Technische Universiteit Delft

Bachelor Eind Project
Structural Engineering

Dimensionering van een drijvend fundament van gewapend beton

Auteur:
Merijn Stap
4022025

Begeleiders:
Dr.ir. P.C.J. Hoogenboom
Dr.ir. S.A.A.M. Fennis

7 juli 2014

Voorwoord

Geachte lezer,

Voor u ligt het eindverslag van mijn Bachelor Eindproject over de dimensionering van een drijvend fundament van gewapend beton. Dit onderwerp is voortgekomen uit een actueel project van Josje en Hans Borsboom, die met behulp van deze berekeningen een ecovriendelijk huis willen bouwen op Texel.

Bij het schrijven van dit verslag is dankbaar gebruik gemaakt van het werk van andere auteurs [1...15]. In dit rapport werk ik stap voor stap naar een bevredigende dimensionering toe. Om dit te kunnen bewerkstelligen, kijk ik eerst naar alle omgevingsfactoren. Wat zijn de wensen, eisen en uitgangspunten van het project en welke onderdelen staan nog open voor verandering? Vervolgens voer ik met behulp van deze probleemschets berekeningen omtrent de belastingen uit, om zo tot de maatgevende doorsneden en belastingcombinaties te komen. Van deze gevonden doorsneden worden de mechanica-schema's beschouwd en met behulp van Matlab getoetst. Door alle data met elkaar te vergelijken worden vervolgens de minimaal benodigde doorsneden en wapeningspercentages bepaald. Ik sluit af met enkele conclusies en aanbevelingen voor eventueel vervolgonderzoek.

De afgelopen periode heb ik met veel plezier en inzet aan dit project gewerkt. Ik wil mijn begeleiders, dr.ir. P.C.J. Hoogenboom en dr.ir. S.A.A.M. Fennis dan ook hartelijk bedanken voor hun begeleiding en advies. Verder hoop ik dat Josje en Hans Borsboom met deze uitkomsten een stap dichterbij komen bij het realiseren van hun prachtige project. Ik wens ze daar veel succes en plezier mee!

Merijn Stap
Delft, juni 2014

Inhoudsopgave

Voorwoord **3**

Samenvatting **7**

I Hoofdrapportage **9**

1 Inleiding **11**
1.1 Probleemstelling . . . 11
1.2 Doelstelling . . . 11
1.3 Voordelen parametrisatie . . . 11

2 Probleemschets **13**
2.1 Ontwerp bovenbouwconstructie . . . 13
2.1.1 Asymmetrie . . . 13
2.1.2 Ecovriendelijke toepassingen . . . 13
2.2 Ontwerp kelderconstructie . . . 13
2.2.1 Rotatie . . . 14
2.2.2 Prefab-elementen . . . 15

3 Belastingen op constructie **17**
3.1 Variabele belastingen . . . 17
3.1.1 Vloerbelasting . . . 17
3.1.2 Sneeuwbelasting . . . 17
3.1.3 Windbelasting . . . 17
3.2 Permanente belastingen . . . 18
3.2.1 Eigen gewicht bovenbouw . . . 18
3.2.2 Schatting eigen gewicht kelderconstructie . . . 18
3.2.3 Grondbelasting . . . 19
3.3 Belastingcombinaties . . . 19
3.3.1 Overzicht belastingcombinaties . . . 19
3.3.2 Scheefstand . . . 20
3.3.3 Diepgang . . . 21
3.3.4 Belastingfactoren . . . 21
3.4 Maatgevende belastingen en doorsneden . . . 22

4 Modellering in 2D **25**
4.1 Maatgevende doorsneden . . . 25
4.1.1 Doorsnede r7-r16 . . . 25
4.1.2 Doorsnede r3-r12 . . . 26
4.2 Verbindingen . . . 27
4.3 Toetsen . . . 27
4.4 Mechanica-schema's . . . 29

5 Parametrische aanpak in Matlab **33**

6 Detaillering **35**

7 Conclusies en aanbevelingen **39**
7.1 Conclusies . . . 39
7.1.1 Toepasbaarheid prefab-elementen . . . 39
7.1.2 Parametrische aanpak in Matlab . . . 39
7.2 Aanbevelingen . . . 39
7.2.1 Nauwkeurigheid berekeningen . . . 40
7.2.2 Rioolbuis . . . 40
7.2.3 Lichter uitvoeren elementen . . . 40
7.2.4 Parametrische aanpak in Matlab . . . 40

Bibliografie **41**

II Bijlagen **43**

A Overzichtstekening ORIO architecten **45**

B Ring-radiaal structuur **47**

C Berekening sneeuwbelasting **49**

D Berekening windbelasting **51**

E Berekening eigen gewicht bovenbouw **57**

F Berekening grondbelasting **61**

G Scheefstand **63**

H Maatgevende belastingen **69**

I Matlabcode **75**

Samenvatting

Het echtpaar Josje en Hans Borsboom willen op Texel een ecovriendelijke woning bouwen. Hierbij willen ze gebruik maken van passieve zonne-energie door de woning mee te laten draaien met de zon. Door de woning te laten draaien wordt de rotatieweerstand aanzienlijk kleiner en zal dit weinig energie kosten. Dit kan gerealiseerd worden door de woning te onderkelderen met een ronde betonnen bak die drijft in een grotere buitenbak.

De bovenbouw is reeds ontworpen, maar er is nog geen bevredigende dimensionering voor het fundament uitgevoerd. Het doel van dit project is om de beide kelderbakken te ontwerpen en de benodigde doorsneden en wapeningspercentages te bepalen. Hierbij dient rekening te worden gehouden met de wens van de opdrachtgever dat de woning zoveel mogelijk uit prefab-elementen wordt opgebouwd. Er wordt dan ook specifiek gekeken naar de toepassing van een gestandaardiseerde methode om mestsilo's te bouwen.

De belastingen op de constructie zijn bepaald volgens de Eurocode en er is rekening gehouden met het asymmetrische ontwerp van de bovenbouw. Hieruit zijn een zevental belastingcombinaties verkregen waarvan er drie uiteindelijk als maatgevend worden beschouwd.

Ten eerste is de bouwfase maatgevend voor de buitenbak. Door de diepe ligging van de vloer komt er veel opwaartse druk vanuit het grondwater op de vloer te staan en is er kans op opbarsten.
Daarnaast moet de binnenbak ook zonder waterlaag op de vloer van de buitenbak kunnen rusten.
Als laatste wordt de situatie beschouwd waarin de binnenbak drijft in de buitenbak. Hierbij moet niet alleen rekening gehouden worden met de diepgang en de scheefstand door het asymmetrische ontwerp, maar ook met zaken als een minimale vrijboord en een maximale scheurwijdte van het beton.

Hieruit blijkt dat bij een hoogte van 4.0 m voor beide bakken de binnenbak een diepgang heeft van 2.1 m en daarnaast nog een waterlaag van 1.9 m nodig is om schade aan de constructie bij storm te voorkomen. De watercompartimenten die compenseren voor de scheefstand dienen dan 0.6 m hoog te zijn.

Vanwege de asymmetrische vorm is ervoor gekozen om twee doorsneden te beschouwen. Hiervan zijn twee-dimensionale mechanica-schema's opgesteld en vervolgens is in Matlab een optimalisatie uitgevoerd voor het benodigde wapeningspercentage.

Hieruit volgt dat voor het hoger gelegen gedeelte van de begane grondvloer een dikte van 0.350 m benodigd is en voor het lager gelegen gedeelte een dikte van 0.200 m. De wanden van de binnenbak moeten 0.220 m dik zijn en de vloer van de binnenbak 0.150 m. De houten liggers van de keldervloer rust op de houten scheidingswanden van de watercompartimenten en zijn 0.100 m dik. De buitenbakvloer moet maar liefst 0.400 m dik worden om opbarsten te voorkomen. De wanden van de buitenbak kunnen wel volgens de gestandaardiseerde silo-methode worden gerealiseerd; zij hebben een dikte van 0.160 m.

De belangrijkste conclusie van dit project is dat de kelderconstructie grotendeels met behulp van standaard silo-elementen kan worden gerealiseerd. Er zijn een paar aanpassingen benodigd met betrekking tot de wandbekisting van de binnenbak en de ingewikkelde wapeningsconfiguratie. Dit zal hogere kosten met zich meebrengen maar zal geen grote invloed hebben op de bouwmethode.

Deel I

Hoofdrapportage

1 Inleiding

Het echtpaar Josje en Hans Borsboom wil een ecologisch hoogwaardige woning bouwen op hun grond op Texel, vlakbij de Koog [5]. Deze woning moet precies uitstralen waar zij voor staan, namelijk bouwen in en met de natuur. Hiervoor is het huis niet alleen licht ontworpen met veel glas en houten gevels, maar zijn er ook veel implementaties toegepast om het huis zo milieuvriendelijk mogelijk te maken. Voorbeelden hiervan zijn het opvangen van regenwater, strobalen als isolatie en een sedumdak. Daarnaast willen ze de temperatuur binnenshuis regelen met de warmte van de zon, door de woning te laten roteren en zo afwisselend glas of dichte gevels richting de zon te zetten. Hiervoor hebben ze een ronde kelderbak ontworpen die in een gelijkvormige buitenbak zal kunnen drijven op water, om zo de rotatieweerstand minimaal te maken.

1.1 Probleemstelling

Hoewel de bovenbouw van de woning reeds is ontworpen door ORIO architecten en het bekend is hoe de kelder zal worden opgebouwd, is er nog geen bevredigende dimensionering voor het fundament uitgevoerd. Het idee is om gebruik te maken van een voormalige betonnen rioolbuis als rotatiecentrum en om prefab silo-elementen te gebruiken voor de binnen- en buitenbak. Daarnaast moet gewaakt worden voor scheefstand van de kelder, moeten de bakken ook zonder waterlaag op elkaar kunnen rusten en moet er op de een of andere manier een rotatiesysteem komen. De volledige probleemschets wordt gegeven in hoofdstuk 2.

1.2 Doelstelling

Het doel van dit project is om de binnenbak, de buitenbak en de rioolbuis waaromheen de woning zal roteren te dimensioneren. Aangezien de exacte vormgeving van het project nog niet bekend is zal getracht worden deze dimensionering zodanig te parametriseren dat aanpassingen in een later stadium niet leiden tot een geheel nieuwe berekening. Daarbij zal eerst gekeken worden naar het gebruik van de gewenste rioolbuis en silo-elementen, maar mocht dit niet voldoen zal een in-situ kelder worden doorgerekend. Een groot aandachtspunt hierbij is het bepalen van de maatgevende belastingen (zie hoofdstuk 3) en het gebruik van een constructief juiste modellering voor de ingewikkelde kelder (zie hoofdstuk 4).

Daarnaast zal met een kritische blik worden gekeken naar het gebruik van een parametrische aanpak in Matlab en de toepasbaarheid in dergelijke constructieve projecten.

Uiteindelijk zal er één constructief plan gepresenteerd worden aan de opdrachtgever, met daarin de afmetingen van de verschillende onderdelen, de benodigde wapening en een aantal detailtekeningen van de gewenste verbindingen.

1.3 Voordelen parametrisatie

Het gebruik van een parametrische aanpak in Matlab lijkt op het eerste gezicht tijdrovend en inefficiënt. Er zitten echter een aantal voordelen aan ten opzichte van bijvoorbeeld een Eindige Elementen Methode als SCIA-engineer.

Bij parametrisatie worden alle parameters stuk voor stuk benoemd en gebruikt als input voor het doorrekenen van het model. Dit betekent dat als een parameter wordt aangepast, de code niet opnieuw

geschreven hoeft te worden maar alleen de uitkomst verandert. Ook (delen van) berekeningen en toetsen kunnen hierdoor gemakkelijk worden bijgewerkt. Een voordeel hiervan is, dat als de omgevingsfactoren veranderen dit geen gevolgen heeft voor de code en er dus zonder al te veel moeite een nieuwe dimensionering uit rolt.

Daarnaast kan in Matlab een andere manier van dimensioneren plaatsvinden dan met een eindige elementen methode. Over het algemeen wordt een dimensionering aangenomen die vervolgens wordt getoetst op comfort en veiligheid, maar bij Matlab is het mogelijk om met de eisen te beginnen en daaruit een optimalisatie van bijvoorbeeld de benodigde wapening te verkrijgen.

Tot slot kan een goed model gemakkelijk worden hergebruikt in andere projecten, ook al is het bij deze constructie vrij onwaarschijnlijk dat dit elders toegepast gaat worden.

2 Probleemschets

Om een goede dimensionering uit te kunnen voeren is het allereerst van belang om alle omgevingsfactoren in kaart te brengen. Waar bevindt het project zich, welke afmetingen heeft het, uit wat voor materialen wordt het huis opgetrokken en wat zijn de wensen van de opdrachtgever?

Zoals eerder is aangegeven zal het project worden gerealiseerd op Texel, vlakbij het dorp De Koog. De bouwlocatie bevindt zich in een relatief onbebouwd gebied, met weinig buren en veel natuur. Om hier optimaal gebruik van te maken zal de woning op een terp van 1.0 m hoog worden gebouwd [2].

2.1 Ontwerp bovenbouwconstructie

De bovenbouwconstructie, ontworpen door ORIO architecten en weergegeven in bijlage A, wordt gekenmerkt door de opvallende asymmetrische vormgeving en het gebruik van lichte en milieuvriendelijke materialen. Het heeft een doorsnede van 13.0 m en de nok van het huis bevindt zich op 7.5 m boven het lokale maaiveld. Het dak staat overal onder een hoek van 20° en steekt ongeveer een halve meter uit. Het balkon op de eerste verdieping zal ongeveer 1.0 m uitsteken.

2.1.1 Asymmetrie

In bijlage A is goed te zien dat de constructie ingewikkeld en asymmetrisch is opgebouwd. Het is ontworpen aan de hand van een ring-radiaal raster en elke vloer en wand heeft andere afmetingen en bevindt zich op een andere hoogte. Deze harmonische indeling moet zorgen voor een ruimtelijk gevoel in een relatief klein huis en een organisch uiterlijk [5].

Deze asymmetrie brengt echter voor de constructeur veel nadelen mee. Zo draagt elke kolom een andere belasting af en kunnen vloeren moeilijk gedimensioneerd worden. Hier zal in hoofdstuk 3 verder op worden ingegaan.

2.1.2 Ecovriendelijke toepassingen

Deze woning dient ecovriendelijk te worden en één van de toepassingen hiervan is het gebruik van duurzame materialen. Het skelet is van hout, de wanden worden geïsoleerd met behulp van strobalen en op het dak zal een laag sedum worden geplaatst. Ook door de lichte, houten gevel en het vele glas zal hieraan bijgedragen worden.

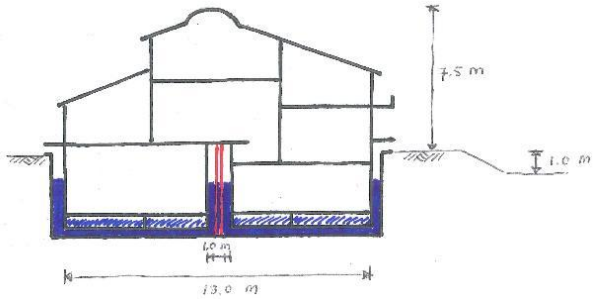
Naast het gebruik van materialen worden ook enkele milieuvriendelijk systemen ingezet, zoals het opvangen van regenwater en het gebruik van zonneboilers.

Echter, de meest opvallende maatregel is wel het gebruik van passieve zonne-energie: door de woning roteerbaar te maken kan afwisselend een glasgevel dan wel een dichte gevel richting de zon worden gedraaid, afhankelijk van de gewenste temperatuur binnenshuis. Hierbij zal de rotatieweerstand worden geminimaliseerd door de kelderfundering te laten drijven.

2.2 Ontwerp kelderconstructie

De kelderconstructie zal bestaan uit een buitenbak gevuld met water en een binnenbak die hierin drijft. De binnenbak ondersteunt de bovenbouwconstructie en heeft dus ook een doorsnede van 13 m. In het

midden van de binnenbak wordt een rioolbuis geplaatst voor leidingen en kabels. De buitenbak wordt gefundeerd op staal en zal een grotere diameter hebben dan de binnenbak. Een schematische weergave van de gehele constructie is gegeven in figuur 2.1.



Figuur 2.1: Schematische weergave constructie

Aangezien onderhoud van de twee bakken niet meer mogelijk is na de bouw worden er enkele maatregelen genomen om de duurzaamheid van de constructie te garanderen. Door middel van uitkragingen van binnen- en buitenbak wordt de ruimte tussenin afgesloten van de buitenlucht om vervuiling te voorkomen.

Daarnaast zal op de bodem van de buitenbak een laag geëxpandeerd polystyreen (EPS) worden geplaatst om schade te voorkomen als de binnenbak op de buitenbak rust en er zich toch vuil tussen de bakken bevindt.

Ook moet er rekening worden gehouden met de plaatsing en het ruimtegebuik van een rotatiesysteem en een pompsysteem.

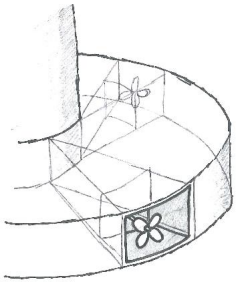
2.2.1 Rotatie

Het opvallendste aspect van deze kelderconstructie is dat het in staat moet zijn om te roteren. Door de binnenbak te laten drijven in de buitenbak wordt de weerstand tegen roteren aanzienlijk verlaagd en zal dit weinig energie kosten. Echter, er komen heel wat zaken bij kijken als men een drijvend bouwwerk wil realiseren.

Ten eerste heeft een drijvend bouwwerk altijd te maken met scheefstand. Vanuit de NEN norm wordt een maximale scheefstand van 4° gegeven met het oog op comforteisen [15], maar het liefst wordt scheefstand natuurlijk zo veel mogelijk voorkomen. Hiertoe zullen onderin de binnenbak watercompartimenten worden geplaatst die door een variabel waterpeil de helling van het bouwwerk kunnen corrigeren.

Daarnaast dient rekening te worden gehouden met het feit dat kabels en leidingen vanuit de grond naar de constructie moeten worden aangelegd en dat deze niet in de knoop mogen komen of schade op mogen lopen doordat de kelder roteert. Hiertoe dient de rioolbuis in het midden van de binnenbak.

Doordat de binnenbak op water drijft neemt de rotatieweerstand af en zal het weinig energie kosten om de woning te laten draaien. De opdrachtgever heeft zijn voorkeur uitgesproken voor het toepassen van kleine scheepsschroeven als aandrijfsysteem, zoals schetsmatig weergegeven in figuur 2.2 [2]. Hierdoor zal de opbouw van de binnenbak veranderen en dit zal zeker gevolgen hebben op de dimensionering van de constructie. Een onderzoek hiernaar valt buiten de scope van dit project.



Figuur 2.2: Schetsmatige weergave aandrijfsysteem

2.2.2 Prefab-elementen

Net als bij de bovenbouwconstructie is ook voor de kelderconstructie de duidelijke wens uitgesproken om gebruik te maken van prefab-elementen en reeds gebruikte onderdelen. Zo zal gekeken worden naar de toepassing van prefab betonnen silo-elementen en wordt een oude rioolbuis gebruikt om de leidingen door te leggen. Hierbij dient vanuit constructief oogpunt echter wel naar de toepasbaarheid van deze materialen gekeken te worden en dan met name met betrekking tot veilige verbindingen.

Rioolbuis

Om te voorkomen dat leidingen en kabels mee gaan roteren en schade oplopen, wordt de kern van de binnenbak vervangen door een oude rioolbuis met een diameter van 1 m. Deze diameter is zodanig gekozen dat later onderhoud nog mogelijk is. Hierbij moet goed gekeken worden naar de waterdruk die aan de binnenkant van de rioolbuis zal werken, naar de verticale belasting vanaf de begane grond vloer en naar momentvaste verbindingen met andere constructie-onderdelen.

Silo-elementen

Voor de binnen- en buitenbak zal gekeken worden naar het gebruik van silo-elementen, uitgevoerd door Milieusystemen Tiel, een fabrikant van mestsilo's [7][8]. Het voordeel hiervan is dat ze waterdichte verbindingen hebben en een standaard bekisting, hetgeen een stuk goedkoper is dan maatwerk. Indien er echter teveel aanpassingen aan deze toepassing moeten worden gedaan om de constructie veilig uit te kunnen voeren, moet met een kritische blik nogmaals naar dit kostenplaatje gekeken worden.

De buitenbak zal gefundeerd worden op staal. De vloer wordt, net als de vloer van de binnenbak, in het werk gestort. Deze heeft doorgaans een betonkwaliteit C20/25 en een dikte van 0.150 m. De standaard bekisting voor de wandelementen is geschikt voor een wanddikte van 0.160 m met een betonkwaliteit C45/55 en een hoogte varierend van 3.0, 4.0, 5.0 of 6.0 m.

3 Belastingen op constructie

Om de kelderbakken te kunnen dimensioneren is het eerst van belang om alle belastingen te bepalen die op deze constructie werken. Hiervoor is een goed overzicht vereist van de belastingen die vanuit de bovenbouwconstructie doorwerken op de binnenbak en daarmee op de buitenbak. Daarnaast moet er ook gekeken worden naar de belastingen die vanuit de ondergrond op de buitenbak, en daarmee de binnenbak, werken.
Vervolgens kunnen aan de hand van de mogelijke belastingcombinaties de grootte en plaats van de maatgevende belastingen worden bepaald.

Door de bijzondere vorm van de constructie zullen sommige delen van de vloer en de kelder zwaarder belast worden dan andere delen. Om de maatgevende belastingen en doorsneden te kunnen bepalen moet hierop ingespeeld worden. Daartoe is de constructie opgedeeld in ringen en radialen en is hier een coördinatensysteem aan toegewezen. Daarnaast is aangenomen dat de gehele constructie wordt gedragen door de kolommen die zich op ring B en ring D bevinden. In bijlage B is de bovenbouw opgedeeld en is per onderdeel aangegeven op welke kolommen deze steunt.
Met deze structuur is het mogelijk om belastingcombinaties door te rekenen naar de begane grond vloer en er de nodige conclusies aan te verbinden met betrekkeing tot maatgevende doorsneden.

3.1 Variabele belastingen

3.1.1 Vloerbelasting

De variabele belasting op de vloeren van de bovenbouw is gecategoriseerd als woonbelasting, waarbij $q_{woon} = 1.75\ kN/m^2$ [12]. De kelder zal echter dienen als berging van eventueel een lichte motor en de wasmachine. Dit ruimtegebruik valt in de categorie garage en hiervoor geldt $q_{garage} = 2\ kN/m^2$ [12].

3.1.2 Sneeuwbelasting

Sneeuwbelasting kan aangrijpen op het dakvlak, op het balkon en op de uitkragingen van de kelder op maaiveldniveau. Deze laatste twee vlakken zijn horizontaal, het dak staat echter onder een hoek van $\alpha = 20°$.
De volledige berekening staat in bijlage C. Hieruit volgt dat $q_{sneeuw} = 0.56\ kN/m^2$.

3.1.3 Windbelasting

De windbelasting op de constructie is lastig te bepalen door de bijzondere vorm van het bouwwerk. In bijlage D is daarom gewerkt met twee benaderingen, een cilinder en een rechthoekig blok. Hieruit volgt dat de extreme stuwdruk op de constructie $q_p(z_e)$=0.96 kN/m^2 bedraagt en de bouwfactor $c_s c_d$ gelijk is aan 1.0.
Een overzicht van de schatting voor de totale windbelasting is gegeven in tabel 3.1.

	F_w [kN]	$q_{w,dak}$ [kN/m^2]
Cilinder:	90	-
Blok:	99	0.45
Schatting:	95	0.40

Tabel 3.1: Overzicht windbelasting op constructie

3.2 Permanente belastingen

3.2.1 Eigen gewicht bovenbouw

Het eigen gewicht van de bovenbouw kan berekend worden door het soortelijk gewicht en het volume van alle constructiedelen met elkaar te vermenigvuldigen en vervolgens op te tellen. In bijlage E is gebruik gemaakt van de ring-radiaal structuur om per onderdeel het eigen gewicht te berekenen en per dragende kolom de afdracht naar de begane grond vloer te kunnen bepalen.

Hierbij is naast de onderdelen die in de ring-radiaal structuur zijn benoemd ook gekeken naar de stro-wanden. Deze verticale elementen hebben een zodanig hoge belasting dat ze ook meegenomen dienen te worden in de berekening. Om een goede isolatie te waarborgen wordt over het algemeen gewerkt met geperste strobalen met γ=1.5 kN/m^2 [12] en een dikte van 0.48 m [6]. Deze wanden worden vervolgens afgewerkt met berken multiplex platen, waarvoor geldt γ=7 kN/m^2[12].

Het totale eigen gewicht van de bovenbouwconstructie is gelijk aan $F_{bovenbouw}$=116 kN.

3.2.2 Schatting eigen gewicht kelderconstructie

Hoewel de kelderconstructie nog niet gedimensioneerd is kan voor het eigen gewicht hiervan wel een goede schatting worden gedaan. Daarvoor worden de volgende afmetingen aangenomen [7]:

Dikte beganegrondvloer:	$d_{v,BG}$	$= 0.3\ m$
Dikte binnenbakvloer:	$d_{v,BB}$	$= 0.15\ m$
Dikte keldervloer:	$d_{v,K}$	$= 0.10\ m$
Dikte kelderwand:	d_w	$= 0.16\ m$
Hoogte kelderwand:	h_w	$= 4.0\ m$
Dikte rioolbuis:	d_r	$= 0.1\ m$
Hoogte rioolbuis:	h_r	$= 4.0\ m$

$$V_{beton} = d_w \cdot h_w \cdot 2 \cdot \pi \cdot R + d_{v,BB} \cdot \pi \cdot (R^2 - r^2) + d_{v,BG} \cdot \pi \cdot R^2 + d_r \cdot h_r \cdot 2 \cdot \pi \cdot r$$
$$V_{hout} = d_{v,K} \cdot \pi \cdot (R^2 - r^2)$$

$$F_{kelder} = V_{beton} \cdot \gamma_{beton} + V_{hout} \cdot \gamma_{hout}$$
$$R = 6.5\ m$$
$$r = 0.5\ m$$
$$\gamma_{beton} = 25\ kN/m^3$$
$$\gamma_{hout} = 5.5\ kN/m^3$$

$$F_{kelder} = 87 \cdot 25 + 13 \cdot 5.5 = 2250\ kN$$

Het eigen gewicht van de kelder is dus veel groter dan het eigen gewicht van de bovenbouwconstructie en bedraagt ongeveer $F_{kelder} = 2250$ kN.

3.2.3 Grondbelasting

De grondbelasting op de constructie is afhankelijk de diepte, de grondsamenstelling en het waterpeil. De bodem is volledig opgebouwd uit zand en het waterpeil wordt aangenomen op -1.5 m t.o.v. het lokale maaiveld. De berekeningen zijn uitgevoerd in bijlage F.

De horizontale gronddruk op de wanden van de buitenbak wordt gegeven door:

-1.5 m < d < 0 m: $\sigma_h = 6 \cdot d$

d < -1.5 m: $\sigma_h = 40/3 \cdot d - 11$

De opwaartse waterdruk aan de onderkant van de buitenbak bedraagt:

$p = 10 \cdot d - 15$

3.3 Belastingcombinaties

De rekenwaarde van elke belastingcombinatie is afhankelijk van de grenstoestand waarin getoetst wordt en de momentaanfactor ψ_0, zie ook 3.3.4. De algemene formule is [12]:

$$\sum_{j \geq 1} \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \cdot \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

3.3.1 Overzicht belastingcombinaties

Er zijn in totaal vier belastingen die op de bovenbouw kunnen werken. Dit zijn het eigengewicht, de windbelasting, de sneeuwbelasting en de vloerbelasting. Aangezien het eigengewicht altijd aanwezig is en de combinatie van sneeuw- en windbelasting vrijwel nooit voorkomt [12] zijn er slechts twee verschillende combinaties van variabele belastingen mogelijk. Daarnaast zijn er drie verschillende situaties die voor kunnen komen waarop de de constructie gedimensioneerd dient te worden. Er dient onderscheid gemaakt te worden tussen de bouwfase, de situatie dat de binnenbak op de buitenbak steunt en de situatie dat de binnenbak drijft. Dit alles leidt tot de volgende belastingcombinaties:

Situatie 1: Bouwfase
Alleen de buitenbak is gestort. Deze ondervint druk van de omliggende grond en de opwaartse waterdruk.

BC 1.1 - Figuur 3.1a

Situatie 2: Binnenbak rust op buitenbak
De gehele constructie, inclusief bovenbouw, is gebouwd maar er is geen water aanwezig tussen de binnen- en de buitenbak. Op de buitenbak werken gronddruk en opwaartse waterdruk en op de binnenbak werkt de opwaarste druk van de buitenbak, het eigengewicht van de bovenbouw en de variabele belastingen.

BC 2.1 - In deze situatie werken de variabele sneeuw- en vloerbelasting op de bovenbouw, figuur 3.1b

BC 2.2 - In deze situatie werken de variabele wind- en vloerbelasting op de bovenbouw, figuur 3.1b

Situatie 3: Binnenbak drijft in buitenbak
De binnenbak drijft in de buitenbak. Op de buitenbak werken gronddruk en opwaartse waterdruk vanaf buiten en waterdruk vanaf binnen. Op de binnenbak werkt de waterdruk vanaf buiten, het eigengewicht van de bovenbouw en de variabele belastingen. In deze situatie kan scheefstand voorkomen, zie ook

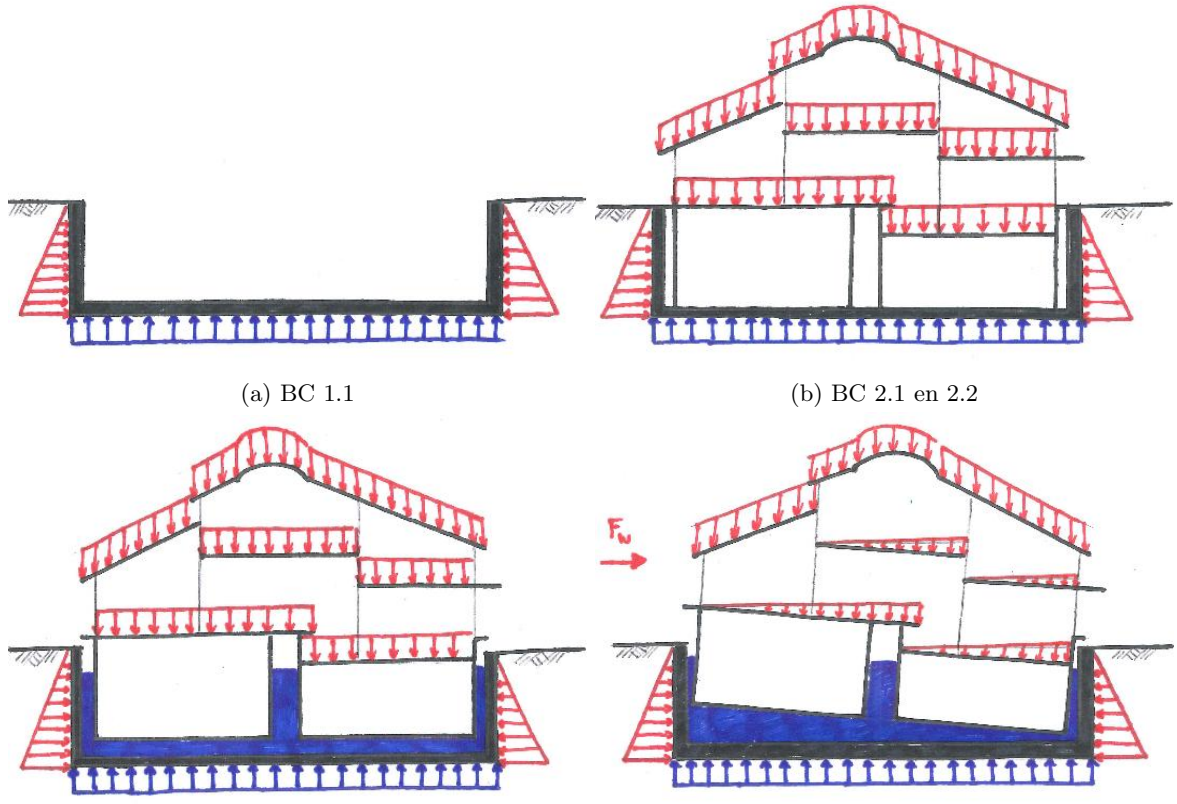
paragraaf 3.3.2.

BC 3.1 - In deze situatie werken de variabele sneeuw- en vloerbelasting gelijkmatig op de bovenbouw, figuur 3.1c

BC 3.2 - In deze situatie werken de variabele wind- en vloerbelasting gelijkmatig op de bovenbouw, figuur 3.1c

BC 3.3 - In deze situatie werken de variabele sneeuw- en vloerbelasting op de bovenbouw en is er sprake van scheefstand door een ongelijk verdeelde vloerbelasting, figuur 3.1d (zonder horizontale windbelasting)

BC 3.4 - In deze situatie werken de variabele wind- en vloerbelasting op de bovenbouw en is er sprake van scheefstand door een ongelijke vloerbelasting en harde windstoten, figuur 3.1d



(a) BC 1.1

(b) BC 2.1 en 2.2

(c) BC 3.1 en 3.2

(d) BC 3.4

Figuur 3.1: Belastingcombinaties

3.3.2 Scheefstand

Bij een drijvende constructie dient altijd rekening gehouden te worden met scheefstand. In dit geval zullen de watercompartimenten de scheefstand ten gevolge van het eigengewicht en langzaam veranderende belastingen kunnen opvangen. De constructie moet echter ook veilig zijn als dit niet gebeurt of als de belastingen plotseling optreden.

In bijlage G is de maximale scheefstand ten gevolge van de belastingcombinaties 3.1, 3.2 en 3.4 uitgerekend en de benodigde hoogte van de watercompartimenten vastgesteld op 0.7 m.

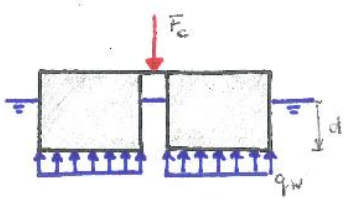
Indien belastingcombinaties 3.3 of 3.4 van toepassing is, dus bij harde windstoten of een grote mensen-

massa in de woning, zal het water weggepompt moeten worden [2]. De extra scheefstand als het gevolg hiervan bedraagt 10.8°. Uit het oogpunt van veiligheid dient deze situatie wel doorgerekend te worden. Daarnaast moet er voldoende ruimte zitten tussen de binnen- en buitenbak om deze scheefstand op te kunnen vangen zonder dat hoge drukkrachten ontstaan omdat de bakken op elkaar rusten.

3.3.3 Diepgang

Met de benodigde hoogte van de watercompartimenten en de mogelijke belastingcombinaties kan ook een schatting worden gedaan voor de diepgang van de kelderconstructie. Hierbij wordt uitgegaan van belastingcombinatie 3.2, de hoogte van de watercompartimenten zoals uitgerekend in bijlage G.2 en figuur 3.2.

$$
\begin{aligned}
\textstyle\sum F_v = 0 \quad \rightarrow \quad & F_c = F_w \\
& F_c = F_{BC3.1} + F_{kelder} + F_{watercomp.} \\
& F_w = q_w \cdot d = A \cdot d \cdot \gamma_w \\
\rightarrow \quad & d = \frac{F_c}{A \cdot \gamma_w}
\end{aligned}
$$



Figuur 3.2: Diepgang

De schatting voor het eigen gewicht van de kelderconstructie, F_{kelder}, kan enigszins bij worden gesteld met de gevonden hoogte van de watercompartimenten. Samen met de gewenste hoogte van de kelder [3] en de dikte van de tussenvloer in de kelder worden h_w en h_r $0.6 + 2.2 + 0.1 = 2.9$ m. Dan volgt met behulp van paragraaf 3.2.2 dat $F_{kelder} = 2060$ kN. Dan:

$$
\begin{aligned}
F_{BC3.1} &= 360\ kN \\
F_{kelder} &= 2060\ kN \\
F_{wc} &= 0.52 \cdot 2 \cdot (A_1 + A_2) \cdot \gamma_w &&= 195\ kN \\
\text{A} &= \pi \cdot (R^2 - r^2) &&= 132\ m^2 \\
\\
\text{d} &= 2.0\ m
\end{aligned}
$$

Er bestaat dus geen gevaar voor het overstromen van de buitenbak als gevolg van de drijvende binnenbak. Verder geldt dat de waterlaag tussen binnen- en buitenbak voldoende moet zijn om kleine schommelingen in de scheefstand aan te kunnen zonder dat de twee bakken elkaar raken. Uit bijlage G.3 volgt dat hiervoor een waterlaag nodig is van 1.7 m. Daarnaast moet er vanuit het oogpunt van veiligheid altijd sprake zijn van een minimale vrijboord van 0.2 m [15]. De bovenkant van de vloer van de buitenbak komt dus minstens op $2.0 + 1.7 + 0.2 = 3.9$ m onder het lokale maaiveld te liggen.

Nu is het echter zo dat vanuit de opdrachtgever de eis is voortgekomen dat bij leegstand de binnenbak op de vloer van de buitenbak moet kunnen rusten [2]. In het geval dat $h_{bu} \geq h_{bi}$, zoals hierboven uitgerekend, dan zal de binnenbak met de uitkragingen van de vloer op de randen van de buitenbak komen te rusten en zal er ruimte zijn tussen de twee vloeren. Door de grote krachten die dan ontstaan dient dit voorkomen te worden en moet dus gelden dat $h_{bi} \geq h_{bu}$. Met deze nieuwe eis en enige iteratie volgt dat de binnenbak 4.0 m hoog moet worden, waarmee de diepgang 2.1 m wordt en de buitenbak $2.1 + 1.7 + 0.2 = 4.0$ m hoog wordt.

3.3.4 Belastingfactoren

Er zijn twee grenstoestanden waarop de constructie doorgerekend dient te worden, namelijk de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) en de uiterste grenstoestand (UGT). De eerste heeft met name betrekking op doorbuigingseisen, scheefstand, trillingen en waterdichtheid en de tweede heeft betrekking op de veiligheid. Om de veiligheid te kunnen waarborgen worden de belastingen in de UGT vermenigvuldigd met

zogenaamde belastingsfactoren zoals aangegeven in tabel 3.2. In de BGT is dit niet van toepassing.

Daarnaast gebruikt men momentaanfactoren om het gelijktijdig werken van belastingen in rekening te brengen, zie ook tabel 3.3.

	Permanent	**Variabel**
Ongunstig werkend	γ=1.2	γ=1.5
Gunstig werkend	γ=0.9	γ=0

Tabel 3.2: Belastingfactoren

Belasting	ψ_0
Woon- en verblijfsruimten	0.4
Kantoorruimten	0.5
Opslagruimten	1.0
Sneeuwbelasting	0.0
Windbelasting	0.0

Tabel 3.3: Momentaanfactoren

Niet elke belastingcombinatie hoeft in de BGT doorgerekend te worden. Zo zal de constructie tijdens de bouwfase niet in gebruik worden genomen en heeft de eigenaar aangegeven de woning bij heftige wind niet te laten drijven maar de binnenbak op de buitenbak laten rusten.
Hieronder staat een overzicht van de te toetsen belastingcombinaties vanuit de bovenbouw in de beide grenstoestanden:

BGT: Bruikbaarheidsgrenstoestand

- BC 1.1 Niet van toepassing
- BC 2.1 $q_p + q_s + q_v$
- BC 2.2 $q_p + q_w + q_v$
- BC 3.1 $q_p + q_s + q_v$
- BC 3.2 $q_p + q_w + q_v$
- BC 3.3 Niet van toepassing
- BC 3.4 Niet van toepassing

UGT: Uiterste grenstoestand

- BC 1.1 Niet van toepassing
- BC 2.1 $1.2 \cdot q_p + 1.5 \cdot q_s + 0.4 \cdot 1.5 \cdot q_v$
- BC 2.2 $1.2 \cdot q_p + 1.5 \cdot q_w + 0.4 \cdot 1.5 \cdot q_v$
- BC 3.1 $1.2 \cdot q_p + 1.5 \cdot q_s + 0.4 \cdot 1.5 \cdot q_v$
- BC 3.2 $1.2 \cdot q_p + 1.5 \cdot q_w + 0.4 \cdot 1.5 \cdot q_v$
- BC 3.3 Zie toelichting [a]
- BC 3.4 $1.2 \cdot q_p + 1.5 \cdot q_w + 0.4 \cdot 1.5 \cdot q_v$

ad a) Aangezien sneeuw- en windbelasting niet tegelijkertijd zullen optreden, zal deze belastingcombinatie per definitie kleiner zijn dan BC 3.4, omdat daar de scheefstand ten gevolge van een plotselinge windstoot maximaal is.

3.4 Maatgevende belastingen en doorsneden

Nu alle belastingcombinaties bekend zijn en tevens bekend is welk aandeel van deze belastingen per kolom gedragen wordt kunnen de maatgevende belastingcombinaties en doorsneden worden bepaald. De uitkomst per kolom is in bijlage H berekend. Door de krachten op de kolommen en de bijkomende stro-wandbelasting per diagonaal te vergelijken kan vervolgens bepaald worden welke doorsneden maatgevend

zijn. Hierbij wordt onderscheid gemaakt in diagonalen die alleen op oppervlakte-element 7 werken en diagonalen die zowel op oppervlakte-element 7 als 8 werken.

Hieruit volgt dat radialen r3-r12 en r7-r16 de maatgevende doorsneden zijn.

4 Modellering in 2D

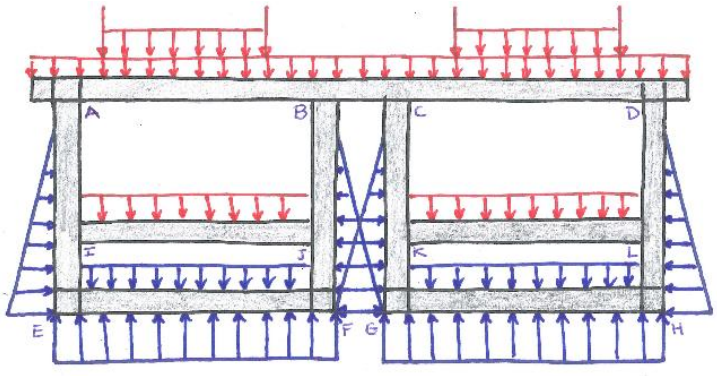
Zoals aangegeven in hoofdstuk 1 is het doel van dit project om de kelderconstructie te dimensioneren met behulp van een parametrische aanpak in Matlab. Hiervoor is het echter noodzakelijk om de driedimensionale situaties, zoals beschouwd in de vorige hoofdstukken, om te zetten naar tweedimensionale mechanica-schema's. Dit zal gedaan worden voor de twee maatgevende doorsneden die bepaald zijn in paragraaf 3.4. Daarnaast moet ook gekeken worden naar de juiste modellering van de verbindingen en de toetsen die uitgevoerd moeten worden.

4.1 Maatgevende doorsneden

In paragraaf 3.4 zijn twee maatgevende doorsneden bepaald die getoetst dienen te worden onder de maatgevende belastingcombinaties 2.1 en 3.1, te weten doorsnede r7-r16 en doorsnede r3-r12. Het grootste verschil wat betreft de opbouw hiervan zit in het niveau van de beganegrond vloer. Er zal dan ook eerst gekeken worden naar de modellering van doorsnede r7-r16, waar de vloer zich over de gehele lengte op één niveau bevindt, en vervolgens zal voor doorsnede r3-r12 gekeken worden welke aanpassingen nodig zijn ten opzichte van deze mechanica-schema's.

4.1.1 Doorsnede r7-r16

In figuur 4.1 is de doorsnede r7-r16 voor de gehele kelderconstructie gegeven met de bijbehorende belastingen die erop werken.



Figuur 4.1: Doorsnede r7-r16 Binnenbak

Binnenbak

De binnenbak, zoals in figuur 4.1 weergegeven, kan worden opgedeeld in een aantal segmenten, te weten de vloer van de begane grond, de vloer van de kelder, de vloer van de binnenbak en de wanden. De rioolbuis wordt apart hieronder behandeld.
Daarnaast zijn er twee maatgevende belastingcombinaties, te weten BC2.1 en BC3.1. In het eerste geval steunt de binnenbak op de buitenbak en is er geen water aanwezig tussen de bakken en in het tweede geval drijft de binnenbak in de buitenbak. Het wel of niet drijven van de binnenbak heeft grote gevolgen

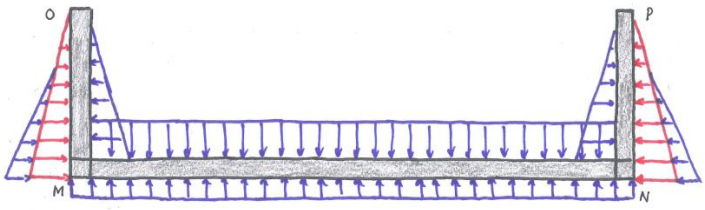
voor het mechanica-schema. Er worden dan ook twee verschillende mechanica-schema's beschouwd, te zien in paragraaf 4.4, figuren 4.8 en 4.9.

Rioolbuis

De rioolbuis wordt van binnenuit belast door een waterdruk die lineair toeneemt met de diepte. Daarnaast wordt de rioolbuis momentvast verbonden met de vloer van de binnenbak en wordt de begane grondvloer van bovenaf opgelegd. Door de ronde vorm kan dit element wel worden omgezet in een mechanica-schema, maar kan het niet getoetst worden. In plaats daarvan dient de sterkte en stijfheid van de rioolbuis proefondervindelijk bepaald te worden. Het mechanica-schema dat gebruikt wordt voor de dimensionering van de overige elementen staat in paragraaf 4.4 in de figuren 4.12a en 4.12b voor BC2.1 en in de figuren 4.12c en 4.12d voor BC3.1.

Buitenbak

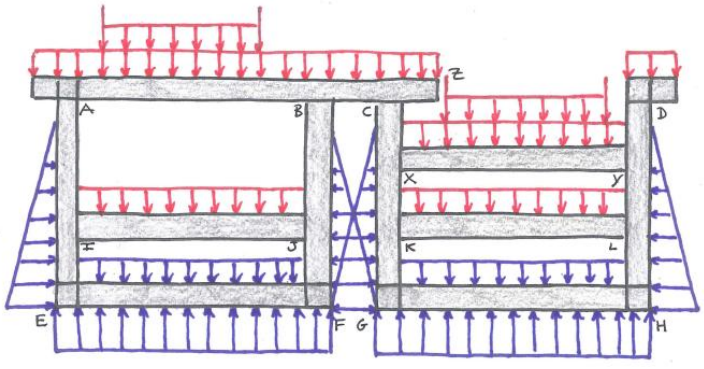
Een overzicht van alle belastingen die op de buitenbak werken is gegeven in figuur 4.2. Bij het beschouwen van de buitenbak zijn drie belastingcombinaties maatgevend, te weten BC1, BC2.1 en BC3.1. De bijbehorende mechanica-schema's voor vloer en wanden zijn te zien in paragraaf 4.4 in de figuren 4.13, 4.14 en 4.15.



Figuur 4.2: Doorsnede buitenbak

4.1.2 Doorsnede r3-r12

Het enige verschil tussen deze doorsnede en de doorsnede r7-r16 is dat op r3 de begane grondvloer lager ligt dan op r12, zie ook figuur 4.3. Het wordt zeer moeilijk om de verbindingen tussen dit stuk vloer en de wand en rioolbuis momentvast te maken dus zal deze als opgelegd worden beschouwd. In hoofdstuk 6 zal specifiek op deze verbindingen ingegaan worden. Daarnaast zal ook het mechanica-schema voor de beganegrond vloer op r12 veranderen ten opzichte van doorsnede r7-r16 en zal wand D-H anders bealst worden. Deze nieuwe schema's zijn voor respectievelijk BC2.1 en BC3.1 in paragraaf 4.4 in figuren 4.10 en 4.11.



Figuur 4.3: Doorsnede r3-r12 Binnenbak

4.2 Verbindingen

In de mechanica-schema's is gebruik gemaakt van een aantal verschillende soorten opleggingen en verbindingen. Het is zaak om bij het ontwerp van de kelderconstructie de juistheid van deze gemodelleerde verbindingen te kunnen garanderen. Hier zal in hoofdstuk 6 verder op ingegaan worden.

4.3 Toetsen

De kelderconstructie moet worden getoetst op de volgende ontwerpregels [11]:

Normaaldrukkracht (UGT)

Er is geen kans op knikken door zijdelingse stabiliteit van de ronde vloer. Dan moet gelden dat de doorsnede van de betonnen balk groter of gelijk is aan:

$$A_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}} \cdot 1.0$$

Dwarskracht (UGT)

De schuifkracht in een constructie wordt bepaald door:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b \cdot d}$$

De maximum opneembare schuifkracht in een balk wordt bepaald door:

$$v_{Rd,c} = v_{min} \cdot b \cdot d$$

Waarbij:

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

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

Als de schuifkracht v_{Ed} kleiner is dan de opneembare schuifkracht $v_{R,c}$ is er geen dwarskrachtwapening vereist. Is dit niet het geval, dan moet er dwarskrachtwapening geplaatst worden in de vorm van beugels. De hoeveelheid hiervan wordt bepaald door middel van:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z \cdot cot(\theta)}$$

Buiging (UGT)

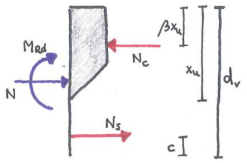
Om aan de veiligheidseis voor buiging te voldoen moet het opneembare moment $M_{Rd,c}$ groter zijn dan het maximaal optredende moment M_{Ed} in de ligger. $M_{Rd,c}$ wordt bepaald met behulp van figuur 4.4. Dan:

$$N_s = A_s \cdot f_{yd}$$

$$N_c = N + N_s$$

$$x_u = \frac{N_c}{\alpha \cdot b \cdot f_{cd}}$$

$$M_{RD,c} = (\frac{1}{2} \cdot h - c) \cdot N_s + (\frac{1}{2} \cdot h - \beta \cdot x_u) \cdot N_c$$



Figuur 4.4: Bepaling opneembare moment in doorsnede

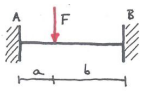
Doorbuiging (BGT)

Met het oog op comfort voor de gebruikers van de constructie dient de doorbuiging beperkt te zijn:

$$w_{max} = \frac{l}{250}$$

- Voor ligger AD, met twee momentvaste opleggingen (zie 4.5), geldt:

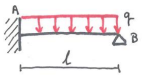
$$w_{max} = \frac{F \cdot a^2 \cdot (3 \cdot b - a)}{48 \cdot EI}$$



Figuur 4.5: Ligger met twee momentvaste opleggingen

- Voor liggers AZ, EF en GH, met een momentvaste en een scharnierende oplegging (zie 4.6), geldt:

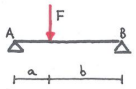
$$w_{max} = \frac{q \cdot l^4}{185 \cdot EI}$$



Figuur 4.6: Ligger met een momentvaste en een scharnierende oplegging

- Voor ligger XY, met twee scharnierende opleggingen (zie 4.6), geldt:

$$w_{max} = \frac{F \cdot a \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2)}{48 \cdot EI}$$



Figuur 4.7: Ligger met twee scharnierende opleggingen

Opbarstberekening (BGT)

Om te garanderen dat de buitenbakvloer niet opbarst tijdens de bouwfase, BC1, dient er voldoende bovenwapening aanwezig te zijn.

Scheurwijdte (BGT)

Omdat de constructie dikwijls onder water komt te staan valt deze onder blootstellingsklasse XC2 en geldt voor de maximale toegestane scheurwijdte:

$$w_{max} = 0.3 \text{ mm}$$

De werkelijke scheurwijdte wordt als volgt berekend:

$$w = \frac{f_{ctm} \cdot \Phi}{4 \cdot \tau_{bm} \cdot \rho \cdot E_s} \cdot (\sigma_s - \alpha \cdot \sigma_{sr} + \beta \cdot \eta_{cs} \cdot E_s)$$

Waarbij:

$$\tau_{bm} = 2.0 \cdot f_{ctm}$$

$$\sigma_s = \eta_s \cdot E_s$$

$$\sigma_{sr} = \frac{f_{ctm}}{\rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_b}$$

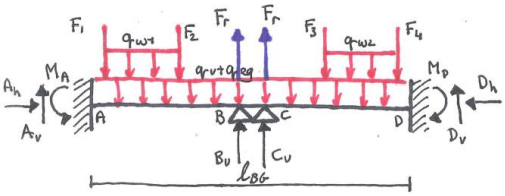
$$\rho = \frac{A_s}{A_b}$$

$$\alpha = 0.5$$

$$\beta = 1.0$$

4.4 Mechanica-schema's

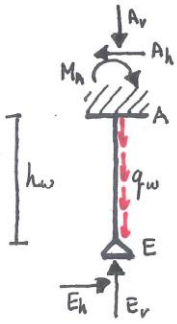
In de figuren op de volgende bladzijden zijn alle mechanica-schema's weergegeven voor de twee verschillende doorsneden en de twee maatgevende belastingcombinaties van de binnenbak. Daarnaast zijn ook de mechanica-schema's voor de buitenbak en de rioolbuis hier te vinden.



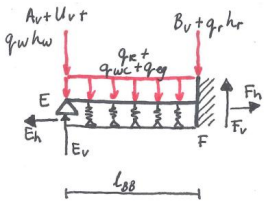
(a) Mechanica-schema begane grondvloer A-D



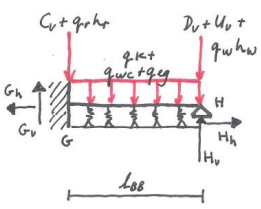
(b) Mechanica-schema kelderdvloer I-J



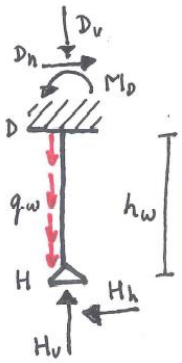
(c) Mechanica-schema binnenbakwand



(d) Mechanica-schema binnenbakvloer E-F

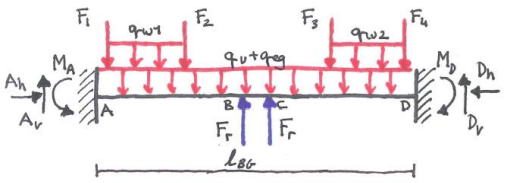


(e) Mechanica-schema binnenbakvloer G-H

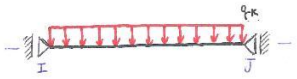


(f) Mechanica-schema binnenbakwand

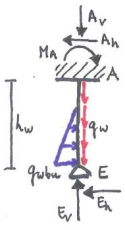
Figuur 4.8: Doorsnede r7-r16: mechanica-schema's binnenbak BC2.1



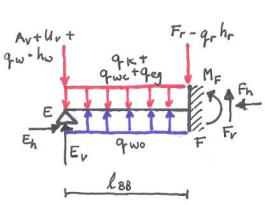
(a) Mechanica-schema begane grondvloer A-D



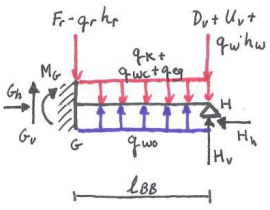
(b) Mechanica-schema kelderdvloer I-J



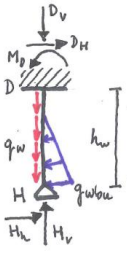
(c) Mechanica-schema binnenbakwand A-E



(d) Mechanica-schema binnenbakvloer E-F

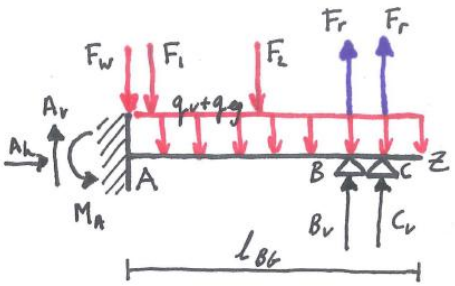


(e) Mechanica-schema binnenbakvloer G-H

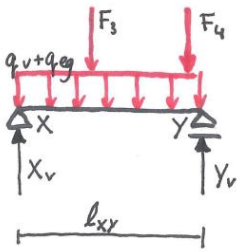


(f) Mechanica-schema binnenbakwand D-H

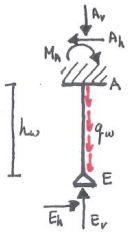
Figuur 4.9: Doorsnede r7-r16: mechanica-schema's binnenbak BC3.1



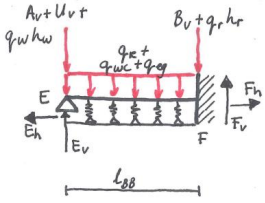
(a) Mechanica-schema begane grondvloer A-Z



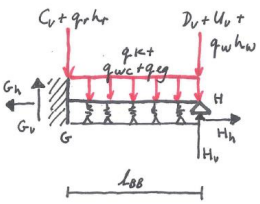
(b) Mechanica-schema begane grondvloer X-Y



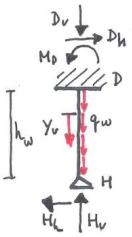
(c) Mechanica-schema binnenbakwand A-E



(d) Mechanica-schema binnenbakvloer E-F

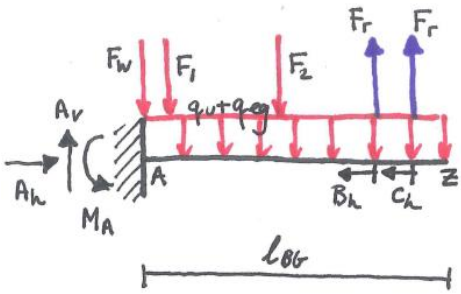


(e) Mechanica-schema binnenbakvloer G-H

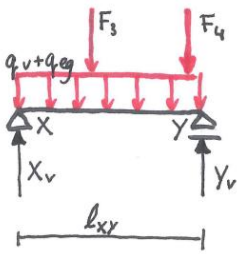


(f) Mechanica-schema keldervloer D-H

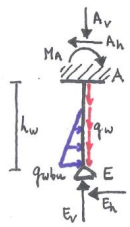
Figuur 4.10: Doorsnede r3-r12: mechanica-schema's binnenbak BC2.1



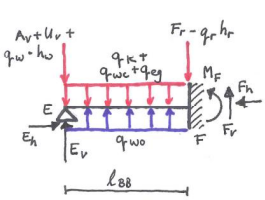
(a) Mechanica-schema begane grondvloer A-Z



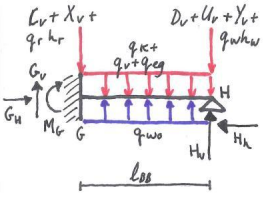
(b) Mechanica-schema begane grondvloer X-Y



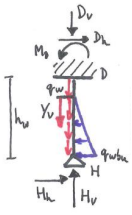
(c) Mechanica-schema binnenbakwand A-E



(d) Mechanica-schema binnenbakvloer E-F

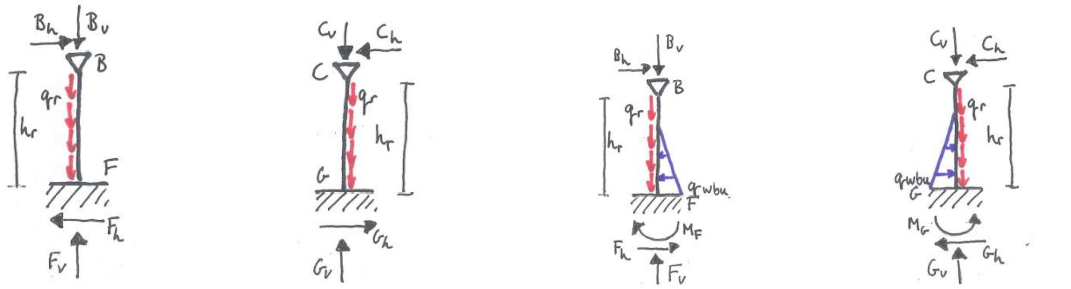


(e) Mechanica-schema binnenbakvloer G-H



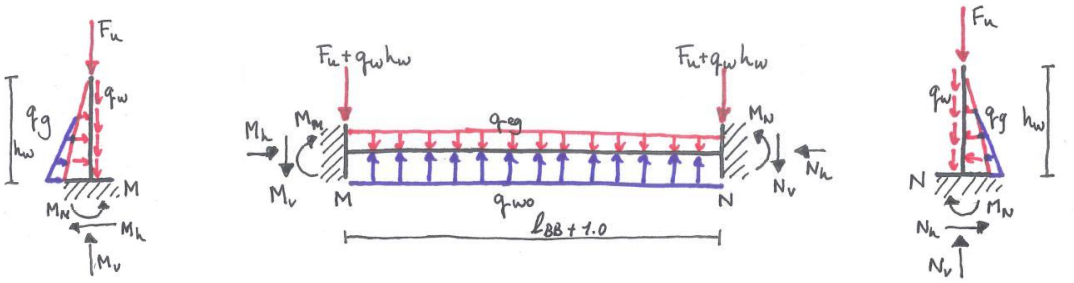
(f) Mechanica-schema keldervloer D-H

Figuur 4.11: Doorsnede r3-r12: mechanica-schema's binnenbak BC3.1

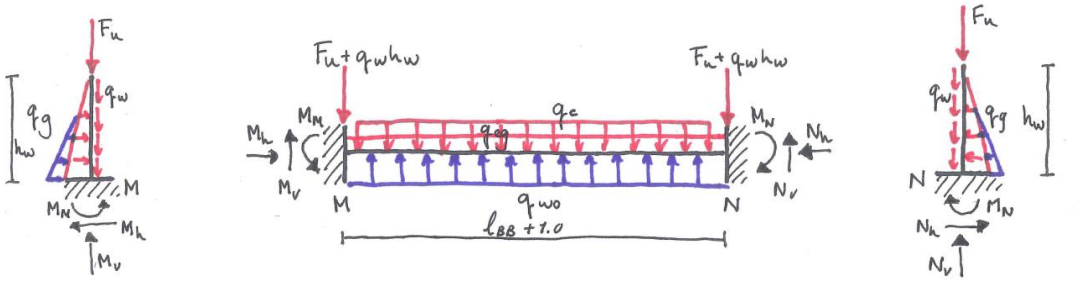


(a) Rioolbuis BC2.1 (b) Rioolbuis BC2.1 (c) Rioolbuis BC3.1 (d) Rioolbuis BC3.1

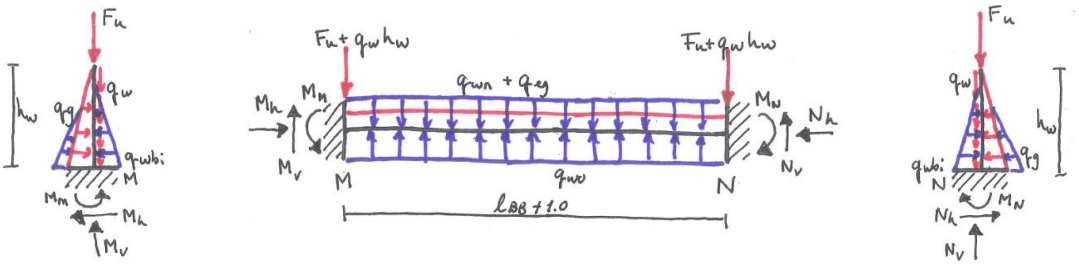
Figuur 4.12: Mechanica-schema's rioolbuis BC2.1 en BC3.1



Figuur 4.13: Mechanica-schema's buitenbak BC1



Figuur 4.14: Mechanica-schema's buitenbak BC2.1



Figuur 4.15: Mechanica-schema's buitenbak BC3.1

5 Parametrische aanpak in Matlab

In hoofdstuk 3 zijn de maatgevende doorsneden en belastingcombinaties bepaald en in hoofdstuk 4 zijn vervolgens de bijbehorende mechanica-schema's en uit te voeren toetsen beschreven. Met behulp van deze gegevens kan de kelderconstructie nu gedimensioneerd worden.

Dit zal worden gedaan in Matlab, om redenen die reeds besproken zijn in paragraaf 1.3. Door de verschillende modelleringen zijn er uiteindelijk zes Matlabscripts nodig geweest om de constructie te kunnen dimensioneren. In bijlage I zijn de scripts voor de buitenbak (voor BC1), de binnenbak (doorsnede r7-r16, voor BC3.1) en de keldervloer gegeven. Alle andere scripts verlopen nagenoeg op dezelfde wijze en worden niet in dit rapport behandeld. Uiteraard zijn ze wel opvraagbaar bij de auteur.

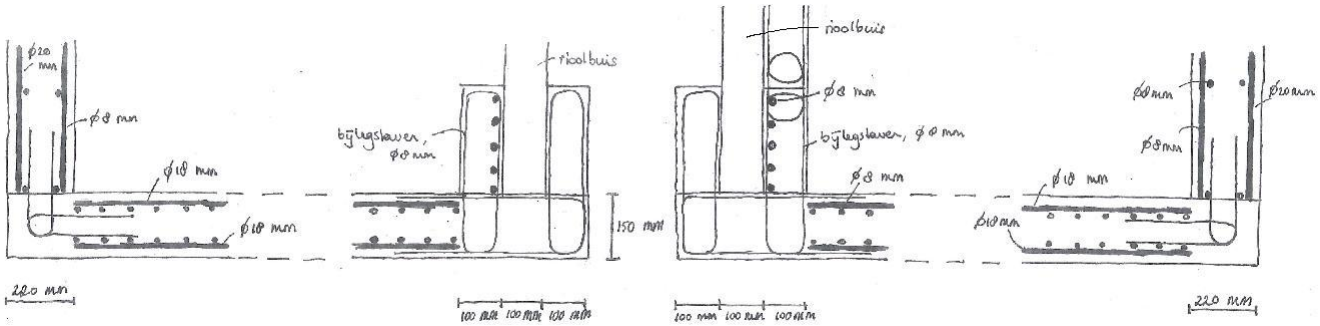
Met behulp van de Matlabscripts is de dimensionering als volgt vastgesteld:

Binnenbak	Begane grondvloer (hoog)	Dikte		$d_v = 0.350$ m
		Materiaal		Beton C20/25
		Hoofdwapening	Boven	21 Φ10 mm
			Onder	12 Φ15 mm
		Dwarswapening		$\Phi_b 8 - 240$ mm
	Tussen diagonalen door:	Hoofdwapening		3 Φ10 mm
		Dwarswapening		-
	Begane grondvloer (laag)	Dikte		$d_v = 0.200$ m
		Materiaal		Beton C20/25
		Hoofdwapening	Boven	2 Φ10 mm
			Onder	7 Φ10 mm
		Dwarswapening		$\Phi_b 8 - 500$ mm
	Tussen diagonalen door:	Hoofdwapening		2 Φ10 mm
		Dwarswapening		-
	Wand	Dikte		$d_w = 0.220$ m
		Materiaal		Beton C45/55
		Hoofdwapening	Buiten	10 Φ20 mm
			Binnen	11 Φ8 mm
		Dwarswapening		$\Phi_b 8 - 650$ mm
	Binnenbakvloer	Dikte		$d_v = 0.150$ m
		Materiaal	Beton	C20/25
		Hoofdwapening	Boven	1 Φ18 mm
			Onder	1 Φ18 mm
		Dwarswapening		$\Phi_b 8 - 60$ mm

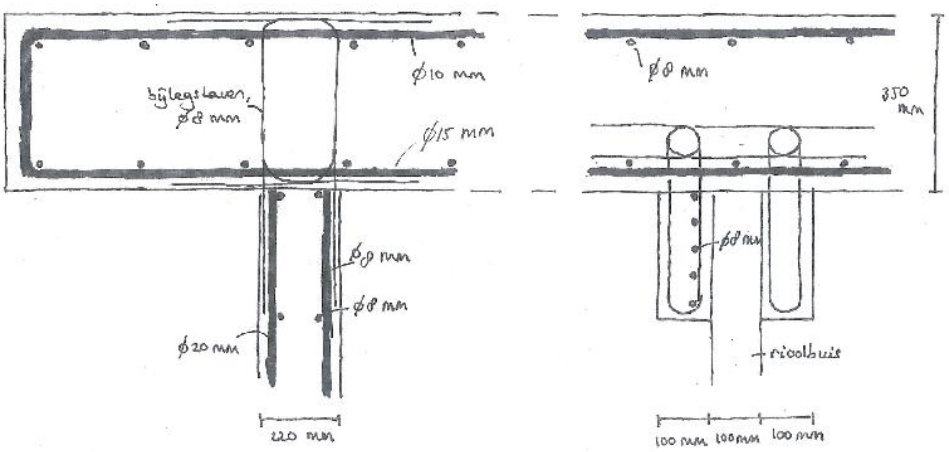
	Tussen diagonalen door:	Hoofdwapening Dwarswapening		1 Φ22 mm -
	Keldervloer	Dikte Materiaal		$d_v = 0.100$ m Hout C24
Buitenbak	Vloer	Dikte Materiaal Hoofdwapening Dwarswapening	 Boven Onder 	$d_v = 0.400$ m Beton C20/25 7 Φ20 mm 5 Φ8 mm $\Phi_b 8 - 180$ mm
	Wand	Dikte Materiaal Hoofdwapening Dwarswapening	 Buiten Binnen 	$d_w = 0.160$ m Beton C45/55 4 Φ8 mm 4 Φ8 mm $\Phi_b 8 - 130$ mm

6 Detaillering

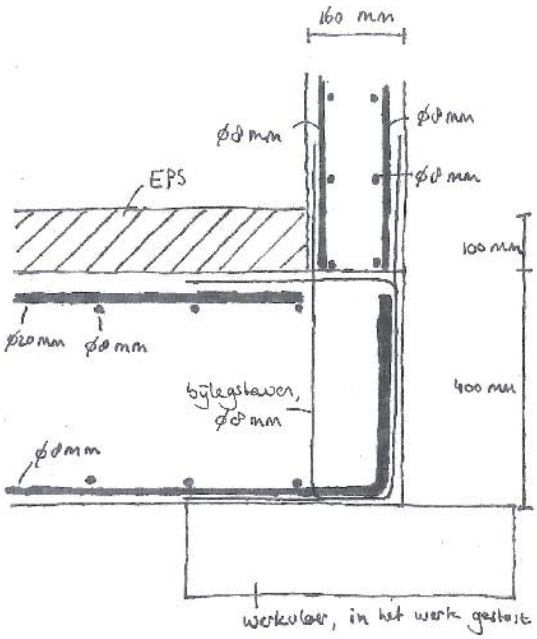
In dit hoofdstuk worden enkele detail- en overzichtstekeningen gepresenteerd. Samen met de gevonden dimensionering uit hoofdstuk 5 vormt dit een volledig beeld van de te realiseren kelderconstructie.



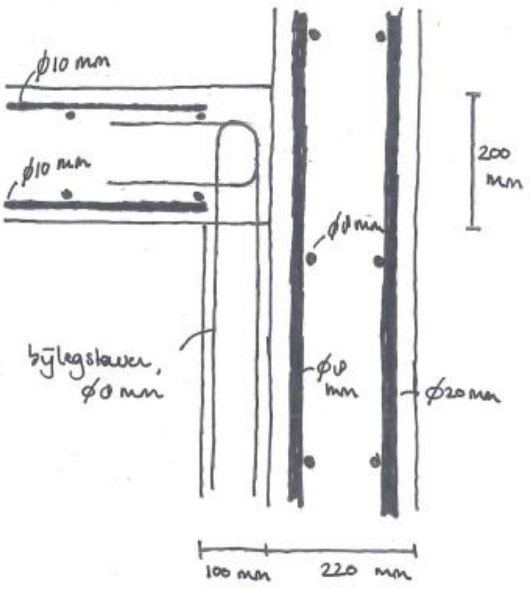
Figuur 6.1: Detailtekening doorsnede r3-r12, binnenbakvloer



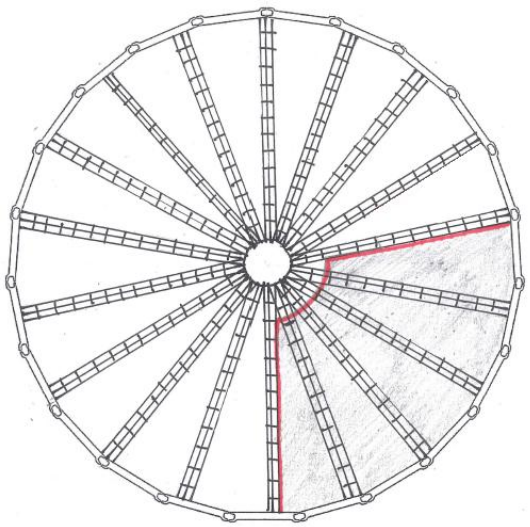
Figuur 6.2: Detailtekening doorsnede r7-r16, begane grondvloer



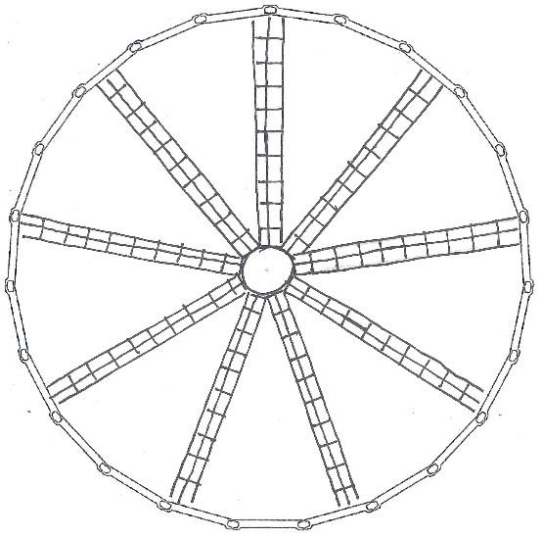
Figuur 6.3: Detailtekening aansluiting buitenbakvloer met buitenbakwand



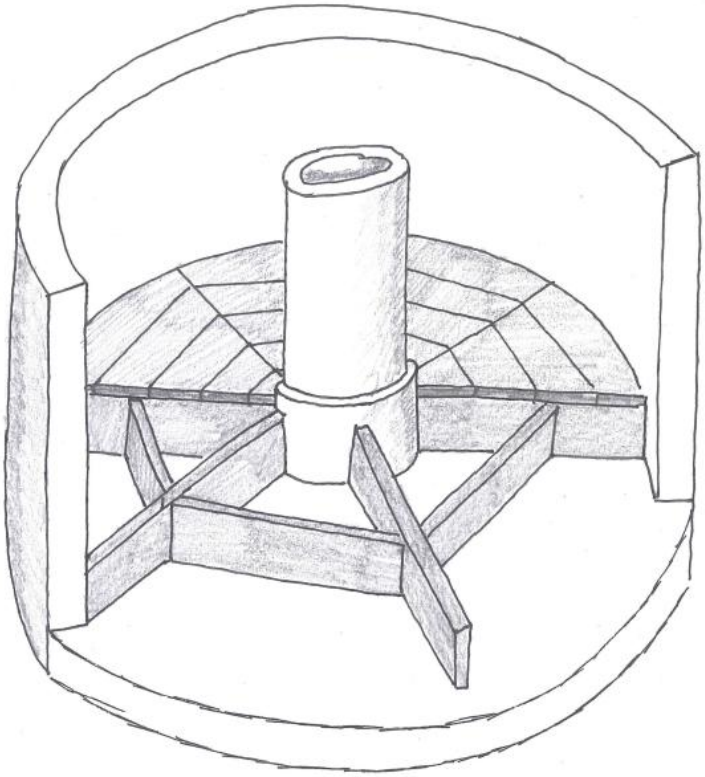
Figuur 6.4: Detailtekening doorsnede r3-r12, oplegging in Y



Figuur 6.5: Bovenaanzicht wapening op de hoofddiagonalen, begane grondvloer



Figuur 6.6: Bovenaanzicht wapening op de hoofddiagonalen, binnenbakvloer



Figuur 6.7: Overzichtstekening van de binnenbak, met keldervloer en watercompartimenten

7 Conclusies en aanbevelingen

De dimensionering, gepresenteerd in hoofdstuk 5, vormt samen met de detailtekeningen van hoofdstuk 6 het eindontwerp van dit project. In de volgende paragrafen zal dit ontwerp en de totstandkoming hiervan voorzien worden van concluderend commentaar en zal de uitkomst teruggekoppeld worden naar de probleemstelling uit hoofdstuk 1. Vervolgens zullen nog enkele aanbevelingen worden gedaan voor eventueel vervolgonderzoek.

7.1 Conclusies

7.1.1 Toepasbaarheid prefab-elementen

Vanuit de opdrachtgever is heel duidelijk de wens uitgesproken om de kelderconstructie op te bouwen uit prefab-elementen en gebruik te maken van een gestandaardiseerde methode die ook bij mestsilo's wordt gebruikt. Uit het eindontwerp volgt echter dat dit niet zonder meer mogelijk is.
Voor de buitenbak geldt dat de wanden wel opgetrokken kunnen worden met de standaard bekisting van 0.160 m dik, maar de vloer moet maar liefst 0.400 m dik worden om opbarsten tijdens de bouwfase tegen te gaan. Dit verschil is overkomelijk, omdat de vloer in het werk gestort wordt en de bekisting dus nauwelijks aangepast hoeft te worden.
Voor de binnenbak ligt het iets ingewikkelder; tenzij de fabrikant wandbekisting van 0.220 m dik op voorraad heeft, moet deze bekisting speciaal vervaardigd worden. Daarnaast is de hoofdwapening ingewikkeld en zeer verschillend per constructie-element. Deze ingewikkelde wapeningsconfiguratie vereist gespecialiseerde arbeiders en meer manuren dan wenselijk.
Al met al zullen de kosten van dit project hoger uitvallen dan van tevoren geraamd, door een aantal noodzakelijke aanpassingen.

7.1.2 Parametrische aanpak in Matlab

Aan het begin van dit project is besloten om de dimensionering met behulp van een parametrische aanpak in Matlab uit te voeren. Hoewel er veel voordelen op te noemen zijn, zoals besproken in paragraaf 1.3, is dit wellicht niet de meest praktische methode.
Door de vele verschillende mechanica-schema's en belastingen die op de elementen werken zijn er ten eerste meerdere scripts nodig en zijn deze daarnaast ook zeer uitgebreid. Hierdoor is het een ingewikkelde zaak om alle data te vergelijken en op een bevredigende dimensionering uit te komen. Aan de andere kant is het wel mogelijk geweest om de benodigde wapeningspercentages te optimaliseren, een iteratie die met de hand niet te doen is.

7.2 Aanbevelingen

Uit dit project is een bevredigende dimensionering gekomen die het realiseren van de constructie mogelijk maakt. Er zijn echter nog wel een aantal zaken waarnaar gekeken kan worden met het oog op veiligheid en kosten.

7.2.1 Nauwkeurigheid berekeningen

Door de ingewikkelde asymmetrische vorm kan er slechts een grove schatting worden gedaan voor de belastingen op de bovenbouwconstructie. Met name de windberekening kan nauwkeuriger uitgevoerd worden, bijvoorbeeld door middel van simulaties of computerprogramma's.
Daarnaast is het de vraag of deze constructie geschikt is om te beschouwen als een twee-dimensionaal model. Hoewel later wordt teruggekoppeld naar 3D worden de gunstige effecten van de ronde vorm verwaarloosd. Het is dus aan te raden om de juistheid van de gevonden dimensionering na te gaan in een eindige elementen programma als Scia Engineer.

7.2.2 Rioolbuis

Met het oog op het commentaar in paragraaf 7.2.1 is het met name raadzaam om testen uit te voeren op hergebruikte rioolbuizen. Het is nog onbekend hoeveel druk, trek en buiging ze aankunnen en in hoeverre ze kunnen vervormen door alle krachten die erop werken. Trekbanden zullen deze vervormingen grotendeels tegen kunnen gaan, maar ook die dienen gedimensioneerd te worden.

7.2.3 Lichter uitvoeren elementen

Een vervolgstudie naar het gebruik van voorspanning in bijvoorbeeld de buitenbakvloer of de begane grondvloer zou zeer interessant kunnen zijn. Niet alleen kunnen hierdoor elementen lichter uitgevoerd worden, wellicht dat hiermee wél volledig gebruik kan worden gemaakt van de gestandaardiseerde wandbekisting. Een vergelijking in kosten zou dan uitkomst bieden over de te gebruiken dimensionering.

7.2.4 Parametrische aanpak in Matlab

Als toevoeging op de conclusie, getrokken in paragraaf 7.1.2, raad ik aan om in de toekomst bij vergelijkbare projecten eerst te kijken naar een andere methode dan de gebruikte parametrische aanpak in Matlab. Hoewel deze methode dus wel voldoet, kunnen de berekeningen sneller en efficiënter worden uitgevoerd en kan vooral nog gekeken worden naar een overzichtelijkere uitkomst.

Bibliografie

[1] **Vink, Evelijn.** *Dimensionering van een drijvend fundament van gewapend beton.* Delft: 2013.

[2] **Borsboom, H.** Persoonlijke mededeling. Delft: 29 april 2014.

[3] *Overzichtstekening - Plattegronden en gevels.* ORIO architecten, Utrecht: 2013.

[4] *Gewichtsberekening globaal.* B^2CO, Ede: 2013.

[5] **Strobouw Nederland.** Projecten - Toekomstig - Texel. *www.strobouw.nl.* [Online] Geraadpleegd op 25 mei 2014, van http://www.strobouw.nl/Projecten/Toekomstig/Texel/.

[6] **Strobouw Nederland.** Technieken - Technische Eigenschappen. *www.strobouw.nl.* [Online] Geraadpleegd op 7 mei 2014, van http://www.strobouw.nl/Technieken/Eigenschappen/.

[7] **Van der Schaaf & Nieuwboer Bouwtechnisch Adviesbureau BV.** *Statische berekening - Silo type 12-53/400.* 2011.

[8] **Milieusystemen Tiel.** Produkten - Betonnen silo's. *www.milieusystemen.nl.* [Online] Geraadpleegd op 6 juni 2014, van http://www.milieusystemen.nl/betoninkort.htm.

[9] **DINOloket.** Ondergrondgegevens. *www.dinoloket.nl.* [Online] Geraadpleegd op 2 mei 2014, van http://www.dinoloket.nl/ondergrondgegevens.

[10] *Quick Reference.* TU Delft, Delft:april 2011.

[11] **Abspoel, ir. R., Pasterkamp, ir. S., de Vries, ir. P. A.** & **Terwel, ir. K. C.** *Dictaat CT2320 - Constructief Ontwerpen 2.* Delft: TU Delft, 2012.

[12] **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: Nederlands Normalisatie-instituut, 2011.

[13] **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: Nederlands Normalisatie-instituut, 2011.

[14] **Normcommissie 351 001 "Technische Grondslagen voor Bouwconstructies".** *NEN-EN 1991-1-4+C1 - Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1-4: Algemene belastingen - Sneeuwbelasting.* Delft: Nederlands Normalisatie-instituut, 2011.

[15] **Normcommissie 349 111 "Drijvend Bouwen".** *NTA 8111 - Drijvende bouwwerken.* Delft: Nederlands Normalisatie-instituut, 2011.

Deel II

Bijlagen

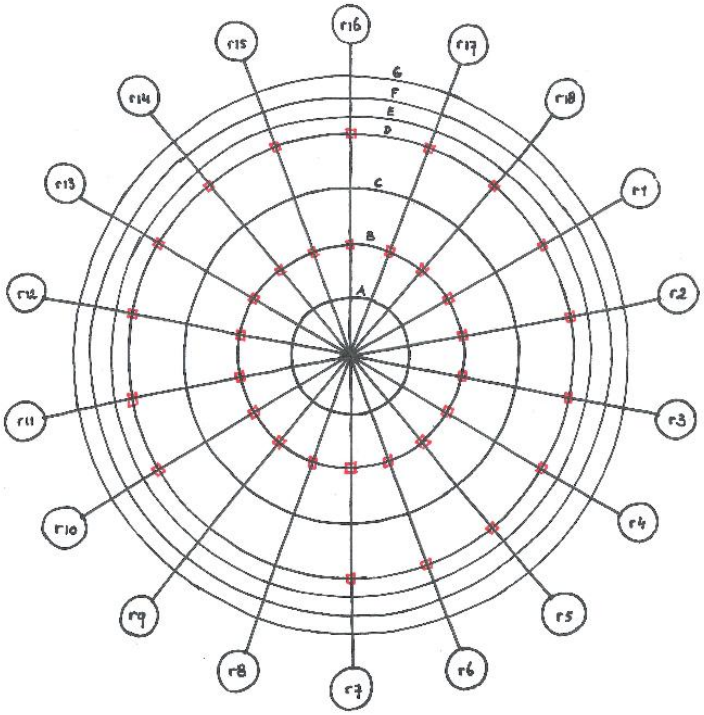
A Overzichtstekening ORIO architecten

B Ring-radiaal structuur

In bijlage A is te zien dat de bovenbouw is ontworpen aan de hand van een ring-radiaal structuur. Hierin zijn 18 radialen benoemd (r1 t/m r18) die elk een hoek van 20° met elkaar maken. Daarnaast zijn er zeven ringen aangeduid van binnen naar buiten als A t/m G met een afstand tot het middelpunt zoals aangegeven in tabel B.1 De constructie wordt geheel gedragen door twee series kolommen die zich op de kruising van de radialen met B en D bevinden. Het raster, inclusief kolommen, is weergegeven in figuur B.1.

Ring	Straal [m]	Grens
A	1.5	-
B	3.0	-
C	4.5	-
D	6.0	-
E	6.5	Gevels
F	7.0	Dakrand
G	7.5	Balkon

Tabel B.1: Straal in meters per ring

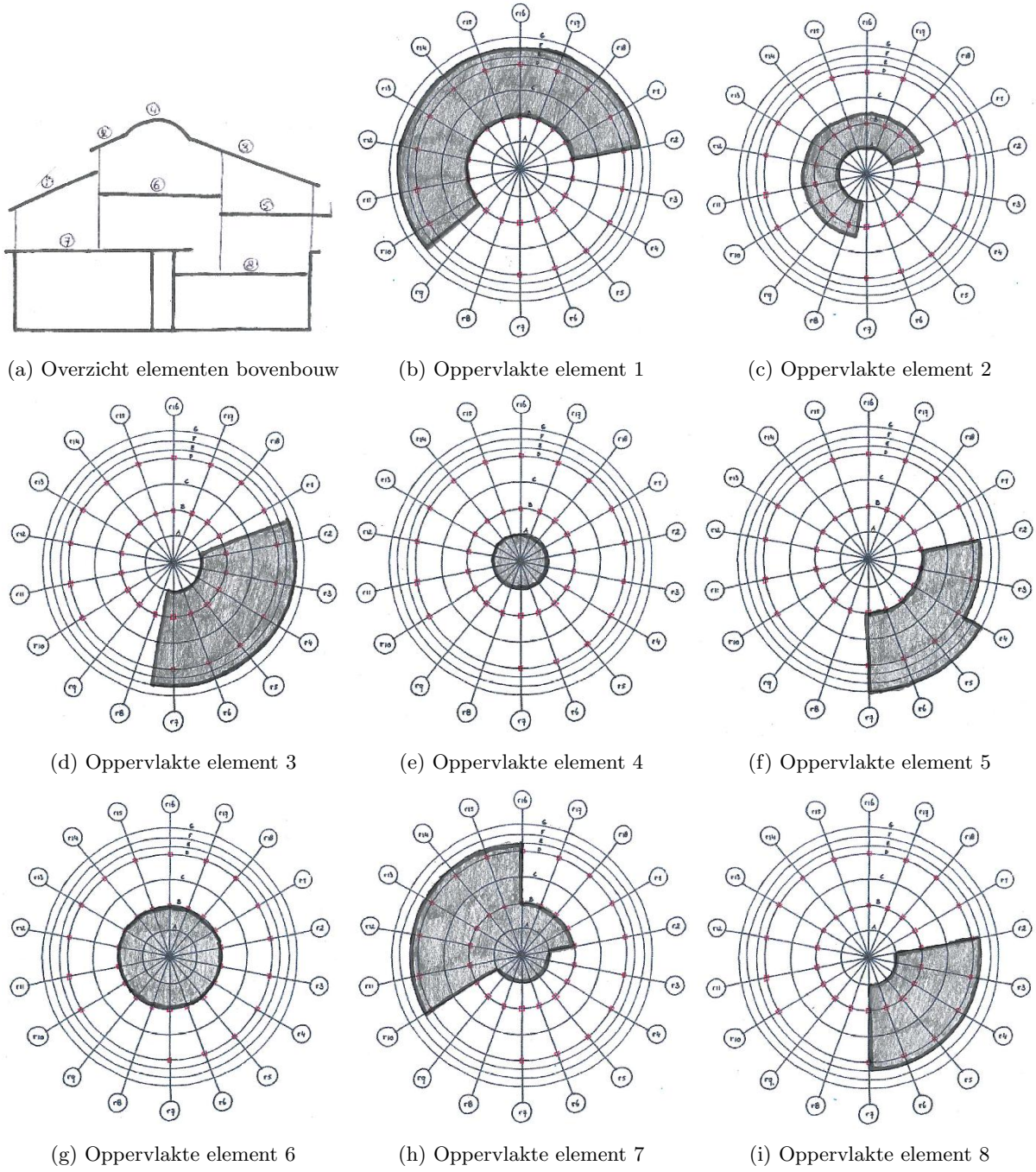


Figuur B.1: Raster ring-radiaal structuur

Voor de bepaling van de belastingen op de kelder die vanuit de bovenbouw worden afgedragen is gebruik gemaakt van dit raster. De bovenbouw is opgedeeld in een aantal maatgevende elementen, zoals schematisch weergegeven in figuur B.2a Per element is vervolgens in de figuren B.2b t/m B.2i aangegeven op welk gedeelte van het raster en dus op welke kolommen ze steunen. Hierin is onderscheid gemaakt tussen de eerste verdieping (element 5 en 6) en de begane grond (element 7 en 8).

Nu kan voor elke belasting, zowel permanent als variabel, worden gekeken op welke elementen deze werkt en dus via welke kolom deze wordt afgedragen naar de kelder. Hiertoe zijn wel een aantal aannames gedaan:

- Op verdieping 1 hebben alle radialen een kolom op B en de radialen 2 t/m 7 een kolom op D.
- Op de begane grond hebben alle radialen een kolom op B en de radialen 1 t/m 7 en 10 t/m 18 een kolom op D.
- De grens van het oppervlakte dat door een kolom op B wordt gedragen en door een kolom op D ligt in het midden van deze twee kolommen, dus op een afstand $R = \frac{1}{2} \cdot (3 + 6) = 4.5\ m$ van de kern.
- Het eigengewicht van de kolommen en scheidingswanden wordt niet meegenomen.
- De dikke strowanden worden niet als dragend beschouwd maar worden wel meegenomen in de gewichtsberekening.



(a) Overzicht elementen bovenbouw (b) Oppervlakte element 1 (c) Oppervlakte element 2

(d) Oppervlakte element 3 (e) Oppervlakte element 4 (f) Oppervlakte element 5

(g) Oppervlakte element 6 (h) Oppervlakte element 7 (i) Oppervlakte element 8

Figuur B.2: Verdeling elementen over raster

C Berekening sneeuwbelasting

De variabele sneeuwbelasting dient berekend te worden voor drie verschillende onderdelen van de constructie, namelijk het dakvlak, het balkon en de uitkraging van de binnenbak. De sneeuwbelasting per vierkante meter wordt gegeven door [13]:

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

Waarbij:

- μ_i sneeuwbelastingsvormcoëfficiënt afhankelijk van de dakvorm
- C_e blootstellingscoëfficiënt
- C_t warmtecoëfficiënt
- s_k karakteristieke waarde van de sneeuwbelasting op de grond

Voor alle locaties in Nederland geldt dat $C_e = C_t = 1.0$ en $s_k = 0.7\ kN/m^2$ [13]. Verder geldt dat de coëfficiënt μ_i afhankelijk is van de dakvorm.

Voor deze constructie wordt het dak beschouwd als een symmetrisch zadeldak met een afschot van $\alpha = 20°$. Het balkon en de uitkraging worden beschouwd als een plat dak, waarbij $\alpha = 0°$. In tabel C.1 zijn de bijbehorende waarden van μ_i gegeven.
Hieruit volgt dat voor zowel $\alpha = 0°$ als $\alpha = 20°$ geldt dat de sneeuwbelasting bedraagt:

$$s = 0.8 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 0.7 = 0.56\ kN/m^2$$

In het vervolg zal naar de sneeuwbelasting worden verwezen met q_{sneeuw}, in plaats van s.

Dakhoek of -helling α	**$0° \leq \alpha \leq 30°$**	**$30° \leq \alpha \leq 60°$**	**$\alpha \leq 0°$**
μ_1	0.8	$0.8 \cdot (60 - \alpha)/30$	0.0
μ_2	$0.8 + 0.8 \cdot \alpha/30$	1.6	-

Tabel C.1: Sneeuwbelastingsvormcoëfficiënten [13]

De sneeuwbelasting zal kunnen aangrijpen op de elementen 1,2,3,4, 5 (deels), 7 (deels) en 8 (deels), zie ook figuur B.2.

D Berekening windbelasting

De variabele windbelasting zal als verticale belasting kunnen aangrijpen op de elementen 1,2,3 en 4 uit figuur B.2 en als horizontale belasting op de gevels.

De windkracht op een constructie wordt gegeven door [14]:

$$F_{wind} = c_s c_d \cdot \sum c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$$

Waarbij:

$c_s c_d$	bouwwerkfactor
c_f	krachtcoëfficiënt, afhankelijk van het soort gebouw, inclusief wrijving
$q_p(z_e)$	extreme stuwdruk op referentiehoogte z_e
A_{ref}	referentie-oppervlakte

De bouwwerkfactor $c_s c_d$ is gelijk aan 1.0 aangezien de constructie lager is dan 15 m [14].
Het project bevindt zich in windgebied I met een terreincategorie II voor onbebouwd gebied. Daarnaast is de omgeving redelijk vlak, waardoor de orografiefactor kan worden verwaarloosd. Omdat de constructie op een terp gebouwd wordt geldt dat de referentiehoogte z_e gelijk is aan de hoogte van de terp plus de hoogte van de constructie, dus $z_e = 7.5 + 1.0 = 8.5$ m. Voor de extreme stuwdruk $q_p(z_e)$ zijn de waarden op een hoogte 8 m en 9 m bekend [14]. Door middel van interpolatie kan de extreme stuwdruk op 8.5 m worden berekend:

$$q_p(8.5) = \frac{1}{2} \cdot (q_p(8) + q_p(9)) = \frac{1}{2} \cdot (0.94 + 0.98) = 0.96\ kN/m^2$$

De drukcoëfficiënt c_f is afhankelijk van het soort gebouw en het beschouwde vlak en zal in de volgende paragrafen behandeld worden.

D.1 Berekening gevelbelasting

Voor de berekening van de gevelbelasting is gebruik gemaakt van de berekening van Evelijn Vink [1] en de nationale bijlage [14]. Hierbij wordt de constructie eerst benaderd als een cilinder met een hoogte van 7.5 m en een diameter van 13 m en daarna als een rechthoekig blok met een breedte, hoogte en diepte van respectievelijk 13, 5.5 en 11 m.

D.1.1 Benadering cilinder

Drukcoëfficiënten

De drukcoëfficiënten bij een cirkelvormige cilinder zijn afhankelijk van het Reynolds getal. Deze wordt gegeven door:

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{v}$$

Waarbij:

b	is de diameter = 13 m
v	is de kinematische viscositeit van de lucht ($v = 15 \cdot 10^{-6}\ m^2/s$)
v(z_e)	is de piekwindsnelheid op hoogte z_e

Deze pieksnelheid wordt gegeven door:

$$v = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}}$$

Waarbij:

q_p is de extreme stuwdruk = 0.96 kN/m^2

ρ is de dichtheid van lucht = 1.25 kg/m^3

Dus $v(z_e) = 39\ m/s^2$ en $Re = 3.4 \cdot 10^7$.

De uitwendige drukcoëfficiënt c_{pe} wordt gegeven door:

$$c_{pe} = c_{p0} \cdot \psi_{\lambda\alpha}$$

Waarbij:

c_{p0} is de uitwendige drukcoëfficiënt zonder eindeffecten

$\psi_{\lambda\alpha}$ is de eindeffectfactor:

$\psi_{\lambda\alpha} = 1$ voor $0° \leq \alpha \leq \alpha_{min}$

$\psi_{\lambda\alpha} = \psi_\lambda + (1 - \psi) \cdot cos(\frac{\pi}{2} \cdot (\frac{\alpha - \alpha_{min}}{\alpha_A - \alpha_{min}})$ voor $\alpha_{min} \leq \alpha \leq \alpha_A$

$\psi_{\lambda\alpha} = \psi_\lambda$ voor $\alpha_A \leq \alpha \leq 180°$

Voor $Re \approx 10^7$ geeft de nationale bijlage de volgende waarden:

α_{min} =75 is de positie van de minimale druk in [°]

$c_{p0,min}$ =-1.5 is de waarde van de minimale drukcoëfficiënt

α_A =105 is de positie van de stromingsafscheiding in [°]

$c_{p0,h}$ = -0.8 is de basisdrukcoëfficiënt

Door middel van de relatieve slankheid λ en de volheidsgraad ϕ kan de eindeffectfactor ψ_λ uit figuur D.1 worden afgelezen.
Voor cirkelvormige cilinders met een hoogte $l < 15$ m geldt dat $\lambda = min\{\frac{l}{b}; 70\} = min\{\frac{7.5}{13}; 70\} = min\{0.58; 70\} = 0.58$.
De volheidsgraad ϕ wordt gegeven door:

$$\phi = \frac{A}{A_c} = 1.0$$

A is de som van de geprojecteerde oppervlakte van de elementen

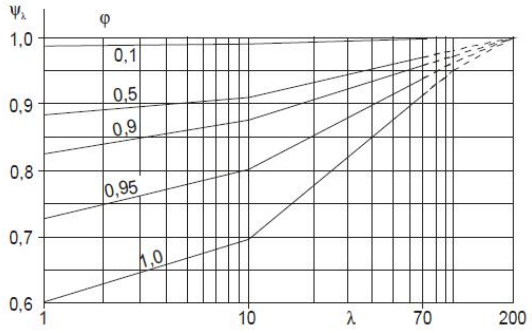
A_c is het totale ingesloten oppervlakte $A_c = l \cdot b$

Hieruit volgt een aanname voor ψ_λ=0.6.

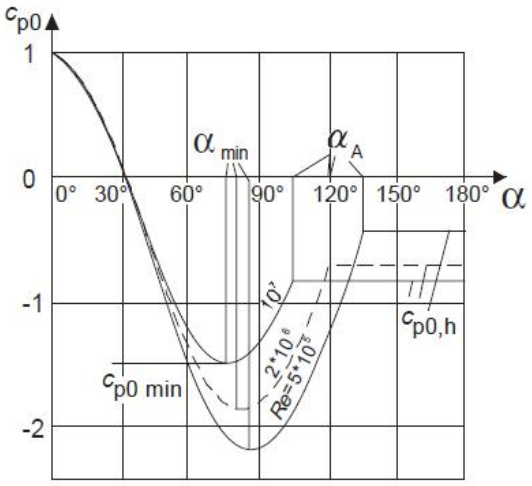
De waarde van c_{p0} kan voor de verschillende hoeken α uit figuur D.2 worden gelezen. Een overzicht van de uitwendige drukcoëfficiënten is gegeven in tabel D.1.

$\boldsymbol{\alpha}$ [°]	$\boldsymbol{c_{p0}}$	$\boldsymbol{\psi_{\lambda\alpha}}$	$\boldsymbol{c_{pe}}$
0	1.0	1	1.0
15	0.7	1	0.7
30	0.0	1	0.0
45	-0.7	1	-0.7
$>$ 105	-0.8	0.6	-0.48

Tabel D.1: Uitwendige drukcoëfficiënten



Figuur D.1: Indicatieve waarden eindeffectfactor



Figuur D.2: Drukverdeling voor cilinders

Wrijvingscoëfficiënten

Doordat de gevel is bedekt met houten planken zorgt dit voor wrijvingskrachten met een wrijvingscoëfficiënt c_{fr}=0.04. Het referentie-oppervlakte wordt aangenomen als tweemaal de verticale doorsnede van de cilinder als 'zijgevels' en éénmaal de horizontale doorsnede van de cilinder als 'dak', dus $A_{ref} = 2 \cdot h \cdot D + \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = 328\ m^2$.

Totale windbelasting

De drukcoëfficiënt zoals gegeven in tabel D.1 staat loodrecht op de omtrek. Omdat de verdeling symmetrisch is, wordt deze benaderd door met de c_{pe} voor $0° \leq \alpha \leq 45°$ en voor $135° \leq \alpha \leq 180°$ te rekenen.

Wrijvingskracht	$F_{w,fr}$	=	$c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} = 0.04 \cdot 0.96 \cdot 328 = 12.58\ kN$
Drukkracht	$F_{w,e}$	=	$c_s c_d \cdot \sum c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$ =$c_s c_d \cdot [\frac{\sum_{\alpha=0}^{4} 5c_{pe}}{45} - [\frac{\sum_{\alpha=135}^{1} 80c_{pe}}{45}] \cdot q_p(z_e) \cdot l \cdot b$
			=1.0·[((15 − 0) · (0.5 · (1.0 + 0.7) + (30 − 15) · (0.5 · (0.7 + 0.0)
			+(45-30)·(0.5 · (0.0 − 0.7))/45 − (−0.48)] · 0.96 · 7.5 · 13
			=71.45 kN
Totale windkracht	F_w	=	$F_{w,fr} + F_{w,e} = 84.03\ kN$

D.1.2 Benadering rechthoekig blok

Drukcoëfficiënten

De drukcoëfficiënten voor respectievelijk de voorgevel en de achtergevel bedragen c_f=+0.8 en c_f=-0.5. Het referentie-oppervlakte is gelijk aan het oppervlakte van de gevel, dus $A_{ref} = b \cdot h = 13 \cdot 5.5 = 71.5\ m^2$.

Wrijvingscoëfficiënten

Ook bij deze benadering is de gevel bedekt met houten planken die voor een wrijvingscoëfficiënt c_{fr}=0.04 zorgen. Het referentie-oppervlakte bestaat hierbij uit de twee zijgevels en het dak, dus $A_{ref} = 2 \cdot d \cdot h + b \cdot d = 264\ m^2$.

Totale windbelasting

De wrijvingskracht, drukkracht en totale windkracht zijn hieronder weergegeven.

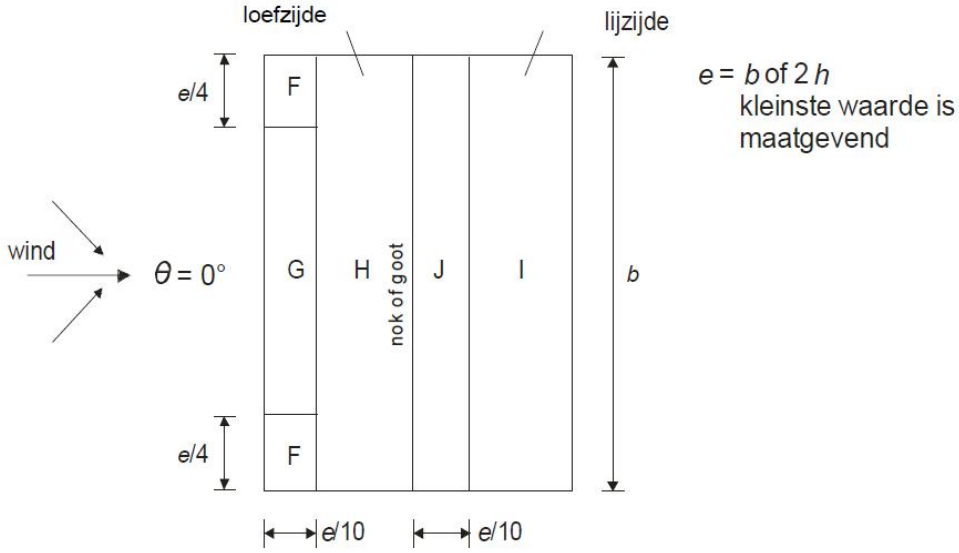
Wrijvingskracht	$F_{w,fr}$	=	$c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} = 0.04 \cdot 0.96 \cdot 71.5 = 10.14\ kN$
Drukkracht	$F_{w,e}$	=	$c_s c_d \cdot \sum c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} = 1.0 \cdot (0.8 - (-0.5)) \cdot 0.96 \cdot 264$
		=	$89.23\ kN$
Totale windkracht	F_w	=	$F_{w,fr} + F_{w,e} = 99.37\ kN$

D.2 Berekening dakbelasting

Voor de berekening van de dakbelasting is gebruik gemaakt van de nationale bijlage [14]. Hiertoe is de constructie benaderd als een rechthoekig zadeldak, overeenkomstig met de afmetingen gebruikt in paragraaf D.1.2 en een afschot van $\alpha = 20°$.
Voor het dak wordt gekeken naar de maatgevende belasting, niet naar de uiteindelijk windkracht. Dan geldt:

$$q_{w,dak} = max\{c_f\} \cdot q_p(z_e)$$

In figuur D.3 zijn de verschillende drukzones voor een zadeldak gegeven en in tabel D.2 zijn de bijbehorende waarden van c_{pe} voor $\alpha = 15°$ en $\alpha = 30°$ gegeven. Door middel van interpolatie zijn de waarden voor $\alpha = 20°$ berekend, deze staan in tabel D.3.



Figuur D.3: Drukzones bij een zadeldak

α	F	G	H	I	J
15°	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1.0
	+0.2	+0.2	+0.2	0.0	0.0
30°	-0.5	-0.5	-0.2	-0.4	-0.5
	+0.7	+0.7	+0.4	0.0	0.0

Tabel D.2: Aanbevolen waarden van uitwendigedrukcoëfficiënten voor zadeldaken

α	F	G	H	I	J
20°	-0.77	-0.70	-0.27	-0.4	-0.83
	+0.47	+0.47	+0.27	0.0	0.0

Tabel D.3: Uitwendigedrukcoëfficiënten voor $\alpha = 20°$

Hieruit blijkt dat de maximale negatieve drukcoëfficiënt werkt op zone J en -0.83 bedraagt en de maximale positieve drukcoëfficiënt werkt op zones F en G en +0.47 bedraagt.

Omdat positieve windbelasting de grootste invloed heeft op de kelderfundering zal die waarde worden aangehouden voor de berekening van de dakbelasting.

$$c_f = +0.47$$
$$q_{wind} = 0.96 \cdot 0.47 = 0.45\ kN/m^2$$

D.3 Schatting windbelasting

Hoewel voor de twee benaderingen de windbelasting nu bekend is, zal de werkelijke windbelasting hiervan verschillen. Hoeveel deze zal verschillen is helaas niet bekend, dus zal een schatting gedaan moeten worden. Dat is gedaan in tabel D.4. Voor de windkracht op de gevel is gekozen voor een waarde tussen de twee gevonden waarden. Voor de dakbelasting zal de werkelijke waarde wat lager liggen dan de gevonden waarde doordat het oppervlakte van het rechthoekige blok groter is dan het werkelijke oppervlak.

	$\boldsymbol{F_w}$ **[kN]**	$\boldsymbol{q_{w,dak}}$ **[kN/m²]**
Cilinder:	90	-
Blok:	99	0.45
Schatting:	95	0.40

Tabel D.4: Overzicht windbelasting op constructie

E Berekening eigen gewicht bovenbouw

Zoals uiteengezet in bijlage B wordt hier per dragende kolom gekeken naar de afdracht van de permanente belasting.

Hierbij is gebruik gemaakt van de volumieke gewichten [4][12] en diktes van de elementen zoals aangegeven in tabel E.1. Vervolgens is gekeken naar welke elementen op elke kolom, per verdieping, werken en hoe groot dat betreffende oppervlakte is. Dat is in eerste instantie gedaan voor de kolommen die zich op de eerste verdieping bevinden, zie ook tabel E.2, daarna is gekeken naar de kolommen op de begane grond waarbij het eigengewicht vanuit de eerste verdieping is meegenomen. Het resultaat is weergegeven in tabel E.3.

Hieruit volgt dat het totale eigengewicht van de bovenbouw constructie $F_{EG} = 115.53$ kN.

Deel	**Materiaal**	**Dikte [m]**	**γ [kN/m^3]**	**q [[kN/m^2]**
1	Mos sedum dak (ext. substraat)	0.10	0.65	0.065
	Houtskelet	0.10	0.35	0.035
	Isolatie + dakbedekking	0.18	0.15	0.027
	Plafondafwerking	0.02	0.10	0.002
	Totaal	0.40		**0.129**
2	Als 1			**0.129**
3	Als 1			**0.129**
4	Glas	0.05	2.2	**0.110**
5	Lichte afwerkvloer	0.01	0.30	0.003
	Houtskelet	0.1	0.35	0.035
	Plafondafwerking	0.02	0.10	0.002
	Totaal	0.13		**0.040**
6	Als 5			**0.040**
Wand	Berken multiplex	0.04	7.00	0.28
	Strobalen (geperst)	0.48	1.50	0.720
	Totaal	0.52		**1.00**

Tabel E.1: Overzicht permanente belasting per onderdeel

Kolom		Wand [m]		Opbouw			Oppervlakte [m^2]			Belastingen [kN]	
Radiaal	Ring	L	H	2	3	4	2	3	4	Q_eig	Q_wand
r1	B	0,52	2,44	1	0	1	1,745	0	0,3927	0,26834	1,27856
	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
r2	B	2,02	3,94	0	1	1	0	3,1416	0,3927	0,44846	7,97259
	D	3,05	2,58	0	1	0	0	5,0178	0	0,6473	7,86126
r3	B	0	0	0	1	1	0	3,1416	0,3927	0,44846	0
	D	2,09	2,58	0	1	0	0	5,0178	0	0,6473	5,40252
r4	B	0	0	0	1	1	0	3,1416	0,3927	0,44846	0
	D	0,52	2,58	0	1	0	0	5,0178	0	0,6473	1,35063
r5	B	0	0	0	1	1	0	3,1416	0,3927	0,44846	0
	D	0	0	0	1	0	0	5,0178	0	0,6473	0
r6	B	0	0	0	1	1	0	3,1416	0,3927	0,44846	0
	D	0	0	0	1	0	0	5,0178	0	0,6473	0
r7	B	3,05	2,58	0	1	1	0	3,1416	0,3927	0,44846	7,86126
	D	0,75	3,94	0	1	0	0	5,0178	0	0,6473	2,955
r8	B	0	0	1	0	1	1,745	0	0,3927	0,26834	0
	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
r9	B	0	0	1	0	1	1,745	0	0,3927	0,26834	0
	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
r10	B	1,05	2,44	1	0	1	1,745	0	0,3927	0,26834	2,55468
	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
r11	B	1,05	2,44	1	0	1	1,745	0	0,3927	0,26834	2,55468
	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
r12	B	0,52	2,44	1	0	1	1,745	0	0,3927	0,26834	1,27734
	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
r13	B	0	0	1	0	1	1,745	0	0,3927	0,26834	0
	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
r14	B	0	0	1	0	1	1,745	0	0,3927	0,26834	0
	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
r15	B	0	0	1	0	1	1,745	0	0,3927	0,26834	0
	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
r16	B	0	0	1	0	1	1,745	0	0,3927	0,26834	0
	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
r17	B	0	0	1	0	1	1,745	0	0,3927	0,26834	0
	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
r18	B	0	0	1	0	1	1,745	0	0,3927	0,26834	0
	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabel E.2: Eigengewicht per kolom op de eerste verdieping

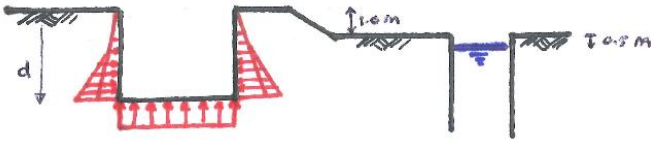
Kolom		Wand [m]		Opbouw			Oppervlakte [m^2]			Belastingen [kN]			
Radiaa	Ring	L	H	1	5	6	1	5	6	Q_eig	Q_wand	Q_V1_eig	Q_eig_tot
r1	B	0	0	1	0	1	1,963	0	1,571	0,32	0	1,5469	1,86303
	D	0	0	1	0	0	5,018	0	0	0,65	0	0	0,6473
r2	B	1,5	3	1	0,5	1	0,982	0,982	1,571	0,23	4,8	8,42105	13,4498
	D	2,55	2	1	0,5	0	2,509	3,142	0	0,45	5,094	8,50856	14,0519
r3	B	0	0	0	1	1	0	1,963	1,571	0,14	0	0,44846	0,58983
	D	1,05	2	0	1	0	0	6,283	0	0,25	2,094	6,04982	8,39515
r4	B	0	0	0	0,5	1	0	1,963	1,571	0,14	0	0,44846	0,58983
	D	0,52	2	0	0,5	0	0	1,963	0	0,08	1,047	1,99793	3,12347
r5	B	0	0	0	1	1	0	1,963	1,571	0,14	0	0,44846	0,58983
	D	1,05	0	0	1	0	0	6,283	0	0,25	0	0,6473	0,89863
r6	B	0	0	0	1	1	0	1,963	1,571	0,14	0	0,44846	0,58983
	D	0,52	0	0	1	0	0	6,283	0	0,25	0	0,6473	0,89863
r7	B	2,02	2	0	0,5	1	0	0,982	1,571	0,1	4,047	8,30972	12,4588
	D	2,55	2	0	0,5	0	0	3,142	0	0,13	5,094	3,6023	8,82196
r8	B	0	0	0	0	1	0	0	1,571	0,06	0	0,26834	0,33118
	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
r9	B	0	0	0	0	1	0	0	1,571	0,06	0	0,26834	0,33118
	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
r10	B	1,27	3	1	0	1	1,963	0	1,571	0,32	4,0752	2,82302	7,21435
	D	0	0	1	0	0	5,018	0	0	0,65	0	0	0,6473
r11	B	0	0	1	0	1	1,963	0	1,571	0,32	0	2,82302	3,13915
	D	2,09	3	1	0	0	5,018	0	0	0,65	6,7008	0	7,3481
r12	B	0	0	1	0	1	1,963	0	1,571	0,32	0	1,54568	1,86181
	D	2,09	3	1	0	0	5,018	0	0	0,65	6,7008	0	7,3481
r13	B	0	0	1	0	1	1,963	0	1,571	0,32	0	0,26834	0,58447
	D	1,05	3	1	0	0	5,018	0	0	0,65	3,3504	0	3,9977
r14	B	0	0	1	0	1	1,963	0	1,571	0,32	0	0,26834	0,58447
	D	0	0	1	0	0	5,018	0	0	0,65	0	0	0,6473
r15	B	0	0	1	0	1	1,963	0	1,571	0,32	0	0,26834	0,58447
	D	0	0	1	0	0	5,018	0	0	0,65	0	0	0,6473
r16	B	1,5	3	1	0	1	1,963	0	1,571	0,32	4,8	0,26834	5,38447
	D	1,5	3	1	0	0	5,018	0	0	0,65	4,8	0	5,4473
r17	B	0	0	1	0	1	1,963	0	1,571	0,32	0	0,26834	0,58447
	D	0	0	1	0	0	5,018	0	0	0,65	0	0	0,6473
r18	B	0	0	1	0	1	1,963	0	1,571	0,32	0	0,26834	0,58447
	D	0	0	1	0	0	5,018	0	0	0,65	0	0	0,6473
												Σ	**115,53**

Tabel E.3: Eigengewicht per kolom op de begane grond

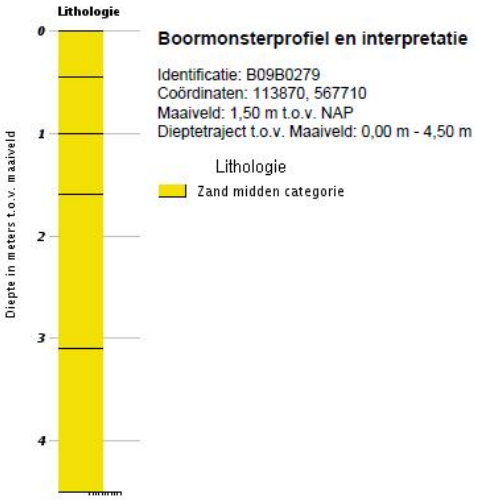
F Berekening grondbelasting

De grondbelasting op de constructie is afhankelijk van de diepte d, de grondsamenstelling en het waterpeil, waarbij d de afstand is vanaf het lokale maaiveld tot de onderkant van de buitenbak.

De situatie is schetsmatig weergegeven in figuur F.1. De bodem ter plaatse van het project bestaat volledig uit zand, tot een diepte van tenminste -4.5 m ten opzichte van het maaiveld, zoals te zien is in figuur F.2 [9]. Hoewel de samenstelling van de bodem dieper dan -4.5 m niet bekend is, kan worden aangenomen dat de eerstvolgende meters ook uit zandlagen bestaan. Daarnaast is het lokale waterpeil niet bekend. Deze wordt echter geschat op -0.5 m onder maaiveld, aan de hand van een sloot op enige afstand van het project met hetzelfde waterpeil [2]. De terp waarop het huis zal komen te staan mag van de gemeente niet hoger worden dan 1.0 m boven het maaiveld. Dit betekent dat lokaal het waterpeil -1.5 m bedraagt.



Figuur F.1: Schematische weergave grondbelasting



Figuur F.2: Boormonster

Voor de berekening van de verticale en horizontale gronddruk op de constructie is gebruik gemaakt van het feit dat waterdruk alzijdig is en dat de horizontale korreldruk drie keer zo klein is als de verticale korreldruk. Dan:

Volumegewicht zand:	droog:	$\gamma_d = 18\ kN/m^3$
	nat:	$\gamma_n = 20\ kN/m^3$
Volumegewicht water:		$\gamma_w = 10\ kN/m^3$
Verticale gronddruk:	0 > d > -1.5 m:	$\sigma_v = \gamma_d \cdot d$
	-1.5 m > d:	$\sigma_v = \gamma_d \cdot 1.5 + \gamma_n \cdot (d - 1.5)$
Verticale korreldruk:	0 > d > -1.5 m:	$\sigma'_v = \sigma_v - p = \gamma_d \cdot d$
	-1.5 m > d:	$\sigma'_v = \sigma_v - p = \gamma_d \cdot 1.5 + (\gamma_n - \gamma_w) \cdot (d - 1.5)$
Horizontale korreldruk:	0 > d > -1.5 m:	$\sigma'_h = 1/3 \cdot \sigma'_v = 1/3 \cdot \gamma_d \cdot d$
	-1.5 m > d:	$\sigma'_h = 1/3 \cdot \sigma'_v = \gamma_d \cdot 0.5 + 1/3 \cdot (\gamma_n - \gamma_w) \cdot (d - 1.5)$
Horizontale gronddruk:	0 > d > -1.5 m:	$\sigma_h = \sigma'_h + p = 1/3 \cdot \gamma_d \cdot d = 6 \cdot d$
	-1.5 m > d:	$\sigma_h = \sigma'_h + p = \gamma_d \cdot 0.5 + 1/3 \cdot (\gamma_n + 2 \cdot \gamma_w) \cdot (d - 1.5)$

$$= 40/3 \cdot d - 11$$

De opwaartse druk aan de onderzijde van de buitenbak ten gevolge van de waterdruk is gelijk aan:

$$p = \gamma_w \cdot (d - 1.5) = 10 \cdot d - 15$$

G Scheefstand

Bij een drijvende constructie dient altijd rekening te worden gehouden met scheefstand. Permanente scheefstand als gevolg van het eigengewicht of een langzaam veranderende belasting kan met behulp van watercompartimenten worden tegengegaan. Het wordt echter een ander verhaal als de belasting plotseling varieert, zoals bij een windstoot of een ongelijke vloerbelasting.

De NEN norm over drijvende bouwwerken schrijft voor dat in verband met conforteisen de maximale helling niet grote mag zijn dan 4° [15]. Aangezien de opdrachtgever heeft aangegeven bij hevige wind de binnenbak te laten zakken hoeft de hierboven gestelde eis in dat geval niet te voldoen, maar bij overige gevallen dient hier wel naar gekeken te worden.

G.1 Scheefstand ten gevolge van permanente en langzaam veranderende belastingen

In deze paragraaf zal alleen gekeken worden naar de scheefstand als gevolg van het eigengewicht, een variabele sneeuwbelasting en een gelijk verdeelde vloerbelasting. De windbelasting is altijd momentaan, dus daarvoor kan niet gecompenseerd worden door de watercompartimenten.

Door het asymmetrische ontwerp van de bovenbouwconstructie zal het zwaartepunt van de gehele constructie niet in het midden liggen, maar ergens daarbuiten. Door deze excentriciteit zal de constructie, mits drijvend, over een bepaalde hoek gaan hellen, afhankelijk van de afstand tussen het rotatiecentrum en het zwaartepunt van de constructie. Dit zwaartepunt is in tabel G.1 uitgerekend voor de belastingcombinatie 3.1.

Radiaal	Ring	Q [kN]	R [m]	φ [°]	x [m]	y [m]	S_x [kNm]	S_y [kNm]
r1	B	22,224	3	60	2,598	1,5	57,740	33,336
	D	5,021	7,5	60	6,495	3,75	32,613	18,829
r2	B	45,333	3	80	2,954	0,52	133,933	23,616
	D	44,353	7,5	80	7,386	1,3	327,590	57,763
r3	B	43,213	3	100	2,954	-0,52	127,671	-22,512
	D	61,813	7,5	100	7,386	-1,3	456,552	-80,502
r4	B	43,213	3	120	2,598	-1,5	112,272	-64,820
	D	48,684	7,5	120	6,495	-3,75	316,209	-182,563
r5	B	43,213	3	140	1,928	-2,3	83,331	-99,310
	D	55,880	7,5	140	4,821	-5,75	269,392	-321,049
r6	B	43,213	3	160	1,026	-2,82	44,340	-121,822
	D	55,880	7,5	160	2,565	-7,05	143,341	-393,825
r7	B	38,196	3	180	0	-3	0,000	-114,589
	D	38,500	7,5	180	0	-7,5	0,000	-288,746
r8	B	8,401	3	200	-1,03	-2,82	-8,620	-23,682
	D	1,564	7,5	200	-2,57	-7,05	-4,011	-11,021
r9	B	8,401	3	220	-1,93	-2,3	-16,200	-19,306
	D	1,564	7,5	220	-4,82	-5,75	-7,539	-8,985
r10	B	31,306	3	240	-2,6	-1,5	-81,335	-46,959
	D	23,260	7,5	240	-6,5	-3,75	-151,077	-87,224
r11	B	42,153	3	260	-2,95	-0,52	-124,539	-21,960
	D	48,199	7,5	260	-7,39	-1,3	-356,003	-62,773
r12	B	40,876	3	280	-2,95	0,52	-120,765	21,294
	D	48,199	7,5	280	-7,39	1,3	-356,003	62,773
r13	B	39,599	3	300	-2,6	1,5	-102,880	59,398
	D	44,849	7,5	300	-6,5	3,75	-291,302	168,183
r14	B	39,599	3	320	-1,93	2,3	-76,361	91,003
	D	41,498	7,5	320	-4,82	5,75	-200,060	238,422
r15	B	39,599	3	340	-1,03	2,82	-40,631	111,632
	D	41,498	7,5	340	-2,57	7,05	-106,450	292,468
r16	B	35,072	3	0	0	3	0,000	105,216
	D	28,060	7,5	0	0	7,5	0,000	210,448
r17	B	20,945	3	20	1,026	2,82	21,491	59,047
	D	5,021	7,5	20	2,565	7,05	12,880	35,387
r18	B	20,945	3	40	1,928	2,3	40,390	48,136
	D	5,021	7,5	40	4,821	5,75	24,206	28,848
Totaal		**1204,37**					**160,176**	**-305,848**

Zwaartepunt:	x [m]	0,13
	y [m]	-0,25

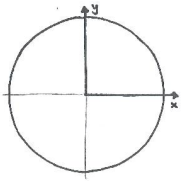
Tabel G.1: Zwaartepunt BC 3.1

Hierbij is gebruik gemaakt van een x-y coördinatenstelsel omdat de ring-radiaal structuur te grofmazig is voor deze berekening. Daartoe is het assenstelsel in het middelpunt aangenomen met de richtingen zoals

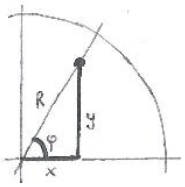
aangegeven in figuur G.1. Elk aangrijpingspunt voor de kolommen is omgerekend in x- en y-coördinaten volgens de volgende formules, zie ook figuur G.2:

$$\text{x} = R \cdot sin(\frac{\pi \cdot \phi}{180})$$

$$\text{y} = R \cdot cos(\frac{\pi \cdot \phi}{180})$$

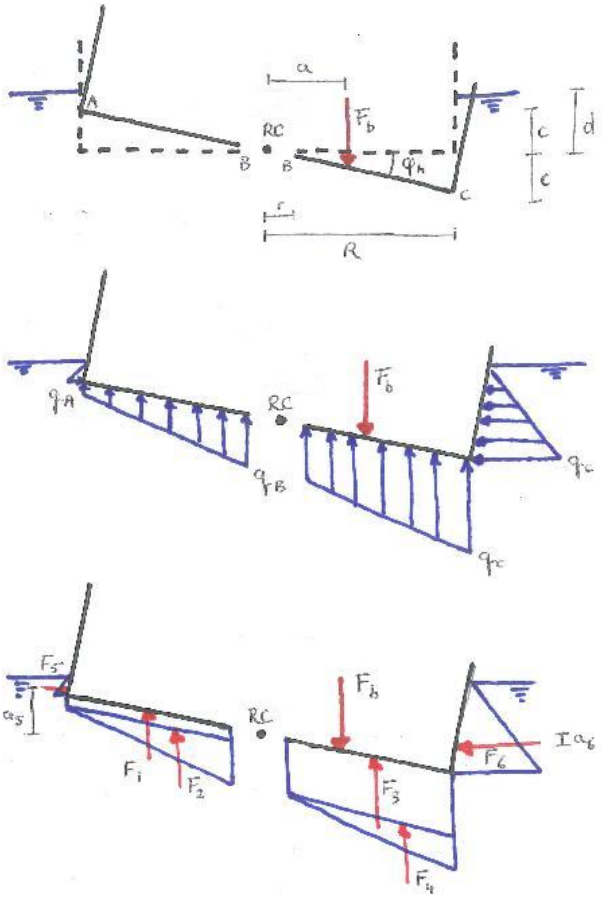


Figuur G.1: Richting x- en y-coördinaten



Figuur G.2: Omrekenen ϕ en R naar x en y

De scheefstand als gevolg van deze excentriciteit wordt uitgerekend met behulp van figuur G.3. De constructie is in evenwicht als de waterdruk evenwicht maakt met het moment ten gevolge van de belasting om het rotatiecentrum (RC). Oftewel:



Figuur G.3: Momentenevenwicht bij permanente scheefstand

$$\sum T_{|RC} = 0 \quad \rightarrow \quad F_b \cdot a + F_5 \cdot a_5 + F_1 \cdot (\tfrac{1}{2} \cdot (R-r)+r) + F_2 \cdot (\tfrac{1}{3} \cdot (R-r)+r)$$
$$= F_6 \cdot a_6 + F_3 \cdot (\tfrac{1}{2} \cdot (R-r)+r) + F_4 \cdot (\tfrac{2}{3} \cdot (R-r)+r)$$

Waarbij:

$$
\begin{aligned}
q_A &= (d-c)\cdot\gamma_w \\
q_B &= d\cdot\gamma_w \\
q_C &= (d+c)\cdot\gamma_w \\
a_5 &= c+\tfrac{1}{3}\cdot(d-c) && = \tfrac{1}{3}\cdot(d+2\cdot c) \\
a_6 &= \tfrac{1}{3}\cdot(d+c)-c && = \tfrac{1}{3}\cdot(d-2\cdot c) \\
F_1 &= q_A\cdot(R-r) && = (d-c)\cdot\gamma_w\cdot(R-r) \\
F_2 &= \tfrac{1}{2}\cdot(q_B-q_A)\cdot(R-r) && = \tfrac{1}{2}\cdot c\cdot\gamma_w\cdot(R-r) \\
F_3 &= q_B\cdot(R-r) && = d\cdot\gamma_w\cdot(R-r) \\
F_4 &= \tfrac{1}{2}\cdot(q_C-q_B)\cdot(R-r) && = \tfrac{1}{2}\cdot c\cdot\gamma_w\cdot(R-r) \\
F_5 &= \tfrac{1}{2}\cdot q_A\cdot(d-c) && = \tfrac{1}{2}\cdot(d-c)^2\cdot\gamma_w \\
F_6 &= \tfrac{1}{2}\cdot q_C\cdot(d-c) && = \tfrac{1}{2}\cdot(d+c)^2\cdot\gamma_w
\end{aligned}
$$

Invullen en uitwerken van dit momentenevenwicht geeft:

$$
\begin{aligned}
F_b\cdot a &= c\cdot\gamma_w\cdot(R-r)\cdot(\tfrac{2}{3}\cdot(R-r)+r) \\
\text{c} &= \frac{F_b\cdot a}{\gamma_w\cdot(R-r)\cdot(\tfrac{2}{3}\cdot(R-r)+r)}
\end{aligned}
$$

$$
\phi_h = tan^{-1}(\frac{c}{R})
$$

Waarbij:

$$
\begin{aligned}
F_b &= 1204 \text{ kN} \\
\text{a} &= 0.29 \text{ m} \\
\gamma_w &= 10 \text{ kN/m}^2 \\
\text{R} &= 6.5 \text{ m} \\
\text{r} &= 0.5 \text{ m}
\end{aligned}
$$

$$
\text{Dus: } \phi_h = 12.0^\circ
$$

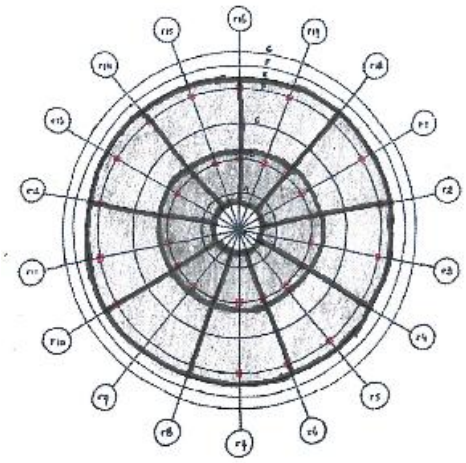
Hieruit volgt dus dat de maximale scheefstand ten gevolge van permanente en langzaam veranderende belastingen gelijk is aan 12.0°! Dit is uiteraard onacceptabel en dient voorkomen te worden met behulp van watercompartimenten.

G.2 Hoogte watercompartimenten

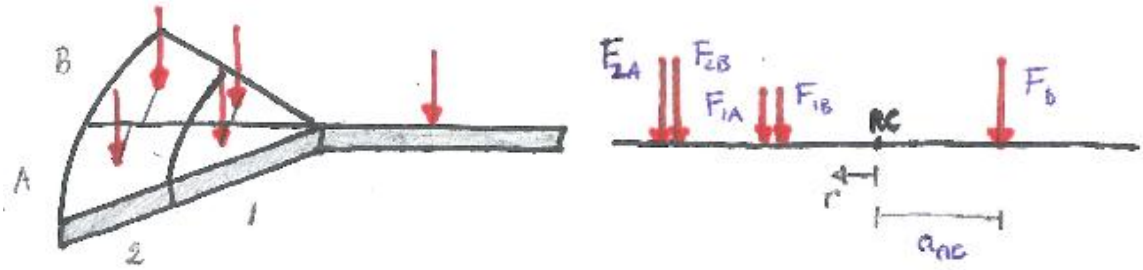
Zoals in paragraaf 2.1.2 is geïntroduceerd, zullen zich op de bodem van de binnenbak watercompartimenten bevinden die door middel van een variabel waterpeil de scheefstand kunnen corrigeren. In figuur G.4 is de configuratie van de watercompartimenten weergegeven. Scheidingswanden zullen zich bevinden op alle even genummerde radialen van de ring-radiaal structuur en op een afstand van 3.25 m vanaf het centrum. De precieze afstemming van deze watercompartimenten zal via een computerprogramma per belasting en verdeling berekend moeten worden, hetgeen niet in dit project behandeld zal worden.

Wel moet bekend zijn hoe hoog de watercompartimenten moeten zijn om de in paragraaf G.1 berekende maximale scheefstand te compenseren. Daartoe is aan de hand van figuur G.5 het momentenevenwicht om het rotatiecentrum (RC) genomen. In deze berekening wordt ervan uit gegaan dat de twee secties tegenover het aangrijpingspunt van de belasting deze zullen opheffen, zoals aangegeven in figuur G.6. Hierbij wordt de vermindering van het oppervlakte door de rioolbuis verwaarloosd. Dan:

$$
\sum T_{|RC} = 0 \quad \rightarrow \quad F_b\cdot a_{NC} = a_{1,A}\cdot F_{1,A} + a_{1,B}\cdot F_{1,B} + a_{2,A}\cdot F_{2,A} + a_{2,B}\cdot F_{2,B}
$$



Figuur G.4: Configuratie watercompartimenten



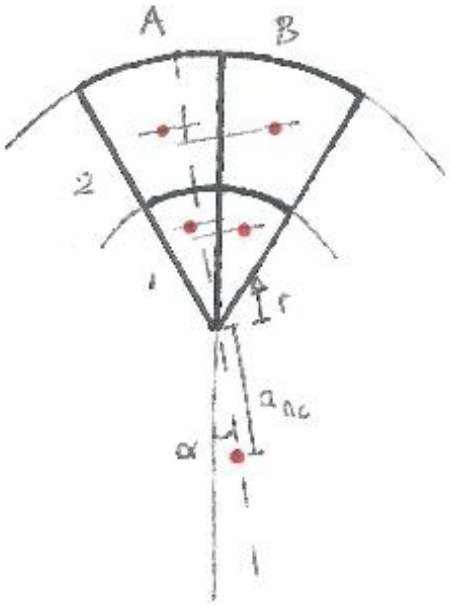
Figuur G.5: Momentenevenwicht voor bepalen hoogte watercompartimenten

$$
\begin{aligned}
r_{1,A} &= cos(\frac{\pi}{n} - \alpha) \cdot r_1 && r_1 = 2.1667\ m \\
r_{1,B} &= cos(\frac{\pi}{n} + \alpha) \cdot r_1 && \\
r_{2,A} &= cos(\frac{\pi}{n} - \alpha) \cdot r_2 && r_2 = 4.9833\ m \\
r_{2,B} &= cos(\frac{\pi}{n} + \alpha) \cdot r_2 && \\
F_{1,A} &= F_{1,B} = h \cdot \gamma_w \cdot A_1 && A_1 = 3.687\ m^2 \\
F_{2,A} &= F_{2,B} = h \cdot \gamma_w \cdot A_2 && A_2 = 14.750\ m^2 \\
a_{NC} &= 0.29\ m && \\
n &= 9 && \\
\alpha &= 58.1^\circ && \\
\gamma_w &= 10\ kN/m^3 &&
\end{aligned}
$$

Hieruit volgt dat:

$$h = \frac{F_b \cdot a_{NC}}{\gamma_w \cdot (r_{1,A} + r_{1,B}) \cdot A_1 + (r_{2,A} + r_{2,B}) \cdot A_2} = 0.523\ m$$

De watercompartimenten hebben dus een minimale hoogte van 0.52 m nodig, maar voor de zekerheid wordt aangenomen dat h = 0.6 m.



Figuur G.6: Bovenaanzicht aangrijpingspunten watercompartimenten

G.3 Scheefstand ten gevolge van plotseling veranderende belastingen

In de belastingcombinaties 3.3 en 3.4 is er sprake van een mogelijke extra scheefstand ten gevolge van een ongelijk verdeelde vloerbelasting en harde horizontale windstoten. Omdat in belastingcombinatie 3.3 geen van dit laatste geen sprake is, zal de helling hiervan per definitie kleiner zijn dan bij belastingcombinatie 3.4 en mag dus buiten beschouwing gelaten worden. Ook belastingcombinatie 3.2 hoeft niet bekeken te worden omdat hier geen sprake is van hele harde windstoten.

De opdrachtgever heeft aangegeven het water tussen de bakken weg te pompen als er kans is op deze belastingcombinaties, bijvoorbeeld bij een naderende storm of een feest met veel gasten [2]. Als gevolg hiervan hoeft de constructie niet in de BGT getoetst te worden op deze belastingcombniatie en hoeven de watercompartimenten niet in staat te zijn deze scheefstand te compenseren. Echter, in het geval dat het leegpompen niet lukt, om welke reden dan ook, moet de constructie met de betreffende scheefstand wel in de UGT worden doorgerekend.

De scheefstand als gevolg van harde windstoten en een ongelijkvloerse belasting kan als volgt berekend worden:

$$\sum T_{|RC} = 0 \quad \rightarrow \quad M_{wind,h} + M_{vloer} = c \cdot \gamma_w \cdot (R-r) \cdot (\tfrac{2}{3} \cdot (R-r) + r)$$

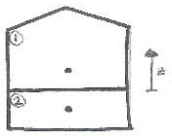
$$c = \frac{M_{wind,h} + M_{vloer}}{\gamma_w \cdot (R-r) \cdot (\tfrac{2}{3} \cdot (R-r) + r)}$$

$$\phi_h = tan^{-1}(\frac{c}{R})$$

Het extra moment ten gevolge van de windbelasting wordt verkregen door de geschatte horizontale windkracht uit bijlage D te vermenigvuldigen met de verticale afstand tot het zwaartepunt van de gehele constructie. Dit zwaartepunt is met behulp van figuur G.7 geschat:

Hierbij zijn de waarden z_1 en z_2 verkregen door de hoogte van de verschillende onderdelen van de

$$
\begin{aligned}
z_{NC} &= \frac{z_1 \cdot Q_1 + z_2 \cdot Q_2}{Q_1 + Q_2} = -0.8\ m \\
z_1 &= 4.1\ m \\
z_2 &= -1.1\ m \\
Q_1 &= 116\ kN \\
Q_2 &= 2250\ kN
\end{aligned}
$$



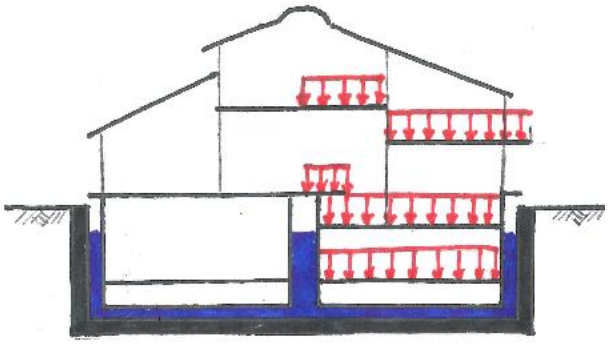
Figuur G.7: Bepaling zwaartepunt constructie

constructie te vermenigvuldigen met het gewicht hiervan en vervolgens te delen door het totale eigen gewicht van respectievelijk de bovenbouw en de kelder.

Het verticale aangrijpingspunt van de horizontale windbelasting ligt halverwege de afstand van de goot tot het maaiveld, oftewel $z_w = 0.5 \cdot (4.5 + 1) - 1 = 1.75$ m. Dan:

$$M_{wind,h} = F_{wind,h} \cdot (z_{NC} + z_w) = 95 \cdot (0.8 + 1.75) = 240\ kNm$$

Het extra moment ten gevolge van de ongelijk verdeelde vloerbelasting wordt berekend door alle vloerbelastingen aan één kant van het rotatiecentrum op nul te stellen en aan de andere kant gelijk aan de representatieve belasting [15]. Hiervoor wordt radiaal 5 uit de ring-radiaal structuur (zie bijlage B beschouwd omdat deze het grootste vloeroppervlakte draagt. De situatie is verduidelijkt in figuur G.8. Hieruit volgt dat:



Figuur G.8: Scheefstand ten gevolge van ongelijk verdeelde vloerbelasting

$$
\begin{aligned}
F_{vloer,V1} &= A_{V1} \cdot q_{woon} = \frac{1}{18} \cdot \pi \cdot 7.5^2 \cdot 2.0 = 19.63\ kN \\
F_{vloer,BG} &= A_{BG} \cdot q_{woon} = \frac{1}{18} \cdot \pi \cdot (6.5^2 + 1^2) \cdot 2.0 = 15.10\ kN \\
F_{vloer,K} &= A_K \cdot q_{garage} = \frac{1}{18} \cdot \pi \cdot (6.5^2 - 0.5^2) \cdot 2.0 = 14.66\ kN
\end{aligned}
$$

$$M_{vloer} = F_{vloer,V1} \cdot \frac{2}{3} \cdot 7.5 + F_{vloer,BG} \cdot \frac{2}{3} \cdot 6.5 + F_{vloer,K} \cdot \frac{2}{3} \cdot 6.5 = 227\ kNm$$

Waaruit volgt dat de extra scheefstand als het gevolg van belastingcombinatie 3.4 gelijk is aan 15.0°.

H Maatgevende belastingen

In bijlage E is al gebruik gemaakt van de ring-radiaal structuur om per kolom de afdracht van het eigengewicht van de bovenbouw door te rekenen. In de tabellen H.1, H.2 en H.3 is dit voor respectievelijk de vloerbelasting, de sneeuwbelasting en de windbelasting gedaan.
Met deze gegevens kan vervolgens voor elke belastingcombinatie, zowel in de BGT als in de UGT, de uiteindelijke belasting per kolom worden berekend. Dit is gedaan in tabel H.4.
Hieronder zijn nogmaals de belastingcombinaties weergegeven:

BGT: Bruikbaarheidsgrenstoestand

- BC 1.1 Niet van toepassing
- BC 2.1 $q_p + q_s + q_v$
- BC 2.2 $q_p + q_w + q_v$
- BC 3.1 $q_p + q_s + q_v$
- BC 3.2 $q_p + q_w + q_v$
- BC 3.3 Niet van toepassing
- BC 3.4 Niet van toepassing

UGT: Uiterste grenstoestand

- BC 1.1 Niet van toepassing
- BC 2.1 $1.2 \cdot q_p + 1.5 \cdot q_s + 0.4 \cdot 1.5 \cdot q_v$
- BC 2.2 $1.2 \cdot q_p + 1.5 \cdot q_w + 0.4 \cdot 1.5 \cdot q_v$
- BC 3.1 $1.2 \cdot q_p + 1.5 \cdot q_s + 0.4 \cdot 1.5 \cdot q_v$
- BC 3.2 $1.2 \cdot q_p + 1.5 \cdot q_w + 0.4 \cdot 1.5 \cdot q_v$
- BC 3.3 Zie toelichting [a]
- BC 3.4 $1.2 \cdot q_p + 1.5 \cdot q_w + 0.4 \cdot 1.5 \cdot q_v$

ad a) Aangezien sneeuw- en windbelasting niet tegelijkertijd zullen optreden, zal deze belastingcombinatie per definitie kleiner zijn dan BC 3.4, omdat daar de scheefstand ten gevolge van een plotselinge windstoot maximaal is.

Kolom		Opbouw		Oppervlakte [m^2]		Belastingen [kN/m^2]
Radiaal	Ring	5	6	5	6	Q_vloer
r1	B	0	1	0	1,5708	3,141592654
	D	0	0	0	0	0
r2	B	0,5	1	0,98175	1,5708	5,105088062
	D	0,5	0	3,14159	0	6,283185307
r3	B	1	1	1,9635	1,5708	7,068583471
	D	1	0	6,28319	0	12,56637061
r4	B	0,5	1	1,9635	1,5708	7,068583471
	D	0,5	0	1,9635	0	3,926990817
r5	B	1	1	1,9635	1,5708	7,068583471
	D	1	0	6,28319	0	12,56637061
r6	B	1	1	1,9635	1,5708	7,068583471
	D	1	0	6,28319	0	12,56637061
r7	B	0,5	1	0,98175	1,5708	5,105088062
	D	0,5	0	3,14159	0	6,283185307
r8	B	0	1	0	1,5708	3,141592654
	D	0	0	0	0	0
r9	B	0	1	0	1,5708	3,141592654
	D	0	0	0	0	0
r10	B	0	1	0	1,5708	3,141592654
	D	0	0	0	0	0
r11	B	0	1	0	1,5708	3,141592654
	D	0	0	0	0	0
r12	B	0	1	0	1,5708	3,141592654
	D	0	0	0	0	0
r13	B	0	1	0	1,5708	3,141592654
	D	0	0	0	0	0
r14	B	0	1	0	1,5708	3,141592654
	D	0	0	0	0	0
r15	B	0	1	0	1,5708	3,141592654
	D	0	0	0	0	0
r16	B	0	1	0	1,5708	3,141592654
	D	0	0	0	0	0
r17	B	0	1	0	1,5708	3,141592654
	D	0	0	0	0	0
r18	B	0	1	0	1,5708	3,141592654
	D	0	0	0	0	0
					Σ	**130,3760951**

Tabel H.1: Vloerbelasting per kolom op de begane grond

Kolom		Opbouw					Oppervlakte [m^2]					Belastingen [kN]		
Radiaa	Ring	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	Q_sneeuw_V1	Q_sneeuw_BG	Q_sneeuw
r1	B	1	1	0	1	0	1,963	1,745	0	0,393	0	0,96211275	1,099557429	2,06167
	D	1	0	0	0	0	5,018	0	0	0	0	0	2,809980096	2,80998
r2	B	1	0	1	1	0	0,982	0	3,142	0,393	0	1,590431281	0,549778714	2,14021
	D	1	0	1	0	0	2,509	0	5,018	0	0	2,25801972	1,404990048	3,66301
r3	B	0	0	1	1	0	0	0	3,142	0,393	0	1,590431281	0	1,590431
	D	0	0	1	0	0	0	0	5,018	0	0	2,25801972	0	2,25802
r4	B	0	0	1	1	0	0	0	3,142	0,393	0	1,590431281	0	1,590431
	D	0	0	1	0	1	0	0	5,018	0	1,396	2,25801972	0,7819	3,03992
r5	B	0	0	1	1	0	0	0	3,142	0,393	0	1,590431281	0	1,590431
	D	0	0	1	0	1	0	0	5,018	0	2,793	2,25801972	1,5638	3,82182
r6	B	0	0	1	1	0	0	0	3,142	0,393	0	1,590431281	0	1,590431
	D	0	0	1	0	1	0	0	5,018	0	2,793	2,25801972	1,5638	3,82182
r7	B	0	0	1	1	0	0	0	3,142	0,393	0	1,590431281	0	1,590431
	D	0	0	1	0	1	0	0	5,018	0	1,396	2,25801972	0,7819	3,03992
r8	B	0	1	0	1	0	0	1,745	0	0,393	0	0,96211275	0	0,962113
	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
r9	B	0	1	0	1	0	0	1,745	0	0,393	0	0,96211275	0	0,962113
	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
r10	B	1	1	0	1	0	1,963	1,745	0	0,393	0	0,96211275	1,099557429	2,06167
	D	1	0	0	0	0	5,018	0	0	0	0	0	2,809980096	2,80998
r11	B	1	1	0	1	0	1,963	1,745	0	0,393	0	0,96211275	1,099557429	2,06167
	D	1	0	0	0	0	5,018	0	0	0	0	0	2,809980096	2,80998
r12	B	1	1	0	1	0	1,963	1,745	0	0,393	0	0,96211275	1,099557429	2,06167
	D	1	0	0	0	0	5,018	0	0	0	0	0	2,809980096	2,80998
r13	B	1	1	0	1	0	1,963	1,745	0	0,393	0	0,96211275	1,099557429	2,06167
	D	1	0	0	0	0	5,018	0	0	0	0	0	2,809980096	2,80998
r14	B	1	1	0	1	0	1,963	1,745	0	0,393	0	0,96211275	1,099557429	2,06167
	D	1	0	0	0	0	5,018	0	0	0	0	0	2,809980096	2,80998
r15	B	1	1	0	1	0	1,963	1,745	0	0,393	0	0,96211275	1,099557429	2,06167
	D	1	0	0	0	0	5,018	0	0	0	0	0	2,809980096	2,80998
r16	B	1	1	0	1	0	1,963	1,745	0	0,393	0	0,96211275	1,099557429	2,06167
	D	1	0	0	0	0	5,018	0	0	0	0	0	2,809980096	2,80998
r17	B	1	1	0	1	0	1,963	1,745	0	0,393	0	0,96211275	1,099557429	2,06167
	D	1	0	0	0	0	5,018	0	0	0	0	0	2,809980096	2,80998
r18	B	1	1	0	1	0	1,963	1,745	0	0,393	0	0,96211275	1,099557429	2,06167
	D	1	0	0	0	0	5,018	0	0	0	0	0	2,809980096	2,80998
													Σ	80,3776

Tabel H.2: Sneeuwbelasting per kolom op de begane grond

Kolom		Opbouw				Oppervlakte [m^2]				Belastingen [kN]		
Radiaa	Ring	1	2	3	4	1	2	3	4	Q_wind_V1	Q_wind_BG	Q_wind
r1	B	1	1	0	1	1,963	1,745	0	0,393	0,9621128	0,8835729	1,84569
	D	1	0	0	0	5,018	0	0	0	0	2,2580197	2,25802
r2	B	0,5	0	1	1	0,982	0	3,142	0,393	1,5904313	0,4417865	2,03222
	D	0,5	0	1	0	2,509	0	5,018	0	2,2580197	1,1290099	3,38703
r3	B	0	0	1	1	0	0	3,142	0,393	1,5904313	0	1,59043
	D	0	0	1	0	0	0	5,018	0	2,2580197	0	2,25802
r4	B	0	0	1	1	0	0	3,142	0,393	1,5904313	0	1,59043
	D	0	0	1	0	0	0	5,018	0	2,2580197	0	2,25802
r5	B	0	0	1	1	0	0	3,142	0,393	1,5904313	0	1,59043
	D	0	0	1	0	0	0	5,018	0	2,2580197	0	2,25802
r6	B	0	0	1	1	0	0	3,142	0,393	1,5904313	0	1,59043
	D	0	0	1	0	0	0	5,018	0	2,2580197	0	2,25802
r7	B	0	0	1	1	0	0	3,142	0,393	1,5904313	0	1,59043
	D	0	0	1	0	0	0	5,018	0	2,2580197	0	2,25802
r8	B	0	1	0	1	0	1,745	0	0,393	0,9621128	0	0,96211
	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
r9	B	0	1	0	1	0	1,745	0	0,393	0,9621128	0	0,96211
	D	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
r10	B	1	1	0	1	1,963	1,745	0	0,393	0,9621128	0,8835729	1,84569
	D	1	0	0	0	5,018	0	0	0	0	2,2580197	2,25802
r11	B	1	1	0	1	1,963	1,745	0	0,393	0,9621128	0,8835729	1,84569
	D	1	0	0	0	5,018	0	0	0	0	2,2580197	2,25802
r12	B	1	1	0	1	1,963	1,745	0	0,393	0,9621128	0,8835729	1,84569
	D	1	0	0	0	5,018	0	0	0	0	2,2580197	2,25802
r13	B	1	1	0	1	1,963	1,745	0	0,393	0,9621128	0,8835729	1,84569
	D	1	0	0	0	5,018	0	0	0	0	2,2580197	2,25802
r14	B	1	1	0	1	1,963	1,745	0	0,393	0,9621128	0,8835729	1,84569
	D	1	0	0	0	5,018	0	0	0	0	2,2580197	2,25802
r15	B	1	1	0	1	1,963	1,745	0	0,393	0,9621128	0,8835729	1,84569
	D	1	0	0	0	5,018	0	0	0	0	2,2580197	2,25802
r16	B	1	1	0	1	1,963	1,745	0	0,393	0,9621128	0,8835729	1,84569
	D	1	0	0	0	5,018	0	0	0	0	2,2580197	2,25802
r17	B	1	1	0	1	1,963	1,745	0	0,393	0,9621128	0,8835729	1,84569
	D	1	0	0	0	5,018	0	0	0	0	2,2580197	2,25802
r18	B	1	1	0	1	1,963	1,745	0	0,393	0,9621128	0,8835729	1,84569
	D	1	0	0	0	5,018	0	0	0	0	2,2580197	2,25802
											Σ	67,6228

Tabel H.3: Windbelasting per kolom op de begane grond

Kolom		Belastingcombinaties			
		BGT		UGT	
Radiaal	Ring	1. Sneeuw	2. Wind	1. Sneeuw	2. Wind
r1	1	7,301473	6,850305	7,565868	6,889117
	2	5,021079	2,905319	7,337429	4,163788
r2	1	21,08387	20,58711	22,99629	22,25114
	2	26,11383	23,72209	29,30031	25,7127
r3	**1**	**9,637621**	**9,248849**	**7,917756**	**7,334598**
	2	**25,3353**	**23,21954**	**24,17467**	**21,00103**
r4	1	9,637621	9,248849	7,917756	7,334598
	2	12,20614	9,308479	13,83788	9,491387
r5	1	9,637621	9,248849	7,917756	7,334598
	2	21,49658	17,81702	20,03734	14,518
r6	1	9,637621	9,248849	7,917756	7,334598
	2	20,45058	16,77102	18,78214	13,2628
r7	**1**	**19,54312**	**19,15434**	**20,98245**	**20,39929**
	2	**20,26083**	**17,36317**	**22,08979**	**17,7433**
r8	1	4,670065	4,434882	4,078311	3,725536
	2	1,5638	0	2,3457	0
r9	1	4,670065	4,434882	4,078311	3,725536
	2	1,5638	0	2,3457	0
r10	1	12,65279	12,20163	13,98745	13,3107
	2	5,021079	2,905319	7,337429	4,163788
r11	1	8,577593	8,126425	9,097212	8,420461
	2	11,72188	9,606119	15,37839	12,20475
r12	**1**	**7,300253**	**6,849085**	**7,564404**	**6,887653**
	2	**11,72188**	**9,606119**	**15,37839**	**12,20475**
r13	1	6,022913	5,571745	6,031596	5,354845
	2	8,371479	6,255719	11,35791	8,184268
r14	1	6,022913	5,571745	6,031596	5,354845
	2	5,021079	2,905319	7,337429	4,163788
r15	1	6,022913	5,571745	6,031596	5,354845
	2	5,021079	2,905319	7,337429	4,163788
r16	**1**	**10,82291**	**10,37175**	**11,7916**	**11,11484**
	2	**9,821079**	**7,705319**	**13,09743**	**9,923788**
r17	1	6,022913	5,571745	6,031596	5,354845
	2	5,021079	2,905319	7,337429	4,163788
r18	1	6,022913	5,571745	6,031596	5,354845
	2	5,021079	2,905319	7,337429	4,163788
	Σ	**366,0408**	**316,671**	**396,1211**	**322,0664**

Tabel H.4: Totale belasting per kolom op de begane grond, per belastingcombinatie

I Matlabcode

I.1 Toelichting op Matlabscripts

In de Matlabscripts die hierna zijn toegevoegd wordt respectievelijk de dimensionering van de keldervloer, de binnenbak (doorsnede r7-r16, voor BC3.1) en de buitenbak (voor BC1) behandeld. De gebruikte Matlabscripts zijn zeer uitgebreid en vallen vaak in herhaling. Om alles overzichtelijk te houden is daarom gekozen voor een duidelijke structuur in elk script en worden alle stappen benoemd en uitgelegd.

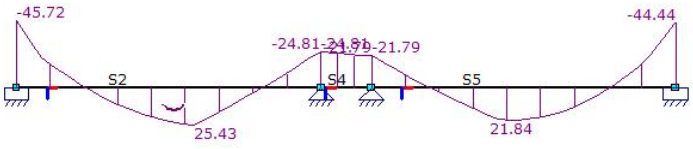
Opbouw scripts

Allereest worden in elk script alle parameters benoemd, dus afmetingen, materiaaleigenschappen[10] en belastingen vanuit de bovenbouw of de omgeving. Hierin is elke parameter voorzien van de juiste eenheid en beschrijving.Vervolgens zijn met behulp van de mechanica-schema's de oplegreacties in elke verbinding bepaald. Met deze informatie kunnen dan de maatgevende doorsnedekrachten worden bepaald, eventueel met behulp van M-, V- en N-lijnen.
De toetsen worden afgewerkt in de volgende volgorde:

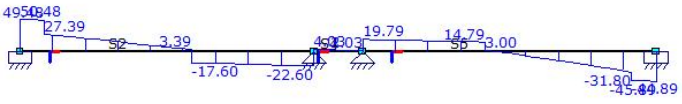
1. Buiging (UGT)
2. Dwarskracht (UGT)
3. Normaalkracht (UGT)
4. Scheurwijdte (BGT)
5. Doorbuiging (UGT)

De opbarstberekening hangt samen met de benodigde wapening voor de bovenzijde van de buitenbak-vloer, als gevolg van een negatief moment in BC1.

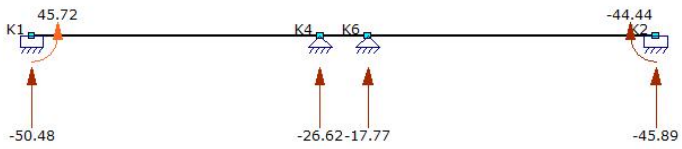
Voor belastingcombinatie 2 is gebruik gemaakt van MatrixFrame om de oplegreacties en maatgevende doorsnede krachten te bepalen. Door de veelvoudige statische onbepaaldheid is het niet gelukt om dit door Matlab te laten doen. Dit betekent helaas wel dat als er een parameter veranderd dit handmatig in MatrixFrame moet worden aangepast en vervolgens handmatig in Matlab gezet moet worden. Een voorbeeld is gegeven in figuur I.1 voor doorsnede r7-r16, BC2.1 (UGT).



(a) Momentenlijn



(b) Dwarskrachtenlijn



(c) Oplegreacties

Figuur I.1: Oplegreacties en doorsnedekrachten r7-r16, BC2.1 (UGT)

Output scripts

De Matlabscripts geven per belastingcombinatie en grenstoestand de uitkomsten van de Unity Check's per constructie-element. De enige variabele die dan nog onbekend is, is de gewenste hoofdwapening. Alle mogelijk configuraties worden door Matlab gepresenteerd in een matrix, het is aan de gebruiker om hier de meest optimale uit te kiezen.

Door de meest ongunstige situatie per constructie-element te beschouwen kan er een onderbouwde keuze worden gemaakt voor de doorsnede van de constructie-elementen en de benodigde hoofd- en dwarswapening. Hierbij is vooral gekeken naar een economische oplossing waarbij zo veel mogelijk vast kan worden gehouden aan de afmetingen en materialen van de gestandaardiseerde silo-systemen. Daarmee is een dimensionering vastgesteld zoals weergegeven in tabel I.1.

Buitenbak	Vloer	Dikte		$d_v = 0.400$ m
		Materiaal		Beton C20/25
		Hoofdwapening	Boven	7 Φ20 mm
			Onder	5 Φ8 mm
		Dwarswapening		$\Phi_b 8 - 180$ mm
	Wand	Dikte		$d_w = 0.160$ m
		Materiaal		Beton C45/55
		Hoofdwapening	Buiten	4 Φ8 mm
			Binnen	4 Φ8 mm
		Dwarswapening		$\Phi_b 8 - 130$ mm
Binnenbak	Begane grondvloer (hoog)	Dikte		$d_v = 0.350$ m
		Materiaal		Beton C20/25
		Hoofdwapening	Boven	21 Φ10 mm
			Onder	12 Φ15 mm
		Dwarswapening		$\Phi_b 8 - 240$ mm
	Tussen diagonalen door:	Hoofdwapening		3 Φ10 mm
		Dwarswapening		-
	Begane grondvloer (laag)	Dikte		$d_v = 0.200$ m
		Materiaal		Beton C20/25
		Hoofdwapening	Boven	2 Φ10 mm
			Onder	7 Φ10 mm
		Dwarswapening		$\Phi_b 8 - 500$ mm
	Tussen diagonalen door:	Hoofdwapening		2 Φ10 mm
		Dwarswapening		-
	Wand	Dikte		$d_w = 0.220$ m
		Materiaal		Beton C45/55
		Hoofdwapening	Buiten	10 Φ20 mm
			Binnen	11 Φ8 mm
		Dwarswapening		$\Phi_b 8 - 650$ mm
	Binnenbakvloer	Dikte		$d_v = 0.150$ m
		Materiaal	Beton	C20/25
		Hoofdwapening	Boven	1 Φ18 mm
			Onder	1 Φ18 mm
		Dwarswapening		$\Phi_b 8 - 60$ mm
	Tussen diagonalen door:	Hoofdwapening		1 Φ22 mm
		Dwarswapening		-
	Keldervloer	Dikte		$d_v = 0.100$ m
		Materiaal		Hout C24

Tabel I.1: Afmetingen doorsneden en wapeningsstaven kelderconstructie