning 12,6 m, kolom HE 260 A, lengte h = 3,6 m

IPE 360  $I_y = 162,66 * 10^6 \text{ mm}^4$   $W_y = 904 * 10^3 \text{ mm}^3$   $G = 0,58 \text{ kN/m}$ .

HE 260 A  $G = 0,695 \text{ kN/m}$   $A = 8682 \text{ mm}^2$

$I_y = 104,55 * 10^6 \text{ mm}^4$   $i_y = 110 \text{ mm}$   $W_y = 836,4 * 10^3 \text{ mm}^3$

$I_z = 36,68 * 10^6 \text{ mm}^4$   $i_z = 65 \text{ mm}$   $W_z = 282,1 * 10^3 \text{ mm}^3$

Representatieve belastingen dakligger:			
veranderlijke belasting:	q =	1,0 * 3,6 =	3,6 kN/m
permanente belasting:	q =	1,25 * 3,6 =	4,5 kN/m
eigengewicht ligger, IPE 360:	q =		0,6 kN/m
Totaal:	q =		8,7 kN/m

Rekenwaarde belasting dakligger IPE 360				
Rekenwaarde veranderlijke belasting:	q <sub>d</sub> =	1,5 *	3,6 =	5,4 kN/m
Rekenwaarde permanente belasting:	q <sub>d</sub> =	1,2 *	(4,5 + 0,6) =	6,1 kN/m
Totaal:	q <sub>d</sub> =			11,5 kN/m

Momentensom in het midden van de overspanning:  $M_{ds} = 11,5 * 12,6^2 / 8 = 228 \text{ kNm}$

Kolommoment  $M_k$ :  $M_k = \frac{q * l^2 * k}{12 * (k+1)}$  met  $k = \frac{3 * EI_{kolom} * l}{2 * EI_{ligger} * h}$

$$k = \frac{3 * 2,1 * 10^5 * 104,55 * 10^6 * 12,6 * 10^3}{2 * 2,1 * 10^5 * 162,66 * 10^6 * 3,6 * 10^3} = 3,37$$

$$M_{dk} = \frac{11,5 * 12,6^2 * 3,37}{12 * (3,37 + 1)} = 117 \text{ kNm}$$

Het veldmoment volgt uit:  $M_v = M_s - M_k \rightarrow M_{dv} = 228 - 117 = 111 \text{ kNm}$

Buigspanning:  $\sigma_d = \frac{M_d}{W_y} = \frac{117 \cdot 10^6}{904 \cdot 10^3} = 130 \leq 235 \text{ N/mm}^2$

Schuifspanning:  $\tau_d = \frac{V_d}{\text{oppervlak lijf}} = \frac{1/2 \cdot 11,5 \cdot 12,6 \cdot 10^3}{360 \cdot 8} = 25 \leq 134 \text{ N/mm}^2$

Controle van de vervorming dakligger IPE 360

IPE 360  $I_y = 162,66 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$   $W_y = 904 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$   $G = 0,58 \text{ kN/m}$ .

Bijkomende doorbuiging:  $u \leq 0,004 \cdot l = 0,004 \cdot 12,6 \cdot 10^3 = 51 \text{ mm}$

Doorbuiging in eindtoestand:  $u \leq 0,004 \cdot l = 0,004 \cdot 12,6 \cdot 10^3 = 51 \text{ mm}$

Berekening doorbuiging in eindtoestand, belasting:  $q = 4,5 + 0,58 + 3,6 = 8,7 \text{ kN/m}$

De vervorming van een ligger op twee steunpunten met aan de uiteinde een steunpuntmoment is gelijk aan:

$$u = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 EI} - \frac{M_k l^2}{8 EI}$$

Berekening kolommoment:  $M_k = \frac{8,7 \cdot 12,6^2 \cdot 3,37}{12 \cdot (3,37 + 1)} = 89,8 \text{ kNm}$

$$u = \frac{5 \cdot 8,7 \cdot 12,6^4 \cdot 10^{12}}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 162,66 \cdot 10^6} - \frac{89,8 \cdot 10^6 \cdot 12,6^2 \cdot 10^6}{8 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 162,66 \cdot 10^6} = 84 - 52 = 32 \leq 50 \text{ mm}$$

De dakligger voldoet

Controle kolom HE 260 A.

HE 260 A  $G = 0,695 \text{ kN/m}$   $A = 8682 \text{ mm}^2$   
 $I_y = 104,55 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$   $i_y = 110 \text{ mm}$   $W_y = 836,4 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$   
 $I_z = 36,68 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$   $i_z = 65 \text{ mm}$   $W_z = 282,1 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

Rekenwaarde belasting kolom 2 <sup>o</sup> verd.				
Rekenwaarde veranderlijke belasting:	$N_d =$	$1,5 \cdot$	$22,7 =$	$34,1 \text{ kN}$
Rekenwaarde permanente belasting:	$N_d =$	$1,2 \cdot$	$41,1 =$	$49,3 \text{ kN}$
Totaal:	$N_d =$			$83,4 \text{ kN}$

Normaalspanning:  $\sigma_d = N_d/A = 83,4 \cdot 10^3 / 8682 = 10 \text{ N/mm}^2$

Controle zwakke richting

Kniklengte in de zwakke richting:  $l_c = 3,6 \text{ m}$ ,

Eulerse knikkracht:  $F_E = \frac{\pi^2 \cdot EI_z}{l_c^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 36,68 \cdot 10^6}{3600^2} = 5866 \cdot 10^3 \text{ N}$

knikgetal:  $n = F_E/N_d = 5866/83,4 = 70$ , het knikgetal in de zwakke richting is groot.

In de zwakke richting grijpt de normaalkracht centrisch aan, de excentriciteit is gelijk aan:

$$e_d = M_d/N_d = 0.$$

De minimale excentriciteit volgt uit:  $e_{\min} > l_c/300$ ,  $e_{\min} > d/10$ ,  $e_{\min} > 10 \text{ mm}$ .

Met:  $d$  is de afmeting in de dwarsrichting van de kolom  
 $l_c$  is de kniklengte in de beschouwde richting.

Voor deze kolom in de zwakke richting geldt:  $e_{\min} > 3600/300 = 12 \text{ mm}$   
 $e_{\min} > 260/10 = 26 \text{ mm}$   
 $e_{\min} > 10 \text{ mm}.$

De in rekening te brengen minimale excentriciteit is gelijk aan:  $e_{\min} > 26 \text{ mm}.$

Moment:  $M_d = N_d * e = 83,4 * 10^3 * 26 = 2,16 * 10^6 \text{ Nmm} = 2,16 \text{ kNm}.$

Buigspanning in de zwakke richting:  $\sigma_d = \frac{M_d}{W_z} * \frac{n}{(n-1)} = \frac{2,16 * 10^6}{282,1 * 10^3} * \frac{70}{(70-1)} = 8 \text{ N/mm}^2$

Spanning ten gevolge normaalkracht en buiging:  $\sigma_d = 10 + 8 = 18 \leq 235 \text{ N/mm}^2$

Knik in de sterke richting van het profiel,  $l_c = 2,5 * l = 2,5 * 3,6 = 9,0 \text{ m}$

$$F_E = \frac{\pi^2 * EI_z}{l_c^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^5 * 36,68 * 10^6}{9000^2} = 2,675 * 10^6 \text{ N}$$

knikgetal:  $n = N_c/N_d = 2675/83,4 = 32$

Kolommoment, zie berekening ligger:  $M_{dk} = 117 \text{ kNm}$

Excentriciteit:  $e_d = M_d/N_d = 117/83,4 = 1,4 \text{ m}$

De in rekening te brengen minimale excentriciteit is gelijk aan  $e_{\min} > 26 \text{ mm}.$

Buigspanning in de sterke richting:  $\sigma_d = \frac{M_d}{W_y} * \frac{n}{(n-1)} = \frac{117 * 10^6}{836,4 * 10^3} * \frac{32}{(32-1)} = 144 \text{ N/mm}^2$

Spanning ten gevolge normaalkracht en buiging:  $\sigma_d = 10 + 144 = 154 \leq 235 \text{ N/mm}^2$

#### Wind

Windbelasting op het portaal:  $H_d = 1,5 * 6,2 = 9,3 \text{ kN}$

Verticaalkracht door het windmoment:  $V_d = H_d * h / l = 9,3 * 3,6 / 12,6 = 2,7 \text{ kN}$

Rekenwaarde permanente belasting:  $N_{d \text{ perm}} = 1,2 * 41,1 = 49,3 \text{ kN}$

Rekenwaarde normaalkracht perm. + wind:  $N_{d \text{ perm}} + V_d = 52,0 \text{ kN}$

Kolommoment door de windbelasting:  $M_{dk} = \frac{1}{2} H_d * 3,6 = 16,7 \text{ kNm}$

Kolommoment door de perm. belasting:  $M_{dk} = 117 * 49,3 / 83,4 = 69,2 \text{ kNm}$

Het totale kolommoment wind + perm. bel.:  $M_{dk} = 85,9 \text{ kNm}$

Voor de combinatie permanent + wind is zowel de normaalkracht als het moment kleiner dan de normaalkracht en het moment door de permanente en veranderlijke belasting, deze belastingcombinatie is niet maatgevend.

#### Horizontale vervorming van het portaal op de 2<sup>e</sup> verdieping.

Door de windbelasting zal het portaal vervormen. Met behulp van de mechanica is de vervorming te berekenen met:

$$u = \frac{H \cdot h^3}{3EI_k} + \frac{(H \cdot h) \cdot \frac{1}{2} l \cdot h}{3EI_{\text{ligger}}} \leq h/300 = 3600/300 = 12 \text{ mm}$$

$$u = \frac{\frac{1}{2} * 6,2 * 10^3 * 3,6^3 * 10^9}{3 * 2,1 * 10^5 * 104,66 * 10^6} + \frac{\frac{1}{2} * 6,21 * 10^3 * \frac{1}{2} * 12,6 * 10^3 * 3,6^2 * 10^6}{3 * 2,1 * 10^5 * 162,66 * 10^6} = 2,2 + 2,5 = 4,7 \text{ mm}$$

De vervorming van de bovenste verdieping mag niet meer zijn dan  $h/300 = 3600/300 = 12$  mm, hieraan wordt voldaan. De gekozen kolommen en ligger voor het bovenste portaal voldoen zowel aan de eisen voor de sterkte en de stijfheid. In bijlage 4 wordt een alternatief voor dit portaal berekend met een ligger en kolom IPE 360, hart op hart 3,6 m

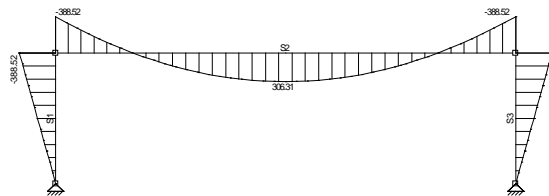
#### 4.4.2 Portaal op de begane grond.

Ligger HE 360 A, hart op hart 3,6 m, overspanning 12,6 m, kolom HE 360 A, lengte  $h = 3,6$  m,

$$\begin{array}{llll} \text{HE 360 A} & G = 1,14 \text{ kN/m.} & A = 14280 \text{ mm}^2 & \\ & I_y = 330,9 * 10^6 \text{ mm}^4 & i_y = 152 \text{ mm} & W_y = 1891 * 10^3 \text{ mm}^3 \\ & I_z = 78,87 * 10^6 \text{ mm}^4 & i_z = 74,3 \text{ mm} & W_z = 525,8 * 10^3 \text{ mm}^3 \end{array}$$

Representatieve belastingen vloerligger:			
Veranderlijke belasting:	q =	3,0 * 3,6 =	10,8 kN/m
permanente belasting:	q =	4,0 * 3,6 =	14,4 kN/m
eigengewicht ligger, HE 360 A:	q =	1,14 =	1,1 kN/m
Totaal:	q =		26,8 kN/m

Rekenwaarde belasting ligger HE 360 A				
Rekenwaarde veranderlijke belasting:	q <sub>d</sub> =	1,5 *	10,8 =	16,2 kN/m
Rekenwaarde permanente belasting:	q <sub>d</sub> =	1,2 *	14,4 + 1,14 =	18,7 kN/m
Totaal:	q <sub>d</sub> =			34,9 kN/m



Figuur 23 Rekenwaarde van de momenten in het portaal op de b.g. berekend met matrixframe

Momentensom halverwege de overspanning:  $M_{ds} = 34,9 * 12,6^2/8 = 693$  kNm

Kolommoment  $M_k$ :  $M_k = \frac{q * l^2 * k}{12 * (k+1)}$  met  $k = \frac{3 * EI_{kolom} * l}{2 * EI_{ligger} * h}$

$$k = \frac{3 * 2,1 * 10^5 * 330,9 * 10^6 * 12,6 * 10^3}{2 * 2,1 * 10^5 * 330,9 * 10^6 * 3,6 * 10^3} = 5,25$$

$$M_{dk} = \frac{34,9 * 12,6^2 * 5,25}{12 * (5,25 + 1)} = 388 \text{ kNm}$$

Het veldmoment volgt uit:  $M_{dv} = M_{ds} - M_{dk} \rightarrow M_{dv} = 693 - 388 = 305$  kNm

Buigspanning:  $\sigma_d = \frac{M_{dk}}{W_y} = \frac{388 * 10^6}{1891 * 10^3} = 205 \leq 235$  N/mm<sup>2</sup>

Schuifspanning:  $\tau_d = \frac{V_d}{\text{oppervlak lijf}} = \frac{1/2 * 34,9 * 12,6 * 10^3}{360 * 10} = 61 \leq 134$  N/mm<sup>2</sup>



### Controle van de vervorming van de ligger HE 360 A

Bijkomende doorbuiging:  $u \leq 0,004 * l = 0,004 * 12,6 * 10^3 = 51 \text{ mm}$

Doorbuiging in eindtoestand indien esthetisch eisen worden gesteld:

$$u \leq 0,004 * l = 0,004 * 12,6 * 10^3 = 51 \text{ mm}$$

Berekening doorbuiging in eindtoestand, belasting:  $q = 14,4 + 1,14 + 10,8 = 26,3 \text{ kN/m}$

De vervorming van een ligger op twee steunpunten met aan de uiteinden twee gelijke inklemmingsmomenten is gelijk aan:

$$u = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 EI} - \frac{M_k l^2}{8 EI}$$

Berekening kolommoment:  $M_k = \frac{26,3 * 12,6^2 * 5,255}{12 * (5,25 + 1)} = 292 \text{ kNm}$

$$u = \frac{5 * 26,3 * 12,6^4 * 10^{12}}{384 * 2,1 * 10^5 * 330,9 * 10^6} - \frac{292 * 10^6 * 12,6^2 * 10^6}{8 * 2,1 * 10^5 * 330,9 * 10^6} = 124 - 83 = 41 \leq 50 \text{ mm}$$

De ligger voldoet

### Controle kolom op de b.g. HE 360 A. lengte h = 3,6 m.

HE 360 A  $G = 1,14 \text{ kN/m}$   $A = 14280 \text{ mm}^2$   
 $I_y = 330,9 * 10^6 \text{ mm}^4$   $i_y = 152 \text{ mm}$   $W_y = 1891 * 10^3 \text{ mm}^3$   
 $I_z = 78,87 * 10^6 \text{ mm}^4$   $i_z = 74,3 \text{ mm}$   $W_z = 525,8 * 10^3 \text{ mm}^3$

Rekenwaarde belasting kolom b.g.				
Rekenwaarde veranderlijke belasting:	$N_d =$	$1,5 *$	$68 + 34 =$	$153,0 \text{ kN}$
Rekenwaarde permanente belasting:	$N_d =$	$1,2 *$	$258,1 =$	$309,7 \text{ kN}$
Totaal:	$N_d =$			$462,7 \text{ kN}$

Normaalspanning:  $\sigma_d = \frac{N_d}{A} = \frac{462,7 * 10^3}{8682} = 53 \text{ N/mm}^2$

### Controle zwakke richting

Kniklengte in de zwakke richting:  $l_c = 3,6 \text{ m}$ ,

Eulerse knikkracht:  $F_E = \frac{\pi^2 * EI_z}{l_c^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^5 * 78,87 * 10^6}{3600^2} = 12,613 * 10^6 \text{ N}$

knikgetal:  $n = F_E / N_d = 12613 / 462,7 = 27$ , het knikgetal in de zwakke richting is groot.

In de zwakke richting grijpt de normaalkracht centrisch aan, de excentriciteit is gelijk aan:

$$e_d = M_d / N_d = 0.$$

De minimale excentriciteit volgt uit:  $e_{\min} > l_c / 300$   
 $e_{\min} > d / 10$   
 $e_{\min} > 10 \text{ mm}$ .

Met

$d$  is de afmeting van de kolom in de dwarsrichting

$l_c$  is de kniklengte in de beschouwde richting.

Voor deze kolom in de zwakke richting geldt:  $e_{\min} > 3600 / 300 = 12 \text{ mm}$   
 $e_{\min} > 360 / 10 = 36 \text{ mm}$   
 $e_{\min} > 10 \text{ mm}$ .

De in rekening te brengen minimale excentriciteit is gelijk aan:  $e_{\min} > 36 \text{ mm}$ .

Moment:  $M_d = N_d * e = 462,7 * 10^3 * 36 = 16,7 * 10^6 \text{ Nmm} = 16,7 \text{ kNm}$ .

Buigspanning in de zwakke richting:  $\sigma_d = \frac{M_d}{W_z} \cdot \frac{n}{(n-1)} = \frac{16,7 \cdot 10^6}{525,8 \cdot 10^3} \cdot \frac{27}{(27-1)} = 33 \text{ N/mm}^2$

Spanning ten gevolge normaalkracht en buiging:  $\sigma_d = 53 + 33 = 86 \leq 235 \text{ N/mm}^2$

Sterke richting // portaal

Kolommoment, zie berekening ligger:  $M_{dk} = 388 \text{ kNm}$

Knik in de sterke richting van het profiel,  $l_c = 2,5 \cdot 3,6 = 9,0 \text{ m}$

$$F_E = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_c^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 330,9 \cdot 10^6}{9000^2} = 8467 \cdot 10^3 \text{ N}$$

knikgetal:  $n = N_c/N_d = 8467/462,7 = 18$

Buigspanning in de sterke richting:  $\sigma_d = \frac{M_d}{W_y} \cdot \frac{n}{(n-1)} = \frac{388 \cdot 10^6}{1891 \cdot 10^3} \cdot \frac{18}{(18-1)} = 217 \text{ N/mm}^2$

Spanning door normaalkracht en buiging:  $\sigma_d = 53 + 217 = 270 > 235 \text{ N/mm}^2$

Controle met windbelasting

Windbelasting op het portaal:  $H_d = 1,5 \cdot (6,2 + 12,5 + 12,5) = 46,8 \text{ kN}$

Rekenwaarde belastingen

Verticaalkracht door het windmoment:	$V_d = H_d \cdot h/1 = 46,8 \cdot 3,6/12,6 = 13 \text{ kN}$
Rekenwaarde permanente belasting:	$N_{d \text{ perm}} = 1,2 \cdot 258,1 = 310 \text{ kN}$
Rekenwaarde momentane belasting:	$N_{d \text{ mom}} = 1,5 \cdot 34 = \underline{51 \text{ kN}}$
Rekenwaarde normaalkracht:	$N_d = 374 \text{ kN}$

Normaalspanning:  $\sigma_d = \frac{N_d}{A} = \frac{374 \cdot 10^3}{8682} = 43 \text{ N/mm}^2$

Rekenwaarde momentane belasting:	$q_d = 1,5 \cdot \frac{1}{2} \cdot 10,8 = 8,1 \text{ kN/m}$
Rekenwaarde permanente belasting:	$q_d = 1,2 \cdot (14,4 + 1,14) = \underline{18,7 \text{ kN/m}}$
Totaal:	$q_d = 26,8 \text{ kN/m}$

Kolommoment, permanent + mom:  $M_{dk} = \frac{26,8 \cdot 12,6^2 \cdot 5,25}{12 \cdot (5,25 + 1)} = 298 \text{ kNm}$

Kolommoment door de windbelasting:  $M_{dk} = \frac{1}{2} H_d \cdot 3,6 = \underline{84 \text{ kNm}}$

Kolommoment door perm + mom + wind:  $M_{dk} = 382 \text{ kNm}$

Knik in de sterke richting van het profiel,  $l_c = 2,5 \cdot 3,6 = 9,0 \text{ m}$

$$F_E = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_c^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 330,9 \cdot 10^6}{9000^2} = 8467 \cdot 10^3 \text{ N}$$

knikgetal:  $n = N_c/N_d = 8467/374 = 23$

Buigspanning in de sterke richting:  $\sigma_d = \frac{M_d}{W_y} \cdot \frac{n}{(n-1)} = \frac{382 \cdot 10^6}{1891 \cdot 10^3} \cdot \frac{23}{(23-1)} = 211 \text{ N/mm}^2$

Spanning ten gevolge normaalkracht en buiging:  $\sigma_d = 43 + 211 = 254 > 235 \text{ N/mm}^2$ , voldoet niet. Vooral de buiging is bepalend.

### Scheefstand van het portaal.

Door de windbelasting zal het portaal vervormen. De scheefstand per verdieping is te berekenen met:

$$u = \frac{H \cdot h^3}{3EI_k} + \frac{(H \cdot h) \cdot \frac{1}{2} l \cdot h}{3EI_{ligger}} < h/300 = 3600/300 = 12 \text{ mm}$$

Per kolom is de over te dragen horizontale kracht in het onderste portaal:

$$H_{rep} = \frac{1}{2} (6,2 + 12,5 + 12,5) = 15,6 \text{ kN}$$

$$u = \frac{15,6 \cdot 10^3 \cdot 3,6^3 \cdot 10^9}{3 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 330,9 \cdot 10^6} + \frac{15,6 \cdot 10^3 \cdot \frac{1}{2} \cdot 12,6 \cdot 10^3 \cdot 3,6^2 \cdot 10^6}{3 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 330,9 \cdot 10^6} = 4 + 6 = 10 \text{ mm}$$

De vervorming van het portaal mag niet meer zijn dan  $h/300 = 3600/300 = 12 \text{ mm}$ . De kolom voldoet aan de eis voor de scheefstand maar niet aan de eis voor de sterkte. Kies een zwaardere kolom, bijvoorbeeld HE 400 A. In bijlage 5 wordt deze kolom gecontroleerd.

## 5 Evaluatie

In de praktijk zijn de verbindingen niet oneindig stijf. De verbindingen zullen door een moment roteren. Door de rotatie van de verbinding zal het kolommoment door een gelijkmatige belasting op de ligger afnemen. De kolommomenten door de horizontale belasting zullen echter niet afnemen. Verder leiden verende verbindingen tot grotere doorbuigingen van de ligger en een grotere scheefstand. Ervaren constructeurs kunnen de constructie optimaliseren door de stijfheden van de constructie-elementen en verbindingen op elkaar af te stemmen. Dit valt buiten het kader van het ontwerp. Het is interessant om beide constructies met elkaar te vergelijken ten aanzien van gewicht, kosten, gebruiksgemak.

- Uit de vergelijking van de gewichtsberekeningen voor de geschoorde en de ongeschoorde constructie blijkt dat de gewichten van de beide constructies weinig verschillen. De liggers van de ongeschoorde constructie zijn iets zwaarder, maar de kolommen van de ongeschoorde constructie zijn iets zwaarder dan bij de geschoorde constructie.
- Gezien de duurdere momentvaste verbindingen zal de kostprijs voor de ongeschoorde constructie hoger zijn dan de kostprijs voor de geschoorde constructie.
- De ongeschoorde constructie vergt minder hoge balken. Bij een gelijke vrije hoogte kan de verdiepingshoogte verminderd worden met circa 100 mm, hetgeen tot een besparing op de kosten van de gevel leidt.
- De geschoorde constructie heeft slankere kolommen, zodat het gebruiksoppervlak groter is.
- De schoren kunnen de indelingsvrijheid voor de ongeschoorde constructie verminderen. Als de schoren alleen in de gevels worden geplaatst is de belemmering minimaal. Beide constructies zijn dan qua indelingsvrijheid gelijkwaardig.
- Het ontwerpen van een ongeschoorde constructie is bewerklijker dan het ontwerpen van een geschoorde constructie. Raamwerkprogramma's als Matrixframe maken het ontwerpen minder arbeidsintensief [lit.2].

Tabel 1 Vergelijking van de benodigde profielen voor de geschoorde en ongeschoorde constructie

Onderdeel	Geschoord:	Ongeschoord
dakliggers	IPE 450 (of IPE 400)	IPE 360 A
liggers verdieping vloeren	HE 500 A	HE 360 A
kolommen dakverdieping	HE 180 A	HE 260 A (of IPE 360)
kolommen b.g., 1 <sup>e</sup> verdieping	HE 200 A (of HE 180 B)	HE 400 B
schoorconstructie	HE 220 B	

### Conclusies

Voor dit gebouw met drie verdiepingen is de invloed van de windbelasting op de dimensionering van de ongeschoorde portalen nog niet groot. De dimensies nodig voor de portalen in een ongeschoord

gebouw nemen sterk toe met de hoogte. Voor hogere gebouwen zal de voorkeur eerder uitgaan naar een geschoorde constructie. In Jellema deel 9, hoofdstuk 5 [lit. 3] wordt het Nissan gebouw beschreven, voor dit gebouw zou een geschoorde constructie tot een lichtere constructie en een lagere kostprijs leiden.

## **Literatuur**

1. Hart F., W. Henn, H. Sontag, Staalbouwatlas, Agon Elsevier, ISBN 90 10 10485 0;
2. Jong T.M. de, D.J.M. Van der Voordt, Ways to Study and Research, Urban, Architectural and Technical Design, DUP Science, ISBN 90 407 2332 X
3. Kamerling prof. ir. J.W. e.a. Jellema, Hogere Bouwkunde deel 9 – Utiliteitsbouw, ISBN 90 06 95052 1.

## Bijlagen ongeschoorde constructie

### Bijlage 5. Berekening alternatief voor het ongeschoorde portaal, dakverdieping

Dakverdieping, ligger IPE 360, kolom IPE 360

$$\begin{array}{llll} \text{IPE 360} & G = 0,58 \text{ kN/m.} & A = 7273 \text{ mm}^2 & \\ & I_y = 162,66 * 10^6 \text{ mm}^4 & i_y = 150 \text{ mm} & W_y = 904 * 10^3 \text{ mm}^3 \\ & I_z = 10,43 * 10^6 \text{ mm}^4 & i_z = 37,9 \text{ mm} & W_z = 122,8 * 10^3 \text{ mm}^3 \end{array}$$

Representatieve belastingen dakligger:			
veranderlijke belasting:	q =	1,0 * 3,6 =	3,6 kN/m
permanente belasting:	q =	1,25 * 3,6 =	4,5 kN/m
eigengewicht ligger, IPE 360:	q =	0,58	<u>0,6 kN/m</u>
Totaal:	q =		8,7 kN/m

Rekenwaarde belasting dakligger IPE 360				
Rekenwaarde veranderlijke belasting:	q <sub>d</sub> =	1,5 *	3,6 =	5,4 kN/m
Rekenwaarde permanente belasting:	q <sub>d</sub> =	1,2 *	(4,5 + 0,58) =	<u>6,1 kN/m</u>
Totaal:	q <sub>d</sub> =			11,5 kN/m

Momentensom halverwege de overspanning:  $M_{ds} = 11,5 * 12,6^2 / 8 = 228 \text{ kNm}$

Kolommoment  $M_k$ :  $M_k = \frac{q * l^2 * k}{12 * (k+1)}$  met  $k = \frac{3 * EI_{kolom} * l}{2 * EI_{ligger} * h}$

$$k = \frac{3 * 2,1 * 10^5 * 12,6 * 10^3}{2 * 2,1 * 10^5 * 3,6 * 10^3} = 5,25$$

$$M_{dk} = \frac{11,5 * 12,6^2 * 5,25}{12 * (5,25 + 1)} = 128 \text{ kNm}$$

Het veldmoment volgt uit:  $M_v = M_s - M_k \rightarrow M_{dv} = 228 - 128 = 100 \text{ kNm}$

Buigspanning:  $\sigma_d = \frac{M_d}{W_y} = \frac{128 * 10^6}{904 * 10^3} = 141 \leq 235 \text{ N/mm}^2$

Schuifspanning:  $\tau_d = \frac{V_d}{\text{oppervlak lijf}} = \frac{1/2 * 11,5 * 12,6 * 10^3}{360 * 8} = 25 \leq 134 \text{ N/mm}^2$

#### Controle van de vervorming dakligger IPE 360

Bijkomende doorbuiging:  $u \leq 0,004 * l = 0,004 * 12,6 * 10^3 = 51 \text{ mm}$

Doorbuiging in eindtoestand:  $u \leq 0,004 * l = 0,004 * 12,6 * 10^3 = 51 \text{ mm}$

Berekening doorbuiging in eindtoestand, belasting:  $q = 4,5 + 0,58 + 3,6 = 8,7 \text{ kN/m}$

De vervorming van een ligger op twee steunpunten met aan de uiteinden een identiek inklemmingsmoment volgt uit:

$$u = \frac{5 * q * l^4}{384 EI} - \frac{M_k l^2}{8 EI}$$

Berekening kolommoment:  $M_k = \frac{8,7 * 12,6^2 * 5,25}{12 * (5,25 + 1)} = 97 \text{ kNm}$

$$u = \frac{5 * 8,7 * 12,6^4 * 10^{12}}{384 * 2,1 * 10^5 * 162,66 * 10^6} - \frac{97 * 10^6 * 12,6^2 * 10^6}{8 * 2,1 * 10^5 * 162,66 * 10^6} = 84 - 56 = 28 \leq 50 \text{ mm}$$

De dakligger voldoet

### Controle kolom IPE 360.

$$\begin{array}{llll} \text{IPE 360} & G = 0,58 \text{ kN/m.} & A = 7273 \text{ mm}^2 & \\ & I_y = 162,66 * 10^6 \text{ mm}^4 & i_y = 150 \text{ mm} & W_y = 904 * 10^3 \text{ mm}^3 \\ & I_z = 10,43 * 10^6 \text{ mm}^4 & i_z = 37,9 \text{ mm} & W_z = 122,8 * 10^3 \text{ mm}^3 \end{array}$$

Belastingen volgens gewichtsberekening

Rekenwaarde belasting kolom 2<sup>e</sup> verd.

Rekenwaarde veranderlijke belasting:  $N_d = 1,5 * 22,7 = 34,1 \text{ kN}$

Rekenwaarde permanente belasting:  $N_d = 1,2 * 41,1 = 49,3 \text{ kN}$

Totaal:  $N_d = 83,4 \text{ kN}$

Normaalspanning:  $\sigma_d = N_d/A = 83,4 * 10^3 / 7273 = 11 \text{ N/mm}^2$

### Controle zwakke richting

Kniklengte in de zwakke richting:  $l_c = 3,6 \text{ m}$ ,

Eulerse knikkraft:  $F_E = \frac{\pi^2 * EI_z}{l_c^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^5 * 10,43 * 10^6}{3600^2} = 1,668 * 10^6 \text{ N}$

knikgetal:  $n = F_E/N_d = 1668/83,4 = 20$

In de zwakke richting grijpt de normaalkracht centrisch aan, de excentriciteit is gelijk aan:  $e_d = M_d/N_d = 0$ .

De minimale excentriciteit volgt uit:  $e_{\min} > l_c/300$   
 $e_{\min} > d/10$   
 $e_{\min} > 10 \text{ mm}$ .

Met d is de dwars afmeting van de kolom en  $l_c$  is de kniklengte in de beschouwde richting.

Voor deze kolom in de zwakke richting geldt:  $e_{\min} > 3600/300 = 12 \text{ mm}$   
 $e_{\min} > 180/10 = 18 \text{ mm}$   
 $e_{\min} > 10 \text{ mm}$ .

De in rekening te brengen minimale excentriciteit is gelijk aan:  $e_{\min} > 18 \text{ mm}$ .

Moment:  $M_d = N_d * e = 83,4 * 10^3 * 18 = 1,5 * 10^6 \text{ Nmm} = 1,5 \text{ kNm}$ .

Buigspanning in de zwakke richting:  $\sigma_d = \frac{M_d}{W_z} * \frac{n}{(n-1)} = \frac{1,5 * 10^6}{122,8 * 10^3} * \frac{20}{(20-1)} = 13 \text{ N/mm}^2$

Spanning ten gevolge normaalkracht en buiging:  $\sigma_d = 11 + 13 = 24 \leq 235 \text{ N/mm}^2$

### Controle // portaal

Knik in de sterke richting van het profiel,  $l_c = 2,5 * l = 9,0 \text{ m}$

$$F_E = \frac{\pi^2 * EI_y}{l_c^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^5 * 162,66 * 10^6}{9000^2} = 4,16 * 10^6 \text{ N}$$

knikgetal:  $n = F_E/N_d = 4160/83,4 = 50$

Kolommoment, zie berekening ligger:  $M_{dk} = 128 \text{ kNm}$

De excentriciteit is gelijk aan:  $e_d = M_d/N_d = 128/83,4 = 1,53 \text{ m} = 1530 \text{ mm} > e_{\min}$ .

Buigspanning in de sterke richting:  $\sigma_d = \frac{M_d}{W_y} \cdot \frac{n}{n-1} = \frac{128 \cdot 10^6}{904 \cdot 10^3} \cdot \frac{50}{50-1} = 142 \text{ N/mm}^2$

Spanning ten gevolge normaalkracht en buiging:  $\sigma_d = 11 + 142 = 153 \leq 235 \text{ N/mm}^2$

Windbelasting op het portaal:  $H_d = 1,5 \cdot 6,2 = 9,3 \text{ kN}$

Rekenwaarde normaalkracht perm + wind			
Verticaalkracht door het windmoment	$V_d = H_d \cdot h/l$	$9,3 \cdot 3,6/12,6 =$	2,7 kN
Rekenwaarde permanente belasting:	$N_{d \text{ perm}} =$	$1,2 \cdot 41,1 =$	49,3 kN
Totaal:	$N_{d \text{ perm}} + V_d =$		52,0 kN

Rekenwaarde kolommoment perm. + wind:			
Kolommoment door de windbelasting:	$M_{d \text{ k}} =$	$\frac{1}{2} H_d \cdot 3,6$	16,7 kNm
Kolommoment door de permanente belasting:	$M_{d \text{ k}} =$	$128 \cdot 49,3/83,4 =$	75,7 kNm
Totaal kolommoment:	$M_{d \text{ k}} =$		85,9 kNm

Voor de combinatie permanent + wind is zowel de normaalkracht als het moment kleiner dan de normaalkracht en het moment door de permanente en veranderlijke belasting, zodat deze belastingcombinatie niet maatgevend is.

#### Horizontale vervorming van het portaal op de 2<sup>e</sup> verdieping.

Door de windbelasting zal het portaal vervormen. Met de mechanica wordt de scheefstand berekend met:

$$u = \frac{H \cdot h^3}{3 EI_k} + \frac{(H \cdot h) \cdot \frac{1}{2} l \cdot h}{3 EI_{\text{ligger}}} \leq h/300 = 3600/300 = 12 \text{ mm}$$

$$u = \frac{\frac{1}{2} \cdot 6,2 \cdot 10^3 \cdot 3,6^3 \cdot 10^9}{3 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 162,66 \cdot 10^6} + \frac{\frac{1}{2} \cdot 6,2 \cdot 10^3 \cdot \frac{1}{2} \cdot 12,6 \cdot 10^3 \cdot 3,6^2 \cdot 10^6}{3 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 162,66 \cdot 10^6} = 1,4 + 2,5 = 3,9 \text{ mm}$$

De vervorming van de bovenste verdieping mag niet meer zijn dan  $h/300 = 3600/300 = 12 \text{ mm}$ , hieraan wordt voldaan. De gekozen kolommen en ligger voor het bovenste portaal voldoen zowel aan de eisen voor de sterkte en de stijfheid.

#### **Bijlage 6 Controle kolom op de begane grond HE 400 B**

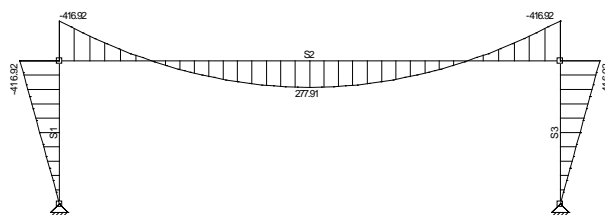
HE 400 B  $G = 1,58 \text{ kN/m}$        $A = 19780 \text{ mm}^2$   
 $I_y = 576,8 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$        $i_y = 171 \text{ mm}$        $W_y = 2884 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$   
 $I_z = 108,19 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$        $i_z = 74 \text{ mm}$        $W_z = 721,3 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

Rekenwaarde belasting kolom b.g.       $N_d = 462,7 \text{ kN}$   
 Momentensom halverwege de overspanning:       $M_{ds} = 34,9 \cdot 12,6^2/8 = 693 \text{ kNm}$

Kolommoment  $M_k$ :  $M_k = \frac{q \cdot l^2 \cdot k}{12 \cdot (k+1)}$  met  $k = \frac{3 \cdot EI_{\text{kolom}} \cdot l}{2 \cdot EI_{\text{ligger}} \cdot h}$

$$k = \frac{3 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 576,81 \cdot 10^6 \cdot 12,6 \cdot 10^3}{2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 330,9 \cdot 10^6 \cdot 3,6 \cdot 10^3} = 9,2$$

$$M_{dk} = \frac{34,9 \cdot 12,6^2 \cdot 9,2}{12 \cdot (9,2 + 1)} = 417 \text{ kNm}$$



Bijlage 6, figuur 1: Rekenwaarde van de momenten in het portaal op de b.g. berekend met matrixframe

Knik in de zwakke richting van het profiel,  $l_c = 3,6$  m

Slankheid:  $\lambda = l_c/i_z = 3600/74 = 49$ ,  $\omega = 0,7$  (zie tabel 1)

Normaalspanning:  $\sigma_d = \frac{N_d}{A} = \frac{462,7 \cdot 10^3}{19780} = 23 \text{ N/mm}^2$

Knik in de sterke richting van het profiel,  $l_c = 2,5 \cdot 3,6 = 9,0$  m

$F_E = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_c^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 576,81 \cdot 10^6}{9000^2} = 14,8 \cdot 10^6 \text{ N}$

knikgetal:  $n = N_c/N_d = 14800/462,7 = 32$

Buigspanning in de sterke richting:  $\sigma_d = \frac{M_d}{W_y} \cdot \frac{n}{(n-1)} = \frac{417 \cdot 10^6}{2884 \cdot 10^3} \cdot \frac{32}{(32-1)} = 149 \text{ N/mm}^2$

Spanning door normaalkracht en buiging:  $\sigma_d = 23 + 149 = 172 \leq 235 \text{ N/mm}^2$

#### Controle met windbelasting

Windbelasting op het portaal:  $H_d = 1,5 \cdot (6,2 + 12,5 + 12,51) = 46,8 \text{ kN}$

Rekenwaarde belastingen				
Verticaalkracht door het windmoment:	$V_d =$	$H_d \cdot h/1 =$	$46,8 \cdot 3,6/12,6 =$	13 kN
Rekenwaarde permanente belasting:	$N_{d \text{ perm}}$		$1,2 \cdot 258,1 =$	310 kN
Rekenwaarde momentane belasting:	$N_{d \text{ mom}}$		$1,5 \cdot 34 =$	51 kN
Rekenwaarde normaalkracht:	$N_d$			374 kN

Normaalspanning:  $\sigma_d = \frac{N_d}{A} = \frac{374 \cdot 10^3}{19780} = 19 \text{ N/mm}^2$

Rekenwaarde permanent + momentane belasting:  $q_d = 26,8 \text{ kN/m}$

Kolommoment, permanent + mom.:  $M_{d,k} = \frac{26,8 \cdot 12,6^2 \cdot 9,2}{12 \cdot (9,2 + 1)} = 320 \text{ kNm}$

Kolommoment door de windbelasting:  $M_{d,k} = \frac{1}{2} H_d \cdot 3,6 = 84 \text{ kNm}$

Kolommoment door perm. + mom.+ wind:  $M_{d,k} = 404 \text{ kNm}$



Knik in de sterke richting van het profiel,  $l_c = 2,5 * 3,6 = 9,0$  m

$$F_E = \frac{\pi^2 * EI}{l_c^2} = \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^5 * 576,81 * 10^6}{9000^2} = 14,8 * 10^6 \text{ N}$$

knikgetal:  $n = N_c/N_d = 14800/374 = 32$

Buigspanning in de sterke richting:  $\sigma_d = \frac{M_d}{W_y} * \frac{n}{(n-1)} = \frac{404 * 10^6}{2884 * 10^3} * \frac{32}{(32-1)} = 140 \text{ N/mm}^2$

Spanning ten gevolge normaalkracht en buiging:  $\sigma_d = 19 + 140 = 159 \leq 235 \text{ N/mm}^2$

De kolom voldoet aan de sterkte eis. Daar de eerder gecontroleerde kolom 360 A voldoet aan de eis voor de stijfheid, kan worden aangenomen dat de kolom HE 400 B ook voldoet aan de eis voor de stijfheid.