

Bibliotheek TUDelft

Analyse draagconstructie

ir. M.W.Kamerling

23-09-2014



Bibliotheek TUDelft, Analyse draagconstructie

Introductie

In dit dictaat wordt de constructie van de universiteitsbibliotheek in Delft geanalyseerd. Voor constructieonderdelen worden spanningen en vervormingen berekend om een indicatie te krijgen van het draagvermogen van de draagconstructie. Om aan te sluiten bij het onderwijs op de faculteit bouwkunde zijn de berekeningen vereenvoudigd en gebaseerd op de lineaire elasticiteitstheorie.

Inhoud:

Hoofdstuk 1: Het ontwerpen, dimensioneren en valideren van constructie toegelicht

Hoofdstuk 2: De dakconstructie

Hoofdstuk 3: De kantoorvleugel

Hoofdstuk 4 : De stabiliteit van de kantoorvleugel

Hoofdstuk 5: Dilataties

Hoofdstuk 6 : De constructie van de kegel

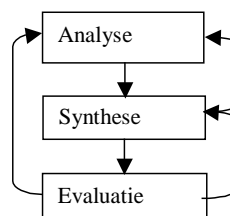
Literatuur

Bijlage 1

Bijlage 2

1 Het ontwerpen, dimensioneren en valideren van constructies

Een gebouw kan niet zonder een belastingdragend systeem. De draagconstructie is net als een skelet voor een gewerveld dier de basis. Een goed ontworpen constructie draagt bij aan het gebruik en versterkt de architectonische vormgeving. Een draagconstructie wordt gezamenlijk ontworpen door de architect en de adviseur. In principe is de ontwerpprocedure voor het ontwerpen van een constructie gelijk aan de procedure voor een gebouw, kunstwerk of gebruiksvoorwerp. In het ontwerpproces kan men drie fasen onderscheiden: de analyse, synthese en evaluatie, zie *figuur 1*. Voor het ontwerp van de draagconstructie wordt in de eerste fase de mogelijkheden voor de krachtsafdracht geanalyseerd. Onderzocht wordt waar steunpunten en stabiliteitsvoorzieningen geplaatst kunnen worden en hoe groot de belastingen op vloeren en daken zijn. Vooral de overspanningen van vloeren en daken hebben veel invloed op het materiaalgebruik van de constructie. In de tweede fase, de synthese, worden systemen bedacht om de belastingen op het gebouw af te voeren naar de ondergrond. Tenslotte worden in de derde fase, de evaluatie, criteria opgesteld, de alternatieven geselecteerd en het ontwerpproces en het ontwerp geëvalueerd. Door het opstellen van selectiecriteria kan het programma worden aangescherpt en het ontwerp verbeterd worden. Verschillende alternatieven kunnen worden gecombineerd tot een nieuwe ontwerp dat beter voldoet aan de eisen. Doorgaans is het proces cyclisch en ontstaat het eindproduct pas nadat het ontwerpproces enkele malen is doorlopen.



Figuur 1. Het ontwerpproces.

Voor de vormgeving is het bepalen van de afmetingen essentieel. Met kengetallen worden in het prille begin van het ontwerpproces globaal de afmetingen van constructie-elementen geschat. Eenvoudigheidshalve 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 gecontroleerd. Constructiematerialen verschillen qua sterkte, stijfheid, materiaaleigenschappen, gedrag en verschijningsvorm. 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 blijft het noodzakelijk dat de architect met de constructeur meedenkt, zodat de constructie 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 ontwerp stadium 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.

Gebouwanalyse

De analyse van een bestaand gebouw heeft overeenkomsten maar ook verschillen met de analyse van het ontwerpproces. Voor de analyse van een bestaand gebouw kunnen de volgende fasen worden onderscheiden:

1. Inventariseren en waarnemen
2. Ordenen en schematiseren
3. Verklaren en onderbouwen
4. Beoordelen
5. Evalueren

Voor de draagconstructie kunnen deze fasen als volgt worden geïnterpreteerd:

Inventariseren en waarnemen

in deze fase gaat het om het zien en herkennen van de bouwdelen, de constructieve elementen en de verbindingen. De bevindingen worden in plattegronden en doorsneden gevisualiseerd. Inventariseer de bouwdelen die in het gebouw kunnen worden onderscheiden en bepaal de constructieve elementen waaruit deze bouwdelen zijn samengesteld. Visualiseer de constructie met plattegronden en doorsneden. Geef in de plattegronden eventuele dilataties en de krachtafdracht van de vloeren aan. Maak een draadmodel met de afdracht van de horizontale belastingen. Daarnaast gaat het ook om de dimensionering van de elementen, vergelijk de afmetingen van de elementen met de dimensies voortkomende uit de vuistregels.

Ordenen en schematiseren

In deze fase worden de elementen geordend en geschematiseerd. De constructie elementen worden ingedeeld volgens de typologie van de constructieve elementen. De belastingen worden bepaald en in constructie schema's weergegeven.

Verklaren en onderbouwen

In deze fase worden de krachten en momenten worden bepaald die op de constructieve elementen aangrijpen. Vervolgens worden vervormingen en spanningen bepaald.

Beoordelen

In deze fase wordt de kwaliteit van de constructie beoordeeld. Is de vormverandering van de constructie in overeenstemming is met het gebruik en de afbouw constructie? Heeft de constructie voldoende incasseringsvermogen om een calamiteit te weerstaan? heeft de constructie enige overcapaciteit om een functieverandering mogelijk te maken. Kan het gebouw worden vergroot met

een uitbreiding naast of op het bestaande gebouw? Is de constructie duurzaam is qua materiaalgebruik. Beschouw de energiebehoefte nodig voor de productie, het transport, de assemblage en de montage? Zijn de elementen na het verstrijken van de levensduur eenvoudig te demonteren en opnieuw te gebruiken?

Evalueren

In de laatste fase vindt de evaluatie van het totaal ontwerp en de afstemming en integratie van de deelontwerpen van de draagconstructie, afbouwconstructie en klimaatsysteem plaatst. Past de constructie bij het architectonisch concept? Is het ontwerp van de draagconstructie, de bouwkundige constructie en het klimaatsysteem afgestemd op het functioneel en architectonisch ontwerp?

Dimensioneren

Constructies worden meestal gedimensioneerd met kengetallen en vuistregels. In de vuistregels worden slechts enkele aspecten meegenomen, de andere aspecten worden verwaarloosd. Vuistregels zijn per definitie onnauwkeurig.

Vuistregels en kengetallen

Prefab. beton

prefab. kanaalplaten:	$t = \ell/35$ à $t = \ell/40$
prefab. voorgespannen dakligger:	$h = \ell/18$ à $h = \ell/20$
prefab. voorgespannen balk:	$h = \ell/15$ à $h = \ell/20$

Kengetallen beton, in het werk gestort

betonvloer twee zijden vrij opgelegd ¹ :	$t = \ell/25$ a $\ell/30$
betonvloer vier zijden vrij opgelegd ² :	$t = \ell/25$
doorgaande betonvloer ² :	$t = 0,85 \times \ell/25$
puntvormig ondersteunde vloeren ² :	$t = \ell/25$
betonnen ligger ² :	$h = \ell/10$ à $h = \ell/12$ $b = h/2$ à $b = h/3$
betonnen kolom ³ :	$d = \ell/10$ à $d = \ell/12$
schorende betonnen schijf, gebouwhoogte h_t :	$a = h_t/5$ à $a = h_t/6$
dikte, verdiepingshoogte h :	$t = h/18$ à $t = h/20$

Kengetallen staal:

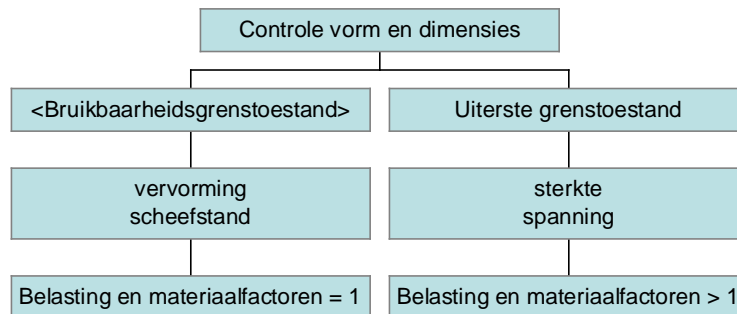
staalplaat betonvloer ² ;	$t = \ell/30$
ligger IPE ⁴ ;	$h = \ell/18$ à $h = \ell/26$
ligger HE ⁴ ;	$h = \ell/25$ à $h = \ell/30$
kolom laagbouw, HE, koker, buis ⁴ :	$d = \ell/20$ à $d = \ell/25$

¹ Jellema 9, 3.7; ² Jellema 9, 5.4; ³ Jellema 9, 4.9; ⁴ Jellema 9, fig. 4.64.

Controle van de afmetingen van draagconstructies

In de normen worden twee grenstoestanden onderscheiden: de bruikbaarheid grenstoestand en de uiterste grenstoestand. 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 grenstoestand. Voor de uiterste grenstoestand wordt gerekend met de rekenwaarden van de belastingen en materiaaleigenschappen. De belastingen worden dan met een belastingfactor γ_f vermenigvuldigd en de materiaaleigenschappen worden door een materiaalfactor γ_m gedeeld. Voor de bruikbaarheid grenstoestand 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 gebruikstoestand gelijk aan 1,0. Ter wille van de eenvoud wordt in de volgende voorbeelden voor de uiterste grenstoestand 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.

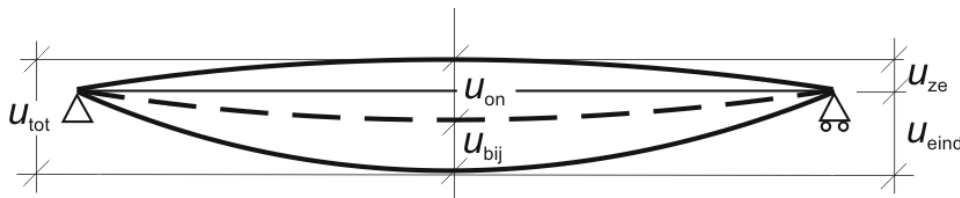


Schema, controle constructie elementen

De bruikbaarheid grenstoestand

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

Daken	bijkomende doorbuiging:	$u_{bij} \leq 0.004 * l_{rep}$
	zakking in de eindtoestand, 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 eindtoestand:	$u_{eind} \leq 0.004 * l_{rep}$



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

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

u_{on} = de onmiddellijke doorbuiging optredende na het aanbrengen van de permanente belasting.

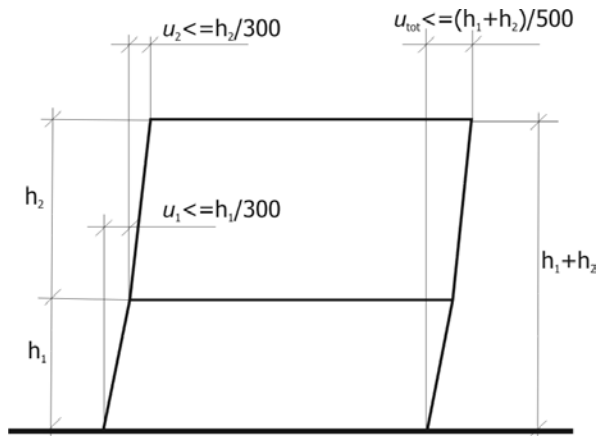
u_{bij} = de bijkomende doorbuiging, deze wordt berekend door de totale doorbuiging u_{tot} te verminderen met de onmiddellijk optredende doorbuiging u_{on} :

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

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 , $i = 1, 2, \dots$: $u \leq h_i/300$
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.

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;

De spanningscontrole

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

3. Controleer of het uiterst draagvermogen in de elementen niet wordt overschreden.

trekspanning;

$$\sigma_{td} = N_d/A$$

buigspanning:

$$\sigma_{md} = M_d/W$$

drukspanning:

$$\sigma_{cd} = N_d/A$$

schuifspanning, algemeen:

$$\tau_d = V_d \times S/(b \times l)$$

maximale schuifspanning in een rechthoekig doorsnede:

$$\tau_d = 1.5 \times V_d/(b \times h)$$

schuifspanning in een slanke I-vormige doorsnede:

$$\tau_d = V_d/(h \times t)$$

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 c wordt de drukspanning aangeduid;
- Met het subscript t wordt de trekspanning aangeduid;
- Met subscript rep wordt aangeduid dat het gaat om een representatieve waarde;
- Met subscript d wordt de rekenwaarde aangeduid, de belastingfactor of de materiaalfactor is dan verdisconteerd. Voor de rekenwaarde en de representatieve waarde van een normaalkracht geldt bijvoorbeeld: $N_d = N_{rep} \times \gamma_f$, met γ_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:

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

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;
- γ_m = de materiaalfactor ter verdiscontering van de spreiding van de materiaaleigenschappen.

Per materiaal verschillen de waarden voor f_d , k_x , f_{rep} en γ_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:	σ_{td}	$\leq f_{td}$
buigspanning:	σ_{md}	$\leq f_{md}$
drukspanning:	σ_{cd}	$\leq f_{cd}$
schuifspanning:	τ_d	$\leq f_{vd}$
spanning door buiging en trek:	$\frac{\sigma_{td}}{f_{td}} + \frac{\sigma_{md}}{f_{md}}$	≤ 1
spanning door druk en buiging	$\frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} + \frac{n}{n-1} \frac{\sigma_{md}}{f_{md}}$	≤ 1

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

De Eulerse knikkraft volgt uit:
$$F_E = \frac{\pi^2 \times EI}{l_c^2}$$

In principe wordt een kolom vrijwel altijd excentrisch belast. De excentriciteit van de belasting volgt uit $e_d = M_d / N_d$. De drukspanning met inbegrip van het tweede orde effect wordt nu gecontroleerd met:

$$\frac{N_d}{A \times f_{cd}} + \frac{n}{n-1} \frac{N_d \times e_d}{W \times f_{md}} \leq 1$$

Het tweede orde effect wordt in deze formule verdisconteerd in de spanningscontrole waarbij met de factor $n/(n-1)$ de spanning door het moment wordt vergroot.

Het kan zijn dat de excentriciteit van de belasting erg klein is. Men moet controleren of de excentriciteit e niet kleiner is dan de minimale excentriciteit, $e_d > e_{\min}$. Is de excentriciteit e_d kleiner dan de minimale excentriciteit reken dan met de minimale excentriciteit. Is de excentriciteit e_d groter dan de minimale excentriciteit reken dan met deze excentriciteit e_d . De minimale excentriciteit e_{\min} volgt uit de grootste waarde van [$e_{\min} > l/300$; $e_{\min} > t/10$; $e_{\min} > 10 \text{ mm}$].

De sterktecontrole voor staalconstructies

Constructiestaal kent de kwaliteiten S235, S275, S355, S420 en S460. De rekenwaarde van de uiterste spanningen worden bepaald met: $f_d = k_x \times f_{\text{rep}} / \gamma_m$

- f_d = de rekenwaarde van de spanning;
- k_x = een modificatie factor afhankelijk van de materiaaleigenschappen voor staal geldt:
 $k_x = 1,0$
- γ_m = de materiaalfactor, voor constructiestaal is deze gelijk aan 1,0;
- f_{rep} = de representatieve spanning;

Substitutie geeft: $f_d = k_x \times f_{\text{rep}} / \gamma_m = 1,0 \times f_{\text{rep}} / 1,0 = f_{\text{rep}}$

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

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

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_{rep} .

Voor S235 geldt bijvoorbeeld: $f_d = f_{\text{rep}} = 235 \text{ N/mm}^2$

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

De sterktecontrole voor betonconstructies

Beton kent de kwaliteiten C12/15 tot en met C50/60. De rekenwaarde van de uiterste drukspanningen worden bepaald met: $f_{cd} = k_x \times f_{ck} / \gamma_m$

- f_{cd} = de rekenwaarde van de drukspanning;
- k_x = een modificatie factor afhankelijk van de materiaaleigenschappen.
Voor de druksterkte van betonconstructies is deze gelijk aan 1.0: $k_x = 1,0$;
- γ_m = de materiaalfactor, voor beton is deze gelijk aan 1.5;
- f_{ck} = de cilinder druksterkte, deze wordt bepaald door een aantal cilinders te beproeven.
In de kwaliteitsaanduiding is dit het eerste getal, het tweede getal is de kubus druksterkte.

Substitutie geeft: $f_{cd} = k_x \times f_{ck} / \gamma_m = 1,0 \times f_{\text{rep}} / 1,5$

Voor in het werk gestort beton is de kwaliteit doorgaans C25/30: $f_{cd} = 25/1,5 = 16,7 \text{ N/mm}^2$

Voor prefab beton is de kwaliteit doorgaans C40/50: $f_{cd} = 40/1,5 = 26,7 \text{ N/mm}^2$

De opneembare dwarskracht wordt bepaald door een aantal factoren, als de betonkwaliteit de langs wapening en de dwarskracht wapening. Ter vereenvoudiging de volgende benadering voor ontwerpberekeningen.

Bereken voor de betonconstructie de gemiddelde schuifspanning in de doorsnede: $\tau_d = V_d / (b \times h)$

De schuifspanning mag ook als de betonconstructie gewapend wordt met dwarskrachtwapening niet groter zijn dan de bovengrenswaarde τ_2 . De bovengrens voor de schuifspanning, τ_2 , wordt bepaald door de dwarskrachtwapening, de betonkwaliteit f_{ck} en de druksterkte f_{cd} .

$$\tau_2 = 0.24 \times (1 - f_{ck}/250) \times f_{cd}$$

$$\text{C25/30 } f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2, f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2, \tau_2 \leq 0.24 \times (1 - 25/250) 16.7 = 3.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{C40/50 } f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2, f_{cd} = 26.7 \text{ N/mm}^2, \tau_2 \leq 0.24 \times (1 - 40/250) 16.7 = 5.4 \text{ N/mm}^2$$

Balken worden altijd voorzien van dwarskrachtwapening, vloeren worden meestal niet gewapend met dwarskrachtwapening. Er is geen dwars kracht wapening nodig als geldt: $V_d / (b \times h) < \tau_1$

De constructie moet worden gewapend met dwarskrachtwapening als geldt: $\tau_1 < V_d / (b \times h) < \tau_2$

De schuifspanning τ_1 wordt bepaald door onder andere de hoogte van de doorsnede, de betonkwaliteit en de langs wapening. Voor $h = 200 \text{ mm}$: $\tau_1 = 0.45 \text{ N/mm}^2$

$$\text{Voor } h = 750 \text{ mm}: \tau_1 = 0.30 \text{ N/mm}^2$$

De elasticiteitsmodulus wordt bepaald door de betonkwaliteit. Voor een kortdurend belaste ongescheurde constructie is de elasticiteitsmodulus gelijk aan:

$$\text{C25/30 } E_{rep} = 31000 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{C40/50 } E_{rep} = 35000 \text{ N/mm}^2$$

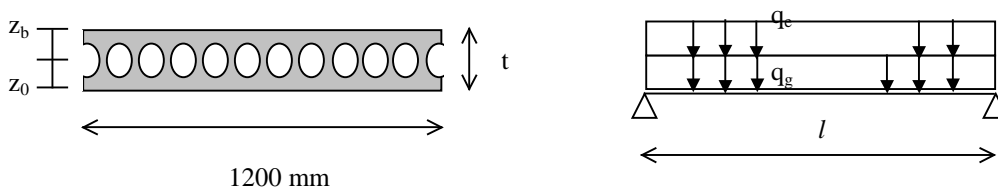
De stijfheid van gewapend beton neemt aanzienlijk af door scheurvorming. Door de kruip nemen de vervormingen toe. De kruipfactor wordt beïnvloed door verschillende factoren als het milieu, de grootte van de doorsnede, de ouderdom bij belasten. De kruipfactor varieert in de praktijk van $\phi = 1$ tot $\phi = 4$.

2 De dakconstructie van de hal van de bibliotheek

De constructie van het hellende dak bestaat uit kanaalplaten, geïntegreerde liggers en stalen kolommen. De constructie is geschoord. Achtereenvolgend wordt voor deze constructie het draagvermogen van de platen, liggers en de kolommen wordt onderzocht.

Validatie dakplaat

Kanaalplaten $t = 200 \text{ mm}$, overspanning 7.2 m . De platen worden ondersteund met geïntegreerde liggers met een overspanning $l = 7.2 \text{ m}$.



Figuur 4: Doorsnede en schema kanaalplaat

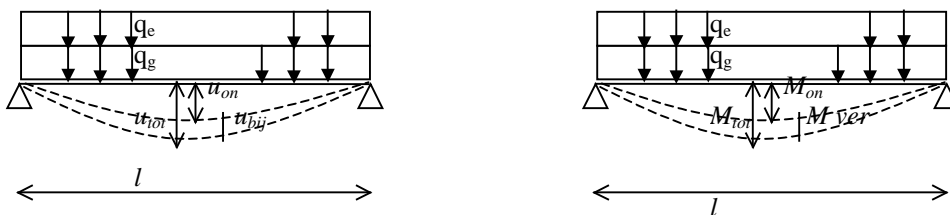
1.1 Belastingen

Veranderlijke belasting:	5.0 kN/m ²
Afwerking, grond:	1,0 kN/m ²
druklaag:	1,0 kN/m ²
Eigen gewicht:	3.0 kN/m ²

Rekenwaarde belasting voor een breedte van 1.0 m : $q_d = 1.2 \times 5.0 + 1.5 \times 5.0 = 13.5 \text{ kN/m}^2$

Plaat: VBI A 200

$z_b = 99 \text{ mm}$, $z_o = 101 \text{ mm}$, breedte 1.2 m: $A = 144623 \text{ mm}^2$, $I = 680 \times 10^6 \text{ mm}^4$,
 Voor een breedte van 1,0 m: $A = 120519 \text{ mm}^2/\text{m}$, $I = 567 \times 10^6 \text{ mm}^4/\text{m}$.



Figuur 5: Belastingenschema kanaalplaat

Voor een breedte van 1.0 m: $M_d = q_d \times l^2 / 8 = 13.5 \times 7.2^2 / 8 = 87.5 \text{ kNm}$

Betonkwaliteit C40/50, $f_c = 26.7 \text{ N/mm}^2$

Optredende spanning: $\sigma_d = M_d / W = 87.5 \times 10^6 \times 101 / 567 \times 10^6 = 15.6 \text{ N/mm}^2 < 26.7 \text{ N/mm}^2$

De buigspanning is veel kleiner dan de druksterkte, dit betekent niet dat de plaat meer belasting op kan nemen. Vermoedelijk is de wapening zo ontworpen dat deze het moment net kan weerstaan. De constructie kan om meer belasting op te nemen wel worden versterkt. De trekspanningen aan de onderzijde zijn maatgevend, de platen kunnen worden versterkt met bijvoorbeeld strippen van staal of koolstof gelijmd aan de onderzijde.

Vervorming

Onmiddellijke vervorming $u_{on} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 EI} \rightarrow u_{on} = \frac{5 \times 5.0 \times 7200^4}{384 \times 3.5 \times 10^4 \times 567 \times 10^6} = 9 \text{ mm}$

Vervorming door kruip, we nemen aan dat de kruipcoëfficiënt gelijk is aan $\phi = 3$,

vervorming kruip dor de permanente belasting: $u_{kruip \text{ perm.}} = \phi \times u_{on} = 3 \times 9 = 27 \text{ mm}$

Veranderlijke belasting $u_{ver} = \frac{5 \times 5.0 \times 7200^4}{384 \times 3.5 \times 10^4 \times 567 \times 10^6} = 9 \text{ mm}$

De veranderlijke belasting is slechts kortdurend, voor de veranderlijke belasting op het dak geldt dat de momentane belasting gelijk is aan 0: $q_{mom} = 0$. De vervorming door de momentane belasting is dan gelijk aan: $u_{kruip \text{ mom}} = 0$.

De totale vervorming volgt uit: $u_{tot} = u_{on} + u_{kruip} + u_{ver} + u_{kruip \text{ mom}}$

De eis voor de zakking luidt: $u_{\text{eind}} = u_{\text{tot}} - u_{\text{zeeg}} < 0.004 \times l$

$$u_{\text{tot}} = u_{\text{on}} + u_{\text{kruip}} + u_{\text{ver}} + u_{\text{kruip mom}} = 9 + 27 + 9 + 0 = 45 \text{ mm}$$

De zeeg van een kanaalplaat wordt beïnvloed door onder andere de voorspanning, de overspanning, het profiel. Voor deze plaat wordt de zeeg geschat op 15 mm.

$$u_{\text{eind}} = 45 \text{ mm} - 15 = 30 \text{ mm} \quad \text{eis: } u_{\text{eind}} < 0.004 \times l = 29 \text{ mm}$$

De plaat voldoet als de zeeg u_{zeeg} groter is dan 16 mm.

De eis voor de bijkomende doorbuiging luidt: $u_{\text{bij}} < 0.004 \times l = 29 \text{ mm}$

$$u_{\text{bij}} = u_{\text{tot}} - u_{\text{on}} \rightarrow u_{\text{bij}} = 45 - 9 = 36 \text{ mm} > 29 \text{ mm} \text{ voldoet niet}$$

De bijkomende doorbuiging kan ook worden berekend met de sommatie van de vervorming door de veranderlijke belasting en de kruip door de permanente en de momentane veranderlijke belasting:

$$u_{\text{bij}} = \frac{5 \times 5.0 \times 7200^4}{384 \times 3.5 \times 10^4 \times 567 \times 10^6} + \frac{3 \times 5 \times 5 \times 7200^4}{384 \times 3.5 \times 10^4 \times 567 \times 10^6} + 0 = 9 + 3 \times 9 + 0 = 45 \text{ mm}$$

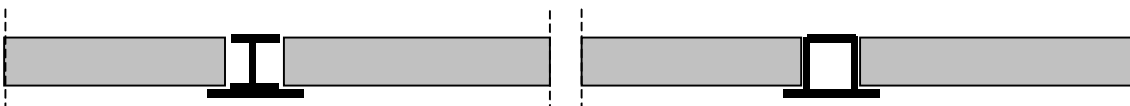
$$\text{eis: } u_{\text{bij}} < 0.004 \times l = 29 \text{ mm}, \quad u_{\text{bij}} = 45 \text{ mm} > 29 \text{ mm}, \text{ voldoet niet}$$

De conclusie luidt dat de constructie qua sterkte voldoet maar dat de vervorming niet voldoet. In werkelijkheid is op de platen een constructieve druklaag gestort, deze is in de berekening verwaarloosd, de stijfheid is hoger dan berekend. Het vergroten van de zeeg heeft zin voor de totale doorbuiging. Op de bijkomende doorbuiging heeft de zeeg geen invloed. Om te voldoen aan de eis voor de bijkomende vervorming moet de constructie stijver zijn, bijvoorbeeld door een dikkere plaat toe te passen. Op het platen van het dak van de bibliotheek is een constructieve druklaag gestort ten behoeve van de afdracht van de horizontale krachten. Deze constructieve laag zal ook bijdragen aan de stijfheid.

De constructie kan vooralsnog geen extra belasting opnemen. Om meer belasting op te kunnen nemen moeten de platen versterkt en verstijfd worden.

Ligger

De dakplaten worden ondersteund met geïntegreerde stalen liggers met een overspanning $l = 7,2 \text{ m}$. Meestal is de hoogte van de geïntegreerde ligger gelijk aan de dikte van de plaat. Bij de bibliotheek is de ligger hoger dan de plaat.



Figuur 6: Geïntegreerde ligger en geïntegreerde hoedligger

In de bijlage wordt de sterkte en de stijfheid gecontroleerd voor een geïntegreerde ligger en een hoedligger met een hoogte gelijk aan de hoogte van de kanaalplaat. De geïntegreerde ligger als de hoedligger blijken niet te voldoen aan de gestelde eisen. In de volgende berekening wordt gecontroleerd of de geïntegreerde ligger met een grotere hoogte dan de hoogte van de kanaalplaat aan de eisen voldoet.

Geïntegreerde hoedligger met hoogte groter dan de kanaalplaat

De dakplaten worden ondersteund met geïntegreerde hoedliggers hoger dan de dikte van de kanaalplaat. De overspanning van de ligger is $l = 7.2$ m.

Ligger THQ 265-6-290-35-500-20 $W = 2.461 \times 10^6 \text{ mm}^3$, $I = 354.43 \times 10^6 \text{ mm}^4$

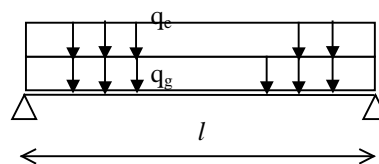


Figuur 7: Geïntegreerde hoedligger, de hoogte van de hoedligger is beduidend groter dan de hoogte van de dakvloer.

Belastingen

Veranderlijke belasting:	$5.0 \times 7.2 = 36 \text{ kN/m}$
Afwerking, afschot, grond:	1.0 kN/m^2
druklaag:	1.0 kN/m^2
dakplaten:	3.0 kN/m^2
totaal dak	$5.0 \times 7.2 = 36 \text{ kN/m}$
eigengewicht ligger:	1.9 kNm

Rekenwaarde belasting: $q_d = 1.2 \times 37.9 + 1.5 \times 36 = 99.5 \text{ kN/m}^2$



Figuur 8: Belastingenschema ligger

$$\text{Dwarskracht } \tau_d = \frac{V_d \times S}{b \times l}$$

Voor een I-ligger en een koker kunnen we de schuifspanning eenvoudig berekenen met: $\tau = \frac{V}{h \times t_{lijf}}$

$$\tau_d = \frac{99.5 \times \frac{1}{2} \times 7.2 \times 10^3}{260 \times (2 \times 6)} = 115 \text{ N/mm}^2 < 0.57 \times 235 = 134 \text{ N/mm}^2, \text{ voldoet}$$

Moment: $M_d = q_d \times l^2 / 8 = 99.5 \times 7.2^2 / 8 = 645 \text{ kNm}$

S235, $f_s = 235 \text{ N/mm}^2$

Spanning: $\sigma_d = M_d / W = 645 \times 10^6 / 2.461 \times 10^6 = 262 \text{ N/mm}^2 > 235 \text{ N/mm}^2$ voldoet niet

De ligger voldoet wel als we een hogere kwaliteit toepassen, S335, $f_{sd} = 335 \text{ N/mm}^2$

Vervorming

Eis: $u_{\text{tot}} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 EI} < 0,004 \times l$ $u_{\text{tot}} = \frac{5 \times 73.9 \times 7200^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 354.43 \times 10^6} = 35 > 0.004 \times l = 29 \text{ mm}$

De totale doorbuiging voldoet niet. De ligger moet worden uitgevoerd met een zeeg. De benodigde zeeg is tenminste:

$$u_{\text{zeeg}} \geq 35 - 29 = 6 \text{ mm.}$$

De vervorming van een staalconstructie neemt niet toe door kruip, de bijkomende vervorming wordt alleen bepaald door de veranderlijke belasting.

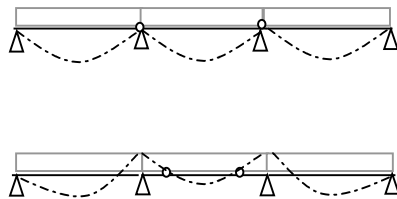
Bijkomende vervorming: $u_{\text{bij}} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 EI} < 0.004 \times l$

$$u_{\text{bij}} = \frac{5 \times 36 \times 7200^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 354.43 \times 10^6} = 17 < 0.004 \times l = 29 \text{ mm}$$

De bijkomende doorbuiging voldoet.

Conclusie

De ligger voldoet als de staalkwaliteit wordt verhoogd naar S335 en de ligger tevens wordt uitgevoerd met een zeeg.



Figuur 9: Gerberligger

Om te voldoen aan de gestelde eisen kan men in plaats van een hogere staalkwaliteit en een zeeg ook andere oplossingen kiezen. De spanningen en vervormingen nemen af als de liggers als Gerber ligger worden uitgevoerd. De verbindingen worden bij een Gerberligger niet boven de steunpunten maar in het veld op een afstand van ca 0.15 l van de steunpunten gemaakt. Door de liggers over de steunpunten te laten doorlopen worden de momenten, spanning en vervorming drastisch verminderd.

Voor een statisch bepaald ligger opgelegd op scharnierde ondersteuning waarop een gelijkmatig verdeelde belasting q aangrijpt is het maximale moment en de maximale vervorming gelijk aan:

$$M = q \times l^2 / 8 \quad u = \frac{5 q \times l^4}{384 EI}$$

Voor een Gerber ligger is het maximale moment en de maximale vervorming bij benadering gelijk aan:

$$M \approx \frac{1}{10} q \times l^2 \quad u \approx \frac{5 q \times l^4}{384 EI} - \frac{M \times l^2}{16 EI}$$

Vergroting van het draagvermogen

Uit de analyse volgt dat zowel de sterkte als stijfheid voldoet, maar dat de liggers geen extra belasting kunnen opnemen. Om het draagvermogen te vergroten zal man de constructie moeten versterken en verstijven.

Kolom

Controle van de kolom op de b.g

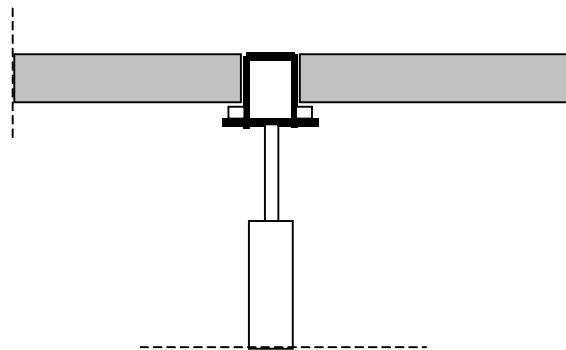
De constructie is geschoord, de lengte van de kolom is gelijk aan $l = 10.15 - 0.265/2 = 10$ m. De verbinding van de kolom met de ligger bestaat uit een korte buis $\varnothing 133 - 25$. Deze verbinding wordt geschematiseerd als een scharnierende verbinding. Voor de kolom werd een diameter $\varnothing 323.9$ gekozen.

Dimensionering kolomdiameter:

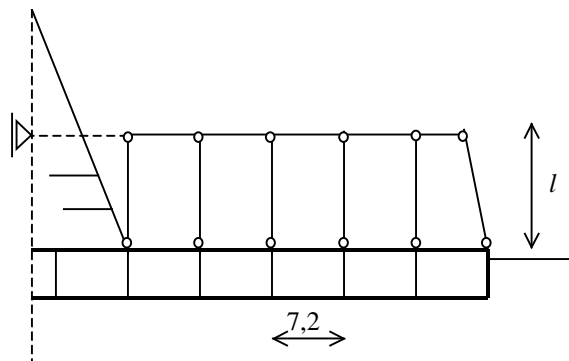
$$d = l/20 \text{ à } d = l/25$$

$$d = 10^4/20 = 500 \text{ mm à } d = 10^4/25 = 400 \text{ mm}$$

De diameter van de toegepaste kolom is kleiner dan de aanbevolen waarde volgens de vuistregel.



Figuur 10: Geïntegreerde hoedligger opgelegd op verjongde kolom.



Figuur 11: Schema doorsnede over de hal

Gegevens kolom $\varnothing 323,9 - 12$:

$$G = 0.96 \text{ kN/m} , A = 12230 \text{ mm}^2 , W = 0.9167 \times 10^6 \text{ mm}^3 , I = 148.47 \times 10^6 \text{ mm}^4 .$$

Gewichtsberekening kolom

	Afmeting	Belasting perm	Ver.
Dak ver.	7.2 × 7.2	5.0	259.2
Dak permanent	7.2 × 7.2	5.0	259.2
Ligger	7.2	1.9	13.7
Kolom	10.0	1.0	<u>10.0</u>
			282.9

De maatgevende belasting combinatie ontstaat als het dak belast wordt met de extreme veranderlijke belasting, zie gewichtsberekening.

Rekenwaarde belasting kolom op b.g.

Rekenwaarde veranderlijke belasting: $N_d = 1.5 \times 259.2 = 388.8 \text{ kN}$

Rekenwaarde permanente belasting: $N_d = 1.2 \times 282.9 = \underline{339.5 \text{ kN}}$

Totaal: $N_d = 728.3 \text{ kN}$

Normaalspanning: $\sigma_d = \frac{N_d}{A} = \frac{728.3 \times 10^3}{12230} = 60 \text{ N/mm}^2 \leq 235 \text{ N/mm}^2$, voldoet

Door de oplegging van de ligger op de kolom met een korte buis kan een kleine excentriciteit e ontstaan. Aanname, stel dat de excentriciteit gelijk is aan de helft van de doorsnede van de korte buis: $e \approx \frac{1}{2} \times 133 = 67 \text{ mm}$.

In de kolom ontstaat een moment: $M_d = N_d \times e = 728.3 \times 67 = 48.8 \text{ kNm}$

Contrôle minimale excentriciteit e_{\min} : $e_{\min} > l/300$; $e_{\min} > t/10$; $e_{\min} > 10 \text{ mm}$

Voor de kolom $\emptyset 323.9 - 12$, lengte 10 m is de minimale excentriciteit e_{\min} :

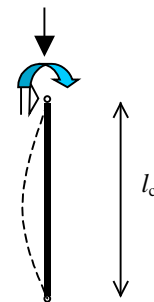
$e_{\min} > l/300 = 10000/300 = 33 \text{ mm}$

$e_{\min} > t/10 = 323.9/10 = 32 \text{ mm}$

$e_{\min} > 10 \text{ mm}$

$e = 67 \text{ mm} > e_{\min} = 33 \text{ mm} \rightarrow e_d = 67 \text{ mm}$.

De excentriciteit is groter dan de minimale excentriciteit, het kolommoment volgt uit: $M_d = N_d \times e_d$.



Figuur 12: Kniklengte geschoorde kolom

Belasting op de kolom: $N_d = 728.3$ kN, excentriciteit $e = 0.067$ mm,
moment: $M_d = N_d \times e_d = 728.3 \times 0.067 = 48.8$ kNm.

Knik in de sterke richting van het profiel, $I_c = 10$ m, Eulerse knikkracht:

$$F_E = \frac{\pi^2 \times EI}{l_c^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 148.47 \times 10^6}{10000^2} = 2930 \times 10^3 \text{ N}$$

knikgetal: $n = F_E/N_d = 2930/728.3 = 4 < 5$

Buigspanning in de sterke richting: $\sigma_d = \frac{M_d \times n}{W_y (n-1)} = \frac{48.8 \times 10^6}{916.7 \times 10^3} \times \frac{4}{(4-1)} = 71 \text{ N/mm}^2$

Spanning ten gevolge normaalkracht en buiging: $\sigma_d = 60 + 71 = 131 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2$

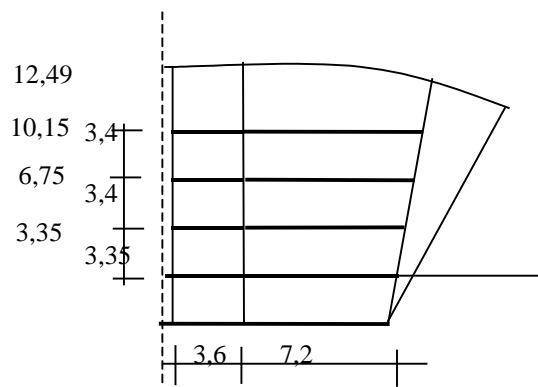
De gekozen kolom voldoet, het knikgetal is echter vrij klein, bij voorkeur is het knikgetal n groter of gelijk aan 5.

Evaluatie

Anders dan gebruikelijk is voor dit dak de permanente en veranderlijke belasting erg hoog. Door de relatief grote belasting en de grote overspanning zijn de geïntegreerde liggers hoger gedimensioneerd dan de vloerdikte, hetgeen bij geïntegreerde liggers minder gebruikelijk is. De lengte van de kolommen varieert sterk. Voor de lange kolommen is het knikgetal laag, voor de kortere kolommen is het knikgetal groter, deze kolommen zijn vermoedelijk over gedimensioneerd.

3 De kantoorvleugel

De kantoorvleugel heeft naast de kelder en begane grond drie verdiepingen met een verdiepinghoogte van 3,4 m. Door de scheefstaande gevelkolommen nemen de overspanningen van de liggers toe. De scheefstand van deze kolommen is 10° ten opzichte van de loodlijn. De constructie bestaat uit staalplaat betonvloeren met een dikte van 250 mm opgelegd op stroken met een dikte van 300 mm. Door de scheefstand van de kolommen nemen de overspanningen van de vloeren toe met $h \cdot \tan \phi$, h is de verdiepingshoogte, de tangens van de hoek, met $\phi = 10^\circ$, is gelijk aan: $\tan \phi = 0,176$.



Figuur 13: Doorsnede kantorenvleugel

	peil	verdiepingshoogte	h.tan ϕ	overspanning
Dak	12.49 m	2.34 m		
3 ^e verdieping	10.15 m	3.4 m	0.6 m	9.0 m
2 ^e verdieping	6.75 m	3.4 m	0.6 m	8.4 m
1 ^e verdieping	3.35 m	3.35 m	0.6 m	7.8 m
Begane grond	0			7.2 m

Dimensionering 2^e verdieping vloer, overspanning $l = 8400$ mm

Schilvloer: $t = 0.85 \times 8400/25 = 286$ mm

Staalplaatbeton vloer: $t = 8400/30 = 280$ mm

De dikte van de vloer $t = 250$ mm is kleiner dan de vuistregels aangeven. De vloer wordt berekend volgens het oorspronkelijk ontwerp als schilvloer (breedplaat).

Belastingen

Veranderlijke belasting: 2.5 kN/m^2

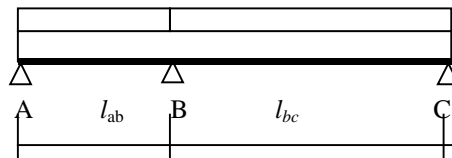
Permanente belastingen	Scheidingswanden:	0.5 kN/m^2
	Afwerking:	1.0 kN/m^2
	Vloer: $0.25 \times 24 =$	<u>6.0 kN/m^2</u>
	Totaal vloer permanent:	7.5 kN/m^2

Doorgaande vloer 2^e verdieping

De vloer wordt ondersteund op drie plaatsen, de overspanningen zijn 3.6 en 8.4 m. Voor een strook met breedte van 1.0 m worden de spanningen en vervormingen berekend. De vloer met de korte overspanning verstijft de vloer aanzienlijk.

Vloerdikte $t = 250$ mm, $W = 1000 \times 250^2 / 6 = 10.4 \times 10^6 \text{ mm}^3$, $I = 1000 \times 250^3 / 12 = 1.3 \times 10^9 \text{ mm}^4$

Betonkwaliteit C25/30, maximale spanning: $f_c = 16.7 \text{ N/mm}^2$, $E = 31000 \text{ N/mm}^2$, kruip $\phi = 3$.



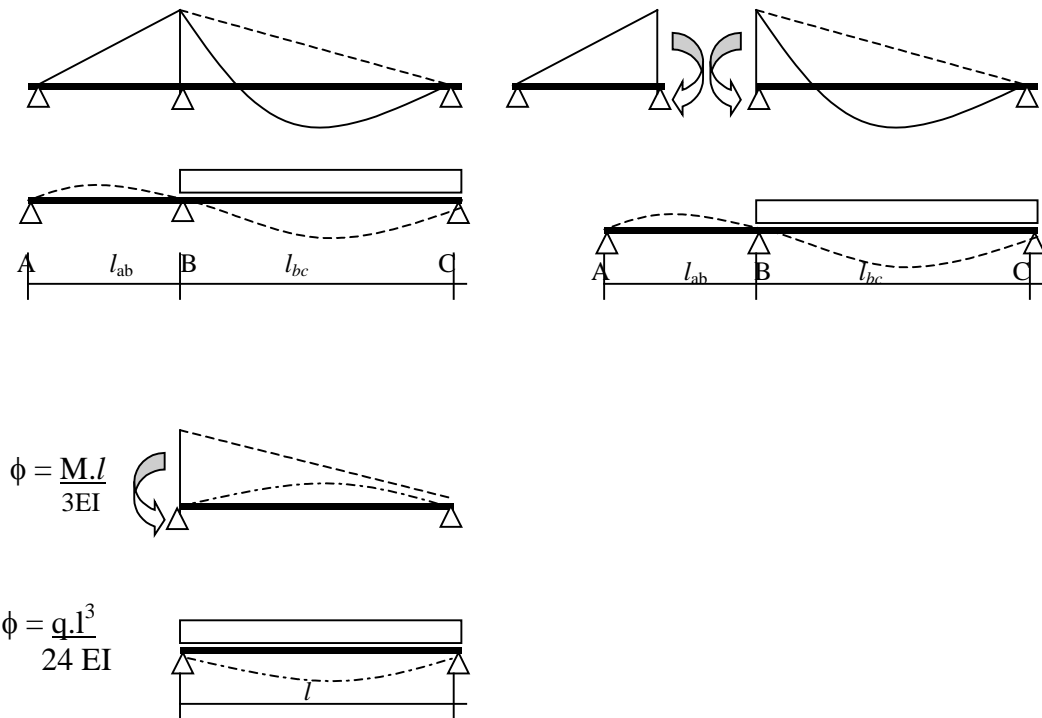
Figuur 14: Doorgaande vloer over drie steunpunten.

Berekening momenten

De constructie is statisch onbepaald, voor verschillende belasting gevallen wordt het steunpunt moment in het midden steunpunt bepaald.

De berekening van het moment in het steunpunt geschiedt met zogenaamde gaapvergelijkingen. Eerst snijden we de constructie door in het midden steunpunt beide vloerdelen ondergaan dan een hoekverdraaiing. De constructie loopt echter door over het midden steunpunt. De gaping tussen de

beide delen moet worden gedicht met een moment aangrijpend in het middensteunpunt. Beide delen worden nu belast met dit moment dat in het middensteunpunt aangrijpt en de gaping sluit. De grootte van het moment volgt uit de vergelijking voor de hoekverdraaiingen van de beide liggers in het middensteunpunt.



Figuur 15: Doorgaande vloer over drie steunpunten.

Grootste veld belast met gelijkmatig verdeelde belasting

Zowel het moment als de hoekverdraaiing is in beide liggers aan weerszijde van het middensteunpunt gelijk. De vergelijkingen voor de hoekverdraaiingen luiden:

ligger A-B, belast met moment M_B :

$$\phi = \frac{M_B \times l_{ab}}{3 \times EI}$$

ligger B-C, gelijkmatig verdeelde belasting q en moment M_B :

$$\phi = \frac{q \times l_{bc}^3}{24 \times EI} - \frac{M_B \times l_{bc}^3}{3 \times EI}$$

Voor een doorgaande vloer belast op het veld B-C wordt het moment in het middensteunpunt berekend. De constructie is ononderbroken, de beide hoekverdraaiingen zijn gelijk. Gelijktellen van de hoekverdraaiingen geeft:

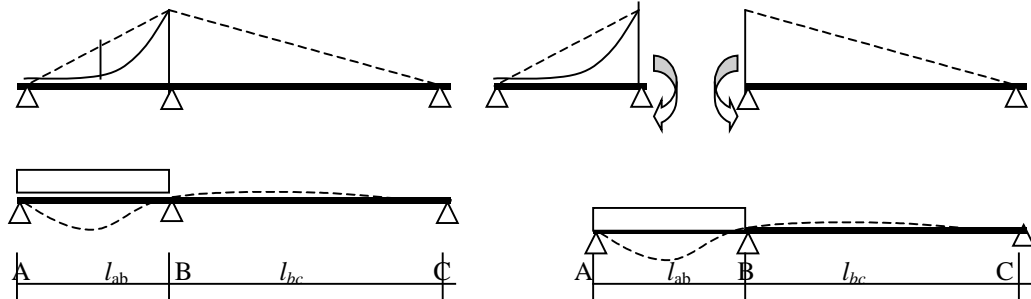
$$\frac{M_B \times l_{ab}}{3 \times EI} = \frac{q \times l_{bc}^3}{24 \times EI} - \frac{M_B \times l_{bc}^3}{3 \times EI}$$

$$\frac{M_B \times [l_{ab} + l_{bc}]}{3 \times EI} = \frac{q \times l_{bc}^3}{24 \times EI} \quad \rightarrow \quad M_B = \frac{1}{8} q \times l_{bc}^2 \frac{l_{bc}}{l_{ab} + l_{bc}}$$

$$M_B = C_{bc} \times \frac{1}{8} q \times l_{bc}^2 \quad \text{met} \quad C_{bc} = \frac{l_{bc}}{l_{ab} + l_{bc}}$$

Voor $l_{ab} = 3.6$ m en $l_{bc} = 8.4$ m wordt gevonden: $C_{bc} = \frac{l_{bc}}{l_{ab} + l_{bc}} = \frac{8,4}{3.6 + 8.4} = 0.7$ $M_B = 0.7 \times \frac{1}{8} q \times l_{bc}^2$

De vloer B-C wordt voor 70% ingeklemd indien deze gelijkmatig belast wordt.



Figuur 16: doorgaande vloer kleinste veld belast

Evenzo wordt het moment in het middensteunpunt bepaald als het kleinste veld belast wordt met een gelijkmatige verdeelde belasting:

$$M_B = C_{ab} \times \frac{1}{8} q \times l_{ab}^2 \text{ met } C_{bc} = \frac{l_{ab}}{l_{ab} + l_{bc}}$$

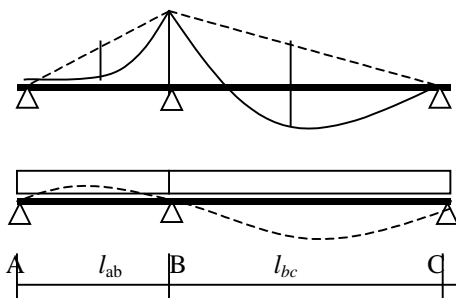
Voor $l_{ab} = 3.6$ m en $l_{bc} = 8.4$ m wordt gevonden:

$$C_{ab} = \frac{l_{ab}}{l_{ab} + l_{bc}} = \frac{3.6}{3.6 + 8.4} = 0.3$$

$$M_B = 0.3 \times \frac{1}{8} q \times l_{ab}^2$$

Beide velden belast met een gelijkmatig verdeelde belasting

Als beide velden tegelijkertijd gelijkmatig belast worden dan volgt het moment in het steunpunt uit de sommatie van de beide steunpunt momenten berekend voor de afzonderlijke belasting gevallen.



Figuur 17: Doorgaande vloer over drie steunpunten beide velden belast.

$$M_B = \frac{1}{8} q \times l_{ab}^2 \times C_{ab} + \frac{1}{8} q \times l_{bc}^2 \times C_{bc}$$

met $C_{ab} = \frac{l_{bc}}{l_{ab} + l_{bc}}$ $C_{bc} = \frac{l_{ab}}{l_{ab} + l_{bc}}$

Voor $l_{ab} = 3.6$ m en $l_{bc} = 8.4$ m wordt gevonden: $M_B = 0.3 \times (\frac{1}{8} q \times l_{ab}^2) + 0.7 \times (\frac{1}{8} q \times l_{bc}^2)$

Berekening spanningen in de vloer

Rekenwaarde veranderlijke belasting: $q_{d\text{ver}} = 1.5 \times 2.5 = 3.75$ kN/m

Rekenwaarde permanente belasting: $q_{d\text{ver}} = 1.2 \times 7.5 = 9.0$ kN/m

Rekenwaarde permanente belasting gunstig: $q_{d\text{ver}} = 0.9 \times 7.5 = 6.75$ kN/m

Steunpunt moment, beide velden worden vol belast.

Momentensom kleinste veld $M_{\text{som}} = \frac{1}{8} q \times l_{ab}^2 = \frac{1}{8} (9.0+3.75) \times 3.6^2 = 20.7$ kNm

Momentensom grootste veld $M_{\text{som}} = \frac{1}{8} q \times l_{bc}^2 = \frac{1}{8} (9.0+3.75) \times 8.4^2 = 112.5$ kNm

Steunpunt moment belasting op kleinste veld: $M_B = 0.3 \times 20.7 = 6.2$ kNm

Steunpunt moment belasting op grootste veld: $M_B = 0.7 \times 112.5 = 78.8$ kNm

Totaal: $M_B = 85.0$ kNm

Vloer dikte $t = 250$ mm, $W = 1000 \times 250^2 / 6 = 10.4 \cdot 10^6$

Spanning: $\sigma = M/W = 85.0 \times 10^6 / 10.4 \times 10^6 = 8.2$ N/mm² < $f_c = 16.7$ N/mm² voldoet.

Veldmoment

Belasting schikking veranderlijke en permanente belasting op het veld met de grootste overspanning, het veld met de kleinste overspanning wordt alleen permanent belast (gunstig).

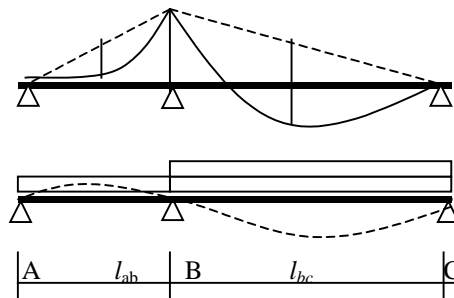
Momentensom kleinste veld, gunstig $M_{\text{som}} = \frac{1}{8} q \times l_{ab}^2 = \frac{1}{8} \cdot 6.75 \times 3.6^2 = 10.9$ kNm

Momentensom grootste veld $M_{\text{som}} = \frac{1}{8} q \times l_{bc}^2 = \frac{1}{8} (9.0+3.75) \times 8.4^2 = 112.5$ kNm

Steunpunt moment belasting op kleinste veld: $M_B = 0.3 \times 10.9 = 3.2$ kNm

Steunpunt moment belasting op grootste veld: $M_B = 0.7 \times 112.5 = 78.8$ kNm

Het inklemmingsmoment is: $M_B = 82.0$ kNm



Figuur 18: Doorgaande vloer over drie steunpunten, grootste veld maximaal belast

Veld B-C vol belast, moment in het midden van de overspanning:

$$M_{\text{midden}} \approx \frac{1}{8} q \times l_{bc}^2 - \frac{1}{2} \times M_B = 112.5 - \frac{1}{2} \times 82.0 = 71.5 \text{ kNm}$$

Vloer dikte $t = 250$ mm, $W = 1000 \times 250^2 / 6 = 10.4 \times 10^6$ mm³

Spanning M_B : $\sigma = M/W = 71.5 \times 10^6 / 10.4 \times 10^6 = 6.9$ N/mm² < $f_c = 16.7$ N/mm²
De sterkte voldoet.

Bruikbaarheidsgrenstoestand

Vervorming veld:

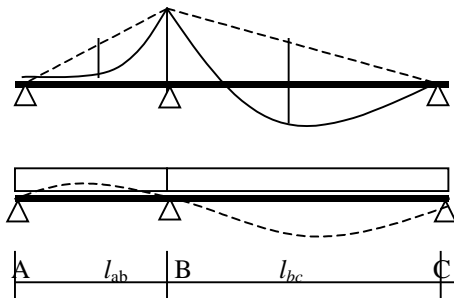
$$u = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times EI} - \frac{M_B \times l^2}{16 \times EI}$$

Stijfheid $EI = 31000 \times 1.3 \times 10^9 = 40 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$, kruip $\phi = 3$.

momenten som permanente belasting A-B: $M_{\text{som}} = \frac{1}{8} \times 7.5 \times 3.6^2 = 12.2 \text{ kNm}$

momenten som permanente belasting B-C: $M_{\text{som}} = \frac{1}{8} \times 7.5 \times 8.4^2 = 66.2 \text{ kNm}$

momenten som veranderlijke belasting B-C: $M_{\text{som}} = \frac{1}{8} \times 2.5 \times 8.4^2 = 22.1 \text{ kNm}$



Figuur 19: Permanente belasting

Permanente belasting

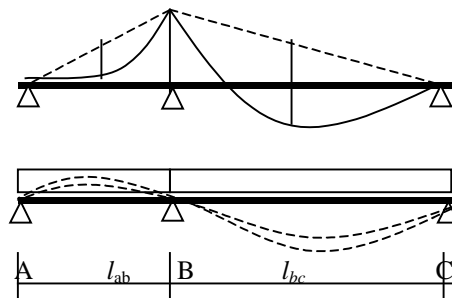
Steunpunt moment kleinste veld: $M_B = 0.3 \times 12.2 = 3.7 \text{ kNm}$

Steunpunt moment grootste veld: $M_B = 0.7 \times 66.2 = 46.3 \text{ kNm}$

Totaal: $M_B = 50.0 \text{ kNm}$

Permanente belasting, onmiddellijke vervorming:

$$u_{\text{on}} = \frac{5 \times 7.5 \times 8.4^4 \times 10^{12}}{384 \times 40 \times 10^{12}} - \frac{50.0 \times 8.4^2 \times 10^{12}}{16 \times 40 \times 10^{12}} = 12 - 6 = 6 \text{ mm}$$



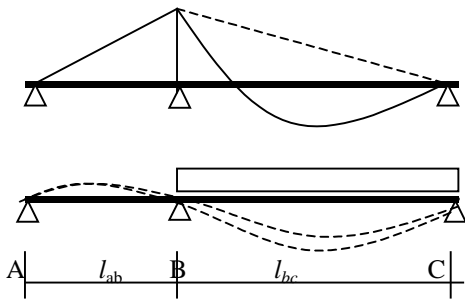
Figuur 20: Vervorming door de kruip ten gevolge van de permanente belasting

Door de kruip neemt de vervorming door de permanente belasting toe met $3 \times 6 = 18 \text{ mm}$

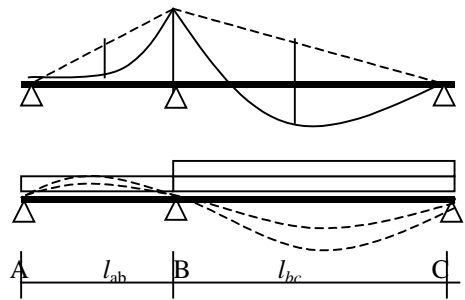
Door de veranderlijke belasting is de vervorming: $u = \frac{5 \times q \cdot l^4}{384 \times EI} - \frac{M_B \cdot l^2}{16 \times EI}$

$$u_{\text{ver}} = \frac{5 \times 2.5 \times 8.4^4 \times 10^{12}}{384 \times 40 \times 10^{12}} - \frac{0.7 \times 22.1 \times 8.4^2 \times 10^{12}}{16 \times 40 \times 10^{12}} = 4 - 2 = 2 \text{ mm}$$

Door de kruip neemt de vervorming door de momentane belasting toe met: $u = 3 \times (\frac{1}{2} \times 2) = 3 \text{ mm}$.



Figuur 21: kruip momentane veranderlijke belasting



Figuur 22: Totale vervorming door permanente en veranderlijke belasting

Totale vervorming: $u_{\text{tot}} = 6 + 18 + 2 + 3 = 29 \text{ mm}$

Eis voor de zakking: $u_{\text{eind}} \leq 0.004 \times 8.4 \times 10^3 = 34 \text{ mm}$

De constructie wordt uitgevoerd zonder zeeg, $u_{\text{zeeg}} = 0$

Zakking: $u_{\text{eind}} = u_{\text{tot}} - u_{\text{zeeg}} = 29 - 0 = 29 \text{ mm}$, eis $u_{\text{eind}} = 29 \leq 34 \text{ mm}$, voldoet

Eis voor de bijkomende vervorming: $u_{\text{bij}} \leq 0.003 \times 8.4 \times 10^3 = 25 \text{ mm}$

De bijkomende vervorming is gelijk aan: $u_{\text{bij}} = u_{\text{tot}} - u_{\text{on}} = 29 - 6 = 23 \text{ mm}$

$u_{\text{bij}} = 23 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm}$, voldoet

Kolommen

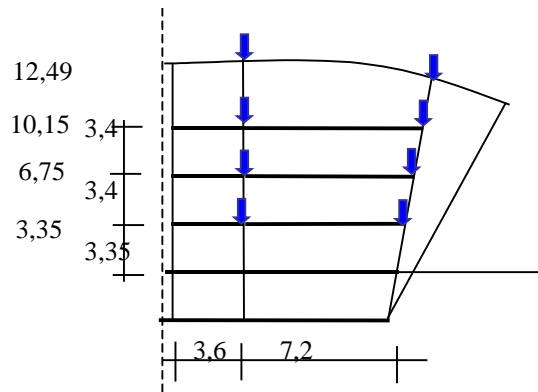
Kolommen kunnen worden gedimensioneerd met de volgende twee kengetallen voor respectievelijk het oppervlak en het kwadratisch oppervlakte moment.

Dimensionering, oppervlak: $\sigma = N_d/A < 100 \text{ N/mm}^2$
 met:
 $N_d =$ de rekenwaarde van de normaalkracht
 $A =$ oppervlak doorsnede

Dimensionering kwadratisch oppervlakte moment: knikgetal $n = F_E/N_d > 5$

Met de Eulerse knikkracht: $F_E = \frac{\pi^2 \times EI_k}{l_c^2}$

Hieruit volgt voor het kwadratisch oppervlakte moment als richtlijn: $l_k > \frac{5 \times N_d \times l_c^2}{\pi^2 \times E}$



Figuur 23: Schematische doorsnede kantorenvleugel

Middenkolom, globale schatting van de normaalkracht. De normaalkracht wordt berekend met de vloerbelastingen, kleine elementen worden verwaarloosd.

Vloerbelastingen

dak, kantoorvleugel	veranderlijk	1.0 kN/m ² , $\psi = 0$
	permanent	0.5 kN/m ²
vloeren, verdiepingen:	veranderlijke belasting	2.5 kN/m ² , $\psi = 0,5$
	permanente belasting	7.5 kN/m ²

Globale gewichtsberekening middenkolom

	oppervlak	permanent	veranderlijk	momentaan
Dak	$7.2 \times \frac{1}{2} \times (3.6+9.4)$	23.4	46.8	0
3 ^e verdieping:	$7.2 \times \frac{1}{2} \times (3.6+9.0)$	340.2	113.4	56.7
2 ^e verdieping:	$7.2 \times \frac{1}{2} \times (3.6+8.4)$	324	108	54
1 ^e verdieping:	$7.2 \times \frac{1}{2} \times (3.6+7.8)$	307.8	102.6	51.3
op begane grond:		995.4	370.8	162.0

De rekenwaarde normaalkracht wordt gevonden door sommatie van de permanente belastingen + ten hoogste 2 verdiepingen extreem belast + de andere verdiepingen momentaan belast.

Verschillende belasting combinaties zijn mogelijk.

bijvoorbeeld:

$$\text{Extreem dak} + 3^{\text{e}} \text{ verdieping: } N_d = 1.2 \times 995.4 + 1.5 \times (46.8 + 113.4 + 54 + 51.3) = 1593 \text{ kN}$$

$$\text{Extreem } 3^{\text{e}} \text{ en } 2^{\text{e}} \text{ verdieping: } N_d = 1.2 \times 995.4 + 1.5 \times (0 + 113.4 + 108 + 51.3) = 1604 \text{ kN}$$

$$\text{Extreem } 2^{\text{e}} \text{ en } 1^{\text{e}} \text{ verdieping: } N_d = 1.2 \times 995.4 + 1.5 \times (0 + 56.7 + 108 + 102.6) = 1595 \text{ kN}$$

$$\text{Oppervlak doorsnede kolom: } A = 1604 \cdot 10^3 / 100 = 16040 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kwadratisch oppervlakte moment: } I_k > \frac{5 \times N_d \times l_c^2}{\pi^2 \times E} = \frac{5 \times 1604 \times 10^3 \times 3400^2}{\pi^2 \times 210 \times 10^3} = 45 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kolom } \emptyset 323.9 - 12, G = 0.96 \text{ kN/m, } A = 12230 \text{ mm}^2, W = 916.7 \times 10^3 \text{ mm}^3, I_k = 148.5 \times 10^6 \text{ mm}^4.$$

Gevelkolom

Gevelkolom gewichtsberekening

	Afmeting	Belasting	Permanent	veranderlijk	momentaan
Dak ver.	$7.2 \times \frac{1}{2} \times (9.4 + 4.8)$	1.0		51.2	0
Dak permanent	$7.2 \times \frac{1}{2} \times (9.4 + 4.8)$	0.5	25.6		
Liggers	$4 \times \frac{1}{2} \times (9.4 + 4.8)$	0.5	14.2		
Kolom	2.3	1.0	<u>2.3</u>		
Op 3 ^e verd.			42.1		
Vloer 3 ^e verd.	$7.2 \times \frac{1}{2} \times 9.0$	2.5		81.0	40.5
Vloer permanent	$7.2 \times \frac{1}{2} \times 9.0$	7.5	243.0		
Strook	$7.2 \times 1.2 \times 0.05$	24	10.4		
Kolom	3.4	1.0	<u>3.4</u>		
Op 2 ^e verd.			298.9		
vloer 2 ^e verd.	$7.2 \times \frac{1}{2} \times 8.4$	2.5		75.6	37.8
Vloer permanent	$7.2 \times \frac{1}{2} \times 8.4$	7.5	226.8		
Strook	$7.2 \times 1.2 \times 0.05$	24	10.4		
Kolom	3.4	1.0	<u>3.4</u>		
Op 1 ^e verd.			539.5		
Vloer 1 ^e verd.	$7.2 \times \frac{1}{2} \times 7.8$	2.5		70.2	35.1
Vloer permanent	$7.2 \times \frac{1}{2} \times 7.8$	7.5	210.6		
Strook	$7.2 \times 1.2 \times 0.05$	24	10.4		
Kolom	3.4	1.0	<u>3.4</u>		
Op begane grond			763.9		

Resume gewichtsberekening

	permanent	veranderlijk	momentaan
Dak	42.1	51.2	0
3 ^e verdieping:	256.8	81.0	40.5
2 ^e verdieping:	240.6	75.6	37.8
1 ^e verdieping:	<u>224.4</u>	70.2	35.1
op begane grond:	763.9		

De rekenwaarde normaalkracht wordt gevonden door sommatie van de permanente belastingen + ten hoogste 2 verdiepingen extreem belast + de andere verdiepingen momentaan belast. Verschillende belasting combinaties zijn mogelijk.

Bijvoorbeeld:

Extreem dak + 3^e verdieping: $N_d = 1.2 \times 763.9 + 1.5 \times (51.2 + 81.0 + 37.8 + 35.1) = 1224 \text{ kN}$

Extreem 3^e en 2^e verdieping: $N_d = 1.2 \times 763.9 + 1.5 \times (0 + 81.0 + 75.6 + 35.1) = 1204 \text{ kN}$

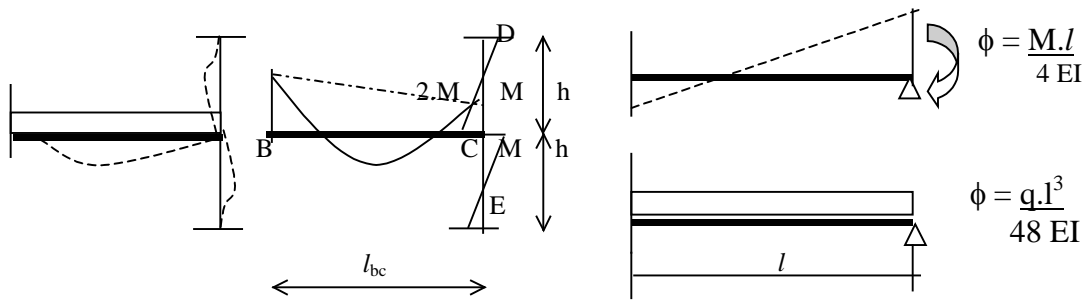
Extreem 2^e en 1^e verdieping: $N_d = 1.2 \times 763.9 + 1.5 \times (0 + 40.5 + 75.6 + 70.2) = 1196 \text{ kN}$

Normaalspanning: $\sigma_d = -\frac{N_d}{A} = -\frac{1224 \times 10^3}{12230} = -100 \text{ N/mm}^2$, $|100| \leq 235 \text{ N/mm}^2$, voldoet

Kniklengte: $l_c = 3,4 \text{ m}$, Eulerse knikkraft:

$$F_E = \frac{\pi^2 \times EI_k}{l_c^2} = \frac{\pi^2 \times 31.2 \times 10^{12}}{3400^2} = 26638 \times 10^3 \text{ N}$$

Knikgetal: $n = F_E/N_d = 26638/1224 = 22 > 5$ akkoord



Figuur 24: Vervorming en momentenlijn in de vloer en kolom

De kolommen zullen de vloer gedeeltelijk inklemmen. De momenten in de kolom M_k worden als volgt berekend. De hoekverdraaiing van de vloer is gelijk aan de hoekverdraaiing van de kolom boven en onder de vloer. Stel dat het moment in de bovenliggende en in de onderliggende kolom gelijk is aan M_k . Het moment in de vloer is dan $2 \times M_k$.

De hoekverdraaiing van de kolom en vloer volgen uit:

$$\text{kolom: } \phi = \frac{M_k \times h}{4 \times EI_k} \quad \text{vloer: } \phi = \frac{q \times l^3}{48 \times EI_v} - \frac{2 \times M_k \times l}{4 \times EI_v}$$

De kolommen zijn momentvast met de vloer verbonden, beide hoekverdraaiingen zijn gelijk:

$$\frac{M_k \times h}{4 \times EI_k} = \frac{q \times l^3}{48 \times EI_v} - \frac{2 \times M_k \times l}{4 \times EI_v}$$

$$\frac{M_k \times h}{4 \times EI_k} + \frac{2 \times M_k \times l}{4 \times EI_v} = \frac{q \times l^3}{48 \times EI_v} \rightarrow (h \times EI_v / EI_k + 2 \times l) \times M_k = \frac{4 \times q \times l^3 \times l}{48}$$

$$M_k = \frac{q \times l^3 \times 4 \times l}{48 \times (h \times EI_v / EI_k + 2 \times l)} \rightarrow M_k = \frac{1/12 \times q \times l^3}{h/l \times EI_v / EI_k + 2}$$

Het moment in de kolom is nu gelijk aan: $M = C_k \times 1/12 \times q \times l^3$

Met C_k is de reductiefactor gelijk aan: $C_k = \frac{1}{h/l \times EI_v / EI_k + 2}$

De vloer heeft een breedte van 7,2 m de belastingen zijn:

Rekenwaarde veranderlijke belasting: $q_{d\text{ver}} = 1.5 \times 2.5 \times 7.2 = 27.0 \text{ kN/m}$

Rekenwaarde permanente belasting: $q_{d\text{ver}} = 1.2 \times 7.5 \times 7.2 = 64.8 \text{ kN/m}$

$$M_{\text{som}} = 1/8 \times q \times l^2 = 1/8 \times (64.8 + 27.0) \times 7.8^2 = 698 \text{ kNm}$$

Kolom $\emptyset 323,9 - 12$, stijfheid $EI_k = 2,1 \times 10^5 \times 148.47 \times 10^6 = 31.2 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$

Vloer $250 \times 7200 \text{ mm}^2$, $I = 7200 \times 250^3 / 12 = 9374 \times 10^6 \text{ mm}^4$, $E = 31000 \text{ N/mm}^2$

stijfheid: $EI_v = 3.1 \times 10^4 \times 9374 \times 10^6 = 291 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$

$$h/l \times EI_v/EI_k = 3400/7800 \times 291 \times 10^{12} / 31.2 \times 10^{12} = 4.1$$

$$C_k = \frac{1}{h/l \times EI_v/EI_k + 2} = \frac{1}{4.1+2} = 0.16$$

Kolommoment: $M_d = \frac{1}{12} q \times l^2 \times C_k = \frac{1}{12} (64.8+27.0) \times 7.8^2 \times 0.16 = 75 \text{ kNm}$

excentriciteit: $e_d = 75/1148 = 0.065 \text{ m}$

Contrôle minimale excentriciteit: $e_d > [e_{\min} > l/300; e_{\min} > t/10; e_{\min} > 10 \text{ mm}]$

Voor de kolom $\emptyset 323.9 -12$, lengte 3.4 m:

Minimale excentriciteit e_{\min} : $e_{\min} > l/300 = 3400/300 = 11 \text{ mm}$
 $e_{\min} > t/10 = 323.9/10 = 32 \text{ mm}$
 $e_{\min} > 10 \text{ mm}$

Excentriciteit: $e_d = 65 \text{ mm} > e_{\min} = 32 \text{ mm} \rightarrow e_d = 65 \text{ mm}, M_d = 75 \text{ kNm}$.

Belasting combinatie permanent + extreem 2^e en 1^e verdieping, overige verd. momentaan:

$$N_d = 1.2 \times 763.9 + 1.5 \times (0 + 40.5 + 75.6 + 70.2) = 1196 \text{ kN}$$

Normaalspanning: $\sigma_d = -\frac{N_d}{A} = -\frac{1196 \times 10^3}{12230} = -98 \text{ N/mm}^2$

knikgetal: $n = F_E/N_d = 26638/1196 = 22$

$W = 0.9167 \times 10^6 \text{ mm}^3$, Buigspanning: $\sigma_d = \frac{M_d \times n}{W_y (n-1)} = \frac{75 \times 10^6}{0.9167 \times 10^6 (22-1)} \times 22 = 86 \text{ N/mm}^2$

Spanning ten gevolge normaalkracht en buiging: $\sigma_d = -98 \pm 86 \text{ N/mm}^2$

$$\text{Drukspanning } |-184 \text{ N/mm}^2| < 235 \text{ N/mm}^2 \text{ voldoet}$$

Kruip

De berekening is sterk vereenvoudigd. Door de kruip zal de verhouding van de stijfheden veranderen. Het moment in de kolom neemt dan aanzienlijk toe.

Vloer $250 \times 7200 \text{ mm}^2$, $I_v = 7200 \times 250^3 / 12 = 9374 \times 10^6 \text{ mm}^4$, $E = 31000 \text{ N/mm}^2$

Stel dat de kruipfactor gelijk is aan: $\phi = 3$, we rekenen nu met een $E = 31000 / (1+3) = 7750 \text{ N/mm}^2$

Stijfheid vloer: $EI_v = 7750 \times 9374 \times 10^6 = 72.6 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$

De ratio $h/l \times EI_v/EI_k$ wordt nu een factor 4 kleiner:

$$h \cdot EI_v / (l \cdot EI_k) = 3400/7800 \times 72.6 \times 10^{12} / 31.2 \times 10^{12} = 1.0$$

De reductiefactor neemt toe: $C_k = \frac{1}{h/l \times EI_v/EI_k + 2} = \frac{1}{1.0+2} = \frac{1}{3}$

Kolommoment: $M_k = 1/12 q \cdot l^2 \times C_k = 1/12 (64.8+27.0) \times 7,8^2/3 = 155 \text{ kNm}$

excentriciteit: $e_d = 155/1196 = 0.13 \text{ m}$

Controle minimale excentriciteit $e_d > [e_{\min} > l/300, e_{\min} > t/10, e_{\min} > 10 \text{ mm}]$

Kolom $\varnothing 323,9 -12$, lengte 3,4 m

Minimale excentriciteit e_{\min} : $e_{\min} > l/300 = 3400/300 = 11 \text{ mm}$

$e_{\min} > t/10 = 323,9/10 = 32 \text{ mm}$

$e_{\min} > 10 \text{ mm}$

excentriciteit: $e_d = 130 \text{ mm} > e_{\min} = 32 \text{ mm}, e_d = 130 \text{ mm}, M_d = 155 \text{ kNm}.$

Extreem 2^e en 1^e verdieping: $N_d = 1.2 \times 763.9 + 1.5 \times (0 + 40.5 + 75.6 + 70.2) = 1196 \text{ kN}$

Normaalspanning: $\sigma_d = - \frac{N_d}{A} = - \frac{1196 \times 10^3}{12230} = - 98 \text{ N/mm}^2$

knikgetal: $n = F_E/N_d = 22$

$W = 0.9167 \times 10^6 \text{ mm}^3$, Buigspanning: $\sigma_d = \pm \frac{M_d \times n}{W_y (n-1)} = \frac{155 \times 10^6}{0.9167 \times 10^6} \times \frac{22}{22-1} = \pm 177 \text{ N/mm}^2$

Spanning ten gevolge normaalkracht en buiging: $\sigma_d = - 98 \pm 177 \text{ N/mm}^2$

Drukspanning: $\sigma_d = |- 98 - 177| = |-275 \text{ N/mm}^2| > 235 \text{ N/mm}^2$, voldoet niet

Door de kruip verandert de krachtswerking aanzienlijk. De kolom voldoet nu niet, eventueel zouden we de kolom kunnen uitvoeren met een hogere sterkte, S335. In de bibliotheek heeft men de doorsnede van kolommen op de begane grond vergroot. De gevelkolom in de kantoren op de begane grond is uitgevoerd met $\varnothing 406,4 \times 12,5$.

$\varnothing 406.4 \times 12,5$, $G = 1.21 \text{ kN/m}$, $A = 15470 \text{ mm}^2$, $W = 1.478 \times 10^6 \text{ mm}^3$, $I = 300.3 \times 10^6 \text{ mm}^4$

In de berekening is de wringing in de vloer verwaarloosd. De vloer is slechts plaatselijk aan de kolom verbonden. Het inklemmingsmoment moet via wringing in de verzwaarde strook naar de kolom worden overgebracht. Door de wringing vervormt de vloer. Het moment in de kolom wordt dan kleiner.

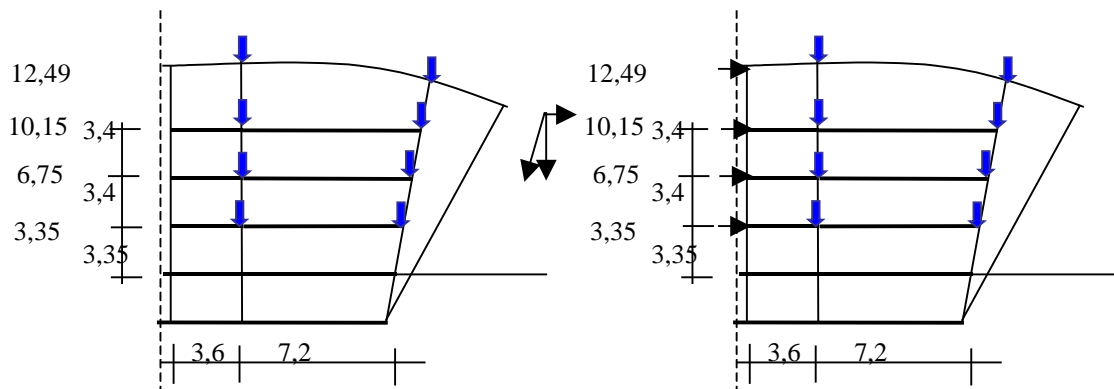
4 Standzekerheid

Het gebouw is geschoord. De vloeren zijn gedilateerd met dilatatie voegen in de Noord-Zuid en Oost-West richting, gaande door het centrum van de kegel. Door de scheefstand van de kolommen worden de schoorconstructies horizontaal belast. Vooral de schijven in de kantorenvleugel worden zwaar belast daar de horizontale belasting door de scheefstand groter is dan de windbelasting op de gevels.

Belastingen

Door de scheefstand van de kolommen nemen de overspanningen van de vloeren toe met $h \times \tan \phi$, h is de verdiepingshoogte, $\phi = 10^\circ$, $\tan \phi = 0.176$. De horizontale kracht door de verticale belasting volgt uit: $H = \tan \phi \times F_v = 0.176 F_v$. De kantoren vleugel kent 12 traveeën van 7.2 m, de lengte van het

gebouw is $l = 86.4$ m. De standzekerheid van dit bouwdeel wordt hoofdzakelijk ontleend aan 2 schijven. Beide schijven nemen de helft van de belasting op. De overspanning van de vloeren varieert en is respectievelijk voor de 1^e, 2^e en 3^e verdieping 7.8 m, 8.4 m en 9.0 m.



Figuur 25: Doorsnede kantorenvleugel

Gewichtberekening Kantorenvleugel voor de 13 schiefstaande kolommen in de gevel

	Afmeting	Belasting	Permanent	Veranderlijk	momentaan
Dak ver.	$86.4 \times \frac{1}{2} \times (9.4 + 4.8)$	1.0		613	0
Dak permanent	$86.4 \times \frac{1}{2} \times (9.4 + 4.8)$	0.5	307		
Liggers	$49 \times \frac{1}{2} \times (9.4 + 4.8)$	0.5	174		
Kolommen	13×2.3	1.0	<u>30</u>		
Dak:			511		
Vloer 3 ^e verd.	$86.4 \times \frac{1}{2} \times 9.0$	2.5		972	486
Vloer permanent	$86.4 \times \frac{1}{2} \times 9.0$	7.5	2916		
Strook	$86.4 \times 1.2 \times 0.05$	24	124		
Kolom	13×3.4	1.0	<u>44</u>		
3 ^e verd.			3084		
Vloer 2 ^e verd.	$86.4 \times \frac{1}{2} \times 8.4$	2.5		907	454
Vloer permanent	$86.4 \times \frac{1}{2} \times 8.4$	7.5	2722		
Strook	$86.4 \times 1.2 \times 0.05$	24	124		
Kolom	13×3.4	1.0	<u>44</u>		
2 ^e verd.			2890		
Vloer 1 ^e verd.	$86.4 \times \frac{1}{2} \times 7.8$	2.5		842	421
Vloer permanent	$86.4 \times \frac{1}{2} \times 7.8$	7.5	2527		
Strook	$86.4 \times 1.2 \times 0.05$	24	124		
Kolom	13×3.4	1.0	<u>44</u>		
1 ^e verd.			2695		

De totale verticale belasting op de gevelkolommen

	Permanent	extreem	momentaan
Dak	511	613	0
3 ^e verd	3084	972	486
2 ^e verd	2890	907	454
1 ^e verd	2695	842	421

De horizontale belasting ten gevolge van de scheefstand van de gevelkolommen, met:

$$H = \tan \phi \times F_v = 0.176 \times F_v$$

	Permanent	extreem	momentaan
Dak	90	108	0
3 ^e verd	543	171	88
2 ^e verd	509	160	80
1 ^e verd	474	148	74

Per schijf wordt 50% van de totale horizontale belasting afgevoerd, de horizontale belasting per schijf is: $H = \tan \phi \times \frac{1}{2} F_v = 0.088 F_v$

De horizontale belasting tengevolge van de scheefstand van de gevelkolommen, per schijf:

$$H = \tan \phi \times \frac{1}{2} F_v = 0.088 \times F_v$$

	Hoogte	permanent	extreem	momentaan
Dak	12.5	45	54	0
3 ^e verd	10.15	271	86	43
2 ^e verd	6.75	254	80	40
1 ^e verd	3.35	237	74	37

Berekening van het moment aangrijpend op de schoor ter hoogte van de begane grond, het moment op de begane grond volgt uit de som van de momenten en is gelijk aan: $M = \sum H \cdot h$

$M = \sum H \cdot h$, dak en 3^e verdieping extreem, overige momentaan:

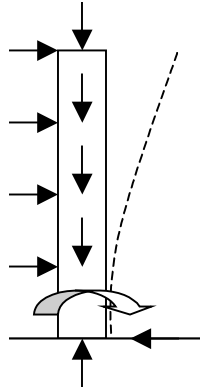
Permanent:	$M = 45 \times 12.5 + 271 \times 10.15 + 254 \times 6.75 + 237 \times 3.35$	= 5822 kNm
Extreem dak + 3 ^e verdieping:	$M = 54 \times 12.5 + 86 \times 10.15$	= 1548 kNm
Momentaan 1 ^e en 2 ^e verd.:	$M = 40 \times 6.75 + 37 \times 3.35$	= 394 kNm
Totaal:	$M =$	= 7764 kNm

Gewichtberekening per schijf

	Afmeting	Belasting	Permanent	Veranderlijk	momentaan
Dak ver.	$7.2 \times (1.8 + 9.4 + 2.4)$	1.0		98	0
Dak permanent	$7.2 \times (1.8 + 9.4 + 2.4)$	0.5	49		
Liggers	$4 \times (1.8 + 9.4 + 2.4)$	0.5	27		
Schijf	$0.3 \times 2.3 \times 9.4$	24	<u>156</u>		
Op 3 ^e verd:			232		
Vloer 3 ^e verd.	$7.2 \times (1.8 + 9.0)$	2.5		194	97
Vloer permanent	$7.2 \times (1.8 + 9.0)$	7.5	583		
Strook	$7.2 \times 1.2 \times 0.05$	24	10		
Schijf	$0.3 \times 3.4 \times 9.0$	24	<u>220</u>		
Op 2 ^e verd.			1045		
Vloer 2 ^e verd.	$7.2 \times (1.8 + 8.4)$	2.5		184	92
Vloer permanent	$7.2 \times (1.8 + 8.4)$	7.5	551		
Strook	$7.2 \times 1.2 \times 0.05$	24	10		
Schijf	$0.3 \times 3.4 \times 8.4$	24	<u>206</u>		
2 ^e verd.			1812		
Vloer 1 ^e verd.	$7.2 \times (1.8 + 7.8)$	2.5		173	86
Vloer permanent	$7.2 \times (1.8 + 7.8)$	7.5	518		
Strook	$7.2 \times 1.2 \times 0.05$	24	10		
Schijf	$0.3 \times 3.4 \times 7.8$	24	<u>191</u>		
1 ^e verd.			2531		

Samenvatting gewichtberekening per schijf

	permanent	veranderlijk	
		extreem	momentaan
Dak	232	98	0
3 ^e verdieping	813	194	97
2 ^e verdieping	767	184	92
1 ^e verdieping	<u>719</u>	173	<u>86</u>
op begane grond	2531		275



Figuur 26: Schema schijf

Op de begane grond is de afmeting van de schijf $7.2 \times 0,3 \text{ m}^2$

Voor de berekening wordt één belasting combinatie uitgewerkt namelijk als de schijven belast worden met de extreme veranderlijke belasting op het dak en de bovenste 3^e verdieping en de overige verdiepingen momentaan belast worden.

Bruikbaarheid grenstoestand.

Stel dat het dak + 3^e verdieping extreem belast worden en de overige verdiepingen momentaan:

$$N_{\text{rep}} = 2531 + (98 + 194 + 92 + 86) = 3001 \text{ kN}$$

Normaalspanning:
$$\sigma = -\frac{N_{\text{rep}}}{A} = -\frac{3001 \times 10^3}{300 \times 7200} = 1,4 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{\text{rep}} = 7764 \text{ kNm}$$

Buigspanning:
$$\sigma = \pm \frac{M_{\text{rep}}}{W} = \pm \frac{7764 \times 10^6}{2592 \times 10^6} = \pm 3.0 \text{ N/mm}^2$$

Trek en drukspanning
$$\sigma = \frac{-N}{A} \pm \frac{M_d}{W} = 1.4 \pm 3.0$$

 maximale druk spanning = -4.4 N/mm^2
 maximale trek spanning = $+1.6 \text{ N/mm}^2$

Vervorming schijven door belasting. Eis $u < h/500 = 12500/500 = 25 \text{ mm}$

Vereenvoudigde berekening:
$$u = \frac{q_{\text{equivalent}} \times l^4}{8 \times EI}$$

De equivalente belasting $q_{\text{equivalent}}$ wordt berekend met het moment $M_{\text{rep}} = \frac{1}{2} q_{\text{equi}} \times l^2$

$$M_{\text{rep}} = \frac{1}{2} q_{\text{equi}} \times 12.5^2 = 7764 \text{ kNm} \rightarrow q_{\text{equivalent}} = 99 \text{ kN/m}$$

In verband met scheurvorming en kruip: $E \sim 31000/(1+3) = 7750 \text{ N/mm}^2$,

$$I = 300 \times 7200^3 / 12 = 9.33 \times 10^{12} \text{ m}^4, EI = 7.23 \times 10^{16} \text{ Nmm}^2$$

$$\text{Vervorming: } u = \frac{q \times l^4}{8 \times EI} = \frac{99 \times 12.5^4 \times 10^{12}}{8 \times 7.23 \times 10^{16}} = 4.2 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$$

$$\text{Uiterste grenstoestand: } N_d = 1.2 \times 2531 + 1.5 \times (98 + 194 + 92 + 86) = 3742 \text{ kN}$$

$$\text{Normaalspanning: } \sigma_d = \frac{-N_d}{A} = - \frac{3742 \times 10^3}{300 \times 7200} = -1.7 \text{ N/mm}^2$$

$M = \sum H \cdot h$, dak en 3^e verdieping extreem, overige momentaan:

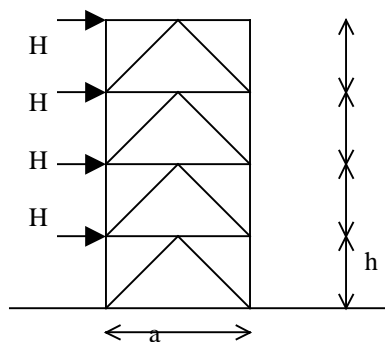
Permanent	$M_d = 1.2 \times 5822 = 6986 \text{ kNm}$
Extreem dak + 3 ^e verdieping:	$M_d = 1.5 \times 1548 = 2322 \text{ kNm}$
Momentaan 1 ^e en 2 ^e verd.:	$M_d = 1.5 \times 394 = \underline{591 \text{ kNm}}$
Totaal:	$M_d = 9899 \text{ kNm}$

$$W = 300 \times 7200^2 / 6 = 2592 \times 10^6 \quad \text{Buigspanning: } \sigma = \frac{\pm M_d}{W} = \frac{\pm 9899 \times 10^6}{2592 \times 10^6} = 3.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Trek en drukspanning } \sigma = \frac{-N}{A} \pm \frac{M_d}{W} = -1.7 \pm 3.8 \quad \begin{array}{l} \text{max. drukspanning} = -5.5 \text{ N/mm}^2 \\ \text{max. trekspanning} = +2.1 \text{ N/mm}^2 \end{array}$$

Alternatief, K-verband

De constructie had ook kunnen worden geschoord met windverbanden. In de volgende analyse wordt onderzocht of K-verbanden een goed alternatief zouden kunnen zijn voor de toegepaste schijven.



Figuur 27: Alternatief K-verband

$$\text{Eis schiefstand gebouw: } u < \sum h / 500 = 4 \times 3400 / 500 = 27 \text{ mm.}$$

$$\text{Eis schiefstand per verdieping: } u < h / 300 = 3400 / 300 = 11 \text{ mm.}$$

Verdiepingshoogte $h = 3.4 \text{ m}$, h.o.h afstand 7.2 m . De lengte van de schuine staaf in het K-verband is gelijk aan: $l = 4.95 \text{ m}$. In eerste instantie wordt aangenomen dat de staaf wordt uitgevoerd met een HE 180 A, oppervlak $A = 4525 \text{ mm}^2$.

Bruikbaarheidsgrenstoestand

Berekening horizontale belasting H per verdieping. Het moment op de begane grond is gelijk aan $M = 7359 \text{ kNm}$. Voor de eenvoud wordt aangenomen dat de kracht H voor iedere verdieping gelijk is. Met

het moment werkend op de schoor op de begane grond wordt globaal de horizontaal kracht H berekend met:

$$M_{\text{rep}} = 7764 \text{ kNm}$$

$$M = H_{\text{rep}} \times 3.4 \times (1+2+3+4) = 7764 \text{ kNm} \quad \rightarrow H_{\text{rep}} = 228 \text{ kN}$$

Op het onderste verband werkt een horizontaal kracht gelijk aan de som van de krachten H_{rep} op de verdiepingen:

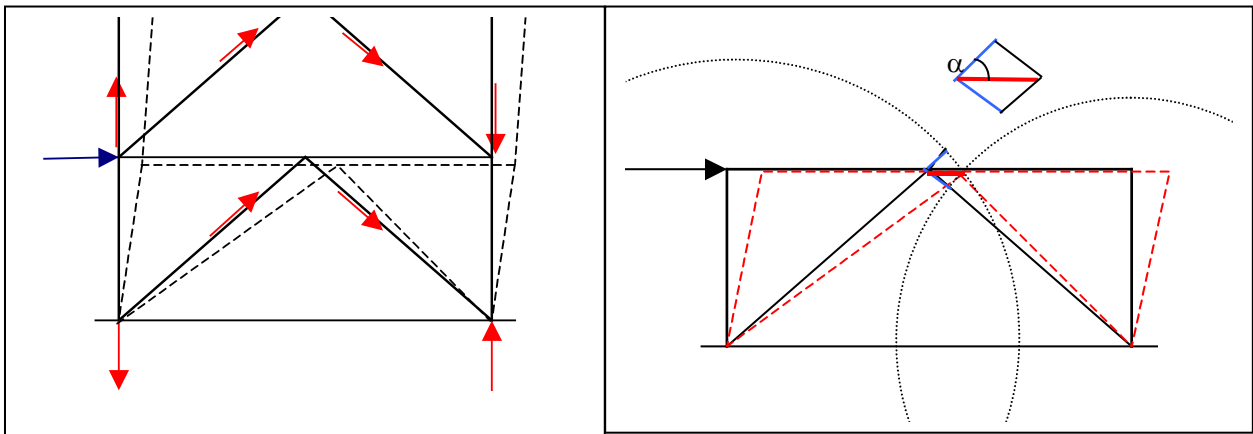
$$H_{\text{tot}} = 4 \times 228 = 912 \text{ kN}$$

Belasting op de schuine staaf van het K-verband: $N = \frac{1}{2} \times 912 \times 4.95 / (\frac{1}{2} \times 7.2) = 627 \text{ kN}$

Reactiekracht verticaal op begane grond: $N = M/a = 7764/7.2 = 1078 \text{ kN}$

De belasting op de kolom op de begane grond volgt uit het moment op de eerste verdieping:

Kolom op begane grond: $N = M/a = H_{\text{rep}} \times 3.4 \times (1+2+3)/7.2 = 646 \text{ kN}$



Figuur 28: krachten en vervormingen in het K-verband

Vervorming van een staaf belast met een normaalkracht: $\Delta = \frac{\sigma \times l}{E}$

HE 180A, $A = 4525 \text{ mm}^2$, spanning diagonaal: $\sigma = N/A = 627000/4525 = 138 \text{ N/mm}^2$

Vervorming van de schuine staaf: $\Delta = \frac{\sigma \times l}{E} = \frac{138 \times 4950}{210 \times 10^3} = 3.3 \text{ mm}$

De horizontale vervorming volgt uit figuur 29, $\Delta_H \approx \Delta / \cos \alpha$

met $\cos \alpha = \frac{1}{2} \times 7.2 / 4.95$ $\cos \alpha = \Delta_H \approx 3.3 / 0.73 = 4.5 \text{ mm}$

Eerste bouwlaag:

Eis scheefstand $u < h/300 = 3400/300 = 11 \text{ mm}$. $\Delta_H = 4.5 \text{ mm} < 11 \text{ mm}$ voldoet

Vervorming in de top

De vervorming aan de top wordt berekend met de som van de vervormingen per verdieping. Aangenomen wordt dat de horizontale vervorming per verdieping evenredig afneemt van de voet naar de top.

Vervorming top: $\Sigma\Delta_H = \Delta_H \times (1 + \frac{3}{4} + \frac{1}{2} + \frac{1}{4}) = 2.5 \times 4.5 = 11.3 \text{ mm}$

Eis scheefstand $u < \Sigma h/500 = 4 \times 3400/500 = 27 \text{ mm}$. top $\Sigma\Delta = 11.3 \text{ mm} < 27 \text{ mm}$

5 Dilataties

De bibliotheek is gedilateerd. Twee dilataties staan loodrecht op elkaar en delen het gebouw in vier afzonderlijke bouwdelen. Waarom is dit gebouw gedilateerd? In het algemeen worden gebouwen gedilateerd om vervormingen, scheefstanden en vervormingsverschillen te beperken en spanningen te reduceren door verhinderde en opgelegde vervormingen.

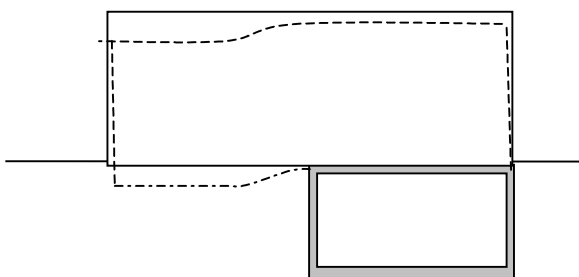
In constructies kunnen krachten ontstaan door zettingverschillen van de fundering en verhinderde vervormingen door krimp en temperatuurwisselingen. en ontstaan als de fundering zet. De respons van de constructie speelt een belangrijke rol, de krachten in de constructie door de verhinderde vervormingen nemen in grootte toe als de constructies zich als het ware verzet tegen de opgelegde vervormingen.

Zettingen

Zettingverschillen kunnen ontstaan als de ondergrond sterk varieert of de funderingen van bouwdelen sterk verschillen. Bijvoorbeeld als een deel van een gebouw op palen en een ander deel op staal is gefundeerd dan is het goed mogelijk dat de beide bouwdelen verschillende zettingen ondergaan. Zettingverschillen treden ook op als de belasting op de ondergrond sterk varieert of als bouwdelen sterk verschillen qua belasting.

Voorbeelden van zettingen door belastingverschillen op de ondergrond zijn:

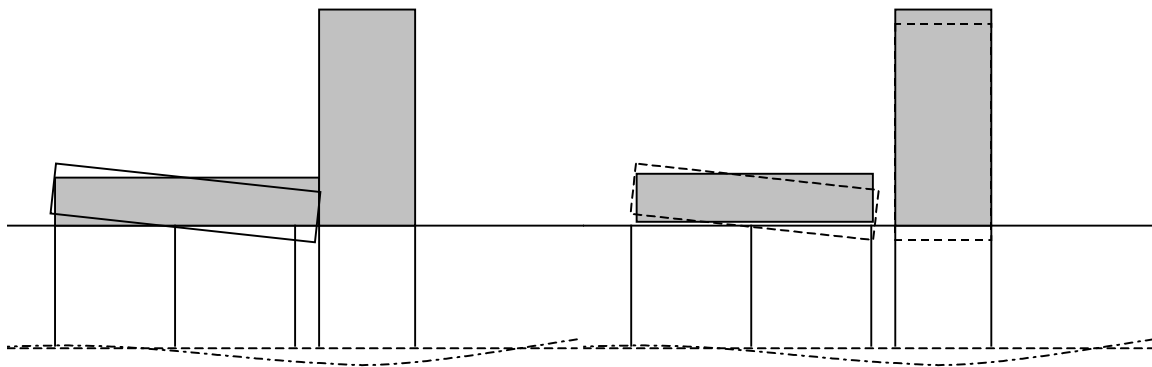
- Een gebouw bestaande uit een hoogbouw en een laagbouw.
- Een gebouw dat voor een deel is voorzien van een kelder. Een kelder is vaak lichter dan de grond die werd verwijderd voor het maken van de kelder, zodat ter plaatse van een kelder de ondergrond minder zwaar wordt belast. De belasting op de ondergrond wordt ook verminderd door de opwaartse druk van het grondwater op de keldervloer. Een gebouw met kelder zet dan ook doorgaans minder dan een identiek gebouw zonder kelder.
- Een gebouw dat voor een deel op een dijk is gesitueerd. Dijken vormen een grote belasting op de ondergrond. Door de hoge belasting zet de grond onder een dijk meer dan naast de dijk, met als gevolg dat het bouwdeel op de dijk meer zet dan het deel naast de dijk.



Figuur 29: In een gebouw met deels een kelder en deels zonder kelder zijn zetting verschillen te verwachten.

De belasting op de ondergrond is voor een hoogbouw veel groter dan voor een laagbouw. Om spanningen te voorkomen kan men de laagbouw dilateren van de hoogbouw. De belasting op de ondergrond spreidt zich uit, zodat de naast liggende laagbouw mee zakt. Een dilatatie in de begane grond vloer zal niet voorkomen dat de laagbouw alsnog vervormt. De constructie van de laagbouw

wordt bijvoorbeeld vrij slap uitgevoerd zodat deze de zettingen kan volgen en er geen grote spanningen in de constructie optreden.



Figuur 30: Door de belasting van de hoogbouw zal de laagbouw naast de hoogbouw meer zettingen dan de verderaf gelegen delen. Met als gevolg dat in de laagbouw opgelegde vervormingen ontstaan.

Om spanningen door het zettingen van de fundering van een laagbouw door een naburige hoogbouw te voorkomen kan men de volgende maatregelen nemen:

- Dilateer beide constructies.
- Maak een slappe tussenstrook tussen de laag- en hoogbouw.
- Maak de constructie van de laagbouw vrij slap, zodat deze de zettingen kan volgen zullen en er geen grote spanningen in de constructie optreden.
- Dilateer de constructie en funder de hoogbouw op een diepere en stijvere laag, zodat de grootte van de zetting afneemt. Zo werd de uitbreiding van De Nederlandsche Bank in Amsterdam gefundeerd op een diep gelegen zandlaag om de zettingen van de bestaande bouw te verminderen (zie Utiliteitsbouw figuur 6.27 [1]).

Kleine verschillen in belastingen kunnen vaak ook worden opgevangen door de fundering aan te passen. Zo kan men als de belasting op de fundering ergens aanzienlijk groter is, de fundering daar ter plaatse versterken en verstijven, door bijvoorbeeld bij een fundering op staal de strookbreedte te vergroten of bij een paalfundering het aantal palen te vermeerderen.

Bij opgelegde en verhinderde vervormingen is het van belang om te kijken naar de response van een constructie. Hoe stijver de constructie hoe groter de respons. In een constructie met stijve balken ontstaan grotere spanningen door zettingverschillen dan in een constructie met slappe vloeren.

Analyse van de spanningen door opgelegde vervormingen in de bibliotheek.

Ontstaan in de constructie van de bibliotheek spanningen door opgelegde vervormingen? De bibliotheek heeft in de kegel en de kantoorvleugel meer verdiepingen dan in de hal. Het verschil in belasting op de fundering wordt opgevangen door het aantal palen te vermeerderen. Het verschil in zetting door de variatie van de belasting is dan klein. Daarnaast zijn de vloeren relatief slap. De vloeren zullen een zettingverschil tussen twee funderingselementen kunnen volgen. De respons is klein en de spanningen door de opgelegde vervormingen zullen relatief gering zijn. Het is dan niet nodig om het gebouw te dilateren tussen de hal en de kegel en kantoorvleugel.

Temperatuurverandering

Dilataties worden ook aangebracht om spanningen door temperatuursveranderingen en krimp te vermijden of te reduceren. Door een temperatuursverandering zal een constructie vervormen. Door een temperatuursverlaging zal het volume verkleinen. Door een temperatuursverhoging zal het volume toenemen.

De verlenging of verkorting van een lange staaf kan worden berekend met: $\Delta = \Delta T \times l \times \alpha$

Met:

- Δ = vormverandering (verlenging of verkorting)
- ΔT = de verandering van de temperatuur [K]
- l = de lengte van het element
- α = de temperatuur coëfficiënt, [1/K]

In de constructie ontstaan spanningen als de vervorming belemmerd wordt. Uitgaande van de lineaire elasticiteitstheorie volgt de spanning uit:

$$\sigma = E \times \varepsilon$$

ε = de specifieke vervorming deze volgt uit:

$$\varepsilon = \Delta / l$$

Substitueer nu $\varepsilon = \Delta / l$ en $\Delta = \Delta T \times l \times \alpha$ in de formule voor de spanning:

$$\sigma = E \times \varepsilon = \frac{E \times \Delta \times l \times \alpha}{l} = E \times \Delta T \times \alpha$$

De spanning in het element is onafhankelijk van de lengte. Daar de spanning onafhankelijk is van de lengte kunnen we geen eenvoudige formule voor de afstand tussen de dilatatie geven. In de praktijk worden wel vuistregels gebruikt om dilatatieafstanden te bepalen. Metselwerk in de gevel wordt vaak gedilateerd. De gebruikelijke dilatatie afstand varieert van 4 m tot 8 m.

Het samenstellen van een materiaal uit twee verschillende materialen leidt tot interne spanningen als deze materialen niet dezelfde uitzettingscoëfficiënt hebben. De uitzettingscoëfficiënt van staal en beton is nagenoeg gelijk. Het gewapend beton wordt dan ook al lange tijd succesvol toegepast.

Voorbeeld gewapend metselwerk

In met staal gewapend metselwerk ontstaan spanningen ontstaan door temperatuur wisselingen. Stel dat een stalen koker 100×100×10 bekleed wordt met metselwerk met een dikte $t = 100$ mm. Bereken de spanningen in het metselwerk en het staal voor een temperatuurverhoging van 20⁰K.

De uitzettingscoëfficiënt van staal is gelijk aan:

$$\alpha_s = 10^{-5} [1/K]$$

De uitzettingscoëfficiënt van metselwerk is gelijk aan:

$$\alpha_{mw} = 0.6 \times 10^{-5} [1/K]$$

Stalen kokerprofiel, oppervlak:

$$A_s = 4 \times 100 \times 10 = 4000 \text{ mm}^2$$

Gemetselde bekleding, oppervlak

$$A_{mw} = 300 \times 300 - 100 \times 100 = 80000 \text{ mm}^2$$

De verlenging van de metselwerk is gelijk aan:

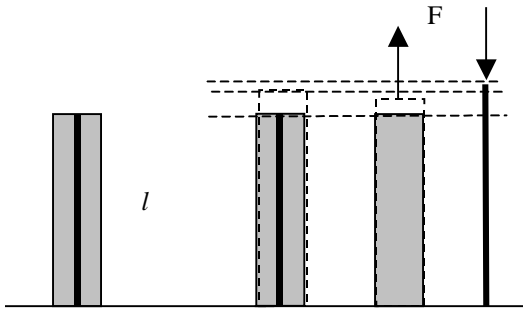
$$\Delta = \Delta T \times l \times \alpha_{mw} = 20 \times l \times 0.6 \times 10^{-5}$$

De verlenging van de stalen koker is gelijk aan:

$$\Delta = \Delta T \times l \times \alpha_s = 20 \times l \times 10^{-5}$$

De verlenging van de metselwerkkolom is kleiner dan van het staal. Door het verschil in uitzetting ontstaan er spanningen. Op het metselwerk en de staven wordt een kracht F uitgeoefend om het verschil in vervorming te compenseren. De vervorming door de kracht F op het metselwerk en op het stalen profiel volgt uit:

$$\Delta = \varepsilon \times l \rightarrow \Delta = (\sigma/E) \times l \rightarrow \Delta = F \times l / (A \times E)$$



Figuur 32: verlenging van een samengestelde staaf

De verlenging van het metselwerk is: $\Delta = \Delta T \times l \times \alpha_{mw} + F \times l / (A_{mw} \times E_{mw})$

De verlenging van de koker is: $\Delta = \Delta T \times l \times \alpha_s - F \times l / (A_s \times E_s)$

Stel dat de constructie niet scheurt, de vervorming van het metselwerk en de koker zijn dan gelijk. Gelijkstellen van de vervormingen geeft:

$$\Delta T \times l \times \alpha_{mw} + F \times l / (A_{mw} \times E_{mw}) = \Delta T \times l \times \alpha_s - F \times l / (A_s \times E_s)$$

$$F = \Delta T \times (\alpha_s - \alpha_{mw}) \times \frac{A_{mw} \times E_{mw} \times A_s \times E_s}{A_s \times E_s + A_{mw} \times E_{mw}}$$

Substitueer $\Delta T = 20^\circ \text{ K}$, $A_{mw} = 80000 \text{ mm}^2$, $E_{mw} = 4 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$, $A_s = 4000 \text{ mm}^2$, $E_s = 210 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$:

$$F = \frac{20 \times (1-0,6) \times 10^{-5} \times 80000 \times 4 \times 10^3 \times 4000 \times 210 \times 10^3}{80000 \times 4 \times 10^3 + 4000 \times 210 \times 10^3} = 18.54 \times 10^3 \text{ N}$$

De spanning in het metselwerk is: $\sigma = F/A_{mw} = 18540/(80000) = 0.23 \text{ N/mm}^2$

De spanning in het staal is: $\sigma = F/A_s = 18540/(4000) = 4.6 \text{ N/mm}^2$

De spanningen zijn vrij klein, metselwerk kan vrijwel geen trekspanningen opnemen, de constructie zal waarschijnlijk scheuren.

De spanning in het metselwerk neemt toe als de doorsnede van de stalen kolom wordt vergroot. De toename van de spanning is niet lineair met de vergroting van de doorsnede.

Stel dat de wanddikte van stalen koker verdubbeld wordt, $A_s = 4 \times 100 \times 20 = 8000 \text{ mm}^2$

Gemetselde bekleding $t = 100 \text{ mm}$, oppervlak: $A_{mw} = 300 \times 300 - 100 \times 100 = 80000 \text{ mm}^2$

Bereken de spanning als de temperatuur 20° K toeneemt. Stel dat de constructie niet scheurt, de vervorming van het metselwerk en de koker zijn dan gelijk. Gelijkstellen van de vervormingen geeft:

$$F = \Delta T \times (\alpha_s - \alpha_{mw}) \times \frac{A_{mw} \times E_{mw} \times A_s \times E_s}{A_s \times E_s + A_{mw} \times E_{mw}}$$

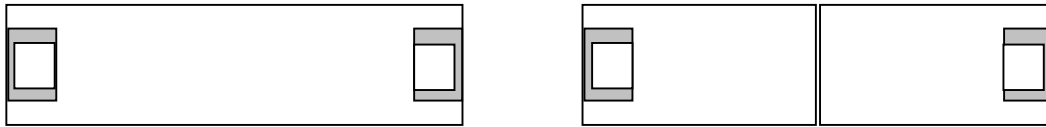
Substitueer $\Delta T = 20^\circ \text{ K}$, $A_{mw} = 80000 \text{ mm}^2$, $E_{mw} = 4 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$, $A_s = 8000 \text{ mm}^2$, $E_s = 210 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$:

$$F = \frac{20 \times (1-0,6) \times 10^{-5} \times 80000 \times 4 \times 10^3 \times 8000 \times 210 \times 10^3}{80000 \times 4 \times 10^3 + 8000 \times 210 \times 10^3} = 21.5 \times 10^3 \text{ N}$$

Spanning in het metselwerk $\sigma = F/A_{mw} = 21500/(80000) = 0.27 \text{ N/mm}^2$
 Spanning in het staal: $\sigma = F/A_s = 21500/(8000) = 2.7 \text{ N/mm}^2$

Dilateren van vloeren

Het dilateren van vloeren in gebouwen wordt bepaald door het materiaal en de belemmering van de vervormingen. In een gebouw met schijven en kernen wordt de dilatatie afstand bepaald door de vorm en positie van de schijven en kernen. De vervorming door temperatuur veranderingen worden sterk belemmerd als in het gebouw aan de kopse kanten twee kernen zijn geplaatst. Het gebouw wordt dan bijvoorbeeld gedilateerd.



Figuur 32: Gebouw met twee kernen aan de kopse kanten. Om temperatuur spanningen te voorkomen worden de vloeren van het gebouw bij voorkeur gedilateerd.

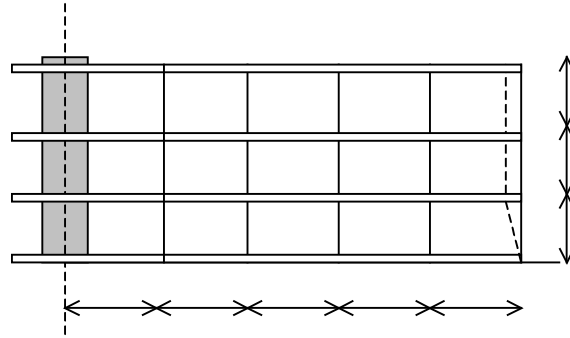


Figuur 33: Gebouw met een kern en een schijf. Door een temperatuurverandering zal de vloer verkorten of verlengen. Als de schijf slap is zal deze de vormverandering niet belemmeren. De spanningen door de temperatuur verandering zijn dan gering.

Het gunstig plaatsen van de kernen en schijven heeft veel invloed op de grootte van de spanningen door temperatuursveranderingen. Het is raadzaam om een lang gebouw te dilateren. Vaak wordt een dilatatie afstand van 40 m aangehouden. Deze dilatatieafstand komt onder andere voort uit de wens de om scheefstand van kolommen en dergelijke te beperken.

Voorbeeld

Een gebouw met een betonconstructie heeft drie bouwlagen. De kern bevindt zich in het midden. De kolomafstand is $a = 6 \text{ m}$. De lengte van het gebouw is $10 * 6 \text{ m} = 60 \text{ m}$. Het gebouw heeft een verdiepinghoogte $h = 4 \text{ m}$. De uitzettingscoëfficiënt van beton is $\alpha_c = 10^{-5} [1/K]$. Moet dit gebouw gedilateerd worden?



Figuur 34: Gebouw met een kern en een schijf . Door een krimp en temperatuurlaging zal de vloer verkorten. Door de verkorting ontstaat een scheefstand van de kolommen op de begane grond..

Door een temperatuur verandering zullen de verdiepingvloeren verkorten en verlengen. De vervorming van de begane grond vloer wordt sterk belemmerd door de fundering. Het verschil van de vervorming van de eerste verdiepingvloer en de begane grondvloer leidt tot een scheefstand.

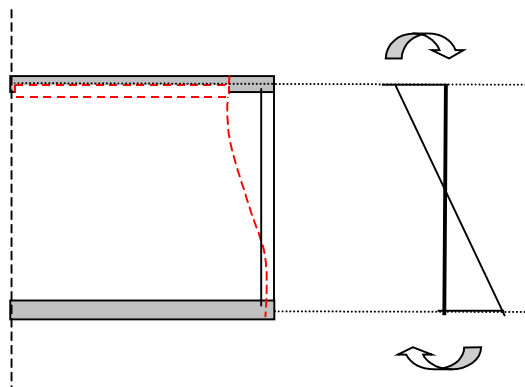
De scheefstand van de kolom in de kopse gevel is: Δ/h

De vormverandering van de vloer door een temperatuur verandering van 20°K is met $\alpha = 10^{-5}$ en $l = 5 \times 6 = 30 \text{ m}$ gelijk aan:

$$\Delta = \Delta T \times l \times \alpha = 20 \times 30 \times 10^3 \times 10^{-5} = 6 \text{ mm}$$

De scheefstand voor de eerste verdieping met $h = 4.0 \text{ m}$ is gelijk aan: $6/4000 = 1.5 \times 10^{-3}$

De scheefstand mag per verdieping niet meer zijn dan: $1/300 = 3.3 \times 10^{-3}$



Figuur 35: Vervorming ingeklemde kolom

De scheefstand door de temperatuurverandering is kleiner dan de maximaal toegestane scheefstand, dilateren is niet nodig. Voor een langer gebouw met een kleinere verdiepingshoogte zal de maximale scheefstand eerder worden bereikt.

Door de scheefstand zullen in kolommen momenten ontstaan als de kolommen momentvast met de vloeren zijn verbonden. In de kolommen ontstaan dan extra spanningen door de opgelegde vervormingen. Deze spanningen komen bovenop de spanningen door de belastingen. De grootte van de spanningen wordt bepaald door de stijfheid van de kolommen. Hoe stijver de kolom hoe groter de spanning.

Berekening van de spanning in de kolommen door de vervorming

De vervorming van een kolom, met een lengte h , die zowel boven als onder is ingeklemd is bij benadering gelijk aan:

$$\Delta = \frac{2 \times H \times (\frac{1}{2} h)^3}{3 \times EI} \quad \rightarrow \quad \Delta = \frac{H \times (h)^3}{12 \times EI}$$

De kolom heeft een doorsnede $400 \times 400 \text{ mm}^2$ en een lengte van 4 m. Stel dat de kolom ongescheurd is, dat de vloer 6 mm verkort en de elasticiteitsmodulus gelijk is aan: $E_c = 3 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$. Bereken de spanning in de kolom.

Bereken eerst de kracht H met:

$$\Delta = \frac{H \times (h)^3}{12 \times EI} \quad \rightarrow \quad 6 = \frac{H \times (4000)^3}{12 \times 3 \times 10^4 \times 400^4 / 12} \quad \rightarrow \quad H = 72 \times 10^3 \text{ N}$$

Het moment in de kolom wordt dan: $M = H \times h / 2 = 72 \times 10^3 \times 4000 / 2 = 144 \times 10^6 \text{ Nmm}$

De spanning in de kolom door dit moment volgt uit: $\sigma = M/W$

$$W = 400 \times 400^2 / 6 = 10.67 \times 10^6$$

$$\sigma = 144 \times 10^6 / (10.67 \times 10^6) = 13.5 \text{ N/mm}^2$$

Deze spanning is erg hoog, vermoedelijk scheurt de kolom, de stijfheid zal dan afnemen. Stel dat de kolom gescheurd is en de elasticiteitsmodulus gelijk is aan: $E_c = 7500 \text{ N/mm}^2$. Bereken opnieuw de spanning in de kolom.

Bereken eerst de kracht H met:

$$\Delta = \frac{H \times (h)^3}{12 EI} \quad \rightarrow \quad 6 = \frac{H \times (4000)^3}{12 \times 7500 \times 400^4 / 12} \quad \rightarrow \quad H = 18 \times 10^3 \text{ N}$$

Het moment in de kolom wordt dan: $M = H \times h / 2 = 18 \times 10^3 \times 4000 / 2 = 36 \times 10^6 \text{ Nmm}$

De spanning in de kolom door dit moment volgt uit: $\sigma = M/W$

$$\text{met } W = 400 \times 400^2 / 6 = 10.67 \times 10^6$$

$$\sigma = 36 \times 10^6 / (10.67 \times 10^6) = 3.4 \text{ N/mm}^2$$

Door het scheuren van de kolom neemt de stijfheid en de spanning sterk af.

Voorbeeld maximale lengte

Voor een gebouw met een kern in het midden, een totale lengte van 100 m en een verdiepingshoogte van 3.0 en een temperatuur verandering van 20° K wordt de grens van de scheefstand bereikt.

$$\text{Vormverandering:} \quad \Delta = \Delta T \times l \times \alpha = 20 \times 50 \times 10^3 \times 10^{-5} = 10 \text{ mm}$$

De scheefstand voor de eerste verdieping met $h = 3.0 \text{ m}$ is gelijk aan: $10/3000 = 3.3 \times 10^{-3}$.

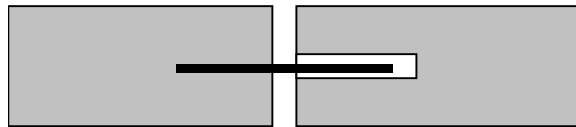
Deze scheefstand voldoet net aan de eis voor de maximale scheefstand per verdieping.

Krimp

Betonvloeren verkorten door de uitdrogingskrimp. de krimp van een beton hangt van een groot aantal factoren af voor de eenvoud wordt de krimp bij benadering gelijk gesteld aan een temperatuurverlaging van 20° K. Deze vormverandering vindt voor een groot deel binnen een jaar na de stort plaats. De vormverandering door de krimp zal de vormverandering door temperatuurverandering versterken als de temperatuur daalt. In de praktijk worden soms na de stort stroken in de vloer open gehouden, de zogenaamde krimpstroken. Deze stroken worden na een aantal maanden aangestort. Door het later aanstorten van de krimpstroken kan de uitvoering van de afbouw vertraagd worden.

Deuvels

In een dilatatie kunnen speciale deuvels worden aangebracht om dwarskrachten op te vangen en verschillen in vervorming loodrecht op de deuvel te beperken. Deze deuvels bestaan uit een cilinder waarin de deuvel past zodat deze wel kan vervormen in de langs-richting maar niet kan vervormen dwars op de deuvel. De deuvel kan geen langs-krachten maar alleen dwarskrachten loodrecht op de dilatatie overbrengen.



Figuur 37: Deuvel in een betonvloer voor de stort.

Onderbouwing dilataties voor de bibliotheek

Het dak is verbonden met schijven in de kantoorvleugel en aan de zuidzijde. De lengte en breedte van het gebouw zijn aanzienlijk, ca 90 m. De hoogte van de kolommen varieert. De krimp van de kanaalplaten is gering. Om de scheefstand van de kolommen te beperken is het dak gedilateerd met twee dilataties die loodrecht op elkaar staan en door het centrum van de kegel gaan.

De vormverandering van het dak door een temperatuur verandering van 20° K is met $\alpha = 10^{-5}$ en een ongedilateerde lengte van $l = 90$ m gelijk aan:

$$\Delta = \Delta T \times l \times \alpha = 20 \times 90 \times 10^3 \times 10^{-5} = 18 \text{ mm}$$

De scheefstand voor het dak bij de entree met $h = 4.0$ m is gelijk aan: $18/4000 = 4.5 \times 10^{-3}$

De scheefstand van het dak mag niet meer zijn dan $1/500 = 2 \times 10^{-3}$. Door het dak te dilateren wordt de scheefstand gehalveerd.

De begane grondvloer is verbonden met de kelderwanden. de lengte en breedte van de vloer zijn aanzienlijk. De verdiepingshoogte is ca 3,4 m.

Stel dat de vloer niet gedilateerd zou zijn. De vormverandering van de vloer door een temperatuur verandering van 20° K is met $\alpha = 10^{-5}$ en een ongedilateerde lengte van $l = 90$ m is gelijk aan:

$$\Delta = \Delta T \times l \times \alpha = 20 \times 90 \times 10^3 \times 10^{-5} = 18 \text{ mm}$$

De scheefstand van de kolommen met $h = 3.4 \text{ m}$ is gelijk aan: $18/3400 = 5.3 \times 10^{-3}$

De scheefstand van een kolom mag niet meer zijn dan $1/300 = 0.0033$

Ter vermindering van de scheefstand is de vloer gedilateerd met twee dilataties die loodrecht op elkaar staan en door het centrum van de kegel gaan.

Als het dak niet gedilateerd zou zijn zouden de vervormingen van de dak belemmerd worden door de stabiliteitsvoorzieningen als de kegel en de schijven bij de entree en in de kantoorvleugel. In de dakconstructie ontstaan dan trekspanningen en wellicht ook scheuren.

Berekening spanning begane grond vloer

ook in de gedilateerde vloer ontstaan spanningen doordat de kelderwanden de vervormingen door krimp en temperatuurverandering belemmeren. Uitgaande van de lineaire elasticiteitstheorie volgt de spanning uit:

$$\sigma = E \times \varepsilon$$

met:

$$\varepsilon = \text{de specifieke vervorming deze volgt uit: } \varepsilon = \Delta/l$$

De verlenging of verkorting van de vloer kan worden berekend met: $\Delta = \Delta T \times l \times \alpha$

met:

- Δ = verlenging of verkorting
- ΔT = de verandering van de temperatuur [K]
- l = de lengte
- α = de temperatuur coëfficiënt, [1/K]

Substitueer nu $\varepsilon = \Delta/l$ en $\Delta = \Delta T \times l \times \alpha$ in de formule voor de spanning $\sigma = E \times \varepsilon$:

$$\sigma = E \times \varepsilon = \frac{E \times \Delta T \times l \times \alpha}{l} = \Delta T \times E \times \alpha$$

Stel $E = 7500 \text{ N/mm}^2$ en $\alpha = 10^{-5} \text{ [1/K]}$. De krimp van de vloer kan worden gelijk gesteld aan een temperatuur verlaging van 20° K . De vormverandering door een temperatuur verlaging van 10° K en de krimp (20° K) is gelijk aan:

$$\sigma = 30 \times 7500 \times 10^{-5} = 2.25 \text{ N/mm}^2$$

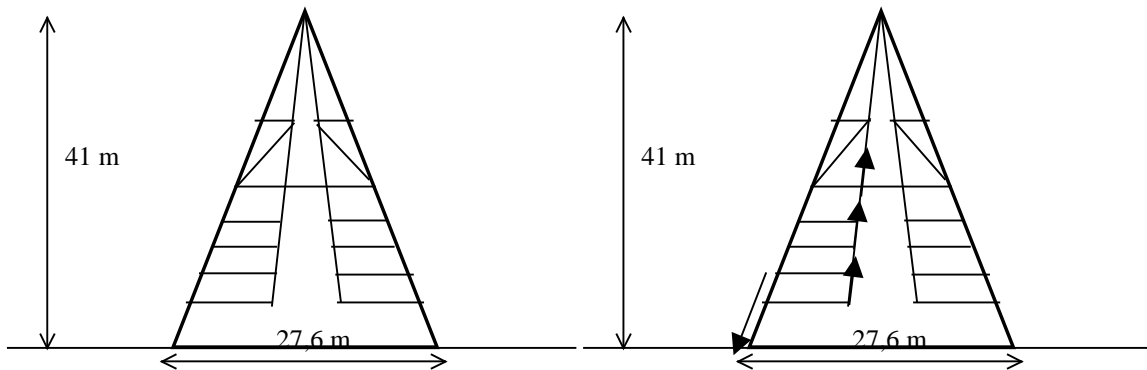
De vloer zal vermoedelijk door deze spanning scheuren en moet extra worden gewapend.

De dilataties in de begane grond vloer en het dak van de bibliotheek zijn nodig in verband met:

	begane grond vloer	dak
zetting	-	-
temp.spanning	v	v
krimp	v	-
scheefstand	v	v

Meer informatie over opgelegde vervormingen kan worden gevonden in Jellema deel 9 [1] hoofdstuk 2.6.6 en 2.6.7 ;

6 De constructie van de kegel



Figuur 37: Doorsnede kegel

Geometrie

De hoogte van de kegel is 41 m. In de kegel bevinden zich naast de begane grond vloer vier verdiepingen en een dak op 22 m. De diameter van de kegel in de kelder is bij benadering 30 m. Op de begane grond is de diameter ongeveer gelijk aan $d = 27.6$ m. De diameter van de vide op de verdiepingen is bij benadering $\frac{1}{3}$ van de diameter van de vloer.

	Hoogte	Diameter, $d =$	straal, $r =$	sparing, $d =$	overspanning ligger, $l =$	h.o.h. $a =$
Top	41 m					
Dak	22 m	12.8 m	6.4 m		$l = 6.4$ m	1.7 m
4 ^e verd.	15.53	17.2 m	8.6 m	5.7 m	$l = 5.7$ m	2.3 m
3 ^e verd.	12.03	19.5 m	9.8 m	6.5 m	$l = 6.5$ m	2.6 m
2 ^e verd.	8.53	21.9 m	11.0 m	7.3 m	$l = 7.3$ m	2.9 m
1 ^e verd.	5.03	24.2 m	12.1 m	8.0 m	$l = 8.1$ m	3.2 m
b.g.	0	27.6 m	13.8 m			
Kelder	-3.55	30.0 m	15.0 m			

Vloer eerste verdieping kegel

Op de eerste verdieping is de diameter van de kegel 24.2 m en de diameter van de sparing 8.0 m. De overspanning van de ligger is 8.1 m. De vloer bestaat uit een staalplaat betonvloer met een dikte van 190 mm. De vloer wordt ondersteund met 24 liggers HE 280 A. De hart op hart afstand a van de 24 liggers volgt uit $a = \pi \times d / 24$.

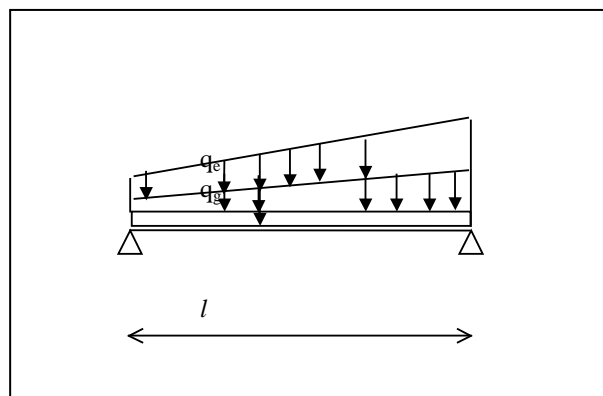
Voor de buitenomtrek is de h.o.h.afstand gelijk aan $a = \pi \times 24.2 / 24 = 3,2$ m.

Voor de binnen omtrek is de h.o.h.afstand gelijk aan $a = \pi \times 8.0 / 24 = 1.1$ m.

Ligger HE 280 A, $G = 0.8$ kN/m, $W = 0.836 \times 10^6$ mm³, $I = 104.55 \times 10^6$ mm⁴

Vloer belastingen, p :

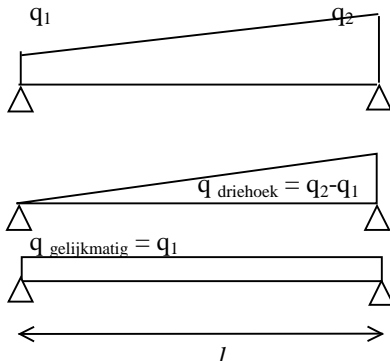
Afwerking: 1.0 kN/m²
 vloer: $0.19 \times 24 = 4.6$ kN/m²
 totaal permanent op de vloer 5.6 kN/m²
 Veranderlijke belasting: 2.5 kN/m²



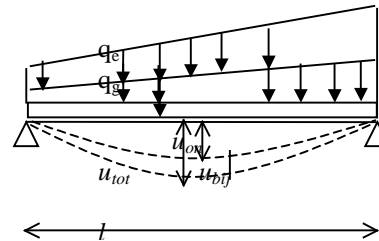
Figuur 39: belasting ligger 1^e verd. kegel

De hart op hart afstand voor de buiten omtrek is gelijk aan $a = 3.2$ m.

Veranderlijk op de vloer: $3.2 \times 2.5 = 8.0$ kN/m rekenwaarde: $1.5 \times 8,0 = 12.0$ kN/m
 Permanent vloer: $3.2 \times 5.6 = 17.9$ kN/m rekenwaarde: $1.2 \times 17.9 = 21.5$ kN/m
 eigengewicht ligger: 0.8 kN/m rekenwaarde: $1.2 \times 0.8 = 1.0$ kN/m



Figuur 39: Belasting ligger



Figuur 40: Vervorming ligger

De vloer belasting neemt linear toe van de binnenring tot de buitenring. De belasting van de vloer op de ligger bestaat uit een gelijkmatig verdeelde belasting en een linear toenemende belasting (driehoekig).

Linear toenemende belasting: $q_{d \text{ driehoek}} = \frac{2}{3} \times (12.0 + 21.5) = 22.3$ kN/m

Gelijkmatig verdeelde belasting: $q_{d \text{ gelijkmatig}} = \frac{1}{3} \times (12.0 + 21.5) + 1.0 = 12.2$ kN/m

$$M = q_{d \text{ gelijkmatig}} \times l^2 / 8 + 0,064 q_{d \text{ driehoek}} \times l^2 = 12.2 \times 8.1^2 / 8 + 0.064 \times 22.3 \times 8.1^2 = 193.7 \text{ kNm}$$

$$S235, f_s = 235 \text{ N/mm}^2, \text{spanning: } \sigma = M/W = 193.7 \times 10^6 / 0.863 \times 10^6 = 224 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2$$

Vervorming

$$u_{\text{tot}} = \frac{5 q_{\text{gelijkmatig}} \times l^4}{384 \times EI} + 0.0065 \frac{q_{\text{driehoek}} \times l^4}{EI} < 0.004 \times l$$

Veranderlijke belasting

Linear toenemende belasting: $q_{\text{driehoek}} = \frac{2}{3} \times 8,0 = 5.3$ kN/m

Gelijkmatig verdeelde belasting $q_{\text{gelijkmatig}} = \frac{1}{3} \times 8,0 = 2.7$ kN/m

$$u_{\text{bij}} = \frac{5 \times q_{\text{ver.gelijkm}} \times l^4}{384 \times EI} + \frac{0,0065 \times q_{1 \text{ ver. Drieh}} \times l^4}{EI} < 0.003 \times l$$

$$u_{\text{tot}} = \frac{5 \times 2.7 \times 8100^4}{384 \times 2.10 \times 10^5 \times 104.55 \times 10^6} + \frac{0.0065 \times 5.3 \times 8100^4}{2.10 \times 10^5 \times 104.55 \times 10^6} = 7 + 7 < 0.003 \times l = 24 \text{ mm}$$

Totale belasting

Linear toenemende belasting: $q_{d1} = \frac{2}{3} \times (8.0 + 17.9) = 17.3$ kN/m

Gelijkmatig verdeelde belasting $q_{d2} = \frac{1}{3} \times (8.0 + 17.9) + 1.0 = 9.6$ kN/m

$$u_{\text{tot}} = \frac{5 q_{\text{gelijkmatig}} \times l^4}{384 EI} + 0.0065 \frac{q_{\text{Drieh1}} \times l^4}{EI} < 0.004 \times l$$

$$u_{\text{tot}} = \frac{5 \times 9.6 \times 8100^4}{384 \times 2.10 \times 10^5 \times 104,55 \times 10^6} + \frac{0.0065 \times 17.3_i \times 8100^4}{2.10 \times 10^5 \times 104,55 \times 10^6} = 25 + 22 > 0,004 \times l = 32 \text{ mm}$$

De benodigde zeeg is: $u_{\text{zeeg}} > 47 - 32 = 15 \text{ mm}$

Trekstang Ø59

De belasting op de liggers is maximaal aan de buitenring: $q_{\text{max}} = p \times a \text{ kN/m}$

De h.o.h. afstand a van de 24 liggers wordt berekend met: $a = \pi \times d / 24$.

Voor een lineair toenemende belasting van $1/3 q$ naar $2/3 q$ is de oplegreactie op het binnenste steunpunt gelijk aan:

$$V_1 = (1/3 q_{\text{max}}) \times 1/2 l + 1/2 \times (2/3 q_{\text{max}}) \times 1/3 l = 5/18 q_{\text{max}} \times l$$

Met $q_{\text{max}} = p \times a$: $V_1 = 5/18 p \times a \times l$

Belastingen op de trekstang

Trekstangen	overspanning / [m]	factor	h.o.h. a [m]	Belasting p [kN/m ²]	Perm. [kN]	Ver. [kN]	Mom. [kN]
1^e verdieping							
Veranderlijk	8.1	5/18	3.2	2.5		18.0	9.0
Permanent	8.1	5/18	3.2	5.6	40.3		
Ligger	8.1	1/2		0.8	<u>3.2</u>		
Uit 1 ^e verd.					43.5		9.0
2^e verdieping							
Veranderlijk	7.3	5/18	2.9	2.5		14.7	7.4
Permanent	7.3	5/18	2.9	5.6	32.9		
Ligger	7.3	1/2		0.8	<u>2.9</u>		
Uit 1 ^e + 2 ^e verdieping					79.3		16.4
3^e verdieping							
Veranderlijk	6.5	5/18	2.6	2.5		11.7	5.9
Permanent	6.5	5/18	2.6	5.6	26.3		
Ligger	6.5	1/2		0.8	<u>2.6</u>		
Uit 1 ^e + 2 ^e + 3 ^e verdieping					108.2		12.3
4^e verdieping							
Veranderlijk	5.7	5/18	2.3	2.5		9.1	4.6
Permanent	5.7	5/18	2.3	5.6	20.4		
Ligger	5.7	1/2		0.8	<u>2.3</u>		
Uit 1 ^e + 2 ^e + 3 ^e + 4 ^e verd.					130.9		16.9
Dak							
Veranderlijk	4.3	5/18 + 1/9	1.7	1.0		2.8	0
Permanent	4.3	5/18 + 1/9	1.7	5.6	15,9		
Ligger	4.3	1/2 + 1/2		0.8	<u>3.4</u>		
Totaal					150.2		16.9

Resume belasting op de trekstang

Trekstangen	Perm.	Ver.	Mom.
1 ^e verdieping	43.5	18.0	9.0
2 ^e verdieping	<u>35.8</u>	14.7	<u>7.4</u>
Uit 1 ^e + 2 ^e verd.	79.3		16.4
3 ^e verdieping	<u>28.9</u>	11.7	<u>5.9</u>
Uit 1 ^e + 2 ^e + 3 ^e verd.	108.2		12.3
4 ^e verdieping	<u>22.7</u>	9.1	<u>4.6</u>
Uit 1 ^e + 2 ^e + 3 ^e + 4 ^e verd.	130.9		16.9
dak	<u>19.3</u>	2.8	<u>0</u>
totaal	150.2		16.9

Normaalkracht, rekenwaarde, met extreme belasting op 1^e en 2^e verdieping:

$$N_d = 1.2 \times 150.2 + 1.5 \times (18.0 + 14.7 + 5.9 + 4.6 + 0) = 245 \text{ kN}$$

Trekstang Ø59, het oppervlak van de doorsnede is gelijk aan $A = \pi d^2/4 = 2734 \text{ mm}^2$

Normaalspanning: $\sigma_d = \frac{+N_d}{A} = \frac{+245 \times 10^3}{2734} = +90 \text{ N/mm}^2 \leq 235 \text{ N/mm}^2$, voldoet

Vervorming

De vervorming wordt berekend met: $\Delta = \frac{\sigma \times l}{E} = \frac{N \times l}{EA} = \frac{N \times l}{2734 \times 210 \times 10^3}$

De vervormingen door de permanente en momentane belasting zijn:

	Hoogte	Cumulatieve Perm. belasting	Lengte bovenliggende staaf	Verlenging $\delta = \sigma \cdot l / E$	Cum. Mom. belasting	Verlenging $\Delta = \sigma \cdot l / E$
Top	41.0 m					
Dak	22.0 m	150.2	19.0 m	5.0 mm	16.9	0.6 mm
4 ^e verd.	15.5 m	130.9	6.5 m	1.5 mm	16.9	0.2 mm
3 ^e verd.	12.0 m	108.2	3.5 m	0.7 mm	12.3	0.1 mm
2 ^e verd.	8.5 m	79.3	3.5 m	0.5 mm	16.4	0.1 mm
1 ^e verd.	5.0 m	43.5	3.5 m	<u>0.3 mm</u>	9.0	<u>0.1 mm</u>
totaal				8.0 mm		1.1 mm

De vervormingen zijn vrij klein, de helling van de vloer door de vervorming van de trekstaaf door de permanente en momentane belasting op de eerste verdieping is gelijk aan:

$$\phi = (8.0 + 1.1) / 8100 = 0.0011 < 1/300.$$

Door de extreme belasting op een vloer zal de vervorming van de trekstaaf iets toenemen. De vervormingen door de permanente en momentane belasting zijn zo klein dat de extra vervorming door een toenemen van de belasting van momentaan naar extreem ook zeer klein zal zijn.

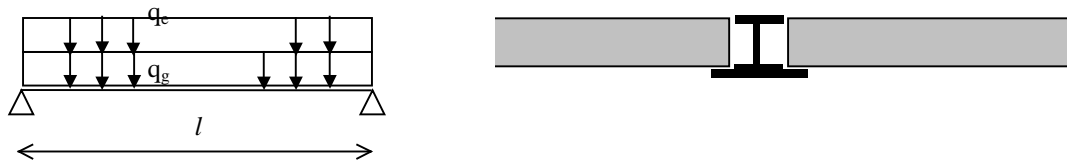
Literatuur

- [1] Kamerling J.W., M.W. Kamerling, *Utiliteitsbouw, Jellema deel 9*, Thieme Meulenhoff Amersfoort 2011;
- [2] Nijssse R. Dictaat *Draagconstructies deel 1*, Delft;
- [3] Nijssse R. Dictaat *Draagconstructies deel 2*, Delft.

Bijlage 1 Geïntegreerde liggers in het dak

Ligger

De dakplaten worden ondersteund met geïntegreerde stalen liggers met een overspanning $l = 7.2$ m. Meestal is de hoogte van de geïntegreerde ligger gelijk aan de dikte van de plaat. Bij de bibliotheek is de ligger hoger dan de plaat. In eerste instantie wordt onderzocht of een geïntegreerde ligger en een hoedligger met een hoogte gelijk aan de plaat zouden kunnen worden toegepast.



Figuur 1: Belastingenschema en de doorsnede over de geïntegreerde ligger

Geïntegreerde ligger met hoogte gelijk aan kanaalplaat.

De HE ligger is versterkt met een plaat aan de onderzijde.

Ligger HE 200 B + 400×15: $W = 0.655 \times 10^6 \text{ mm}^3$, $I = 96.29 \times 10^6 \text{ mm}^4$

Belastingen

Veranderlijke belasting:	$5.0 \times 7.2 = 36 \text{ kN/m}$
Afwerking, afschot, grond:	1.0 kN/m^2
druklaag:	1.0 kN/m^2
dakplaten:	3.0 kN/m^2
totaal dak	$5.0 \times 7.2 = 36 \text{ kN/m}$
eigengewicht ligger:	1.1 kNm

Rekenwaarde belasting: $q_d = 1.2 \times 37.1 + 1.5 \times 36 = 98.5 \text{ kN/m}^2$

$$M_d = q_d \times l^2 / 8 = 98.5 \times 7.2^2 / 8 = 638 \text{ kNm}$$

S235, $f_s = 235 \text{ N/mm}^2$

Spanning: $\sigma = M_d / W = 638 \times 10^6 / 0.655 \cdot 10^6 = 975 \text{ N/mm}^2 > 235 \text{ N/mm}^2$, voldoet niet

Controle bijkomende vervorming: $u_{\text{bij}} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 EI} < 0.004 \cdot l$

$$u_{\text{bij}} = \frac{5 \times 36 \times 7200^4}{384 \times 2.10 \times 10^5 \times 96.29 \times 10^6} = 62 > 0.004 \times l = 29 \text{ mm. voldoet niet}$$

De vervorming en de spanning voldoen beide niet aan de gestelde eisen.

Geïntegreerde hoedligger met hoogte gelijk aan kanaalplaat

De dakplaten worden ondersteund met geïntegreerde liggers met een overspanning $l = 7.2$ m

Ligger THQ 200-5-290-35-500-20 $W = 2.037 \times 10^6 \text{ mm}^3$,

$I = 195.01 \times 10^6 \text{ mm}^4$



Figuur 2: Geïntegreerde hoedligger

Belastingen

Veranderlijke belasting:	5.0	× 7.2 = 36 kN/m
Afwerking, afschot, grond:	1.0 kN/m ²	
druklaag:	1.0 kN/m ²	
dakplaten:	<u>3.0 kN/m²</u>	
totaal dak	5.0	× 7.2 = 36 kN/m
eigengewicht ligger:		1.8 kNm

Rekenwaarde belasting: $q_d = 1.2 \times 37.8 + 1.5 \times 36 = 99.4 \text{ kN/m}^2$

$M_d = q_d \times l^2 / 8 = 99.4 \times 7.2^2 / 8 = 644 \text{ kNm}$

S235, $f_s = 235 \text{ N/mm}^2$

Spanning: $\sigma = M/W = 644 \times 10^6 / 2.037 \times 10^6 = 316 \text{ N/mm}^2 > 235 \text{ N/mm}^2$ voldoet niet.

Vervorming

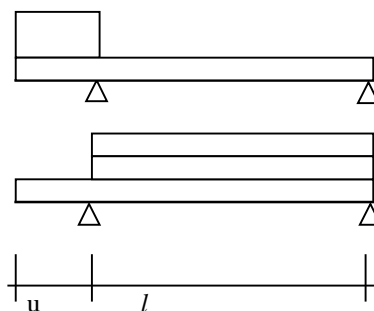
Controle bijkomende vervorming: $u_{bij} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 EI} < 0.004 \times l$

$u_{bij} = \frac{5 \times 36 \times 7200^4}{384 \times 2.10 \times 10^5 \times 195.01 \times 10^6} = 31 > 0.004 \times l = 29 \text{ mm}$, voldoet niet

De bijkomende vervorming en de spanning voldoen beide niet aan de gestelde eisen.

Bijlage 2 Uitkragende vloer op de 1^e verdieping

Ter plaatse van een vide kraagt de vloer van de kantoorverdiepingen uit, met $u = 1.8 \text{ m}$. De overspanning van de 1e verdiepingvloer is 7.8 m . Voor een strook met breedte van 1.0 m worden de spanningen en vervormingen berekend.



Figuur 1: Uitkragende vloer ter plaatse van een vide.

Vloerdikte: $t = 250 \text{ mm}$, $W = 1000 \times 250^2 / 6 = 10.4 \times 10^6 \text{ mm}^3$, $I = 1000 \times 250^3 / 12 = 1.3 \times 10^9 \text{ mm}^4$
 Beton kwaliteit C25/30, maximale spanning: $f_c = 16.7 \text{ N/mm}^2$, $E_c = 31000 \text{ N/mm}^2$, kruip $\phi = 3$.

Rekenwaarde belasting

Rekenwaarde veranderlijke belasting $q_{d \text{ ver}} = 1.5 \times 2.5 = 3.75 \text{ kN/m}$
 Rekenwaarde permanente belasting $q_{d \text{ ver}} = 1.2 \times 7.5 = 9.0 \text{ kN/m}$
 Rekenwaarde permanente belasting gunstig $q_{d \text{ ver}} = 0.9 \times 7.5 = 6.75 \text{ kN/m}$

Belasting schikking veranderlijke belasting op het veld, de uitkraging wordt alleen permanent belast (gunstig).

Veld vol belast momentensom: $M_{d \text{ veld}} = \frac{1}{8} \times (1.2 \times 7.5 + 1.5 \times 2.5) \times 7.8^2 = 100 \text{ kNm}$
 Uitkraging permanent gunstig: $M_{d \text{ uitkr}} = \frac{1}{2} \times 6.75 \times 1.8^2 = 10.9 \text{ kNm}$
 Veld moment $M_{d \text{ veld}} = 100 - \frac{1}{2} \times 10.9 = 94.6 \text{ kNm}$

Vloer dikte $t = 250 \text{ mm}$, $W = 1000 \times 250^2 / 6 = 10.4 \times 10^6$

Spanning: $\sigma = M/W = 94.6 \times 10^6 / 10.4 \times 10^6 = 9.1 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$, de sterkte voldoet.

Controle vervorming in het veld

Stijfheid $EI = 31000 \times 1.3 \times 10^9 = 40 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$, kruip $\phi = 2$. Vervorming veld: $u = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times EI} - \frac{M_{\text{uitkr}} \times l^2}{16 \times EI}$

Maatgevende belasting schikking: het veld wordt vol belast, de uitkraging wordt alleen permanent belast.

Permanente belasting, onmiddellijke vervorming:

$$u_{\text{on}} = \frac{5 \times 7.5 \times 7.8^4 \times 10^{12}}{384 \times 40 \times 10^{12}} - \frac{(7.5 \times 1.8^2 / 2) \times 7.8^2 \times 10^{12}}{16 \times 40 \times 10^{12}} = 9 - 1 = 8 \text{ mm}$$

Door de kruip neemt de vervorming toe met: $u_{\text{kr}} = 3 \times 8 = 24 \text{ mm}$

Door de veranderlijke belasting is de vervorming: $u = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times EI}$

$$u = \frac{5 \times 2.5 \times 7.8^4 \times 10^{12}}{384 \times 40 \times 10^{12}} = 3 \text{ mm}$$

Door de kruip ten gevolge van de momentane veranderlijke belasting ($0.5 \times q_{\text{ver}}$) neemt de vervorming toe met:

$$u_{\text{kr}} = 3 \times (0.5 \times 3) = 4.5 \text{ mm}$$

Totale vervorming: $u_{\text{tot}} = 8 + 24 + 3 + 4.5 = 39.5 \text{ mm}$

Eis zakking: $u_{\text{eind}} = u_{\text{tot}} - u_{\text{zeeg}} < 0.004 \times 7.8 \times 10^3 = 31 \text{ mm}$

De constructie moet worden uitgevoerd met een zeeg, u_{zeeg}

Zakking: $u_{\text{eind}} = 39.5 - u_{\text{zeeg}} < 31 \text{ mm}$, $u_{\text{zeeg}} > 8.5 \text{ mm}$

De bijkomende vervorming moet voldoen aan de eis : $u_{\text{bij}} < 0.003 \times 7.8 \times 10^3 = 23 \text{ mm}$

$$u_{\text{bij}} = u_{\text{tot}} - u_{\text{on}} = 39.5 - 8 = 31.5 \text{ mm} > 23 \text{ mm}$$

Conclusie: zowel de sterkte voldoet maar de stijfheid van de vloer op de 1^e verdieping voldoen niet.

Door de scheefstaande kolommen zijn de overspanningen van de tweede en derde verdieping groter dan de overspanning van de eerste verdieping. In deze vloeren zullen de spanningen en vervormingen dan ook groter zijn dan in de berekende vloer. Anderzijds is de omvang van de vide beperkt. De vloeren naast de vide zullen een deel van de belasting overnemen. In de bovenstaande berekening is het effect van de naastliggende vloeren niet meegenomen, wellicht dat met een nauwkeuriger berekening kan worden aangetoond dat de vloeren op de 1^e, 2^e en 3^e verdieping voldoen.