

Drijvende woning

Eindrapportage Bachelor Eindwerk

Auteur: Robin Fasel
Studentnummer: 1376810
Opleiding: Civiele Techniek
Onderwijsinstelling: TU Delft

Eerste Begeleider: Ir. P. Lagendijk
Tweede begeleider: Dr. Ir. P.C.J. Hoogenboom

Datum: 4 mei 2015

Voorwoord

Voor u ligt de eindrapportage 'Drijvende woning' van het bachelor eindwerk, waarin een ontwerp gemaakt wordt voor een betonnen drijflichaam. Het rapport is gemaakt ter afsluiting van de bachelor fase van de studie Civiele Techniek.

Ik wil mijn begeleiders ir. P. Lagendijk en dr. ir. P.C.J Hoogenboom bedanken voor hun eindeloze geduld en het altijd tijd kunnen maken voor vragen. Daarnaast wil ik Ivana Meek bedanken voor het motiveren en steunen op de momenten wanneer ik het moeilijk had.

Ik wens u veel leesplezier.

Robin Fasel

Delft, 24 april 2015.

Samenvatting

In dit rapport wordt een ontwerp gemaakt voor een betonnen drijflichaam van een drijvende woning in de Harnaschpolder te Delft. In verband met sedimentatie zijn er eisen gesteld aan de maximale diepgang voor de woning die liggen op 1,60 m. Om deze eis te halen moet het drijflichaam daarom zo licht mogelijk worden geconstrueerd. Het doel van dit eindwerk is dan ook: het ontwerpen van een betonnen drijflichaam voor een tweelaags waterwoning uitgevoerd in houtskelet met een zo laag mogelijke diepgang.

Als leidraad voor de ontwerpberekeningen wordt de Nederlands technische afspraak gevolgd die geldt voor drijvende bouwwerken. Op punten waar deze niet toereikend is wordt gebruik gemaakt van de Eurocode.

Begonnen wordt met het dimensioneren van een standaard betonnen bak, bestaande uit een vloer en vier wanden. De afmetingen hiervan worden bepaald aan de hand van ontwerpformules die gebaseerd zijn op buiging. Deze formules blijken geschikt te zijn voor een drijvende woning. De woning is veel te zwaar waardoor de eis van de maximale diepgang met 0,55 m wordt overschreden. Om het gewicht van de woning te verlagen wordt rigoureus in de hoogte van de vloer gesneden. Deze wordt zo gekozen dat aan de eis van maximale diepgang en aan de eisen van stabiliteit wordt voldaan.

Met de nieuw gekozen afmetingen worden de constructiedelen getoetst op de constructieve sterkte. Deze blijken te voldoen, de vloer en wanden kunnen gerealiseerd worden. Om het beginontwerp in het vervolg te kunnen vergelijken met de ontwerpvarianten wordt getracht deze te minimaliseren. Dit gebeurt aan de hand van drie voorwaarden: de maximale oppervlakte van een staaf diameter, de maximale wapeningeis en de maximale scheurwijdte. Daarnaast wordt er een ondergrens opgesteld voor de hoogte door eisen voor de dekking en minimumafstanden tussen wapeningsstaven. Na de minimalisatie kan de vloer 10 mm dunner geproduceerd worden. Voor de hoogte van de vloer wordt 140 mm gevonden. Voor de wanden wordt een waarde van 70 mm gevonden.

De beschouwde ontwerpen bestaan allemaal uit varianten met ribben, het verschil is de richting waarin deze liggen: in de lengte, in de breedte of een combinatie van beiden. Om de optimale breedte-hoogte verhouding van een rib te vinden wordt de configuratie van de wapening in een rib beschouwd. Wanneer de wapeningstaven boven elkaar liggen kan het meeste beton bespaard worden.

Door gebruik te maken van de ribben kan de vloer dunner geconstrueerd worden. De variant '3 ribben' blijkt het meest gunstig. Wanneer deze met het beginontwerp wordt vergeleken blijkt een reductie in diepgang van 0,07 m mogelijk. Hier zitten wel extra kosten aan verbonden. Het gebruik van ribben is dus alleen relevant wanneer de reductie in diepgang echt nodig.

Inhoudsopgave

1	Inleiding.....	5
1.1	Probleemstelling	5
1.2	Doelstelling	5
1.3	Opbouw rapportage.....	5
2	Uitgangspunten.....	6
2.1	Normen en richtlijnen	6
2.2	Ontwerplevensduur	6
2.3	Gevolgklasse.....	6
2.4	Milieuklassen	6
2.5	Dekking.....	6
2.6	Ontwerpuitgangspunten.....	7
2.7	Bouwprocedure	8
2.8	Materiaaleigenschappen	8
2.9	Belastingfactoren	9
3	Belastingen.....	10
3.1	Blijvende belastingen	10
3.2	Veranderlijke belastingen	11
3.3	Buitengewone belastingen	12
3.4	Gewichtsberekening	12
4	Stabiliteit	14
4.1	Metacentrum	14
4.2	Diepgang en maximale slagzij	14
4.3	Veiligheidsafstand	17
4.4	Maximale helling.....	17
4.5	Conclusie	18
5	Constructieve sterkte.....	20
5.1	Belastingafdracht	20
5.2	Belastingcombinaties	21
5.3	Sterkte berekening vloer.....	22
5.4	Sterkte berekening wanden.....	29
5.5	Conclusie	32
6	Minimalisatie nulontwerp.....	33
6.1	Voorwaarden minimalisatie	33

6.2	Minimalisatie vloer	33
6.3	Minimalisatie wand.....	35
6.4	Conclusie	35
7	Ontwerpvarianten.....	37
7.1	Variant 1 rib	37
7.2	Varianten rib	43
7.3	Varianten rib-	44
7.4	Varianten rib+	45
8	Conclusie en aanbevelingen	51
	Literatuur	53
	Bijlagen.....	54
A.	Sneeuwbelasting.....	54
B.	Windbelasting	55
C.	Zwaartepunt.....	56
D.	Metacentrum	57
E.	Bepaling wapening vloer.....	58
F.	Bepaling scheurwijdte vloer.....	60
G.	Bepaling dwarskracht vloer.....	62
H.	Bepaling wanden.....	63
I.	Berekening rib.....	65
J.	Momenten varianten rib.....	67

1 Inleiding

1.1 Probleemstelling

In de Harnaschpolder in Delft is een project gaande waarbij zes waterwoningen worden gebouwd. Op dit moment zijn een paar van deze woningen gereed. In verband met de maximale diepgang van 1,60 meter voor het voorkomen van sedimentatie hebben de woningen drijflichamen gemaakt van glasvezelversterkt composiet. In tegenstelling tot beton is dit een dure oplossing. Het zou goedkoper zijn om de drijflichamen van beton te laten maken. Aangezien beton zwaarder is, heeft dit met de standaard methode als consequentie dat de diepgang groter wordt. Om de diepgang laag te houden zal er dus een alternatief ontwerp gemaakt moeten worden om dit te kunnen bewerkstelligen.

1.2 Doelstelling

Het ontwerpen van een betonnen drijflichaam voor een tweelaags waterwoning uitgevoerd in houtskelet met een zo laag mogelijke diepgang.

1.3 Opbouw rapportage

In hoofdstuk 2 worden de uitgangspunten besproken die gehanteerd worden. In hoofdstuk 3 komen de belastingen aan de orde die op de constructie werken, waarna in hoofdstuk 4 de constructie aan de stabiliteitseisen wordt getoetst. Hoofdstuk 5 betreft de constructieve sterkte van de constructie. Vervolgens zal in hoofdstuk 6 gepoogd worden de constructie te minimaliseren. In hoofdstuk 7 komen de verschillende varianten aan bod en worden ten slotte in hoofdstuk 8 met elkaar vergeleken.

2 Uitgangspunten

Voordat begonnen kan worden met het maken van een ontwerp moeten er eerst aannames gedaan worden. In dit hoofdstuk wordt besproken welke normen er gehanteerd worden en wat de uitgangspunten zijn.

2.1 Normen en richtlijnen

De constructieve berekeningen worden gemaakt aan de hand van de Eurocode en de Nederlandse technische afspraak – Drijvende bouwwerken (NTA 8111:2011). In Tabel 1 is een opsomming gegeven van de gebruikte normen uit de Eurocode.

Tabel 1 – Gebruikte normen

Norm	Omschrijving
Eurocode 0	Grondslagen
NEN-EN 1990	Grondslagen van het constructief ontwerp
Eurocode 1	Belastingen op constructies
NEN-EN 1991-1-1	Volumieke gewichten, eigen gewicht en opgelegde belastingen voor gebouwen
NEN-EN 1991-1-3	Sneeuwbelasting
NEN-EN 1991-1-4	Windbelasting
Eurocode 2	Ontwerp en berekening van betonconstructies
NEN-EN 1992-1-1	Algemene regels en regels voor gebouwen
NEN-EN 1992-3	Constructies voor keren en opslaan van stoffen

2.2 Ontwerplevensduur

De ontwerplevensduur van de drijvende woning is 50 jaar.

2.3 Gevolgklasse

Het betonnen drijflichaam, hierna casco genoemd, wordt berekend aan de hand van CC2. Bij het bezwijken van de constructie zijn er middelmatige gevolgen voor het verliezen van mensenlevens [1]. De vermenigvuldigingsfactor K_{FI} behorende bij deze gevolgklasse is gelijk aan 1,0 en zal daarom achterwege gelaten worden.

2.4 Milieuklassen

Het casco bestaat uit een vloer en vier wanden. Nagenoeg de hele buitenzijde van het casco zal de gehele levensduur in het water blijven liggen. De binnenzijde van het beton zal droog blijven. Voor de twee zijden gelden dus verschillende milieuklassen. Voor de vloer en de wanden gelden dezelfde milieuklassen.

De milieuklassen die worden aangehouden voor de buitenzijde zijn: XC1 en XS2.

De milieuklasse die wordt aangehouden voor de binnenzijde is: XC3.

2.5 Dekking

De nominale dekking wordt gegeven in NEN-EN 1992-1-1, art. 4.4.4.1 [2] door:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

waarin:

c_{min} is de minimumdekking;

Δc_{dev} is de uitvoeringstolerantie.

De dekking van een betonnen element is afhankelijk van de constructieklasse. Voor een ontwerplevensduur van 50 jaar wordt volgens de norm constructieklasse S4 aanbevolen. Deze constructieklasse kan verminderd worden als aan bepaalde voorwaarden wordt voldaan. Dit is onder andere het geval wanneer een bepaalde sterkte klasse wordt gebruikt, het element een plaatgeometrie heeft en specifieke kwaliteitsbeheersing van de betonproductie wordt gewaarborgd.

Voor de constructie wordt sterkteklasse C35/45 gebruikt (Tabel E.1N, [2]). Voor de binnenzijde mag hierdoor de constructieklasse worden verminderd. Voor de buitenzijde mag dit niet, de sterkteklasse moet hiervoor minimaal C45/55 zijn. Daarnaast mag voor beide zijden de constructieklasse gereduceerd worden omdat de wanden en vloer opgevat kunnen worden als plaatgeometrieën en het casco in een gecontroleerde omgeving gestort wordt. Voor de binnenzijde kan de constructieklasse dus verminderd worden met drie klassen en de buitenzijde met twee klassen.

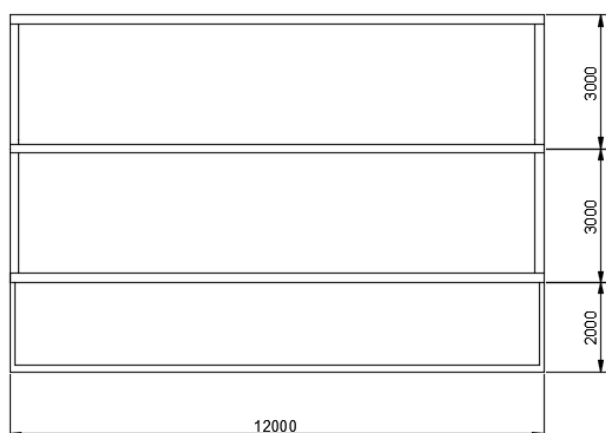
Voor de buitenzijde kan uit Tabel 2 met constructieklasse S2 en milieuklasse XS2 de minimumdekking $c_{min,dur} = 30$ mm worden gehaald. Voor de binnenzijde wordt de waarde $c_{min,dur} = 10$ mm gevonden. De waarde van de uitvoeringstolerantie wordt gegeven in de nationale bijlage bij deze norm: $\Delta c_{dev} = 5$ mm [3]. De nominale dekking aan de binnenzijde bedraagt dus 15 mm en aan de buitenzijde 35 mm.

Tabel 2 – Waarden van de minimale dekkingseisen voor $c_{min,dur}$ (Bron: Tabel 4.4N [2])

Omgevingseisen voor $c_{min,dur}$ mm							
Constructie- klasse	Milieuklasse volgens tabel 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	25
S2	10	10	15	20	25	30	30
S3	10	10	20	25	30	35	35
S4	10	15	25	30	35	40	40
S5	15	20	30	35	40	45	45
S6	20	25	35	40	45	50	50

2.6 Ontwerputgangspunten

De drijvende woning is een constructie van twee verdiepingen met een oppervlakte van 10 bij 12 meter. Bovenop het casco zal de begane grond aangebracht worden. Het casco zal zich gedeeltelijk onder de waterspiegel bevinden. Voor de wanden van het casco wordt een hoogte van 2 meter aangenomen en voor de verdiepingshoogte wordt 3 meter aangenomen. De bovenbouw zal uitgevoerd worden in houtskelet. In Figuur 1 is een doorsnede te zien van het beginontwerp.



Figuur 1 – Langsdoorsnede beginontwerp

2.7 Bouwprocedure

Het casco zal gemaakt worden in een droogdok en zal in één keer gestort worden, dit om lekken te voorkomen. In de berekeningen is geen rekening gehouden met belastingen onder invloed van alleen het eigen gewicht, het casco kan dus niet opgehesen worden. Het vervoer zal dus over water moeten gebeuren. Eventueel zou de bovenbouw wel later geplaatst kunnen worden. Wanneer de belasting van de bovenbouw niet aanwezig is, zijn de doorsnede krachten in de vloer en wanden kleiner.

2.8 Materiaaleigenschappen

In de volgende paragrafen volgt een overzicht van de materiaaleigenschappen van het gebruikte beton en staal.

2.8.1 Beton

Voor het beton wordt constructiebeton met sterkteklasse C35/C45 gebruikt. De materiaaleigenschappen worden hieronder weergegeven.

f_{ck}	35 MPa
$f_{ck,cube}$	45 MPa
f_{cm}	43 MPa
f_{ctm}	3,2 MPa
$f_{ctk,0,05}$	2,2 MPa
$f_{ctk,0,95}$	4,2 MPa
E_{cm}	34 GPa
ϵ_{c1}	2,25‰
ϵ_{cu1}	3,5 ‰
ϵ_{c2}	2,0 ‰
ϵ_{cu2}	3,5 ‰
n	2,0
ϵ_{c1}	1,75 ‰
ϵ_{c1}	3,5 ‰

2.8.2 Wapeningsstaal

Voor het wapeningsstaal wordt gebruikt gemaakt van FeB500 met de volgende eigenschappen:

f_{yk}	500 N/mm ²
f_{yd}	435 N/mm ²
E_{cm}	200 GPa
ϵ_{su}	3,25 ‰

2.9 Belastingfactoren

De toegepaste factoren voor de uiterste grenstoestand worden in onderstaande tabellen weergegeven. In Tabel 3 staan de materiaalfactoren en Tabel 4 staan de partiële factoren.

Tabel 3 – Materiaalfactoren

Ontwerpsituatie	γ_c voor beton	γ_s voor betonstaal
Blijvend en tijdelijk	1,5	1,15
Buitengewoon	1,2	1,0

Tabel 4 – Partiële factoren

Ontwerpsituatie	Permanente belasting ongunstig	Permanente belasting gunstig	Variabele belasting
1	1,35	0,9	-
2	1,2	0,9	1,5

3 Belastingen

Om de diepgang van de woning te kunnen bepalen moeten eerst alle belastingen van de woning bepaald worden. Deze kunnen worden ingedeeld in drie categorieën:

- Blijvende belastingen;
- Veranderlijke belastingen;
- Buitengewone belastingen.

In dit hoofdstuk zullen deze één voor één besproken worden.

3.1 Blijvende belastingen

In de NTA8111 staan twee methoden om de blijvende belasting te bepalen. Methode 1 is de standaard methode welke ook geldt voor constructies op land. Methode 2 gaat gedetailleerder in op de belastingen waardoor het gewicht beter te berekenen is en de diepgang nauwkeuriger te bepalen is. In verband met het ontbreken van nauwkeurige gegevens zullen de blijvende belastingen volgens methode 1 worden berekend. Onder deze blijvende belastingen vallen de volgende onderdelen:

- De hoofddraagconstructie;
- De afwerkvloeren;
- De volledige gevelconstructie;
- De vaste installaties;
- De scheidingswanden groter dan 0,8 kN/m;
- Het trimgewicht;
- De overige blijvende belastingen.

Deze zullen achtereenvolgens behandeld worden.

3.1.1 Hoofddraagconstructie

De hoofdraagconstructie bestaat uit het drijflichaam en de constructievloeren.

3.1.1.1 Drijflichaam

Het drijflichaam is een rechthoekig betonnen bak met een open bovenkant. De nuttige hoogte van de vloer en wanden wordt bepaald door middel van ontwerpformules voor vloeren en platen welke gebaseerd is op de doorbuiging (tabel 14.IV [4]). De vloer wordt aangenomen als tweezijdig ingeklemd waarvoor de volgende formule geldt:

$$\frac{l}{d} = \frac{245}{l}$$

Met een lengte van 12 meter volgt hieruit een nuttige hoogte van $d = 0,59$ m, omdat dit een redelijk forse vloerhoogte geeft, wordt dit naar beneden afgerond en wordt er gestart met een nuttige hoogte $d = 0,5$ m.

De wanden worden beschouwd als eenzijdig ingeklemd. Daarvoor geldt:

$$\frac{l}{d} = 32$$

Voor een lengte van 2 meter volgt $d = 0,06$ m. Als uitgangspunt wordt gekozen voor een nuttige hoogte van $d = 0,1$ m. Voor de eerste schatting worden de nuttige hoogtes als hoogtes van de constructiedelen aangenomen. Het casco zal gemaakt worden van gewapend beton het soortelijk gewicht dat hiervoor gebruikt wordt is $\gamma_{\text{beton,gewapend}} = 25 \text{ kN/m}^3$.

3.1.1.2 Constructievloeren

De hele bovenlaag zal bestaan uit houten skeletbouw zo ook de constructievloeren. Dit worden houten balklaag vloeren. Aangenomen wordt dat deze een gewicht hebben van $q_{G,\text{vloer}} = 0,4 \text{ kN/m}^2$. Voor het dak komt bij deze belasting nog een extra belasting voor de dakbedekking van $q_{G,\text{dakbedkking}} = 0,35 \text{ kN/m}^2$. Dit geeft een totale waarde voor de belasting $q_{G,\text{dak}} = 0,75 \text{ kN/m}^2$.

3.1.2 Afwerkvloeren

De woning moet zo licht mogelijk geconstrueerd worden in verband met de diepgang. Hiervoor wordt gekozen voor afwerkvloeren van anhydriet. Anhydride afwerkvloeren kunnen dunner worden aangebracht dan zand-cement vloeren waardoor het gewicht lager is. Uitgegaan wordt van een anhydriet afwerklaag van 45 mm dit heeft een gewicht van $0,85 \text{ kN/m}^2$.

3.1.3 Gevelconstructie

De opbouw van de gevelconstructie kan vergeleken worden met de opbouw van de vloer. Voor de het gewicht wordt dezelfde belasting gebruikt namelijk $q_{G,\text{gevel}} = 0,4 \text{ kN/m}^2$.

3.1.4 Vaste installaties

Het meeste gewicht van de vaste installaties in een woonhuis bestaat uit radiatoren. Als uit wordt gegaan van een radiator per 10 m^2 en een gewicht van 40 kg per volle radiator met daarnaast nog het gewicht van de leidingen wordt deze belasting geschat op $q_{G,\text{installaties}} = 0,05 \text{ kN/m}^2$.

3.1.5 Scheidingswanden

In NEN-EN 1991-1-1 art. 6.3.1.2 worden ontwerpregels gegeven voor het gewicht van scheidingswanden [5]. Om het gewicht zo laag mogelijk te houden wordt voor verplaatsbare scheidingswanden gekozen met een eigen gewicht $\leq 1,0 \text{ kN/m}$ wandlengte. De belasting komt dan neer op $0,5 \text{ kN/m}^2$.

3.1.6 Trimgewicht

Het trimgewicht wordt vooralsnog op 0 kN/m^2 verondersteld. Het trimgewicht is nodig als er scheefstand plaats vindt door de inrichting van de woning. Op dit moment is daar nog niets over te zeggen.

3.1.7 Overige blijvende belastingen

Er worden geen andere blijvende belastingen beschouwd dan de voorgaande.

3.2 Veranderlijke belastingen

Onder de veranderlijke belastingen vallen de volgende belastingen:

- De verticaal werkende belastingen;
- De windbelasting;
- De hydrostatische drukken door stroming en de hierdoor optredende verankeringskrachten;
- De hydrostatische drukken door golfslag.

3.2.1 Verticaal werkende belastingen

De verticaal werkende belastingen bestaan uit woon-, sneeuw- en waterbelasting. Voor de woonbelasting wordt gerekend met een waarde van $1,75 \text{ kN/m}^2$ volgend uit de Eurocode. De sneeuwbelasting bedraagt $0,56 \text{ kN/m}^2$ (zie *Bijlage A Sneeuwbelasting*). De regenwaterbelasting zal buiten beschouwing gelaten worden gelaten. Er wordt aangenomen dat de waterafvoer zo wordt geconstrueerd dat de wateraccumulatie op het dak niet maatgevend is.

3.2.2 Windbelasting

De windbelasting wordt bepaald aan de hand van de oppervlakte van de woning dat zich boven de waterspiegel bevindt. Aangezien de diepgang nog niet bepaald is wordt deze aangenomen op 1,5 m. Met een totale hoogte van de woning van ongeveer 8 m houdt dit in dat de referentie hoogte $z_e = 6,5 \text{ m}$ bedraagt.

Delft bevindt zich in windgebied II en de Harnaschpolder staat vol met woningen, zodat een stedelijke omgeving wordt beschouwd. De totale windkracht (zie *Bijlage B Windbelasting*) komt hiermee op $4,17 \text{ kN/m}^1$ lengte van het gebouw.

3.2.3 Hydrostatische drukken

Aangezien er geen nautisch onderzoek wordt gedaan zullen de hydrostatische drukken door stroming en golfslag niet beschouwd worden en achterwege gelaten.

3.3 Buitengewone belastingen

Onder de buitengewone belastingen worden de volgende belastingen in de NTA genoemd:

- De aanvaarbelastingen;
- De gewichtstoename door water maken of binnendringend bluswater.

De aanvaarbelastingen worden buiten beschouwing gelaten bij de berekeningen.

De gewichtstoename door water maken of binnendringend bluswater kan voorkomen worden door bijvoorbeeld een pomp te installeren. Daarnaast zijn ook andere maatregelen mogelijk, hier zal niet verder op ingegaan worden.

3.4 Gewichtsberekening

In deze paragraaf is een gewichtsberekening gemaakt. De in de voorgaande paragrafen bepaalde dimensies en gewichten zijn hiervoor gebruikt. Voor de wanden zijn de gewichten en oppervlakten bepaald in het verticale vlak. In Tabel 5 is een overzicht gegeven.

Tabel 5 - Gewichtsberekening

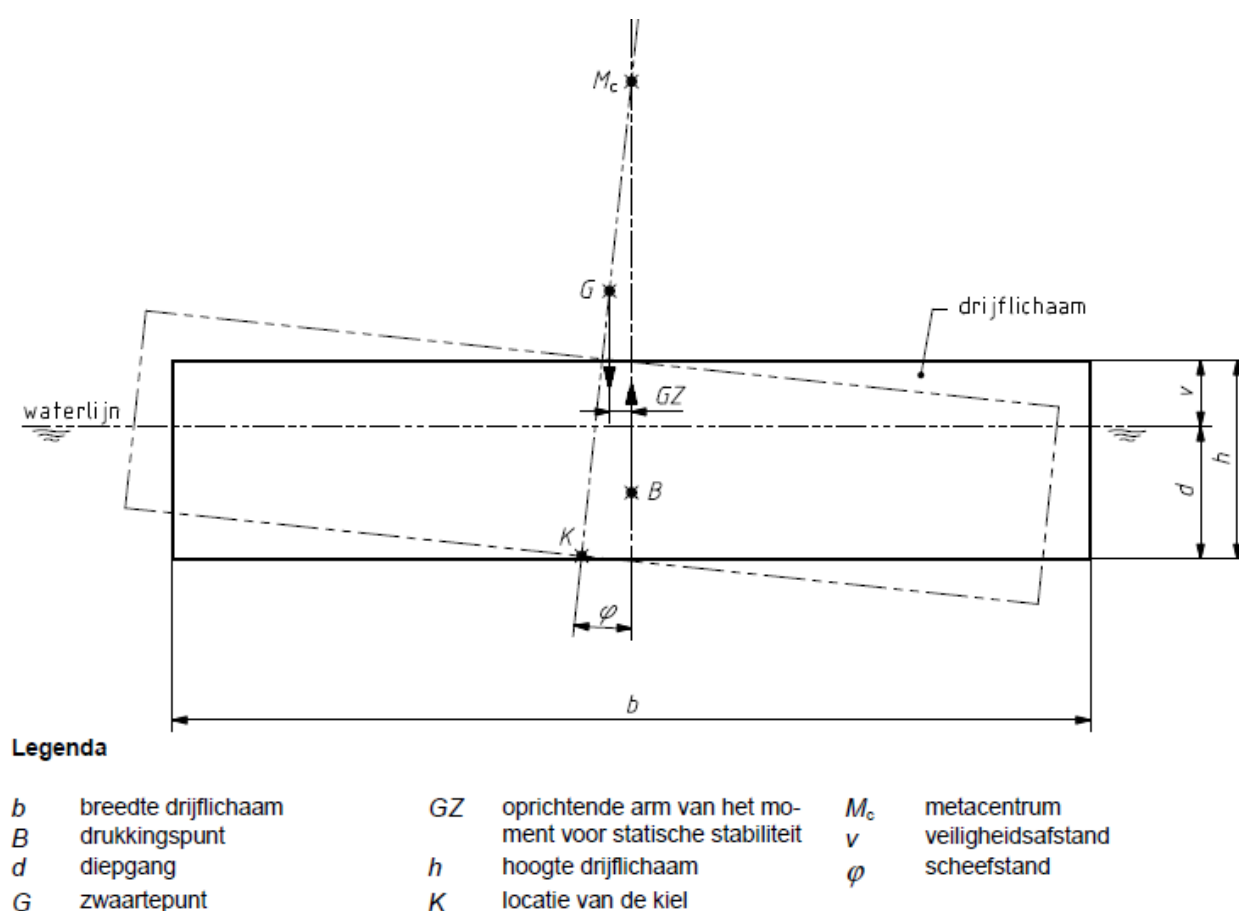
Onderdeel	Gewicht [kN/m ²]	Oppervlakte [m ²]	Kracht [kN]
<u>Hoofdraagconstructie</u>			
Drijflichaam			
<i>Lange zijdes</i>	2,5	48	120
<i>Korte zijdes</i>	2,5	39,2	98
<i>Vloer</i>	12,5	115,64	1445,5
<u>Constructievloeren</u>			
<i>Vloer begane grond</i>	0,4	120	48
<i>Vloer 1e verdieping</i>	0,4	120	48
<i>Dak</i>	0,75	120	90
<u>Afwerkvloeren</u>			
<i>Vloer begane grond</i>	0,85	120	102
<i>Vloer 1e verdieping</i>	0,85	120	102
<u>Gevelconstructie</u>			
<i>Vaste installaties</i>	0,05	240	12
<i>Scheidingswanden</i>	0,5	240	120
<i>Trimgewicht</i>	0	0	0
TOTAAL			2291,1

4 Stabiliteit

Voor een bouwwerk zijn er eisen in verband met de stabiliteit. Aangezien de eisen in de Eurocode niet rekening houden met drijvende woningen worden in de NTA 8111 zes eisen gesteld waaraan een bouwwerk moet voldoen. Deze zullen in dit hoofdstuk worden besproken en toe worden gepast op het ontwerp van de drijvende woning.

4.1 Metacentrum

De eerste eis betreft het metacentrum. Het metacentrum bepaalt of een drijvende constructie van zichzelf stabiel is. Als het metacentrum boven het zwaartepunt van de constructie ligt is het bouwwerk stabiel (voor de bepaling van het zwaartepunt zie *Bijlage C Zwaartepunt*). De eis is dan ook dat het metacentrum M_c bij 0° slagzij tenminste 0,25 meter boven het zwaartepunt van de drijvende woning ligt. Voor het metacentrum van de drijvende woning wordt een waarde van 3,78 m gevonden dit zit ruim boven de eis van 0,25 m (zie *Bijlage D Metacentrum*).



Figuur 2 – Bepaling metacentrum (bron: NTA8111 [6])

4.2 Diepgang en maximale slagzij

Aan de hand van de tweede eis kan de diepgang en de maximale slagzij bepaald worden.

4.2.1 Diepgang

Volgens de eis moet de rechtstandige diepgang bepaald worden aan de hand van de meest ongunstige situatie volgens (art. 7.4.3 NTA):

$$F_{\Sigma;d} = 1,0 \times G_{rep;1} + 1,0 \times Q_{1;rep} + \sum_{i \geq 2}^n 1,0 \times \psi_i + Q_{i;rep}$$

waarin:

$F_{\Sigma;d}$ is de totale rekenwaarde voor de combinatie van verticale belastingen voor de berekening van de rechtstandige diepgang;

$G_{rep;1}$ is de representatieve waarde van de blijvende belasting volgens methode 1;

$Q_{i;rep}$ is de representatieve veranderlijke belasting voor bouwlaagnummer i;

ψ_i is de momentane factor voor bouwlaagnummer i;

n is het aantal bouwlagen.

Dit resulteert in drie belastingcombinaties die hieronder besproken zullen worden.

4.2.1.1 Belastingcombinatie 1

Belastingcombinatie 1 bestaat uit de blijvende belasting met de volledige woonbelasting ($q_{woon} = 1,75 \text{ kN/m}^2$) op de begane grond. Op de tweede verdieping wordt gerekend met de woonbelasting vermenigvuldigd met de bijbehorende momentaanfactor $\psi_0 = 0,4$. De invloed van de sneeuwbelasting is hierbij nul.

4.2.1.2 Belastingcombinatie 2

Belastingcombinatie 2 is hetzelfde als belastingcombinatie 1 alleen wordt nu de momentaanfactor op de begane grond gebruikt. Dit resulteert in dezelfde verticale belasting.

4.2.1.3 Belastingcombinatie 3

Bij de laatste belastingcombinatie wordt de sneeuwbelasting volledig meegerekend en de woonbelastingen gereduceerd met de momentaanfactor.

In Tabel 6 worden de verschillende combinaties weergegeven. Belastingcombinatie 1 en 2 zijn de maatgevende situaties.

Tabel 6 – Belastingcombinaties in de bruikbaarheids grenstoestand

BGT	$G_{rep;1}$ [kN]	$Q_{1;rep}$ [kN]	$Q_{2;rep}$ [kN]	ψ_0 [-]	$Q_{3;rep}$ [kN]	ψ_0 [-]	$\Sigma_{F;d}$ [kN]
BC1	2291,1	210	210	0,4	67,2	0	2585,1
BC2	2291,1	210	210	0,4	67,2	0	2585,1
BC3	2291,1	67,2	210	0,4	210	0,4	2526,3
MAX							2585,1

Met de maatgevende belastingcombinatie wordt de diepgang 2,15 m. Dit is veel hoger dan de eis van 1,6 m. De constructie voldoet dus niet. Het casco zal lichter geconstrueerd moeten worden om gewicht te kunnen besparen.

4.2.2 Maximale slagzij

Naast de diepgang moet de maximale slagzij bepaald worden. In de NTA8111 worden twee formules gegeven om de belasting combinaties te bepalen, waarbij het maximaal kenterende moment de meest ongunstige uitkomst van de twee is:

$$M_{\Sigma;max.slagzij} = 1,0 \times M_{wind} + 1,0 \times M_{golf} + 1,0 \times M_{2e\ orde} + 1,0 \times M_{overige}$$

$$M_{\Sigma;max.slagzij} = 1,0 \times M_{1;rep;exc.vloer} + 1,0 \times M_{2e\ orde} + 1,0 \times M_{overige}$$

waarin:

$M_{\Sigma;max;sagzij}$ is het maximaal kenterende moment;

M_{wind} is het moment ten gevolge van de windbelasting;

M_{golf} is het moment ten gevolge van de golfbelasting;

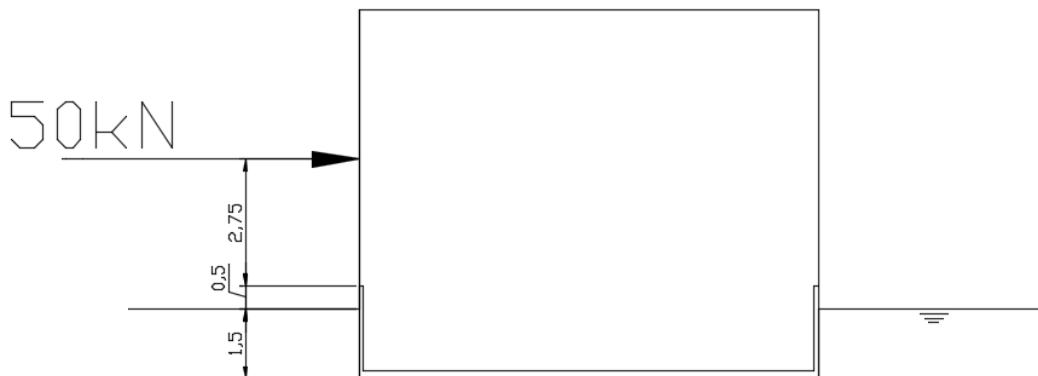
$M_{2e\ orde}$ is het moment ten gevolge van het tweede orde effect;

$M_{overige}$ is het moment als gevolg van eventuele overige horizontale krachten;

$M_{1;rep;exc.vloer}$ is het moment als gevolg van de representatieve excentrische vloerbelasting.

4.2.2.1 Moment ten gevolge van windbelasting

Het moment ten gevolge van de windbelasting wordt bepaald op de lange zijde; de zijde met de kortste lengte is het meest instabiel en zal dus eerder kantelen. De totale windbelasting is bepaald in *Bijlage B Windbelasting*. Het aangrijpingspunt van deze kracht ligt op een afstand van 4,75 m ten opzichte van de kiel. De woning zal verankerd worden aan de bovenkant van het casco, dit is dus het aangrijpingspunt van het moment. Met een arm $a = 2,75$ m volgt voor de windbelasting $M_{wind} = 137,5$ kNm.



Figuur 3 – Aangrijpingspunt moment

4.2.2.2 Moment ten gevolge van golfbelasting

Zoals eerder vermeld is, wordt de golfbelasting niet meegenomen, dus $M_{golf} = 0$ kNm.

4.2.2.3 Moment ten gevolge van tweede orde effect

Het moment ten gevolge van het tweede orde effect wordt bepaald door de woning te modelleren als een oneindig stijve ingeklemde staaf. De woning kan als oneindig stijf worden gezien omdat de

vervormingen door de horizontale krachten veel kleiner zijn dan de vervormingen door het roteren. Voor een oneindig stijve staaf kan het tweede orde moment bepaald worden met behulp van de vergrotingsfactor $n/(n-1)$, waarin n het knikgetal is. Deze wordt voor een drijvend bouwwerk gegeven als de verhouding van de afstand van de kiel tot het metacentrum en de afstand van de kiel tot het zwaartepunt [7]:

$$n = (BM_c + 0,5d) / z = 5,32 / 1,54 = 3,44$$

Dit geeft een vergrotingsfactor van:

$$n/(n-1) = 1,41$$

4.2.2.4 *Moment ten gevolge van eventuele overige horizontale krachten*

Er zijn geen overige horizontale krachten, zodat $M_{\text{overige}} = 0$ kNm.

4.2.2.5 *Moment als gevolg van de representatieve excentrische vloerbelasting*

Het moment als gevolg van de representatieve excentrische vloerbelasting door personen mag voor een woning voor minder dan 40 personen, wat van toepassing is op de drijvende woning, bepaald worden aan de hand van de vereenvoudigde bepaling gegeven in de NTA 8111. Bij deze bepaling wordt het moment uitgerekend door één halve vloer aan een zijde van de woning volledig te belasten. Dit geeft een moment $M_{1;\text{rep};\text{exc.vloer}} = 1,75 \times 5 \times 12 \times 2,5 = 262,5$ kNm.

4.2.2.6 *Maximale kenterende moment*

Uitgerekend, is het maximum kenterende moment ten gevolge van de windbelasting $M_{z;\text{max};\text{slagzij}} = 137,5 \times 1,41 = 193,6$ kNm. Het maximum kenterende moment ten gevolge van de vloerbelasting is $M_{z;\text{max};\text{slagzij}} = 262,5 \times 1,41 = 369,6$ kNm. De vloerbelasting is dus maatgevend voor de bepaling van de maximale slagzij.

4.3 *Veiligheidsafstand*

De derde eis heeft betrekking tot de veiligheidsafstand (zie Figuur 2). De veiligheidsafstand voor drijflichamen moet tenminste 300 mm zijn en de resterende veiligheidsafstand tenminste 150 mm. De veiligheidsafstand wordt eenvoudig bepaald door de diepgang van de hoogte van het casco af te trekken. Aangezien de diepgang al groter is dan de hoogte van het casco wordt bij lange na niet voldaan aan deze eis, deze is zelfs negatief. De resterende veiligheidsafstand is sterk afhankelijk van de veiligheidsafstand en voldoet dus ook niet.

4.4 *Maximale helling*

De laatste eis¹ wordt bepaald aan de hand van de kenterende momenten. De maximale helling veroorzaakt door de kenterende momenten mag niet groter zijn dan 4°. De helling kan via de volgende vergelijking berekend worden (art. 7.4.6 NTA 8111):

$$M_a = 10 \times D \times MG \times \sin \varphi$$

waarin:

¹ Om te bepalen of aan eisen 4 en 5 te voldaan wordt, is er een nautisch onderzoek nodig. Deze eisen zullen niet uitgewerkt worden.

- M_a is het oprichtende moment;
- D is de waterverplaatsing;
- 10 is de factor voor de omrekening van de tonnage naar kN;
- MG is de metacentrumhoogte;
- ϕ is de hellingshoek.

Met het maximale kenterende moment bepaald in 4.2.2.6 volgt voor de hellingshoek de waarde $\phi = 2,44^\circ$. Dit zit ruim onder de maximale helling van 4° .

Door het hellen van de constructie zal ook de constructie dieper komen te liggen. De maximale diepgang is de diepgang met een extra verplaatsing ten gevolge van de helling, dit levert voor de totale diepgang $d = 2,37$ m.

4.5 Conclusie

Het ontwerp voldoet niet aan alle eisen. Het eigen gewicht van het casco is te hoog, waardoor de diepgang de eis van 1,60 m overschrijdt. Dit heeft tot gevolg dat eis met betrekking tot de veiligheidsafstand ook wordt overschreden. Het gewicht van de constructie zal dus verlaagd moeten worden. Aangezien het overgrote deel van het gewicht zich in het casco bevindt is het logisch om het casco lichter te construeren. Hierbij moet wel rekening gehouden worden met de stabiliteit. Doordat het gewicht aan de onderkant verlaagd wordt zal de woning minder stabiel zijn. Dit geeft een toename van de hellingshoek.

Om het gewicht te reduceren wordt besloten de dikte van de vloer van het casco drastisch te verkleinen tot 0,15 m. Met deze ingreep wordt nu wel voldaan aan alle eisen (zie Tabel 7). Bij de berekeningen voor de constructieve sterkte zullen de nieuwe waarden van deze nulvariant aangehouden worden (Tabel 8).

Tabel 7 – Eisen stabiliteit nulvariant

Eisen		
Eis 1	Metacentrumhoogte $\geq 0,25$ m	5,89 m $\geq 0,25$ m
Eis 2	Rekenwaarde verticale belasting, maximum van 1514 kN en 1573 kN	1573 kN
	Rekenwaarde kenterend moment, maximum van 195 kNm en 372 kNm	372 kNm
Eis 3	Veiligheidsafstand $\geq 0,3$ m	0,69 m $\geq 0,3$ m
	Resterende veiligheids afstand $\geq 0,15$ m	0,44 m $\geq 0,15$ m
Eis 6	Maximale helling 4°	$2,83^\circ \leq 4^\circ$

Tabel 8 – Beginwaarden nulvariant

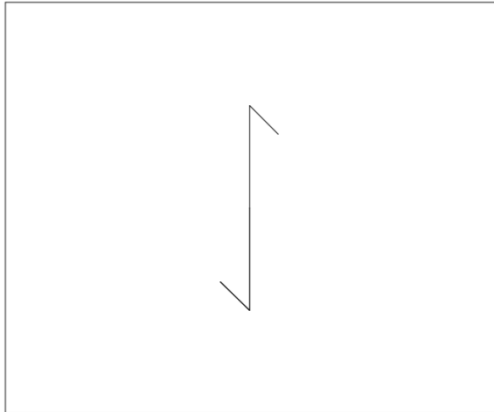
Grootheid	Variabele
d_{vloer}	0,15 m
d_{wand}	0,10 m
Totaal gewicht	1279 kN
Totaal gewicht tgv belastingcombinaties	1573 kN
Diepgang tgv gewicht	1,07 m
Diepgang tgv hellingshoek	1,56 m
Waterdruk	10,7 kN/m ²

5 Constructieve sterkte

In dit hoofdstuk worden berekeningen gemaakt voor de constructieve sterkte van de constructieonderdelen. Om te weten welke krachten waar aangrijpen wordt als eerste de belastingafdracht besproken.

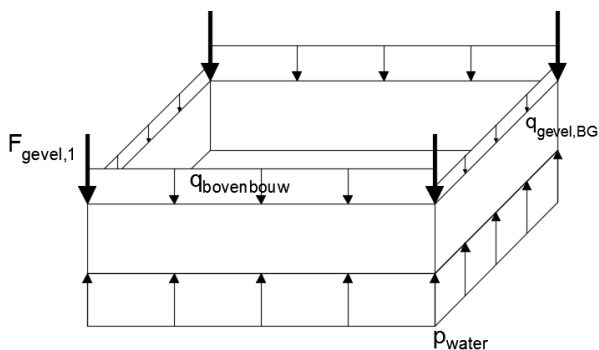
5.1 Belastingafdracht

De vloeren van de bovenbouw en het dak worden zo geconstrueerd dat deze afdragen over de breedte, zie Figuur 4. De wanden aan de lange zijde nemen dus alle belasting op. De wanden aan de korte zijde dragen geen belasting, deze nemen alleen het eigen gewicht op.



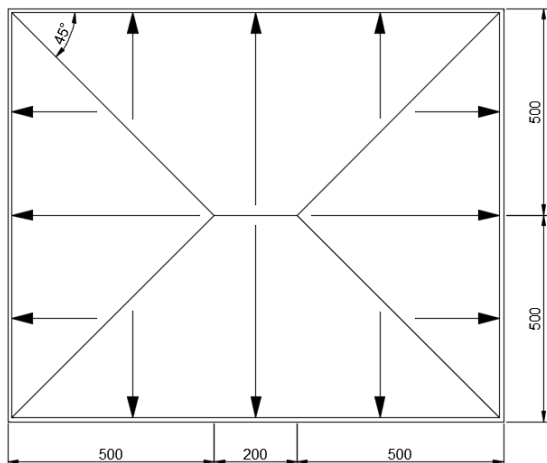
Figuur 4 – Richting belastingafdracht vloeren en dak bovenbouw

Het gewicht van het dak en de vloeren en de eventueel hierop werkende belastingen zal samen met de gevelconstructie van de lange zijde verdeeld worden over de lengte van het casco, dit is $q_{\text{bovenbouw}}$ in Figuur 5. De gevelconstructie op de eerste verdieping zal als een puntlast werken op de hoeken van het casco. De gevelconstructie op de begane grond is dan de enige belasting die werkt op de wanden aan de korte zijde van het casco.



Figuur 5 – Belastingen op casco

De belasting van de betonnen vloer op de wanden wordt bepaald door de vloer zo op te delen dat de belasting van een stukje vloer door de dichtstbijzijnde wand wordt gedragen. In Figuur 6 is weergegeven hoe de belasting van de vloer van het betonnen casco wordt afgedragen. Alle wanden worden even stijf aangenomen, zodat de hoek tussen de oppervlakten 45° is.



Figuur 6 – Oplegreacties vloer casco

5.2 Belastingcombinaties

Om de krachten en spanningen te kunnen bepalen die werken op of in een constructie-element moeten eerst de verschillende belastingcombinaties in de uiterste grenstoestand (UGT) bepaald worden. Voor de diepgang van de woning zijn al belastingcombinaties bepaald, maar hierbij is de invloed van de hydrostatische druk en de windbelasting niet meegenomen. De belastingcombinaties worden bepaald op de maatgevende doorsnede, dit is de doorsnede in het midden van de kortste overspanning.

5.2.1 Belastingcombinatie 1

De eerste belastingcombinatie bestaat uit een combinatie van het eigengewicht, de waterdruk de permanente belastingen en de volledige woonbelasting op de begane grond vloer. Voor de belasting op de vloer op de eerste verdieping wordt gerekend met een momentaanfactor.

5.2.2 Belastingcombinatie 2

De tweede belastingcombinatie is hetzelfde als belastingcombinatie 1 alleen wordt de volledige woonbelasting nu op de eerste verdieping geplaatst.

5.2.3 Belastingcombinatie 3

Bij belastingcombinatie 3 wordt gerekend met de sneeuwbelasting. Voor de woonbelasting voor beide vloeren wordt weer gerekend met de momentaanfactor.

5.2.4 Belastingcombinatie 4

Bij de volgende belastingcombinatie wordt de windbelasting meegenomen. Voor beide verdiepingen wordt dan gerekend met een gedeelte van de woonbelasting.

5.2.5 Belastingcombinatie 5

Voor de laatste belastingcombinatie wordt alleen gerekend met de windbelasting als variabele belasting.

In de volgende paragrafen zullen aan de hand van deze belastingcombinaties eerst de vloer en daarna de wanden doorgerekend worden.

5.3 Sterkte berekening vloer

De belastingcombinaties worden gebruikt om de verdeelde belasting op de vloer te bepalen. In Tabel 9 zijn deze weergegeven. Op de vloer werkt alleen het eigen gewicht, de waterdruk en de windbelasting. De overige belastingen van de bovenbouw worden opgenomen door de wanden, vandaar dat deze de waarde 0 hebben. De variabele belastingen zorgen voor een reductie van de belasting omdat deze in tegengestelde richting werken ten opzichte van de waterdruk. Alleen de windbelasting zorgt voor een extra belasting. Te zien is dat belastingcombinatie 5 maatgevend is. Deze waarde voor de belastingen zal dan ook gebruikt worden als q_{Ed} -waarde in de berekeningen.

Tabel 9 – Belastingcombinaties vloer

Belastingcombinatie			BC1		BC2		BC3		BC4		BC5	
	q_k [kN/m ²]	γ [-]	ψ_0 [-]	q_{Ed} [kN/m ²]	ψ_0 [-]	q_{Ed} [kN/m ²]	ψ_0 [-]	q_{Ed} [kN/m ²]	ψ_0 [-]	q_{Ed} [kN/m ²]	ψ_0 [-]	q_{Ed} [kN/m ²]
Permanent												
Eigen gewicht	3,75	0,9	-	3,38	-	3,38	-	3,38	-	3,38	-	3,38
Scheidingswanden	0,5	0,9	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0
Vloer	0,4	0,9	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0
Afwerkvloer	0,85	0,9	-	0	-	0	-	0	-	0	-	0
Waterdruk	-10,7	1,2	-	-12,8	-	-12,8	-	-12,8	-	-12,8	-	-12,8
Variabel												0
Woon BG	1,75	1,5	1	2,63	0	0	0,4	1,05	0,4	1,05	0	0
Woon 1e	1,75	1,5	0	0	1	2,63	0,4	1,05	0,4	1,05	0	0
Wind	-0,25	1,5	0	0	0	0	0	0	1	-0,37	1	-0,37
Sneeuw	0,56	1,5	0	0	0	0	1	0,84	0	0	0	0
TOTAAL				-6,79		-6,78		-6,48		-7,69		-9,79

5.3.1 Langswapening

5.3.1.1 Nuttige hoogte

Voor de bepaling van de langswapening moet de nuttige hoogte van de vloer bepaald worden. De vloer heeft in x- en y-richting verschillende nuttige hoogtes omdat de langswapening in beide richtingen anders gestapeld is. Daarnaast is de dekking anders voor de boven- en onderkant wat ook resulteert in een andere nuttige hoogte. In totaal zijn er dus vier verschillende nuttige hoogtes. De nuttige hoogte in de x-richting wordt groter gekozen dan in de y-richting, omdat de momenten in de x-richting groter zijn. Dit resulteert in de volgende twee vergelijkingen voor de nuttige hoogtes:

$$d_x = h - c - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d_y = h - c - \emptyset - \frac{\emptyset}{2}$$

Voor de diameter van de wapening wordt gekozen $\emptyset = 16$ mm. De dekking bedraagt aan de binnenzijde $c = 15$ mm. Voor de dekking van wapeningstaven met $\emptyset \leq 25$ mm moet gelden: $c \geq \emptyset$. Aangezien de diameter van de wapening groter is dan dekking moet de dekking aan de binnenzijde

verhoogd worden. Er wordt een dekking gebruikt van 20 mm. Voor een hoogte $h = 150$ mm worden in Tabel 10 de verschillende nuttige hoogtes weergegeven.

Tabel 10 – Nuttige hoogte

Nuttige hoogte	Bovenzijde ($c = 20$ mm)	Onderzijde ($c = 35$ mm)
d_x [mm]	112	97
d_y [mm]	96	81

5.3.1.2 Maatgevende momenten

De momenten werkend op de vloer worden bepaald aan de hand van de elasticiteitstheorie. Er wordt gebruik gemaakt van tabel 18 van de oude norm NEN 6720 [8], omdat er in de Eurocode geen ontwerprichtlijnen worden gegeven. Hierin wordt het moment per strekkende meter bepaald aan de hand van de vergelijking:

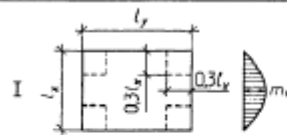
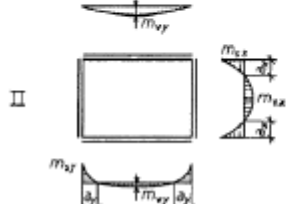
$$m = c \, 0,001 \, p_d \, l_x^2$$

waarin:

c is een constante afhankelijk van het type oplegging en de geometrische verhouding van de plaat;

p_d is de ontwerpwaarde van de belasting.

In Figuur 7 is het gedeelte van tabel 18 weergegeven welke geldt voor een vloer met vier momentvaste wanden of vier opgelegde wanden.

l_y/l_x	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0
 $m_{vx} = 0,001 \, p_d l_x^2$ $m_{vy} = 0,001 \, p_d l_x^2$	41	54	67	79	87	97	110	117
	41	35	31	28	26	25	24	23
 $m_{vx} = 0,001 \, p_d l_x^2$ $m_{vy} = 0,001 \, p_d l_x^2$ $m_{sx} = -0,001 \, p_d l_x^2$ $m_{sy} = -0,001 \, p_d l_x^2$ $a_x / l_x =$ $a_y / l_y =$	18	26	32	36	39	41	42	43
	18	16	12	10	10	10	10	10
	51	63	72	78	81	82	83	83
	51	54	55	54	54	53	51	49
	0,18	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19
	0,18	0,16	0,15	0,13	0,11	0,10	0,07	0,06

Figuur 7 – Momenten voor vierzijdig ingeklemde of vierzijdig opgelegde vloeren

Voor de verhouding $l_y/l_x = 1,2$, de verhouding van het casco, is te zien dat bij een vrije oplegging $c_{vx} = 54$ en bij een momentvaste verbinding $c_{vx} = 26$. Bij een vrije oplegging is het veldmoment voor een vloer dus maximaal $0,054ql^2$ ten opzichte van $0,125ql^2$ voor een ligger. Bij een momentvaste verbinding is dit $0,026ql^2$, dit is dus een aanzienlijke reductie. De verbinding van de vloer aan de wanden is daarentegen niet helemaal momentvast, omdat de wanden niet geheel torsiestijf zijn; de wanden kunnen roteren. De steunpuntsmomenten zullen in werkelijkheid dus kleiner zijn en de veldmomenten groter. Hiermee rekening houdend worden de steunpuntsmomenten in het vervolg

met 20% verlaagd en de veldmomenten met 20% verhoogd. Dit geeft de volgende waarden voor de momentconstanten:

$$\begin{aligned} c_{vx} &= 1,2 \times 26 = 31,2 \\ c_{vy} &= 1,2 \times 16 = 19,2 \\ c_{sx} &= 0,8 \times 63 = 50,4 \\ c_{sv} &= 0,8 \times 54 = 43,2 \end{aligned}$$

Met de hieruit volgende momenten kan de benodigde wapening bepaald worden.

5.3.1.3 Benodigde langswapening

De minimum wapening wordt in NEN-EN 1992-1-1 art. 9.2.1.1 gegeven door:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d$$

waarin:

b_t is de gemiddelde breedte van de trekzone;

d is de nuttige hoogte.

waarbij moet gelden:

$$A_{s,min} \geq 0,0013 b_t d$$

De benodigde wapening wordt gegeven door:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z \times f_{yd}}$$

In Maple zijn deze vergelijkingen ingevoerd (zie *Bijlage E Bepaling wapening*). Met deze gegevens kan de benodigde wapening bepaald worden, dit is weergegeven in Tabel 11.

Tabel 11 – Benodigde langswapening

Benodigde wapening [mm ² /m]	x-richting	y-richting
Steunpunt	1385	1010
Veld	736	394

Voor de wapeningsnetten worden in de berekeningen mazen met een minimum van 100 mm en een maximale maaswijdte van 250 mm aangehouden. Hiertussen mag gekozen worden voor veelvouden van 25 mm. In Tabel 12 staat de gekozen wapening en de bijbehorende oppervlakte.

Tabel 12 – Toegepaste langswapening

Toegepaste wapening [mm ² /m]	x-richting	y-richting
Steunpunt	1609 (Ø16-125)	1148 (Ø16-175)
Veld	804 (Ø16-250)	804 (Ø16-250)

Nu moet gekeken worden of de hieruit volgende wapeningspercentages niet te hoog of te laag zijn. Als het wapeningspercentage te laag is kan het beton scheuren en bros breken. Voor het maximumwapeningspercentage geldt als eis dat het staal eerst moet vloeien voordat het beton bezwijkt, zodat het beton waarschuwt voordat het breekt. Voor C35/45 geldt een minimumpercentage van 0,17% en een maximum van 2,45% (tabel 8.I en 8.III [4]). Het wapeningspercentage kan uitgerekend worden met de volgende formule:

$$\rho_l = \frac{A_s}{b \times d}$$

Zodat het minimumwapeningspercentage is:

$$\rho_{\min} = 804 / (1000 \times 122) = 0,0076 = 0,76\%$$

En het maximumwapeningspercentage is:

$$\rho_{\max} = 1609 / (1000 \times 91) = 0,0176 = 1,76\%$$

Deze waarden liggen tussen de 0,17% en 2,45%, zodat de wapening voldoet.

5.3.2 Scheurwijdte

Het casco zal de gehele levensduur onderwater komen te liggen. Het is dus mogelijk dat er water door het beton naar binnen komt. Er zal ervoor gezorgd moeten worden dat dit voorkomen wordt. Een manier om de waterdichtheid te vergroten is de constructie in één geheel te storten. Wanneer het gehele casco in één keer wordt gestort komen er geen kieren tussen de verschillende betonelementen, dit bevordert de waterdichtheid. Daarnaast moet ervoor gezorgd worden dat de scheurwijdte van het beton niet te groot wordt. In art 7.3.1. van NEN-EN 1992-3 staan eisen geformuleerd voor de maximaal toelaatbare scheurwijdte voor een waterkerende constructie [9]. Dit gebeurt aan de hand van dichtheidsklassen. Met gebruik van dichtheidsklasse 1: 'Lekkage moet worden beperkt tot een geringe hoeveelheid. Oppervlakte verkleuring of dampplekken acceptabel', kan de waarde voor de maximale scheurwijdte worden [10]. Deze wordt bepaald aan de hand van de verhouding tussen hydrostatische drukhoogte (h_d) en de dikte van de wand (h). In de norm staat dat de waarde van w_k bepaald kan worden door een lineaire interpolatie tussen $h_d/h = 5$ op 0,2 mm en $h_d/h = 35$ op 0,05 mm. In formulevorm is dit:

$$w_k = -0,005 \times \frac{h_d}{h} + 0,225 \quad (\text{met } 0,05 \leq w_k \leq 0,5)$$

Bij de vloer van het ontwerp met een dikte van 150 mm en een drukhoogte van 1,07 m volgt dan $w_k = 0,19$ mm. De scheurwijdte moet dus onder deze waarde blijven.

De scheurwijdte van de vloer wordt bepaald aan de hand van de volgende vergelijking (vgl. 15.15 [11]):

$$w_{\max} = \frac{1}{2} \frac{f_{ctm}}{\tau_{bm}} \frac{\sigma}{\rho E_s} (\sigma_s - \alpha \sigma_{sr} + \beta \varepsilon_{cs} E_s)$$

waarin:

f_{ctm} is de gemiddelde treksterkte van het beton;

$\emptyset$	is de diameter van de langswapening;
ρ	is de wapeningsverhouding;
E_s	is de elasticiteitsmodulus van staal;
σ_s	is de staalspanning in een scheur onder trekbelasting;
σ_{sr}	is de maximale staalspanning in een scheur in de scheurvormingsfase;
ϵ_{cs}	is de krimp van het beton;

De waarden van α en β zijn afhankelijk van de duur van de belasting en de fase waarin het beton zich bevindt. De waarden staan gegeven in Tabel 13. Voor de belastingduur wordt lang durende belasting genomen, omdat er altijd waterdruk tegen de woning staat. Voor de fase van het beton zijn er twee fases te onderscheiden: de scheurvormingsfase en de voltooide scheurvormingsfase. Als de spanning in het staal in het gebruiksstadium groter is dan de maximale staalspanning is er sprake van de voltooide scheurvormingsfase. Is dit niet het geval dan is de scheurvormingsfase nog aan de gang. Er moet dus bepaald worden of σ_{sr} groter of kleiner dan σ_s is.

Tabel 13 – Constanten bepaling scheurwijdte

	Scheurvormingsfase	Voltooide scheurvormingsfase
Kort durende belasting	$\alpha = 0,6$ $\beta = 0$ $\tau_{bm} = 2,0 f_{ctm}$	$\alpha = 0,6$ $\beta = 0$ $\tau_{bm} = 2,0 f_{ctm}$
Lang durende belasting	$\alpha = 0,4$ $\beta = 0$ $\tau_{bm} = 1,6 f_{ctm}$	$\alpha = 0,4$ $\beta = 1$ $\tau_{bm} = 2,0 f_{ctm}$

De maximum scheurwijdte wordt bepaald op de plek waar het moment het grootst is. Dit is het geval naast het steunpunt in de x-richting. De staalspanning σ_s kan daar gevonden worden aan de hand van het moment in de bruikbaarheidsgrenstoestand:

$$\sigma_s = \frac{M}{z x A_s}$$

waarin:

$$M = c_{sx} \times 0,001 \times q_k \times l_x^2$$

$$q_k = 3,75 - 10,7 - 0,25 = -7,16 \text{ kN/m}^2 \text{ (zie Tabel 9)}$$

$$z = d - 1/3x$$

De variabele x is de drukzonehoogte deze wordt bepaald met de vergelijking [4]:

$$x = (-\alpha_e \rho_l + ((\alpha_e \rho_l)^2 + (2\alpha_e \rho_l))^{\frac{1}{2}})d$$

waarin:

$$\alpha_e = E_s / E_c$$

$$\rho_l = 1,76\%$$

Er wordt gevonden dat de staalspanning $\sigma_s = 280 \text{ N/mm}^2$ is. In *Bijlage F Bepaling scheurwijdte* is dit doorgerekend. Vervolgens moet de scheurtrekspanning σ_{sr} uitgerekend worden:

$$\sigma_{sr} = \frac{N_{cr}}{A_s}$$

Waarbij de scheurtrekkracht wordt gegeven als:

$$N_{cr} = A_c f_{ctm} (1 + \alpha_e \rho_{eff})$$

waarin:

$$\rho_{eff} = A_s / (h_{eff} \times b)$$

Hierin is h_{eff} de hoogte van het effectieve trekspanningsgebied. Voor deze waarde geldt de minimum waarde van de volgende drie vergelijkingen:

$$h_{eff} = 2,5 (h - d)$$

$$h_{eff} = \frac{h - x}{3}$$

$$h_{eff} = \frac{h}{2}$$

Voor de scheurtrekspanning wordt een waarde $\sigma_{sr} = 77,5 \text{ N/mm}^2$ gevonden. Deze spanning is lager dan de staalspanning in het gebruiksstadium. Dit betekent dat er sprake is van de voltooide scheurvormingsfase. Uit Tabel 13 kunnen nu de waarden voor α , β en τ_{bm} gehaald worden (respectievelijk 0,4, 1 en $2,0 f_{ctm}$).

Om de scheurwijdte te bepalen ontbreekt alleen nog de krimp. Deze wordt verondersteld nul te zijn, omdat het beton zich in een vochtige omgeving bevindt. Nu kan de scheurwijdte uitgerekend worden, in de bijlage is te zien dat $w_{max} = 0,12 \text{ mm}$. Deze waarde ligt lager dan de toelaatbare scheurwijdte $w_k = 0,19 \text{ mm}$; de constructie voldoet dus.

5.3.3 Dwarskrachtcontrole

De dwarskrachtweerstand kan volgens art. 6.2.2 van NEN-EN 1992-1-1 berekend worden met de vergelijking:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}] b_w d$$

Waarbij het minimum gegeven wordt door:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

waarin:

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0;$$

$$\rho_l \leq 0,02$$

$$k_1 = 0,15 \text{ (gegeven in nationale bijlage [3])};$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2f_{cd};$$

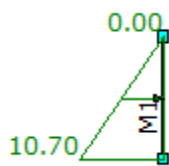
N_{Ed} is de normaalkracht in de dwarsdoorsnede ten gevolge van belasting of voorspanning.

Voor de minimale spanning v_{min} geldt:

$$v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$$

In *Bijlage G bepaling dwarskracht* is de dwarskrachtweerstand in Maple bepaald. Voor $V_{Rd,c}$ wordt de waarde 86,3 kN gevonden. Om de minimum dwarskrachtweerstand te bepalen, moet eerst de spanning σ_{cp} bepaald worden. Deze wordt gevonden door drukkracht die volgt uit de waterdruk te delen door de oppervlakte van de vloer per strekkende meter. De drukkracht door de waterdruk is de oppervlakte van de hydrostatische waterdruk met hoogte 1,07 m en een maximale waterdruk van 10,7 kN/m². Dit geeft:

$$N_{Ed} = \gamma \times p_{water} \times h_0 / 2 = 1,2 \times 10,7 \times -10,7 / 2 = -6,87 \text{ kN}$$



Figuur 8 – Hydrostatische druk

Met deze normaalkracht wordt voor de minimum dwarskrachtweerstand 54,6 kN gevonden. Dit is minder dan de eerder gevonden waarde, de dwarskrachtweerstand van de constructie is dus 86,3 kN.

De dwarskracht V_{Ed} die op de constructie werkt is het grootst op de doorsnede in het midden van de lange zijde. Hier is namelijk het moment het grootst. De dwarskracht wordt bepaald met:

$$V_{Ed} = \frac{1}{2}q_{Ed}l$$

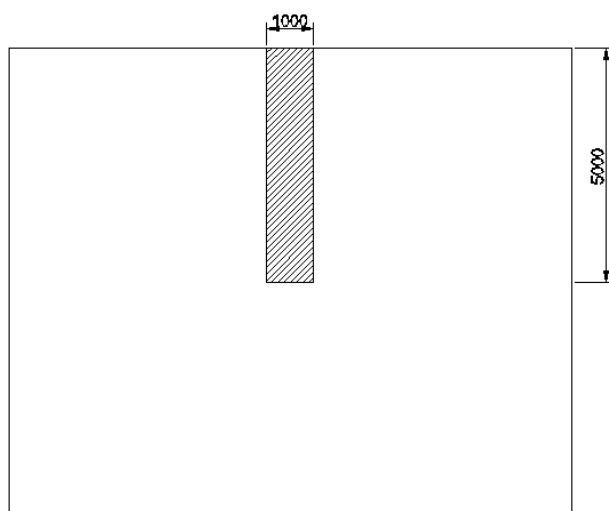
Met $q_{Ed} = -9,79 \text{ kN/m}^2$ en $l = 10 \text{ m}$ volgt $V_{Ed} = -49,0 \text{ kN}$. De dwarskrachtweerstand is dus groter en er is dus geen dwarskrachtwapening nodig.

5.3.4 Doorbuiging

De maximale doorbuiging voor een vloer is volgens de Eurocode $1/250^e$ van de overspanning. Deze eis zal niet worden gehandhaafd omdat de betonvloer niet als loopvloer zal worden gebruikt. Een grotere doorbuiging dan $1/250^e$ van de overspanning zal geen problemen geven voor het wooncomfort van de bewoners.

5.4 Sterkte berekening wanden

Om de maatgevende situatie voor de wanden te bepalen wordt net zoals voor de vloer de belastingcombinaties uitgewerkt. Deze worden beschouwd op een stukje wand van 1 meter breed genomen in het midden van de overspanning. Op dit gedeelte van de wand werkt de vloerbelasting met een oppervlakte van de helft van de breedte van de woning, dit is te zien in Figuur 9.



Figuur 9 – Oppervlakte maximale belasting op wand lange zijde per meter

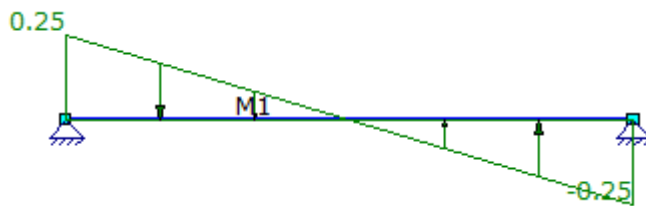
In Tabel 14 zijn de belastingcombinaties uitgewerkt voor de wand op de lange zijde.

Tabel 14 – Belastingcombinaties wand

Belastingcombinatie				BC1		BC2		BC3		BC4		BC5	
	q_k [kN/m ²]	A [m ²]	γ [-]	ψ_0 [-]	F_{Ed} [kN]	ψ_0 [-]	F_{Ed} [kN]	ψ_0 [-]	F_{Ed} [kN]	ψ_0 [-]	F_{Ed} [kN]	ψ_0 [-]	F_{Ed} [kN]
Permanent													
Eigen gewicht	2,5	2	1,2	-	6,0	-	6,0	-	6,0	-	6,0	-	6,0
Scheidingswanden	0,5	10	1,2	-	6,0	-	6,0	-	6,0	-	6,0	-	6,0
Vloeren	0,4	10	1,2	-	4,8	-	4,8	-	4,8	-	4,8	-	4,8
Afwerkvloeren	0,85	10	1,2	-	10,2	-	10,2	-	10,2	-	10,2	-	10,2
Waterdruk	-10,7	5	1,2	-	-64,0	-	-64,0	-	-64,0	-	-64,0	-	-64,0
Vloer casco	3,75	5	1,2	-	22,5	-	22,5	-	22,5	-	22,5	-	22,5
Dak	0,75	5	1,2	-	4,5	-	4,5	-	4,5	-	4,5	-	4,5
Gevelconstructie	0,4	6	1,2	-	2,88	-	2,88	-	2,88	-	2,88	-	2,88
Variabel													
Woon BG	1,75	5	1,5	1	13,1	0	0	0,4	5,25	0,4	5,25	0	0
Woon 1e	1,75	5	1,5	0	0	1	13,1	0,4	5,25	0,4	5,25	0	0
Wind	-0,25	2,5	1,5	0	0	0	0	0	0	1	-0,94	1	-0,94
Sneeuw	0,56	5	1,5	0	0	0	0	1	4,2	0	0	0	0
TOTAAL					6,04		6,04		7,62		2,48		-8,02

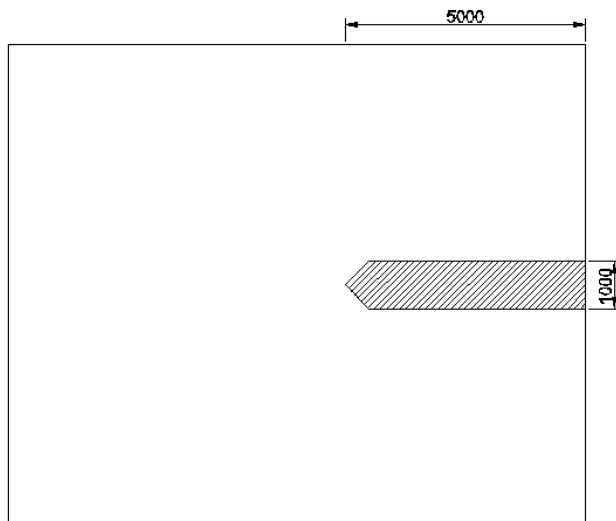
Voor de oppervlakte van de verticale elementen worden de oppervlakten in verticale richting gebruikt. De scheidingswanden, vloeren en afwerkvloeren hebben een oppervlakte van 10 m²,

omdat deze over twee verdiepingen werken. De windbelasting heeft een oppervlakte van de helft van de halve breedte omdat deze niet constant is, zie Figuur 10. Deze belasting komt overeen met een constante belasting van $0,25 \text{ kN/m}^2$ over $2,5 \text{ m}$.



Figuur 10 – Windbelasting

Voor de korte zijde kan hetzelfde gedaan worden. Op de bovenzijde werkt alleen de belasting van de gevelconstructie erboven, de variabele belastingen worden daarom als nul beschouwd. De oppervlakte van de vloer die de wand moet opnemen is in Figuur 11 weergegeven. Deze oppervlakte is bijna rechthoekig en wordt als zodanig aangenomen.



Figuur 11 – Oppervlakte maximale belasting wand op korte zijde per meter

In Tabel 15 is deze kracht op de wand bepaald, hieruit volgt een waarde van $N_{Ed} = -34,0 \text{ kN}$ per strekkende meter. Dit is de maatgevende situatie voor de wand op de korte zijde. Dit geeft een spanning van:

$$\sigma_c = N_{Ed} / A_c = 34000 / (1000 \times 100) = 0,34 \text{ N/mm}^2$$

De maximaal op te nemen drukkracht van het beton is $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 35 / 1,5 = 23,3 \text{ N/mm}^2$. Dit ligt er dus ruimschoots onder. Op de zijkant van de wanden werkt ook de waterdruk. Deze kan maximaal $1,2 \times 16,0 \text{ kN/m}^2 = 19,2 \text{ kN/m}^2$ zijn als de woning de maximaal toegestane diepgang bereikt. Dit komt overeen met $0,019 \text{ N/mm}^2$ wat ook veel minder is dan het maximum.

Tabel 15 – Maximale belastingen per strekkende meter wand

Permanent	Q [kN/m ²]	A [m ²]	γ [-]	ψ_0 [-]	F [kN]
Eigen gewicht	2,5	2	1,2	1	6
Waterdruk	-10,7	5	1,2	1	-64,0
Vloer casco	3,75	5	1,2	1	22,5
Gevelconstructie	0,4	3	1,2	1	1,44
TOTAAL					-34,0

5.4.1 Langswapening

Op nagenoeg dezelfde manier als bij de vloer wordt de wapening voor de wand uitgerekend.

5.4.1.1 Nuttige hoogte

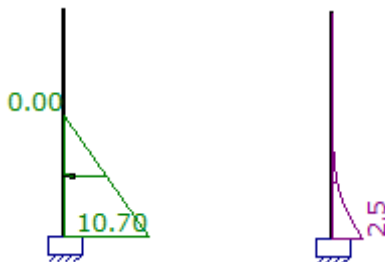
In tegenstelling tot de vier verschillende nuttige hoogtes heeft de wand maar één nuttige hoogte; de langswapening ligt maar in één richting en het moment ten gevolge van de waterdruk bestaat alleen uit een negatief gedeelte. Door de waterdruk zal de bovenkant van de wand naar binnen doorbuigen, de wapening moet dus aan de buitenkant liggen. Voor de dekking moet dus $c = 35$ mm gebruikt worden. Als wapeningstaven met een diameter van 6 mm worden gebruikt volgt voor de nuttige hoogte:

$$d = h - c - 1/2\varnothing = 100 - 35 - 3 = 62 \text{ mm}$$

5.4.1.2 Maatgevend moment

De waterdruk aan de zijkant van de bak zorgt voor een maximaal moment aan de onderkant van de wand. Deze kan eenvoudig gevonden worden.

$$M_{Ed} = 1,2 \times \frac{1}{2} \times 10,7 \times 1,07 \times 1,07 / 3 = 2,45 \text{ kNm/m}^1.$$



Figuur 12 – Schematisatie moment door middel van waterdruk

5.4.1.3 Benodigde langswapening

De bepaling van de benodigde langswapening gaat op exact dezelfde manier als voor de vloer. Deze is te zien in *Bijlage H Bepaling wanden*. De minimum benodigde wapening is $101 \text{ mm}^2/\text{mm}$ hiervoor wordt wapening $\varnothing 6-250$ gebruikt, dit heeft een oppervlakte van $113 \text{ mm}^2/\text{mm}$.

5.4.1.4 Scheurwijdte

De scheurwijdte $w_{\max} \leq w_k$ zie *Bijlage H Bepaling wanden*.

5.4.1.5 Dwarskrachtcontrole

De dwarskracht op de wanden is gelijk aan de normaalkracht bepaald in 5.3.3. Deze kracht is kleiner dan de maximale dwarskrachtweerstand van $36,3 \text{ kN}$ uit *Bijlage H Bepaling wanden*.

5.5 Conclusie

De vloer en de wanden kunnen gerealiseerd worden met diktes van respectievelijk 0,15 m en 0,10 m. Om het maximale moment te kunnen opvangen is voor de wapening van de vloer $\varnothing 16-125$ nodig en voor de wanden $\varnothing 6-250$. Daarnaast is er geen dwarskrachtwapening nodig.

6 Minimalisatie nulontwerp

Het doel van dit eindwerk is om de diepgang van de woning te minimaliseren. Daarom wordt in dit hoofdstuk getracht de dikte van vloer en wanden van het casco te verlagen. Eerst wordt besproken aan de hand van welke voorwaarden dit gebeurt. Waarna vervolgens de hoogte van de vloer en de dikte van de wand van het casco geminimaliseerd worden.

6.1 Voorwaarden minimalisatie

Om de nulvariant met de ontwerpen eerlijk te kunnen vergelijken, worden eerst de vloer en wand van het casco zo dun mogelijk gemaakt. Deze minimalisatie vindt plaats aan de hand van drie punten. Deze zullen in het kort besproken worden.

- De maximum oppervlakte van de wapening per strekkende meter voor een staaf diameter;

Voor een bepaalde staafdiameter geldt een maximum oppervlakte voor de wapening die gehaald kan worden. Zo is met de minimum maaswijdte van 100 mm, die aangehouden wordt voor een wapeningsnet met staven $\varnothing 16$, de maximum oppervlakte $2011 \text{ mm}^2/\text{m}$. Als de vloer dunner wordt gemaakt, zal de hefboomsarm z afnemen. Met $\sigma = \frac{M}{z \times A_s}$ is te zien dat er dan meer wapening nodig is. Wanneer de vloer te dun wordt gemaakt, zal de benodigde wapeningsoppervlakte boven het maximum haalbare uitkomen.

- Het maximum wapeningspercentage

Bij het verlagen van de hoogte van de vloer zal bij een gelijke wapening het wapeningspercentage omhoog gaan. Deze mag niet hoger zijn dan het maximumwapeningspercentage van 2,45%

- De maximum scheurwijdte;

Wanneer de hoogte van een plaat wordt verminderd zal de scheurwijdte $w_{\max}$ toenemen. Daarnaast zal de maximaal toegestane scheurwijdte $w_k = -0,005 \times \frac{h_d}{h} + 0,225$ verminderen omdat de hoogte h afneemt.

6.2 Minimalisatie vloer

De vloer van het casco wordt geminimaliseerd door de hoogte elke keer met 10 mm te verminderen en te kijken of het aan de voorwaarden, besproken in de vorige paragraaf, voldoet. In Tabel 16 staan voor verschillende hoogtes de gevonden waarden gebruikmakend van de Maple bladen uit *Bijlage E Bepaling wapening vloer* en *Bijlage F Bepaling scheurwijdte vloer*. Wanneer een hoogte van 130 mm wordt ingevoerd ligt het wapeningspercentage boven de 2,45%. Het minimum ligt dus op 140 mm.

Tabel 16 – Stappen minimalisatie vloer

h [mm]	$\varnothing$ [mm]	$A_{s,nodig}$ [mm^2/m]	$A_{s,toegepast}$ [mm^2/m]	ρ_l [%]	$w_{\max}$ [mm]	w_k [mm]
150	16	1385	1609	1,76	0,12	0,19
140	16	1556	1609	1,98	0,13	0,19
130	16	1775	2011	2,83	0,14	0,18

Door eisen in de Eurocode is er een ondergrens voor de hoogte van een plaat. Voor de dekkingshoogte moet gelden:

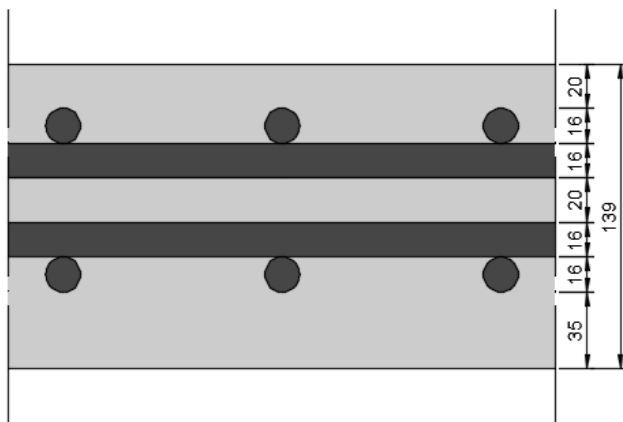
- $c \geq \emptyset$ voor wapeningsstaven $\leq \emptyset 25$ mm
- $c \geq 1,5\emptyset$ voor wapeningsstaven $> \emptyset 25$ mm

Voor de ruimte tussen de staven moet gelden dat deze niet minder mag zijn dan het maximum van:

- De diameter van de wapeningsstaaf
- De maximale korrelgrootte + 5 mm
- 20 mm

Door deze twee eisen kan de ondergrens voor de hoogte per diameter wapeningsstaaf gedefinieerd worden. Hierbij wordt aangenomen dat de korrelgrootte niet maatgevend zal zijn. Voor een vloer met twee wapeningsnetten en gebruikmakend van staven $\emptyset 16$ geldt dan als hoogte:

$$h = c_{\text{buiten}} + 4\emptyset 16 + 20 + c_{\text{binnen}} = 35 + 54 + 20 + 20 = 139 \text{ mm}$$



Figuur 13 – Ondergrens hoogte vloer

Voor c_{binnen} wordt een hoogte van 20 mm gebruikt in plaats van de 15 mm vastgesteld door de milieuklassen. Dit omdat de dekking groter moet zijn dan de wapeningsstaven.

De hoogte wordt met tientallen naar boven afgerond in verband met de maakbaarheid zodat de hoogte die wordt gebruikt dan 140 mm wordt. In Tabel 17 is voor de overige wapeningsstaven de toe te passen hoogte bepaald.

Tabel 17 – Ondergrens vloerhoogte met twee wapeningsnetten

Wapeningsstaven	Minimum hoogte	Toegepaste hoogte
$\emptyset 16$	$20 + 35 + 4 \times 16 + 20 = 139 \text{ mm}$	140 mm
$\emptyset 12$	$15 + 35 + 4 \times 12 + 20 = 118 \text{ mm}$	120 mm
$\emptyset 10$	$15 + 35 + 4 \times 10 + 20 = 110 \text{ mm}$	110 mm
$\emptyset 8$	$15 + 35 + 4 \times 8 + 20 = 102 \text{ mm}$	110 mm
$\emptyset 6$	$15 + 35 + 4 \times 6 + 20 = 94 \text{ mm}$	100 mm

De ondergrens voor de hoogte van een vloer met wapeningsstaven $\emptyset 16$ wordt in Tabel 17 gegeven als 140 mm. De minimumhoogte van de vloer van het nulontwerp is dus 140 mm.

6.3 Minimalisatie wand

De minimalisatie van de wand wordt op dezelfde manier als bij de vloer gedaan. Met behulp van *Bijlage H Bepaling wanden* is Tabel 18 tot stand gekomen.

Tabel 18 – Stappen minimalisatie wand

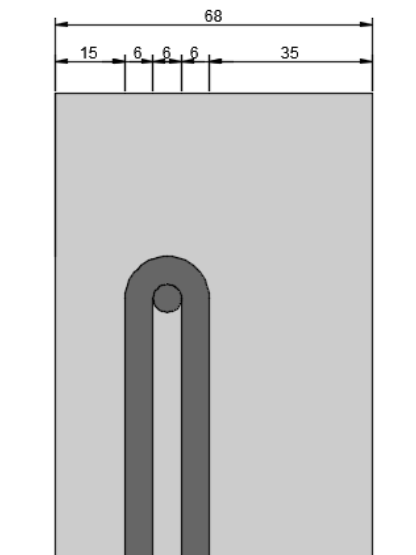
h [mm]	Ø [mm]	A _{s,nodig} [mm ² /m]	A _{s,toegepast} [mm ² /m]	ρ _l [%]	w _{max} [mm]	w _k [mm]
100	6	104	113	0,18	-0,10	0,17
90	6	121	141	0,27	0,08	0,16
80	6	149	161	0,33	0,23	0,16
80	6	149	283	0,67	0,06	0,16
70	6	195	283	0,88	0,08	0,14
60	6	284	-	-	-	-

Bij het verlagen van de hoogte naar 80 mm is te zien dat bij een minimaal gekozen wapening de scheurwijdte te groot wordt $w_{\max} \geq w_k$. Daarom wordt de toegepaste wapening vergroot naar de maximale waarde voor Ø6-100. Als de hoogte op 60 mm wordt gesteld is de benodigde wapening groter dan de wapening die toegepast kan worden, de minimum hoogte ligt dus op 70 mm.

Nu moet gekeken worden of dit uitvoerbaar is. De ondergrens voor de hoogte van de wand is:

$$h = c_{\text{buiten}} + 3\phi + c_{\text{binnen}} = 35 + 18 + 15 = 68 \text{ mm}$$

De wand kan dus 70 mm hoog gemaakt worden.



Figuur 14 – Ondergrens hoogte wand

6.4 Conclusie

Het nulontwerp kan na minimalisatie 10 mm dunner geproduceerd worden. Voor de hoogte van de vloer wordt dan 140 mm gevonden. Er moet wel opgemerkt worden dat er dan een hoog wapeningspercentage gebruikt wordt. Bij een verdere reductie komt het wapeningspercentage uit boven het maximaal toegestane.

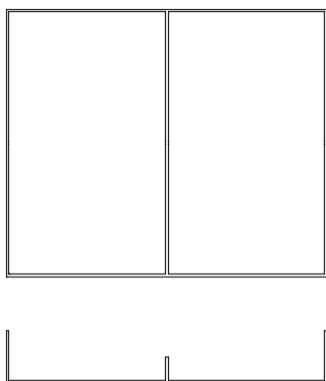
De wand heeft na de minimalisatie voor de nulvariant de ondergrens al bereikt. Hierop kan dus geen gewicht meer gewonnen worden. Bij de varianten die in het volgende hoofdstuk ter sprake komen, komt de wand dus niet mee aan bod.

7 Ontwerpvarianten

In dit hoofdstuk worden verschillende ontwerpvarianten beschouwd. Door het beton gunstig te gebruiken is het mogelijk de hoeveelheid beton te reduceren. Hiervoor wordt gebruik gemaakt van ribben.

7.1 Variant 1 rib

In Figuur 15 is de variant met 1 rib die in de volgende paragrafen besproken wordt weergegeven. De rib is een strook beton die gestort wordt in de breedte richting van het casco. Door het toepassen van de rib zullen de krachten op de vloer kleiner worden omdat de rib een deel hiervan zal opnemen.



Figuur 15 – Variant 1 rib

7.1.1 Dimensionering vloer

De vloerhoogte wordt op dezelfde wijze bepaald als bij het minimaliseren van het nulontwerp. Door het toevoegen van een rib veranderen de afmetingen van l_x en l_y en dus de verhouding l_y/l_x waardoor er andere constanten gebruikt moeten worden. In Tabel 19 staan de uitgangswaarden welke in Maple gebruikt zijn.

Tabel 19 – Uitgangswaarden 1 rib

Variant	l_y [m]	l_x [m]	l_y/l_x [-]	c_{vx} [-]	c_{vy} [-]	c_{sx} [-]	c_{sy} [-]
1 rib	10	6	1,67	37 x 1,2	10 x 1,2	79 x 0,8	54 x 0,8

In Tabel 20 is te zien dat de minimale hoogte van de vloer door het toevoegen van een rib 110 mm is, dit is een reductie van 30 mm ten opzichte van het standaardontwerp. Hierdoor zou het benodigde beton gereduceerd worden met 3,6 m³.

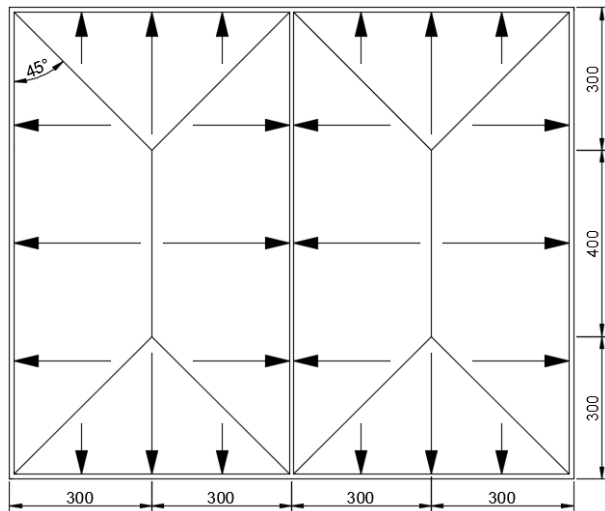
Tabel 20 – Resultaten 1 rib

$\emptyset$ [mm]	h_{min} [mm]	ρ_l [%]	w_{max} [mm]	w_k [mm]	Δ_{beton} [m ³]
12	110	1,31	0,12	0,18	3,6

Nu moet gekeken worden of dit wel mogelijk is aan de hand van de minimum eisen. Uit Tabel 17 volgt een hoogte van 120 mm. De hoogte van 110 mm is dus niet haalbaar voor de variant 1 rib. De vloer moet dus minimaal een hoogte hebben van 120 mm.

7.1.2 Dimensionering rib

Om de rib te kunnen dimensioneren moeten eerst de krachten bepaald worden op de rib. De oplegreacties zijn in Figuur 16 benaderd. De maximale q-last bevindt zich in het midden van de rib over een lengte van 4 meter, $q_{\max} = (p_{\text{water}} + q_{\text{EG,vloer}}) \times l_x / 2$. In Tabel 21 is dit uitgewerkt.



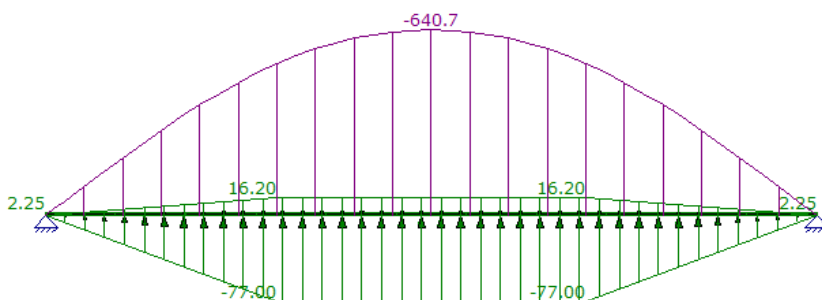
Figuur 16 – Oplegreacties rib

Tabel 21 – Belasting op rib variant 1 rib

Belasting	q [kN/m ¹]
$q_{\text{EG,rib}}$	$0,9 \times 0,1 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2,25$
$q_{\text{EG,vloer}}$	$0,9 \times 0,12 \text{ m} \times 6,0 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 16,2$
p_{water}	$1,2 \times -10,7 \times 6,0 = -77,0$

Het gewicht van de rib is van te voren niet bekend, omdat de afmetingen nog bepaald moeten worden. Daarom wordt er voor de hoogte een aanname van 1,0 m en voor breedte 0,1 m gedaan. Deze belasting klein is ten opzichte van de totale belasting. Wanneer de afmetingen van de rib wijzigen na het minimaliseren zal dus niet opnieuw een iteratie gedaan worden.

Met de belastingen uit Tabel 21 is met behulp van MatrixFrame het maximale moment bepaald in de rib. In Figuur 17 is deze te zien. De opleggingen zijn geschematiseerd als scharnieren, omdat de wanden niet genoeg torsiestijfheid hebben om wringende momenten op te kunnen nemen.



Figuur 17 – Momenten in rib variant 1

De rib aan de vloer heeft de vorm van een T-ligger, deze wordt dan ook op dezelfde wijze als een T-ligger gedimensioneerd. Om een T-ligger te kunnen dimensioneren is het van belang om te weten waar de neutrale lijn ligt. Als de neutrale lijn in de flens ligt, in dit geval de vloer, is de drukzone rechthoekig en kan het gedimensioneerd worden als een rechthoekige ligger. Wanneer de neutrale lijn in het lijf ligt, worden de berekeningen lastiger omdat er dan sprake is van twee verschillende breedtes. Bij alle beschouwde varianten wordt gevonden dat de neutrale lijn in de vloer ligt. Dit is het geval omdat de flensen (de vloer) veel groter zijn dan het lijf (de rib).

7.1.2.1 Meewerkende flensbreedte

Om de wapening te kunnen bepalen is de meewerkende flensbreedte nodig. Dit is de breedte waarover een gelijkmatige spanningsverdeling mag worden aangenomen. In Eurocode 1992-1-1 art. 5.3.2.1 is hiervoor een formule gegeven:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$

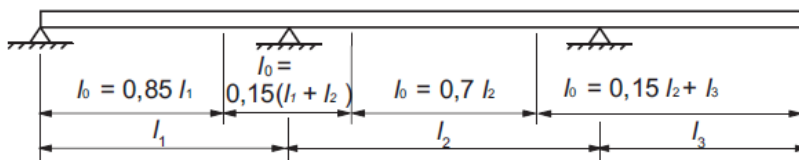
waarin:

$$b_{eff,i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0$$

en

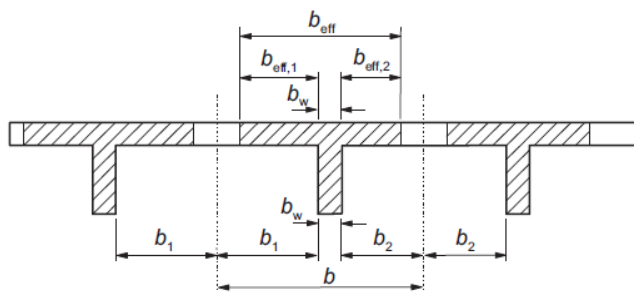
$$b_{eff,i} \leq b_i$$

De waarde van l_0 wordt bepaald uit de afstand tussen de momentnulpunten zie Figuur 18. De opleggingen van de T-ligger worden geschematiseerd als scharnieren. Voor l_0 wordt dus de volledige overspanning gebruikt, $l_0 = 10$ m.



Figuur 18 – Definitie l_0 volgens Eurocode (bron: NEN-EN 1992-1-1)

De bepaling van de overige parameters wordt gedaan aan de hand van Figuur 19.



Figuur 19 – Parameters voor bepaling meewerkende flensbreedte (bron: NEN-EN 1992-1-1)

Voor b_1 wordt een kwart van de overspanning gebruikt met aftrek van de helft van de lijfbreedte. Ditzelfde geldt voor b_2 aangezien de constructie symmetrisch is. Met een geschatte lijfbreedte van

$b_w = 100$ mm wordt de meewerkende flensbreedte $b_{eff} = 3280$ mm (zie *Bijlage I Berekening rib*). Naarmate de breedte van de rib verandert, zal ook de meewerkende flensbreedte veranderen.

7.1.2.2 Gevolgde berekeningsprocedure

Voor de berekening wordt uitgegaan van het bilineaire spanning-rek diagram van het beton. Het rekenkundig bezwijkmoment kan dan worden bepaald door (verg. 8.10 [4]):

$$M_{Ed} = A_s f_{yd} d \left(1 - 0,52 \frac{\rho f_{yd}}{f_{cd}}\right)$$

Deze vergelijking kan omgevormd worden tot:

$$\frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{\rho f_{yd}}{f_{cd}} \left(1 - 0,52 \frac{\rho f_{yd}}{f_{cd}}\right)$$

waarin:

$\frac{\rho f_{yd}}{f_{cd}}$ is het mechanische wapeningspercentage Ψ .

Ingevuld geeft dit:

$$\frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}} = \Psi (1 - 0,52 \Psi)$$

Zodat met het bepaalde bezwijkmoment, de breedte, de nuttige hoogte en de druksterkte van het beton de drukhoogte:

$$x = \frac{\Psi \times d}{0,75}$$

en de inwendige hefboomsarm bepaald kunnen worden:

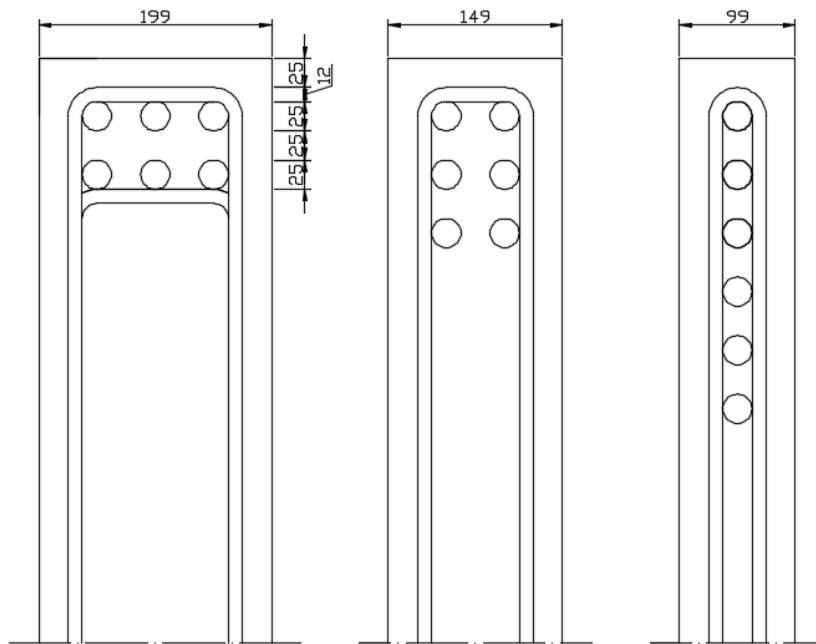
$$z = d(1 - 0,52 \Psi)$$

Deze vergelijkingen zijn gebruikt in Maple (zie *Bijlage I Berekening rib*) om de benodigde wapening te kunnen bepalen.

7.1.2.3 Bepaling rib

De dikte van de rib wordt bepaald aan de hand van de minimumeisen voor de dekking en de ruimte tussen de wapeningsstaven. De hoogte van de rib heeft invloed op het benodigde wapeningstaal. Door de hoogte van de rib wordt de hefboomsarm kleiner en is er dus meer wapening nodig.

Om de optimale breedte-hoogte verhouding te vinden wordt gekeken naar verschillende configuraties bestaande uit één, twee of drie kolommen aan wapeningstaven. Drie beschouwde configuraties zijn te zien in Figuur 20.



Figuur 20 – Drie beschouwde wapeningsconfiguraties

7.1.2.3.1 Configuraties met drie kolommen

Er worden drie staven naast elkaar gelegd. Als aanname wordt gedaan dat de benodigde diameter van de staven 25 mm is, dan is de lijfbreedte:

$$b_w = 2 \times c + 2 \times \phi_{\text{beugel}} + 5 \times \phi_{\text{wapening}} = 2 \times 25 + 2 \times 12 + 5 \times 25 = 199 \text{ mm}$$

Voor de maakbaarheid wordt dit afgerond op 200 mm.

Als er één rij van drie staven worden gebruikt is er een minimale hoogte van het lijf nodig van 900 mm (zie configuratie 1 x 3 in Tabel 22). Deze hoogte kan gereduceerd worden door een extra rij wapening te gebruiken. Dit heeft tot gevolg dat de nuttige hoogte d kleiner wordt, omdat het zwaartepunt van de wapening lager komt te liggen. In verhouding is er dan meer wapening nodig. Bij gebruik van twee rijen aan wapening kan de hoogte gereduceerd worden tot 500 mm.

7.1.2.3.2 Configuraties met twee kolommen

In plaats van drie staven worden er nu twee staven naast elkaar gelegd. De lijfbreedte wordt dan:

$$b_w = 2 \times c + 2 \times \phi_{\text{beugel}} + 3 \times \phi_{\text{wapening}} = 2 \times 25 + 2 \times 12 + 3 \times 25 = 149 \text{ mm}$$

In Tabel 22 staan de resultaten bij gebruik van één, twee of drie rijen.

7.1.2.3.3 Configuraties met één kolom

Bij de laatste configuraties worden alle wapeningstaven boven elkaar geplaatst. De minimale breedte is dan:

$$b_w = 2 \times c + 2 \times \phi_{\text{beugel}} + 3 \times \phi_{\text{wapening}} = 2 \times 25 + 2 \times 12 + 25 = 99 \text{ mm}$$

Bij het gebruik van één staaf wordt de hoogte van de rib zo groot worden gemaakt dat deze boven de zijwanden uitkomt, deze wordt dus niet beschouwd. Alle configuraties die beschouwd zijn, staan vermeld in Tabel 22.

Tabel 22 – Bepaalde afmetingen configuraties

Configuratie	b_w [mm]	h_w [mm]	d [mm]	$A_{s,nodig}$ [mm ²]	$A_{s,toegepast}$ [mm ²]
1 x 3	200	900	948	1454	1473
2 x 3	200	500	523	2664	2945
1 x 2	200	1400	1448	949	982
2 x 2	150	700	723	1912	1963
3 x 2	150	500	498	2800	2945
2 x 1	100	1400	1423	966	982
3 x 1	100	1000	898	1380	1473
6 x 1	100	600	423	2263	2945
9 x 1	100	500	348	4083	4418

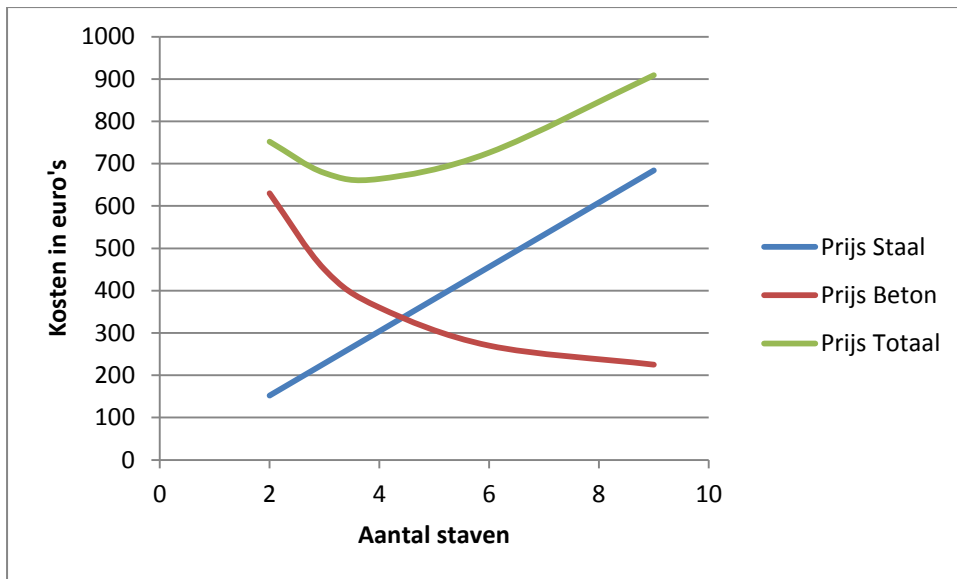
Als er puur naar afmetingen wordt gekeken, is de configuratie met 9 staven in 1 kolom het beste, voor deze variant is namelijk het minste beton nodig. Om te bepalen welke variant het voordeligst is in kosten wordt voor elke variant de kostprijs bepaald. Voor staal wordt een kiloprijs gebruikt van 2 euro en voor beton wordt een prijs gerekend van 450 euro per m³ (P. Lagendijk, persoonlijke communicatie, 2 april, 2015). Een wapeningsstaaf van Ø25 heeft een oppervlakte van 491 mm², met een lengte van de staaf van 10 m volgt hieruit een volume van $4,91 \times 10^{-3}$ m³. Met een soortelijk gewicht van staal van 7800 kg/m³ heeft een staaf een gewicht van 38 kg. De kosten van één staaf bedragen dus 76 euro. In Tabel 23 is voor elke configuratie de totale kostprijs bepaald.

Tabel 23 – Kostprijs per configuratie

Configuratie	Aantal staven [-]	Prijs staaf [€]	Beton [m3]	Prijs beton [€]	Prijs totaal [€]
1 x 3	3	228	1,8	810	1038
2 x 3	6	456	1,0	450	906
1 x 2	2	152	2,8	1260	1412
2 x 2	4	304	1,05	473	777
3 x 2	6	456	0,75	338	794
2 x 1	2	152	1,4	630	782
3 x 1	3	228	1,0	450	678
6 x 1	6	456	0,6	270	726
9 x 1	9	684	0,5	225	909

7.1.3 Conclusie

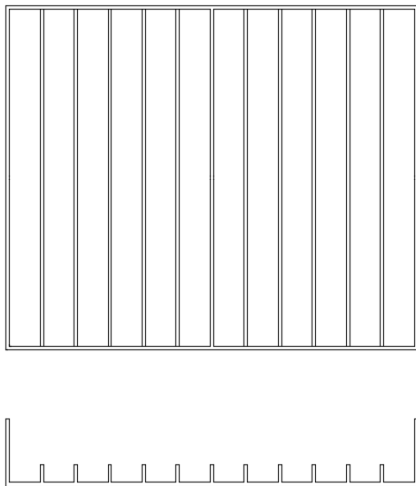
Uit Tabel 23 kan worden afgelezen dat de goedkoopste variant bestaat uit één kolom wapeningsstaven. Daarnaast is ook te zien dat het niet voordelig is om extra wapeningsstaven te blijven toevoegen. De reductie in betonhoogte wordt op een gegeven moment zo klein dat deze niet opweegt tegen de extra kosten van het toevoegen van een wapeningsstaaf. In Figuur 21 zijn de kosten van het materiaal uitgezet tegen het aantal staven, waarbij de staven in één kolom liggen. Hieruit blijkt dat de minimum kosten liggen bij ongeveer vier staven. Bij de volgende varianten zal de wapening zo gedetailleerd worden dat de staven in één kolom boven elkaar liggen.



Figuur 21 – Prijsverhouding tussen staal en beton voor configuraties met staven in één kolom

7.2 Varianten rib

Tot nu toe is er alleen gekeken naar een variant met één rib. Door deze rib toe te voegen kan de vloer dunner geproduceerd worden en wordt er beton bespaard. Een logische vervolgstap zou zijn om te kijken naar de invloed van meerdere ribben. In deze paragraaf worden er ribben toegevoegd tot een totaal van 11 ribben. Figuur 22 toont deze laatste variant.



Figuur 22 – Variant 11 ribben

Naarmate er meerdere ribben toegevoegd worden, wordt de afstand tussen de ribben steeds kleiner. De verhouding tussen I_y en I_x zal daarom steeds groter worden. Om de momenten te bepalen is voorheen Figuur 7 gebruikt. Hier zijn de momentcoëfficiënten gegeven tot een verhouding van I_y/I_x van 3. Uit Tabel 24 valt op te maken dat bij ribben de verhouding I_y/I_x hier al boven ligt. Er moet dus een andere manier gevonden worden om de momentcoëfficiënten te bepalen. Dit wordt gedaan door naar de maximale momenten te kijken van een ingeklemde ligger. De momenten van een ingeklemde zijn bekend als $\frac{1}{12}ql^2$ voor het steunpuntsmoment en $\frac{1}{24}ql^2$ voor het veldmoment. Deze

breuken komen overeen met respectievelijk 0,083 en 0,042. Voor de verhouding $I_y/I_x = 3$ worden dus al de maximale momenten gebruikt. Voor grotere verhoudingen zullen dus dezelfde momentcoëfficiënten gebruikt worden. In Tabel 24 is dit te zien.

Tabel 24 – Uitgangswaarden varianten rib

Variant	I_y [m]	I_x [m]	I_y/I_x [-]	c_{vx} [-]	c_{vy} [-]	c_{sx} [-]	c_{sy} [-]
1 rib	10	6	1,67	37 x 1,2	10 x 1,2	79 x 0,8	54 x 0,8
2 ribben	10	4	2,5	42 x 1,2	10 x 1,2	83 x 0,8	51 x 0,8
3 ribben	10	3	3,33	43 x 1,2	10 x 1,2	83 x 0,8	49 x 0,8
5 ribben	10	2	5	43 x 1,2	10 x 1,2	83 x 0,8	49 x 0,8
11 ribben	10	1	10	43 x 1,2	10 x 1,2	83 x 0,8	49 x 0,8

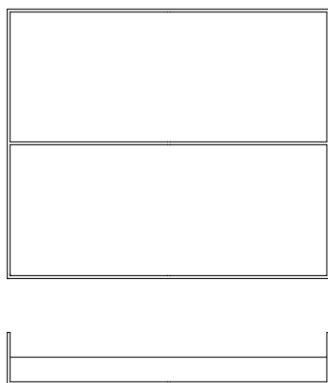
Met behulp van de momenten die zijn bepaald in *Bijlage J Momenten varianten rib* en het Maple rekenblad uit *Bijlage I Berekening rib* is Tabel 25 tot stand gekomen.

Tabel 25 – Resultaten varianten rib

Variant	$\emptyset$ [mm]	h_{min} [mm]	$h_{haalbaar}$ [mm]	$A_{c,x}$ [mm ³]	Staven [-]	$\Delta Vloer$ [m ³]	ΔRib [m ³]	$\Delta Beton$ [m ³]
1 rib	12	110	120	500 x 1 = 500	9 x 1 = 9	-2,40	+0,50	-2,10
2 ribben	8	100	110	400 x 2 = 800	8 x 2 = 16	-3,60	+0,80	-2,80
3 ribben	6	100	100	400 x 3 = 1200	5 x 3 = 15	-4,80	+1,20	-3,60
5 ribben	6	70	100	300 x 5 = 1500	4 x 5 = 20	-4,80	+1,50	-3,30
11 ribben	6	60	100	200 x 11 = 2200	3 x 11 = 33	-4,80	+2,20	-2,60

7.3 Varianten rib-

In deze paragraaf wordt gekeken naar varianten waarbij de rib niet in de breedte ligt maar in de lengte, deze varianten worden rib- genoemd. De berekeningswijze is precies hetzelfde als voor de 'varianten rib' daarom worden alleen de uitgangswaarden in Tabel 26 – Uitgangswaarden varianten rib Tabel 26, en de resultaten in Tabel 27 gegeven.



Figuur 23 – Variant 1 rib-

Tabel 26 – Uitgangswaarden varianten rib-

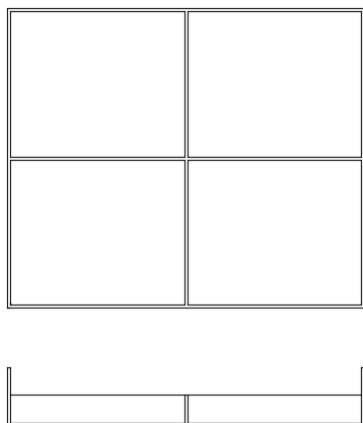
Variant	l_y [m]	l_x [m]	l_y/l_x [-]	c_{vx} [-]	c_{vy} [-]	c_{sx} [-]	c_{sy} [-]
1 rib-	12	5	2,4	42 x 1,2	10 x 1,2	83 x 0,8	51 x 0,8
2 ribben-	12	3,33	3,6	43 x 1,2	10 x 1,2	83 x 0,8	49 x 0,8
3 ribben-	12	2,5	4,8	43 x 1,2	10 x 1,2	83 x 0,8	49 x 0,8
5 ribben-	12	1,67	7,2	43 x 1,2	10 x 1,2	83 x 0,8	49 x 0,8
11 ribben-	12	1	12	43 x 1,2	10 x 1,2	83 x 0,8	49 x 0,8

Tabel 27 – Resultaten varianten rib-

Variant	$\varnothing$ [mm]	h_{min} [mm]	$h_{haalbaar}$ [mm]	$A_{c,y}$ [mm ³]	Staven [-]	$\Delta Vloer$ [m ³]	ΔRib [m ³]	$\Delta Beton$ [m ³]
1 rib-	10	100	110	700 x 1 = 700	7 x 1 = 7	-3,60	+0,84	-2,76
2 ribben-	8	80	110	500 x 2 = 1000	7 x 2 = 14	-3,60	+1,20	-2,40
3 ribben-	6	80	100	400 x 3 = 1200	8 x 3 = 24	-4,80	+1,44	-3,36
5 ribben-	6	60	100	400 x 5 = 2000	4 x 5 = 20	-4,80	+2,40	-2,40
11 ribben-	6	50	100	300 x 11 = 3300	3 x 11 = 33	-4,80	+3,96	-0,84

7.4 Varianten rib+

Het laatste type varianten is een combinatie van de twee voorgaande. Hierbij wordt een rib in de breedterichting en een rib in de lengte richting geplaatst zoals te zien in Figuur 24. Om de krachten op de rib te benaderen zal een andere methode gebruikt worden dan die bij de voorgaande varianten is toegepast. Wanneer namelijk de 'enveloppenmethode' wordt toegepast zoals in Figuur 16 heeft dit tot gevolg dat er heel veel 'enveloppen' ontstaan.



Figuur 24 – Variant 1 rib+

Er wordt gekozen om de krachten op een rib te benaderen met de stroken methode (art. 14.4 [4]). Met deze methode wordt aan de hand van de lengte en breedte bepaald hoeveel procent van de

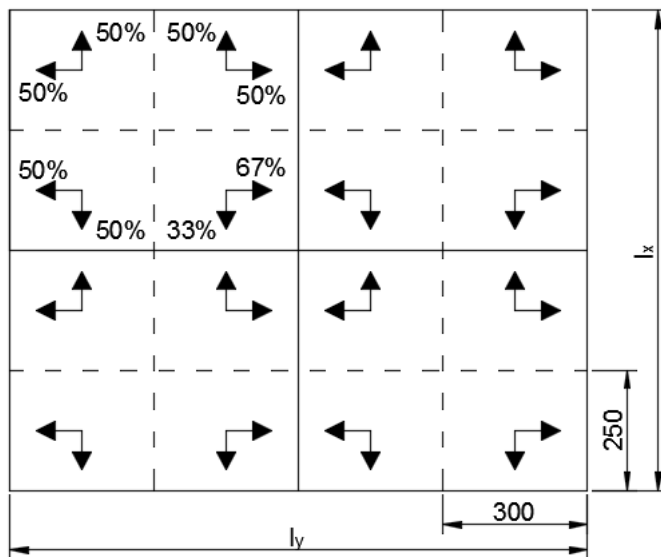
belasting door een rand opgenomen wordt. Dit kan uitgerekend worden met lastverdelingsgetallen. Voor de een vierzijdig ingeklemde plaat wordt voor de lastverdelingsgetallen gegeven:

$$k_x = \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$k_y = 1 - k_x$$

7.4.1 Bepaling moment variant 1 rib+

Wanneer in beide richtingen een rib aangebracht wordt, wordt $l_x = 5$ m en $l_y = 6$ m. Hieruit volgt voor $k_x = 0,67$ en $k_y = 0,33$. De stijfste rand zal dus 67% van de belasting opnemen en de slapste rand 33%. De stijfste rand in de constructie is de rib in de breedte richting deze is namelijk het kortst. In Figuur 25 is voor een kwart van de constructie de lastverdeling weergegeven, voor de rest van de constructie gelden dezelfde waarden.



Figuur 25 – Lastverdeling variant 1 rib+

Voor de vlakken aan de randen is voor de lastverdeling 50% gebruikt. Deze waarden zijn aangenomen omdat de wanden stijver zijn dan de ribben en zullen dus meer belasting opnemen. Met behulp van Figuur 25 zijn nu de q -lasten te bepalen. De minimale hoogte van de vloer is te zien in Tabel 30 en is 110 mm. Daarmee volgt voor de q -last:

$$q_{Ed} = p_{water} + q_{vloer} = 1,2 \times -10,7 + 0,9 \times 0,11 \times 25 = -10,4 \text{ kN/m}^2$$

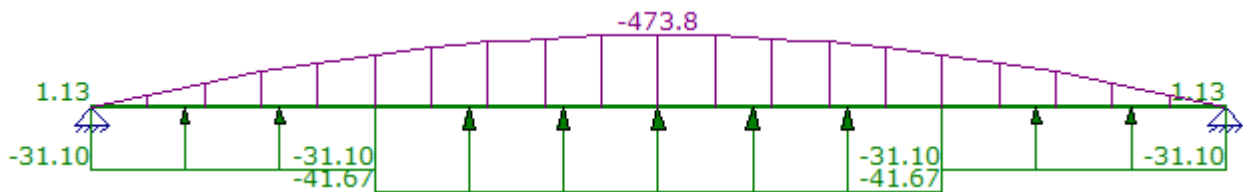
Op de rib in de x -richting staan twee verschillende belastingen. Aan beiden randen staat over een afstand van $0,25l_x$ een belasting van:

$$q_{rand,x} = 0,5 \times q_{Ed} \times 0,5l_y = 0,5 \times -10,4 \times 6,0 = -31,1 \text{ kN/m}^1$$

In het midden staat over een afstand van $0,5l_x$ een belasting van:

$$q_{midden,x} = 0,67 \times q_{Ed} \times 0,5l_y = 0,67 \times -10,4 \times 6,0 = -41,7 \text{ kN/m}^1$$

Met deze belastingen is het moment bepaald op de rib in x -richting in Figuur 26.



Figuur 26 – Moment in x-richting variant 1 rib+

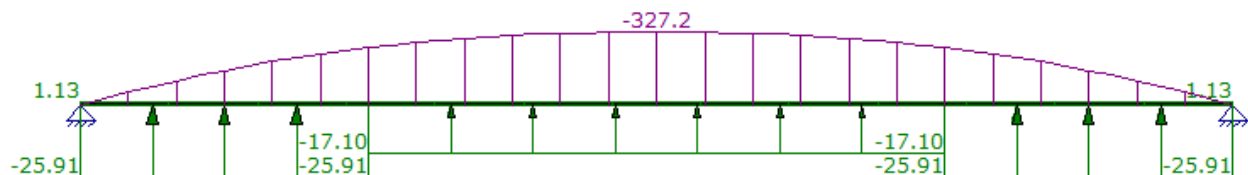
Voor de rib in de y-richting wordt hetzelfde gedaan. Aan de rand is de belasting over een lengte $0,25l_y$:

$$q_{rand,y} = 0,5 \times q_{Ed} \times 0,5l_x = 0,5 \times -10,4 \times 5,0 = -25,9 \text{ kN/m}^1$$

In het midden is de belasting over een lengte $0,5l_y$:

$$q_{midden,y} = 0,33 \times q_{Ed} \times 0,5l_x = 0,33 \times -10,4 \times 5,0 = -17,1 \text{ kN/m}^1$$

In Figuur 27 is voor deze waarden het moment op de rib bepaald.



Figuur 27 – Moment in y-richting variant 1 rib+

Om te controleren of de ribben nu niet twee keer dezelfde belasting dragen, moet gecontroleerd worden of de ribben 50% van de totale belasting opnemen. De wanden dragen immers de andere helft. De belasting die de ribben moeten opnemen is:

$$F_{0,5} = 0,5 \times q_{Ed} \times 12 \times 10 = -622 \text{ kN}$$

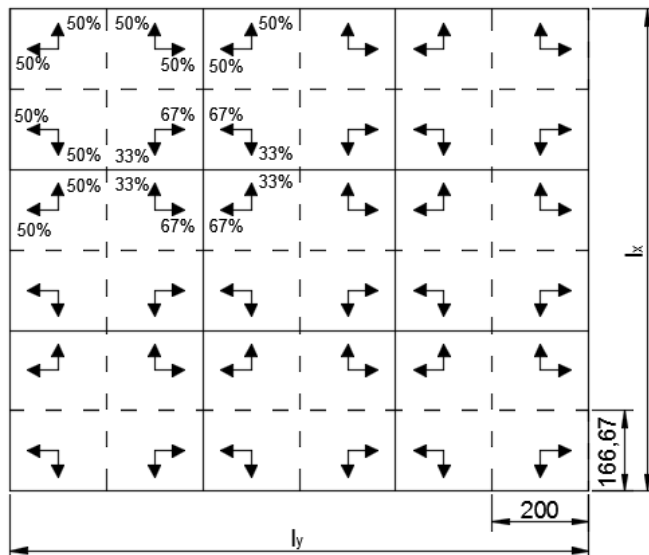
De belasting die de ribben dragen is:

$$F_{rib} = 2 \times (-31,1 \times 0,25l_x) - 41,7 \times 0,5l_x - 2 \times (25,9 \times 0,25l_y) - 17,1 \times 0,5l_y = -622 \text{ kN}$$

De ribben nemen dus inderdaad 50% van de totale belasting op.

7.4.2 Bepaling moment variant 2 rib+

Nu wordt er in beide richtingen een rib bijgezet waarbij de tussenafstanden gelijk blijven. De verhouding l_y/l_x zal dus niet veranderen. In Figuur 28 is voor deze variant de lastverdeling te zien.



Figuur 28 – Lastverdeling variant 2 ribben+

De belastingen kunnen op dezelfde manier bepaald worden als bij variant rib 1+. De minimale vloerhoogte is bij deze variant is volgens Tabel 30 100 mm, hierdoor wordt q_{Ed} :

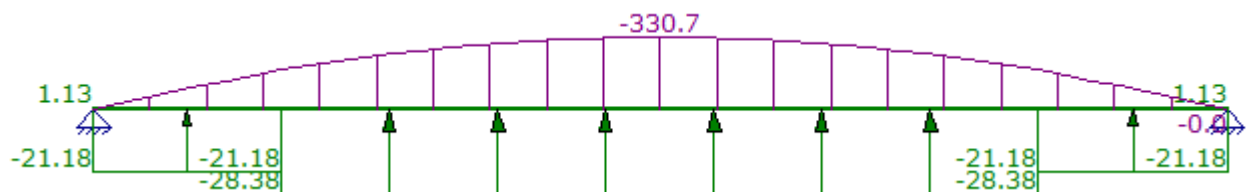
$$q_{Ed} = 1,2 \times -10,7 + 0,9 \times 0,10 \times 25 = -10,6 \text{ kN/m}^2$$

Hieruit volgt voor de belasting op één rib in x-richting

$$q_{rand,x} = 0,5 \times q_{Ed} \times 1/3 l_y = 0,5 \times -10,6 \times 4,0 = -21,2 \text{ kN/m}^1$$

$$q_{midden,x} = 0,67 \times q_{Ed} \times 1/3 l_y = 0,67 \times -10,6 \times 4,0 = -28,4 \text{ kN/m}^1$$

In Figuur 29 is de bijbehorende momentenlijn weergegeven.



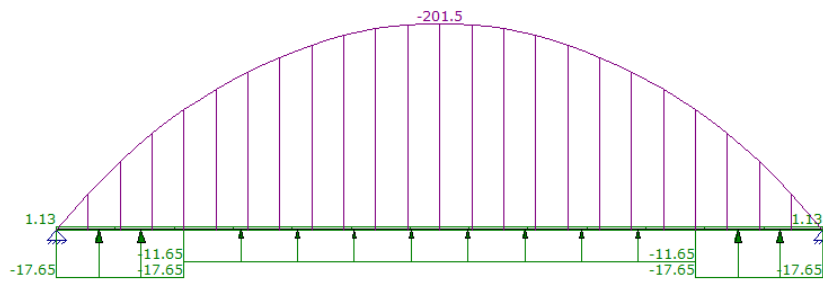
Figuur 29 – Moment in x-richting variant 2 ribben+

Voor de belasting op één rib in y-richting wordt gevonden:

$$q_{rand,y} = 0,5 \times q_{Ed} \times 1/3 l_x = 0,5 \times -10,6 \times 10/3 = -17,7 \text{ kN/m}^1$$

$$q_{midden,y} = 0,33 \times q_{Ed} \times 1/3 l_x = 0,33 \times -10,6 \times 10/3 = -11,7 \text{ kN/m}^1$$

Dit geeft de momentenlijn in Figuur 30.



Figuur 30 – Moment in y-richting variant 2 ribben+

Doordat er extra ribben zijn bijgevoegd, zullen de wanden minder belasting dragen. De ribben moeten nu 67% van de totale belasting dragen.

$$F_{0,67} = 0,67 \times q_{Ed} \times 12 \times 10 = -851 \text{ kN}$$

De belasting die de vier ribben dragen is:

$$F_{rib} = 2 \times (2 \times (-21,2 \times l_x/6) - 28,4 \times 2l_x/3 - 2 \times (17,7 \times l_y/6) - 11,7 \times 2l_y/3) = -851 \text{ kN}$$

Deze belastingen zijn gelijk, dus de berekeningen kloppen.

7.4.3 Benadering momenten

Als de voorgaande stappen voor elke variant gedaan moeten worden, neemt dit veel tijd in beslag, daarom worden de momenten benaderd. Er wordt aangenomen dat de ribben in de x-richting 67% van de belasting opnemen en de ribben in de y-richting 33%. Voor variant 1 rib+ wordt dan voor de momenten gevonden:

$$M_{Ed,x} = 1/8 \times (1,125 + (0,67 \times -10,365 \times 1/2 \times 12)) \times 10^2 = -507 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,y} = 1/8 \times (1,125 + (0,33 \times -10,365 \times 1/2 \times 10)) \times 12^2 = -288 \text{ kNm}$$

Ten opzichte van de momenten met de stroken methode:

$$M_{Ed,x} = 474 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,y} = 327 \text{ kNm}$$

Voor variant 2 ribben+:

$$M_{Ed,x} = 1/8 \times (1,125 + (0,67 \times -10,59 \times 1/3 \times 12)) \times 10^2 = -341 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,y} = 1/8 \times (1,125 + (0,33 \times -10,59 \times 1/3 \times 10)) \times 12^2 = -189 \text{ kNm}$$

Ten opzichte van de momenten met de stroken methode:

$$M_{Ed,x} = 331 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,y} = 202 \text{ kNm}$$

Te zien is dat bij variant 2 ribben+ de momenten beter benaderd worden. Door het toevoegen van meer ribben zullen de ribben in verhouding meer belasting op gaan nemen dan de wanden. De breedte van q-last op het midden gedeelte zal dus steeds groter worden. Naarmate er meer ribben worden toegevoegd zal het moment dus beter overeenkomen. De momenten kunnen dus geschematiseerd worden volgens:

$$M_{Ed,x} = 1/8 \times 0,67 \times q_{Ed} \times 1 / (\text{aantal ribben} + 1) \times l_x^2$$

$$M_{Ed,y} = 1/8 \times 0,33 \times q_{Ed} \times 1 / (\text{aantal ribben} + 1) \times l_y^2$$

Dit resulteert in de momenten in Tabel 28.

Tabel 28 – Momenten variant rib+

Variant	$M_{ed,x}$ [kNm]	$M_{ed,y}$ [kNm]
1 rib+	-507	-288
2 rib+	-355	-189
3 rib+	-252	-137
5 rib+	-163	-84,6
11 rib+	-74,6	-32,2

7.4.4 Resultaten

Met de momenten bepaald in Tabel 28 en de uitgangspunten uit Tabel 29. Worden weer de hoogtes van de rib aan de hand van het Maple rekenblad uit *Bijlage I Berekening rib*. Dit levert de resultaten op in Tabel 30. Bij de kolommen A_c en staven worden twee waarden gegeven, de eerste waarde geldt voor de x-richting de tweede voor de y-richting. Deze zijn staan apart omdat de lengte in beide richtingen verschilt.

Tabel 29 – Uitgangspunten varianten rib+

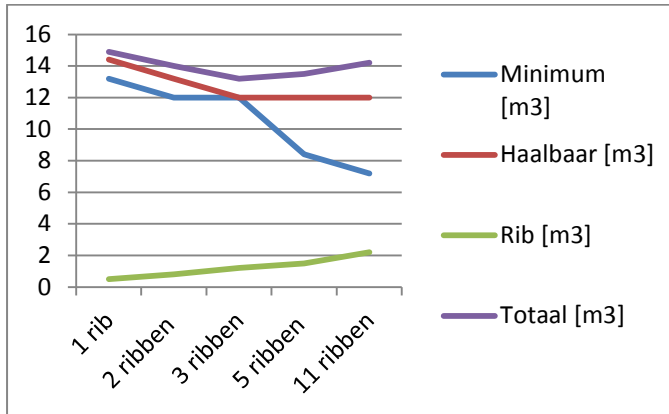
Variant	l_y [m]	l_x [m]	l_y/l_x [-]	c_{vx} [-]	c_{vy} [-]	c_{sx} [-]	c_{sy} [-]
1 rib+	6	5	1,2	26 x 1,2	16 x 1,2	63 x 0,8	54 x 0,8
2 ribben+	4	3,33	1,2	26 x 1,2	16 x 1,2	63 x 0,8	54 x 0,8
3 ribben+	3	2,5	1,2	26 x 1,2	16 x 1,2	63 x 0,8	54 x 0,8
5 ribben+	2	1,67	1,2	26 x 1,2	16 x 1,2	63 x 0,8	54 x 0,8
11 ribben+	1	0,83	1,2	26 x 1,2	16 x 1,2	63 x 0,8	54 x 0,8

Tabel 30 – Resultaten varianten rib+

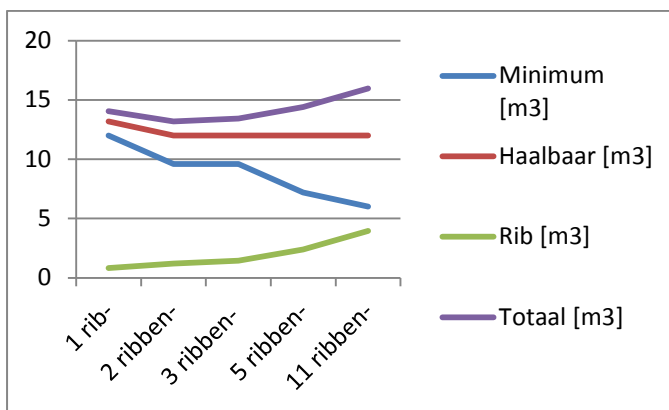
Variant	$\emptyset$ [mm]	h_{min} [mm]	$h_{haalbaar}$ [mm]	$A_{c,x}$ $A_{c,y}$ [mm ³]	Staven [-]	$\Delta Vloer$ [m ³]	ΔRib [m ³]	$\Delta Beton$ [m ³]
1 rib+	10	90	110	500 x 1 = 500 400 x 1 = 400	6 x 1 = 6 4 x 1 = 4	-3,60	+0,98	-2,62
2 ribben+	6	90	100	400 x 2 = 800 300 x 2 = 600	6 x 2 = 12 4 x 2 = 8	-4,80	+1,52	-3,28
3 ribben+	6	70	100	300 x 3 = 900 200 x 3 = 600	6 x 3 = 18 5 x 3 = 15	-4,80	+1,62	-3,18
5 ribben+	6	60	100	300 x 5 = 1500 200 x 5 = 1000	3 x 5 = 15 2 x 5 = 10	-4,80	+2,70	-2,10
11 ribben+	6	50	100	200 x 11 = 2200 100 x 11 = 1100	3 x 11 = 33 2 x 11 = 22	-4,80	+3,52	-1,28

8 Conclusie en aanbevelingen

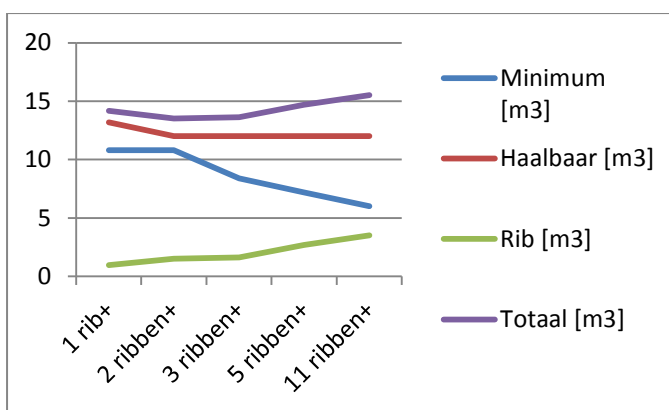
In hoofdstuk 7 zijn voor een tal van varianten berekend hoeveel beton er bespaard kan worden door het toepassen van ribben. In onderstaande figuren worden de varianten uitgezet tegen de hoeveelheid beton die nodig is om de vloer inclusief de ribben te produceren.



Figuur 31 – Benodigde volume beton varianten rib



Figuur 32 – Benodigde volume beton varianten rib-



Figuur 33 - Benodigde volume beton varianten rib+

In deze figuren geeft de lijn 'Rib' weer hoeveel m³ beton er nodig is om de ribben van een variant te maken. Bij alle ontwerpen stijgt de grafiek naarmate meerdere ribben worden toegepast. Door meer ribben toe te passen wordt het totale volume beton dus altijd vergroot: De reductie in hoogte van de

individuele ribben door het verkleinen van de belasting per rib weegt niet op tegen de stijging van het totale volume.

De lijn 'Minimum' geeft de hoogte van de vloer weer wanneer alleen gedimensioneerd wordt op de voorwaarden uit paragraaf 6.1. Als de oppervlakte van de wapening de maatgevende factor is, kan de vloer theoretisch dunner worden geconstrueerd door de diameter van de wapeningsstaven te verkleinen en een maaswijdte te kiezen kleiner dan het toegepaste minimum van 100 mm.

Met de lijn 'Haalbaar' wordt aangegeven wat de hoogte van de vloer minimaal moet zijn in verband met eisen voor de dekking en tussenafstand.

De lijn 'Totaal' geeft het totaal volume aan beton die nodig is voor een vloer met ribben. Te zien is dat bij de verschillende ontwerpen het minimum bij twee à drie ribben ligt. Blijkbaar is het moment op de rib dan zo klein geworden dat deze opgevangen kan worden met wapeningsstaven Ø6. Volgens Tabel 17 is namelijk met wapeningsstaven Ø6 de laagst mogelijke vloerhoogte te behalen.

De variant 3 ribben geeft de grootste reductie in het beton volume. Voor deze variant wordt daarom de diepgang opnieuw bepaald met de nieuwe belastingen en vergeleken met de geminimaliseerde nulvariant. In Tabel 31 is te zien dat door de reductie van het beton volume van de vloer een winst in diepgang te halen is van 0,07 m.

Tabel 31 – Vergelijking nulvariant met variant 3 ribben

Grootheid	Nulvariant	Variant 3 ribben
d_{vloer}	0,14 m	0,10 m
d_{wand}	0,07 m	0,07 m
Totaal gewicht	1190 kN	1102 kN
Totaal gewicht tgv belastingcombinaties	1484 kN	1396 kN
Diepgang tgv gewicht BGT	0,99 m	0,92 m
Diepgang tgv hellingshoek	1,48 m	1,41 m
Waterdruk	9,92 kN/m²	9,18 kN/m²

Als nu wordt gekeken naar de kosten met voor staal weer een kiloprijs van 2 euro en voor beton een prijs van 450 euro per m³. Wordt voor de winst gevonden:

$$3,6 \times €450 - 15 \text{ staven} \times €76 = €480$$

Voor het geld hoeft je het dus niet te doen. Deze winst is namelijk alleen gebaseerd op de kosten van de langswapening en het beton, als er dan nog extra kosten bij komen voor de beugels, bekisting, arbeid, et cetera is het nog maar de vraag of het de winst in diepgang waard is.

Literatuur

1. Normcommissie 351 001 "Technische Grondslagen voor Bouwconstructies". NEN-EN 1990+A1+A1/C2. *Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp*. Delft: Nederlandse Normalisatie-instituut, 2011.
2. Normcommissie 351 001 "Technische Grondslagen voor Bouwconstructies". NEN-EN 1992-1-1+C2. *Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen*. Delft: Nederlandse Normalisatie-instituut, 2011.
3. Normcommissie 351 001 "Technische Grondslagen voor Bouwconstructies". NEN-EN 1992-1-1+C2. *Nationale bijlage bij NEN-EN 1992-1-1+C2 Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen*. Delft: Nederlandse Normalisatie-instituut, 2011.
4. Walraven, J.C., *Dictaat CT2052 - Gewapend beton*. Delft: TU Delft, 2010.
5. Normcommissie 351 001 "Technische Grondslagen voor Bouwconstructies". NEN-EN 1991-1-1+C1. *Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1-1: Algemene belastingen – Volumieke gewichten, eigen gewicht en opgelegde belastingen voor gebouwen*. Delft: Nederlandse Normalisatie-instituut, 2011.
6. Normcommissie 349 111 "Drijvend bouwen". NTA 8111. *Drijvende bouwwerken*. Delft: Nederlandse Normalisatie-instituut, 2011.
7. Kamerling, M.W., *Het ontwerpen van pontons voor drijvende gebouwen*. Delft: TU Delft, 2005, p. 15.
8. Normcommissie 351 001 "Technische Grondslagen voor Bouwconstructies". NEN 6720. *TGB 1990 – Voorschriften Beton – Constructieve eisen en rekenmethoden (VBC 1995)*. Delft: Nederlandse Normalisatie-instituut, 2008.
9. Normcommissie 351 001 "Technische Grondslagen voor Bouwconstructies". NEN-EN 1992-3. *Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies – Deel 3: Constructies voor kerens en opslaan van stoffen*. Delft: Nederlandse Normalisatie-instituut, 2006.
10. Bouquet, G.Chr. en Braam C.R., *Scheurbeheersing in constructief beton onder invloed van temperatuurseffecten en krimp*. Cement 2007, nr. 8, p. 65.
11. Walraven, J.C., *Dictaat CT2052 - Gewapend beton*. Ed. 18-1-2013. Delft: TU Delft, 2013.
12. Normcommissie 351 001 "Technische Grondslagen voor Bouwconstructies". NEN-EN 1991-1-3+C1. *Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1-3: Algemene belastingen – Sneeuwbelasting*. Delft: Nederlandse Normalisatie-instituut, 2011.
13. Normcommissie 351 001 "Technische Grondslagen voor Bouwconstructies". NEN-EN 1991-1-3+C1/NB. *Nationale bijlage bij NEN-EN 1991-1-3+C1 Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1-3: Algemene belastingen – Sneeuwbelasting*. Delft: Nederlandse Normalisatie-instituut, 2011.
14. Normcommissie 351 001 "Technische Grondslagen voor Bouwconstructies". NEN-EN 1991-1-4+A1+C2. *Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1-4: Algemene belastingen – Windbelasting*. Delft: Nederlandse Normalisatie-instituut, 2011.
15. Normcommissie 351 001 "Technische Grondslagen voor Bouwconstructies". NEN-EN 1991-1-4+A1+C2/NB. *Nationale bijlage bij NEN-EN 1991-1-4+A1+C2 Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1-4: Algemene belastingen – Windbelasting*. Delft: Nederlandse Normalisatie-instituut, 2011.

Bijlagen

A. Sneeuwbelasting

De sneeuwbelasting wordt bepaald volgens NEN-EN 1991-1-3 [12]. Hiervan wordt vergelijking 5.1 van art. 5.2 gebruikt om de sneeuwbelasting te bepalen:

$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k$$

waarin:

μ_i is de sneeuwbelastingvormcoëfficiënt;

C_e is de blootstellingscoëfficiënt;

C_t is de warmtecoëfficiënt.

s_k is de karakteristieke waarde van de sneeuwbelasting op de grond.

De sneeuwbelastingvormcoëfficiënt is afhankelijk van de vorm van het dak. Bij dit ontwerp wordt gebruikt gemaakt van een plat dak, hiervoor geldt bij een waarde van $\alpha = 0^\circ$ $\mu = 0,8$. De overige coëfficiënten worden gegeven in de nationale bijlage van deze norm [13]. Deze zijn in heel Nederland hetzelfde. De blootstellingcoëfficiënt is voor iedere locatie in Nederland: $C_e = 1,0$, de warmtecoëfficiënt is voor elk gebouw: $C_t = 1,0$ en voor de karakteristieke waarde van de sneeuwbelasting op de grond geldt $s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$.

Hieruit volgt de sneeuwbelasting:

$$s = 0,8 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,7 = 0,56 \text{ kN/m}^2.$$

B. Windbelasting

De windkracht op het gebouw wordt berekend aan de hand van NEN-EN 1991-1-4 [14].

In art. 5.3 van deze norm staat een uitdrukking voor de windkracht F_w :

$$F_w = c_s c_d \times c_f \times q_p(Z_e) \times A_{ref}$$

waarin:

$c_s c_d$ is de bouwwerkfactor;

c_f is de krachtcoëfficiënt voor de constructie gegeven door $(0,8 + 0,5) \times 0,85$;

$q_p(Z_e)$ is de extreme stuwdruk op referentiehoogte z_e ;

A_{ref} is de referentie-opervlakte van de constructie.

De afmetingen van het gebouw die hier gebruikt worden zijn, $b = 10$ m, $d = 12$ m en de hoogte boven het water $h = 6,5$ m.

Bouwwerkfactor

Voor gebouwen met een hoogte kleiner dan 15 m mag voor de bouwwerkfactor een waarde van 1,0 aangenomen worden.

Krachtcoëfficiënt

$$c_f = (0,8 + 0,5) \times 0,85 = 1,105$$

Extreme stuwdruk

De extreme stuwdruk kan gevonden worden in de tabel extreme stuwdruk in de nationale bijlage [15]. Voor windgebied II in een stedelijke omgeving geldt op een hoogte van 6,5 m $q_p(Z_e) = 0,58$ kN/m².

Referentie-opervlakte

De referentie-opervlakte is de oppervlakte van de gevel welke belast wordt. De windkracht is nodig op de lange zijde, deze oppervlakte wordt dus als referentie-opervlakte gebruikt.

$$A_{ref} = 12 \times 6,5 = 78 \text{ m}^2$$

Windkracht

De windkracht kan nu uitgerekend worden, ingevuld in de formule geeft dit:

$$F_w = 1 \times 1,105 \times 0,58 \times 78 = 50,0 \text{ kN}$$

C. Zwaartepunt

Het zwaartepunt van de woning wordt bepaald door de gewichten te concentreren als puntlasten. Vervolgens wordt voor de verschillende puntlasten de excentriciteit bepaald ten opzichte van de onderkant. Zo kan door middel van onderstaand vergelijking het zwaartepunt bepaald worden.

$$z = \frac{\sum(F \times e)}{\sum F}$$

Uit Tabel 32 kan de totale kracht en de sommatie van de krachten en excentriciteiten gehaald worden. Dit geeft voor het zwaartepunt ten opzichte van de kiel:

$$z = 3607,9 / 2291,1 = 1,57 \text{ m}$$

Tabel 32 – Excentriciteiten

Onderdeel	F [kN]	e [m]	F*e [kNm]
Hoofdraagconstructie			
Drijflichaam			
<i>Lange zijdes</i>	120	1	120
<i>Korte zijdes</i>	98	1	98
<i>Vloer</i>	1445,5	0,25	361,375
Constructievloeren			
<i>Vloer begane grond</i>	48	2,1	100,8
<i>Vloer 1e verdieping</i>	48	5	240
<i>Dak</i>	90	7,9	711
Afwerkvloeren			
<i>Vloer begane grond</i>	102	2,425	247,35
<i>Vloer 1e verdieping</i>	102	5,425	553,35
Gevelconstructie	105,6	5	528
Vaste installaties	12	4	48
Scheidingswanden	120	5	600
TOTAAL	2291,1		3607,9

D. Metacentrum

De ligging van het metacentrum kan bepaald worden met de vergelijking (art. 7.4.7 NTA 8111):

$$BM_c = I_x / V$$

waarin:

BM_c de afstand van het drukingspunt B tot metacentrum M_c ;

I_x is het oppervlaktetraagheidsmoment;

V is het volume van het verplaatste water.

Het oppervlaktetraagheidsmoment kan berekend worden met:

$$I_x = \frac{1}{12} l x b^3$$

Met $l = 12$ m en $b = 10$ m, geeft dit:

$$I_x = 1/12 \times 12 \times 10^3 = 1000 \text{ m}^4.$$

Het volume van het verplaatste water kan bepaald worden aan de hand van de diepgang.

$$V = d \times l \times b = 1,91 \times 12 \times 10 = 229 \text{ m}^3.$$

Hieruit volgt:

$$BM_c = 1000 / 229 = 4,36 \text{ m}$$

Volgens de eis moet gelden dat $M_c G \geq 0,25$ m. Uit Figuur 2 kan de volgende relatie worden gevonden:

$$BM_c + 0,5 d = M_c G + z$$

$M_c G$ kan nu bepaald worden:

$$M_c G = BM_c + 0,5 d - z = 4,36 + 0,5 \times 1,91 - 1,54 = 3,78 \text{ m}$$

Het metacentrum ligt inderdaad meer dan 0,25 m boven het zwaartepunt.

E. Bepaling wapening vloer

Bovenzijde

$$> h := 150 : c1 := 20 : \text{phi} := 16 :$$

$$> d_{yl} := h - c1 - \frac{\text{phi}}{2};$$

$$d_{yl} := 122$$

$$> d_{xl} := h - c1 - \text{phi} - \frac{\text{phi}}{2};$$

$$d_{xl} := 106$$

Onderzijde

$$> c2 := 35 :$$

$$> d_{y2} := h - c2 - \frac{\text{phi}}{2};$$

$$d_{y2} := 107$$

$$> d_{x2} := h - c2 - \text{phi} - \frac{\text{phi}}{2};$$

$$d_{x2} := 91$$

Bepaling maatgevende momenten

$$> l_x := 10 : l_y := 12 :$$

$$> q_{Ed} := -9.79 : c_{sx} := 0.8 \cdot 63 : c_{vx} := 1.2 \cdot 26 : c_{sy} := 0.8 \cdot 54 : c_{vy} := 1.2 \cdot 16 : \text{moment} := 0.001 \cdot q_{Ed} \cdot l_x^2 :$$

$$> m_{sx} := -c_{sx} \cdot \text{moment};$$

$$m_{sx} := 49.341600$$

$$> m_{vx} := c_{vx} \cdot \text{moment};$$

$$m_{vx} := -30.544800$$

$$> m_{sy} := -c_{sy} \cdot \text{moment};$$

$$m_{sy} := 42.292800$$

$$> m_{vy} := c_{vy} \cdot \text{moment};$$

$$m_{vy} := -18.796800$$

Wapening

$$> f_{ctm} := 3.2 : f_{yk} := 500 : f_{yd} := 435 : b_t := 1000 : A := \frac{0.26 \cdot f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t : A_{\min} := 0.0013 \cdot b_t : A_s := \frac{1000000}{0.9 \cdot f_{yd}} :$$

Wapening x-richting

$$> A_{x_steunpunt} := A \cdot d_{x2};$$

$$A_{x_steunpunt} := 151.4240000$$

$$> A_{x_steunpunt_min} := A_{\min} \cdot d_{x2};$$

$$A_{x_steunpunt_min} := 118.3000$$

$$> A_{x_steunpunt_nodig} := \frac{m_{sx} \cdot A_s}{d_{x2}};$$

$$A_{x_steunpunt_nodig} := 1384.969054$$

$$> A_{x_veld} := A \cdot d_{xl};$$

$$A_{x_veld} := 176.3840000$$

$$> A_{x_veld_min} := A_{\min} \cdot d_{xI};$$

$$A_{x_veld_min} := 137.8000$$

$$> A_{x_veld_nodig} := \frac{-m_{vx} \cdot A_s}{d_{xI}};$$

$$A_{x_veld_nodig} := 736.0370128$$

Wapening y-richting

$$> A_{y_steunpunt} := A \cdot d_{y2};$$

$$A_{y_steunpunt} := 178.0480000$$

$$> A_{y_steunpunt_min} := A_{\min} \cdot d_{y2};$$

$$A_{y_steunpunt_min} := 139.1000$$

$$> A_{y_steunpunt_nodig} := \frac{m_{sy} \cdot A_s}{d_{y2}};$$

$$A_{y_steunpunt_nodig} := 1009.603609$$

$$> A_{y_veld} := A \cdot d_{yI};$$

$$A_{y_veld} := 203.0080000$$

$$> A_{y_veld_min} := A_{\min} \cdot d_{yI};$$

$$A_{y_veld_min} := 158.6000$$

$$> A_{y_veld_nodig} := \frac{-m_{vy} \cdot A_s}{d_{yI}};$$

$$A_{y_veld_nodig} := 393.5431191$$

F. Bepaling scheurwijdte vloer

Scheurwijdte

$$> q_k := 7.16 : E_s := 200000 : E_c := 34000 : A_{s;max} := 1609 :$$

$$> m_{max} := c_{sx} \cdot 0.001 \cdot q_k \cdot l_x^2;$$

$$m_{max} := 36.086400$$

$$> a_e := \frac{E_s}{E_c};$$

$$a_e := \frac{100}{17}$$

$$> \rho_l := \rho_{lx_steunpunt};$$

$$\rho_l := 0.01768131868$$

Drukzonehoogte

$$> x := \left(-a_e \cdot \rho_l + \left((a_e \cdot \rho_l)^2 + (2 a_e \cdot \rho_l) \right)^{\frac{1}{2}} \right) \cdot d_{x2};$$

$$x := 33.10473302$$

Hoogte trekspanningsgebied

$$> h_{ceff1} := 2.5(h - d_{x2});$$

$$h_{ceff1} := 147.5$$

$$> h_{ceff2} := \frac{(h - x)}{3};$$

$$h_{ceff2} := 38.96508899$$

$$> h_{ceff3} := \frac{h}{2};$$

$$h_{ceff3} := 75$$

$$> A_{ceff} := h_{ceff2} \cdot 1000 : \rho_{eff} := \frac{A_{s;max}}{h_{ceff2} \cdot 1000} :$$

$$> N_{cr} := A_{ceff} \cdot f_{ctm} (1 + a_e \cdot \rho_{eff});$$

$$N_{cr} := 1.246882848 \cdot 10^5$$

$$> \sigma_{sr} := \frac{N_{cr}}{A_{s;max}};$$

$$\sigma_{sr} := 77.49427272$$

$$> \sigma_s := \frac{m_{max} \cdot 10^6}{\left(d_{x2} - \frac{1}{3} \cdot x \right) \cdot A_{s;max}};$$

$$\sigma_s := 280.4704361$$

$$> \varepsilon_{cs} := 0 : \alpha := 0.4 :$$

$$> \text{if } \sigma_s \geq \sigma_{sr} \text{ then } \tau_{bm} := 2 \cdot f_{ctm} \text{ else } \tau_{bm} := 1.6 \cdot f_{ctm} \text{ end if};$$

$$\tau_{bm} := 6.4$$

$$> \text{if } \sigma_s \geq \sigma_{sr} \text{ then beta} := 1 \text{ else beta} := 0 \text{ end if};$$

$$\beta := 1$$

$$> w_{\max} := \frac{1}{2} \cdot \frac{f_{ctm}}{\tau_{bm}} \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} \frac{1}{E_s} (\sigma_s - \alpha \cdot \sigma_{sr} + \beta \cdot \varepsilon_{cs} \cdot E_s);$$

$$w_{\max} := 0.1208294221$$

$$> w_k := -\frac{0.005 \cdot 1.07}{h \cdot 0.001} + 0.225;$$

$$w_k := 0.1893333333$$

G. Bepaling dwarskracht vloer

Dwarskracht

$$> f_{ck} := 35 : b_w := 1000 : k_l := 0.15 : A_c := d_{x2} \cdot 1000 : q_{water} := 10.7 : f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.5} :$$

$$> k := evalf\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_{x2}}}\right);$$

$$k := 2.482498633$$

$$> \text{if } k \leq 2 \text{ then } k := k \text{ else } k := 2 \text{ end if;}$$

$$k := 2$$

$$> V_{Rd,c} := evalf\left(\frac{0.18}{1.5} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} b_w \cdot d_{x2}\right);$$

$$V_{Rd,c} := 86386.69642$$

$$> v_{\min} := evalf\left(0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right);$$

$$v_{\min} := 0.5856620184$$

$$> N_{Ed} := 1.2 \cdot \frac{q_{water} \cdot 10^3 \cdot \frac{q_{water}}{10}}{2};$$

$$N_{Ed} := 6869.400$$

$$> \sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c};$$

$$\sigma_{cp} := 0.07548791209$$

$$> \text{if } \sigma_{cp} \geq 0.2 \cdot f_{cd} \text{ then } \sigma_{cp} := 0.2 \cdot f_{cd} \text{ else } \sigma_{cp} := \sigma_{cp} \text{ end if;}$$

$$\sigma_{cp} := 0.07548791209$$

$$> V_{Rd,c} := (v_{\min} + k_l \sigma_{cp}) b_w d_{x2};$$

$$V_{Rd,c} := 54325.65367$$

$$> V_{Ed} := \frac{1}{2} \cdot q_{Ed} \cdot 10^3 \cdot l_x$$

$$V_{Ed} := -48950.00$$

H. Bepaling wanden

Nuttige hoogte

$$\begin{aligned} &> h := 100 : c_l := 35 : \phi := 6 : M := 2.04 : M_{Ed} := M \cdot 1.2 : z := 0.9 \cdot d : E_s := 200000 : E_c \\ &:= 34000 : \epsilon_{cs} := 0 : \alpha := 0.4 : \end{aligned}$$

$$> d := h - c_l - \frac{\phi}{2};$$

$$d := 62$$

Wapening

$$> f_{ctm} := 3.2 : f_{yk} := 500 : f_{yd} := 435 : b_t := 1000 :$$

$$> A_{min1} := \frac{0.26 \cdot f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d;$$

$$A_{min1} := 103.1680000$$

$$> A_{min2} := 0.0013 \cdot b_t \cdot d;$$

$$A_{min2} := 80.6000$$

$$> A_{min3} := \frac{M_{Ed} \cdot 10^6}{z \cdot f_{yd}};$$

$$A_{min3} := 100.8527994$$

$$> A_s := 113$$

$$A_s := 113$$

Scheurwijdte

$$> \rho_l := \text{evalf}\left(\frac{A_s}{1000 \cdot d}\right)$$

$$\rho_l := 0.001822580645$$

$$> a_e := \frac{E_s}{E_c};$$

$$a_e := \frac{100}{17}$$

Drukzonehoogte

$$> x := \left(-a_e \cdot \rho_l + \left((a_e \cdot \rho_l)^2 + (2 a_e \cdot \rho_l) \right)^{\frac{1}{2}} \right) \cdot d;$$

$$x := 8.438335551$$

Hoogte trekspanningsgebied

$$> h_{ceff1} := 2.5(h - d)$$

$$h_{ceff1} := 95.0$$

$$> h_{ceff2} := \frac{(h - x)}{3};$$

$$h_{ceff2} := 30.52055481$$

$$> h_{ceff3} := \frac{h}{2};$$

$$h_{ceff3} := 50$$

$$> A_{ceff} := h_{ceff2} \cdot 1000;$$

$$A_{ceff} := 30520.55481$$

$$> \rho_{eff} := \frac{A_s}{h_{ceff2} \cdot 1000};$$

$$\rho_{eff} := 0.003702422866$$

$$> N_{cr} := A_{ceff} \cdot f_{ctm} (1 + a_e \cdot \rho_{eff});$$

$$N_{cr} := 97665.77539$$

$$> \sigma_{sr} := \frac{N_{cr}}{A_s};$$

$$\sigma_{sr} := 864.2988973$$

$$> \sigma_s := \frac{M \cdot 10^6}{\left(d - \frac{1}{3}x\right) \cdot A_s};$$

$$\sigma_s := 305.0168076$$

$$> \text{if } \sigma_s \geq \sigma_{sr} \text{ then } \tau_{bm} := 2 \cdot f_{ctm} \text{ else } \tau_{bm} := 1.6 \cdot f_{ctm} \text{ end if};$$

$$\tau_{bm} := 5.12$$

$$> \text{if } \sigma_s \geq \sigma_{sr} \text{ then } \beta := 1 \text{ else } \beta := 0 \text{ end if};$$

$$\beta := 0$$

$$> w_{max} := \frac{1}{2} \cdot \frac{f_{ctm}}{\tau_{bm}} \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} \cdot \frac{1}{E_s} (\sigma_s - \alpha \cdot \sigma_{sr} + \beta \cdot \epsilon_{cs} \cdot E_s);$$

$$w_{max} := -0.1030644816$$

$$> w_k := -\frac{0.005 \cdot 1.07}{h \cdot 0.001} + 0.225;$$

$$w_k := 0.1715000000$$

Dwarskracht

$$> :f_{ck} := 35 : b_w := 1000 : k_l := 0.15 : A_c := d \cdot 1000 : q_{water} := 10.7 : f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.5} :$$

$$> k := evalf\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right);$$

$$k := 2.796053021$$

$$> \text{if } k \leq 2 \text{ then } k := k \text{ else } k := 2 \text{ end if};$$

$$k := 2$$

$$> V_{Rd,c} := evalf\left(\frac{0.18}{1.5} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} b_w \cdot d\right);$$

$$V_{Rd,c} := 27596.53340$$

$$> v_{min} := evalf\left(0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right);$$

$$v_{min} := 0.5856620184$$

$$> V_{Rd,c} := v_{min} b_w d;$$

$$V_{Rd,c} := 36311.04514$$

$$> V_{Ed} := 6870$$

$$V_{Ed} := 6870$$

I. Berekening rib

Gegevens

$$\begin{aligned} > M_{Ed} := 640.7 : f_{cd} := \frac{35}{1.5} : f_{yd} := 435 : l_0 := 10000 : b_w := 100 : h_w := 500 : h_f := 110 : h \\ &:= h_f + h_w : c := 25 : \phi := 25 : \end{aligned}$$

Meewerkende breedte

$$> b_l := \frac{12000}{4} - \frac{b_w}{2};$$

$$b_l := 2950$$

$$> b_{eff,1} := 0.2 \cdot b_l + 0.1 \cdot l_0;$$

$$b_{eff,1} := 1590.0$$

$$> \text{if } b_{eff,1} \leq 0.2 \cdot l_0 \text{ then } b_{eff,1} := b_{eff,1} \text{ else } b_{eff,1} := 0.2 \cdot l_0 \text{ end}$$

$$b_{eff,1} := 1590.0$$

$$> b_{eff} := 2 \cdot b_{eff,1} + b_w;$$

$$b_{eff} := 3280.0$$

$$> d := h - c - \phi - 12 - 200;$$

$$d := 348$$

$$> a := \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot \frac{b_{eff}}{1000} \cdot \left(\frac{d}{1000} \right)^2};$$

$$a := 69.12666535$$

$$> \psi := -0.52 p^2 + p = \frac{a}{1000};$$

$$\psi := -0.52 p^2 + p = 0.06912666535$$

$$> \psi := \text{solve}(\psi, p);$$

$$\psi := 0.07180798656, 1.851268937$$

$$> x := \frac{\psi[1] \cdot d}{0.75};$$

$$x := 33.31890575$$

$$> \frac{x}{d};$$

$$0.09574398204$$

$$> z := d \cdot (1 - 0.52 \cdot \psi[1]);$$

$$z := 335.0056268$$

$$> \frac{z}{d}$$

$$0.9626598471$$

$$> \rho_{ben} := \psi[1] \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot 100;$$

$$\rho_{ben} := 0.3851769393$$

$$> A_{s,ben} := \frac{M_{Ed} \cdot 10^6}{z \cdot f_{yd}};$$

$$A_{s,ben} := 4396.563655$$

```
> ρ := evalf( $\frac{4418}{h_f \cdot b_{eff} + h_w \cdot b_w}$ ) · 100;
```

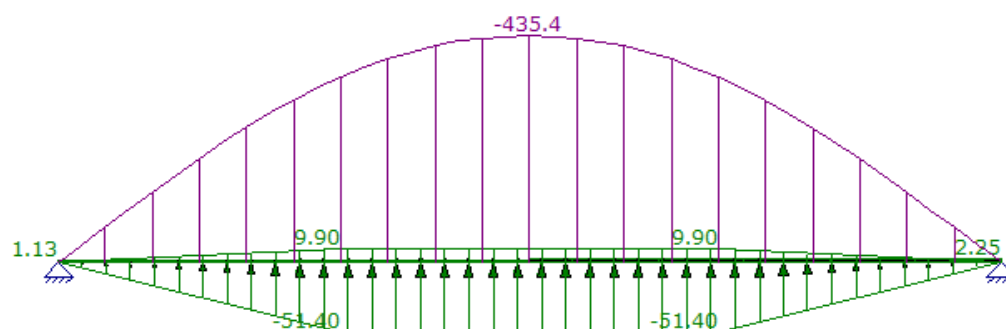
```
ρ := 1.075462512
```

J. Momenten varianten rib

Variant 2 ribben

Tabel 33 – Belasting op rib variant 2 ribben

Belasting	q [kN/m ¹]
$q_{EG,strip}$	$0,9 \times 0,1 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1,13 = 1,13$
$q_{EG,vloer}$	$0,9 \times 0,11 \text{ m} \times 4,0 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 9,9$
p_{water}	$1,2 \times -10,7 \times 4,0 = -51,4$

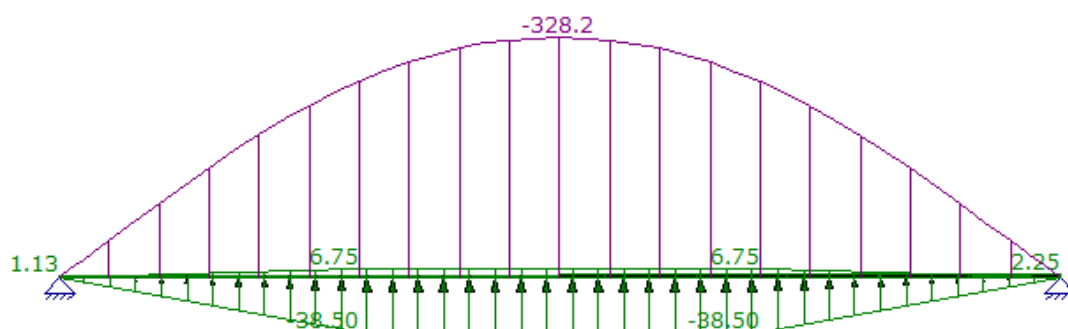


Figuur 34 – Moment rib variant 2 ribben

Variant 3 ribben

Tabel 34 – Belasting op rib variant 3 ribben

Belasting	q [kN/m ¹]
$q_{EG,strip}$	$0,9 \times 0,1 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1,13 = 1,13$
$q_{EG,vloer}$	$0,9 \times 0,10 \text{ m} \times 3,0 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 6,75$
p_{water}	$1,2 \times -10,7 \times 3,0 = -38,5$

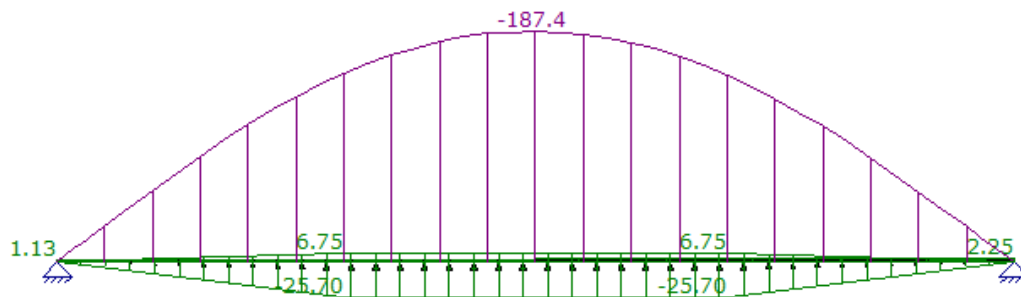


Figuur 35 – Moment rib variant 3 ribben

Variant 5 ribben

Tabel 35 - Belasting op rib variant 5 ribben

Belasting	q [kN/m ¹]
q _{EG,strip}	$0,9 \times 0,1 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times = 1,13$
q _{EG,vloer}	$0,9 \times 0,10 \text{ m} \times 2,0 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 6,75$
p _{water}	$1,2 \times -10,7 \times 2,0 = -25,7$

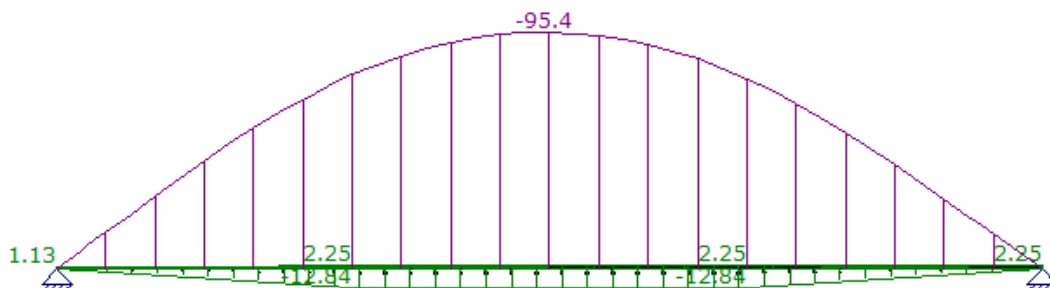


Figuur 36 – Moment rib variant 5 ribben

Variant 11 ribben

Tabel 36 - Belasting op rib variant 11 ribben

Belasting	q [kN/m ¹]
q _{EG,strip}	$0,9 \times 0,1 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times = 1,13$
q _{EG,vloer}	$0,9 \times 0,10 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2,25$
p _{water}	$1,2 \times -10,7 \times 1,0 = -12,84$



Figuur 37 – Moment rib variant 11 ribben