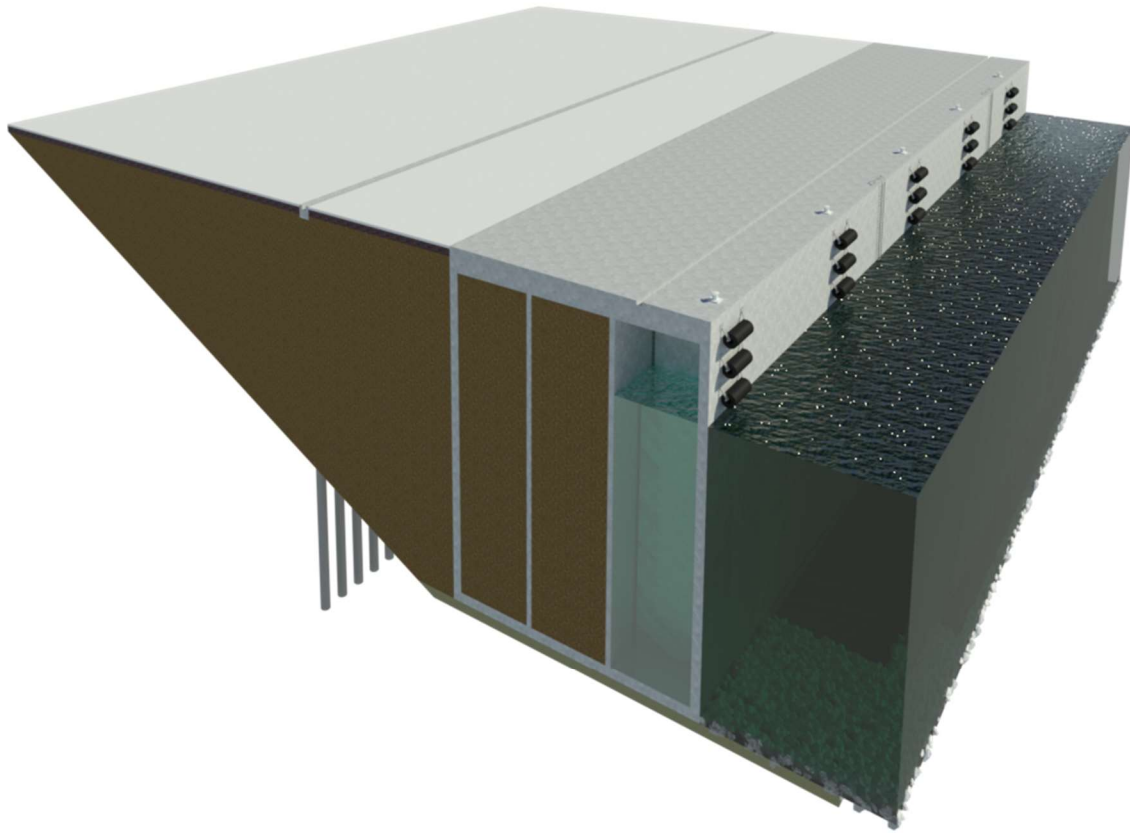




Een flexibele, herbruikbare gewichtsmuur onder West- Rotterdamse omstandigheden

Deelrapport

Witteveen + Bos
24 mei 2019

Civiele Techniek
CT4constructief

Jan Treure
Thomas Kasternans

Project Een flexibele, herbruikbare gewichtsmuur onder West-Rotterdamse omstandigheden
Opdrachtgever Hogeschool Arnhem & Nijmegen
Witteveen + Bos, Raadgevend ingenieurs B.V.

Document Deelrapport
Status Definitief
Datum 24 mei 2019

Auteur(s) Thomas Kastermans & Jan Treure
Inhoudelijke begeleiding Menno Fousert, Witteveen + Bos
Procesmatige begeleiding Thomas Beuker & Ernst Rob, Hogeschool van Arnhem en Nijmegen

Paraaf



Adres Witteveen+Bos Raadgevende ingenieurs B.V.
Leeuwenbrug 8
Postbus 233
7400 AE Deventer
+31 (0)570 69 79 11
www.witteveenbos.com
KvK 38020751

Het kwaliteitsmanagementsysteem van Witteveen+Bos is gecertificeerd op basis van ISO 9001.

© Witteveen+Bos

Niets uit dit document mag worden vervaelvoudigd en/of openbaar gemaakt in enige vorm zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van Witteveen+Bos noch mag het zonder dergelijke toestemming worden gebruikt voor enig ander werk dan waarvoor het is vervaardigd, behoudens schriftelijk anders overeengekomen. Witteveen+Bos aanvaardt geen aansprakelijkheid voor enigerlei schade die voortvloeit uit of verband houdt met het wijzigen van de inhoud van het door Witteveen+Bos geleverde document.

LEESWIJZER

In dit deelrapport wordt als eerste, in hoofdstuk 1, de aanleiding met een bijbehorende samenvatting gegeven van dit onderzoek. In hoofdstuk 2 worden de uitgangspunten en het technisch programma van eisen dat hoort bij dit haalbaarheidsonderzoek verder toegelicht. In hoofdstuk 3 zijn de afwegingen opgesteld betreffende het type gewichtsmuur en de wijze van transporteren. Aan de hand van de uitgangspunten, het technisch programma van eisen en het resultaat van de beide afwegingen wordt er in hoofdstuk 4 ingegaan op de geotechnische haalbaarheid. Aansluitend hierop volgt hoofdstuk 5, hierin is de constructieve haalbaarheid getoetst en beschreven. In hoofdstuk 6 wordt er gekeken naar de wijze van uitvoering van het type gewichtsconstructie. Om een goed beeld te geven van de economische haalbaarheid van de gewichtsconstructie wordt er in hoofdstuk 7 een vergelijking opgesteld met de kostprijs van een gemiddelde kademuur. Tot slot wordt er, in hoofdstuk 8, antwoord gegeven op vragen die vanuit betrokkenen zijn gesteld betreffende het afstudeeronderzoek.

INHOUDSOPGAVE

1	INLEIDING	5
2	UITGANGSPUNTEN EN PROGRAMMA VAN EISEN	6
2.1	Afbakening	6
2.1.1	Geotechnische afbakening	6
2.1.2	Afbakening project	7
2.2	Ontwerpuitgangspunten	8
2.2.1	Waterstanden	8
2.2.2	Maatgevend schip	10
2.2.3	Hoogtegegevens	10
2.2.4	Grondkerende hoogte	10
2.2.5	Geometrie	12
2.2.6	Classificatie van de constructie	12
2.2.7	Belastingen	12
2.2.8	Incidentele belasting	14
2.2.9	Belastingcombinaties, partiele en ψ -factoren	14
2.2.10	Geotechnische parameters	15
3	MCA TYPE GEWICHTSMUUR & TRANSPORT	17
3.1	Type kademuren	17
3.2	Bouwmethodes	23
3.3	Bezwijkmechanismen gewichtsconstructies	26
3.3.1	Toetsing weerstand tegen horizontaal afschuiven	27
3.3.2	Toetsing kantelstabiliteit	28
3.3.3	Toetsing verticaal draagvermogen	29
3.3.4	Betonconstructie	31
3.3.5	Evenwicht	33
3.4	Specifieke bezwijkmechanismen per type gewichtsconstructie	34
3.5	Transport mogelijkheden	39
3.5.1	Transporteren vanuit een bouwdok	39
3.5.2	Transporteren d.m.v. rails	40
3.5.3	Transporteren d.m.v. een drijvend dek	41
3.6	Resultaten type Gewichtsmuur	42
3.6.1	Principe MCA	42
3.6.2	Toelichting criteria MCA	43
3.6.3	Toekennen score	47

3.7	Resultaten transport mogelijkheden	50
3.7.1	Toelichting criteria MCA	50
3.7.2	Toekennen score	51
3.8	Conclusie	53
4	GEOTECHNISCHE HAALBAARHEID	54
4.1	Uitgangspunten	54
4.2	Belastingen	60
4.3	Belastingcombinaties	60
4.4	Geotechnische toetsing en validatie	61
4.4.1	Verticaal draagvermogen	62
4.4.2	Weerstand tegen afschuiven	64
4.4.3	Kantelstabiliteit	65
4.4.4	Validatie Witteveen + Bos Excel	66
4.5	Verplaatsingen in de BGT	67
5	CONSTRUCTIEVE HAALBAARHEID	68
5.1	Uitgangspunten	68
5.2	Materiaaleigenschappen	69
5.3	Belastingsgevallen	70
5.3.1	Eigen gewicht	70
5.3.2	Gronddrukken ten gevolge van eigen gewicht grond	70
5.3.3	Gronddrukken ten gevolge van terreinbelasting	70
5.3.4	Afmeerbelasting	71
5.3.5	Bolderkrachten	71
5.3.6	Eigen gewicht vulmateriaal	72
5.3.7	Bovenbelasting	72
5.3.8	Kraanbelasting	73
5.4	Belastingcombinaties, partiele en ψ -factoren	73
5.5	Maatgevende krachten	74
5.6	Duurzaamheid beton	75
5.7	Controle haalbaarheid wapening	76
5.8	Betondrukcontrole	76
5.9	Optimalisatie wapening	77
5.10	Conclusie	79
5.11	Validatie berekening	79
5.11.1	Wapening bij zuivere buiging	79
5.11.2	Wapening bij buiging en trek	80

6	UITVOERINGSHAALBAARHEID	82
6.1	Realisatiefase	82
6.2	Transportfase	92
6.3	Afzinkfase	105
7	KOSTEN	107
7.1	Kostenraming	107
8	FAQ	110
9	BIBLIOGRAFIE	111
	Laatste pagina	112
	Bijlage(n)	Aantal pagina's
I	Sonderingen	3
II	Gronddrukken, waterstanden en belastingen	4
III	Analytische bereken Fundering op staal met zand en fundering op klei	4
IV	Zettingsberekening	7
V	Engineering Rapport Eindfase	28
VI	Engineering Rapport transport	13
VII	Validatieberekeningen wapening	8
VIII	Wapeningsberekeningen	14
IX	Gehele planning	1
X	Referentiedocument kostendeskundige	2

INLEIDING

Tot op heden worden er veelal stalen wanden (damwanden, combiwanden) of diepwanden gebruikt voor het realiseren van de grote grondkerende kademuuren in de havens van Rotterdam. Bij kleinere grondkerende hoogte wordt er ook gebruik gemaakt van gewichtsconstructies. Door de steeds groter wordende schepen met grotere diepgang, vraagt Witteveen + Bos zich af of de combiwand bestaande uit buispalen en slanke wanden nog steeds de economisch meest voordelig en snelste oplossing is voor het realiseren van grote grondkerende kademuuren. Gewichtsconstructie die grote grondkerende hoogte bereiken worden in Nederland zelden tot nooit toegepast.

Dit onderzoek draagt bij aan de kennisontwikkeling betreft dit type kademuur, daarnaast kan Witteveen + Bos beter en vooral sneller advies geven, wanneer er advies gegeven dient te worden over het realiseren van een nieuwe kademuur in de havengebieden.

De aanwezige cohesieve lagen, in het Rotterdamse havengebied, waren in het verleden een argument om geen gewichtsconstructie te realiseren. Maar, doordat er op grote diepte gewerkt moet worden voor het funderen van een gewichtsconstructie, kan er gefundeerd worden op de diepgelegen zandige ondergrond onder de cohesieve lagen. De betere draagkracht van deze zandige ondergrond is erg geschikt voor een gewichtsconstructie. Tot op heden is er nog geen gewichtsconstructie in de haven van Rotterdam gerealiseerd met zeer grote grondkerende hoogte.

In dit onderzoek wordt er ingegaan op de vraagstelling of een gewichtsconstructie economischer voordeliger en/of sneller gerealiseerd kan worden dan een traditionele kademuur. Concluderend zal er gesteld worden of een gewichtsconstructie een haalbare oplossing is voor de zeer grote grondkerende kademuuren in de haven van Rotterdam.

Uit de probleemstelling volgt de hoofdvraag voor dit afstudeeronderzoek:

Op welke wijze is het constructief en geotechnisch haalbaar, uitvoerbaar en economisch concurrerend om met een gewichtsconstructie 25 meter grondkerende hoogte te bereiken, in het westelijke gebied van de haven van Rotterdam?

De bijbehorende subvragen worden onderzocht tijdens het afstuderen en vormen de rode draad voor dit onderzoek. De subvragen zijn:

- Welke praktische dimensies moeten aangehouden worden om te voldoen aan de geotechnische en constructieve normen?
- Op welke manier kan de gekozen gewichtsconstructie gerealiseerd worden en op de locatie geplaatst worden?
- Hoe verhoudt de gekozen gewichtsconstructie zich met een gemiddelde kademuur, wanneer de bouwkosten met elkaar vergeleken worden?
- Welk effect heeft een kleilaag onder een gewichtsconstructie, op de horizontale verplaatsing van het element?

2

UITGANGSPUNTEN EN PROGRAMMA VAN EISEN

2.1 Afbakening

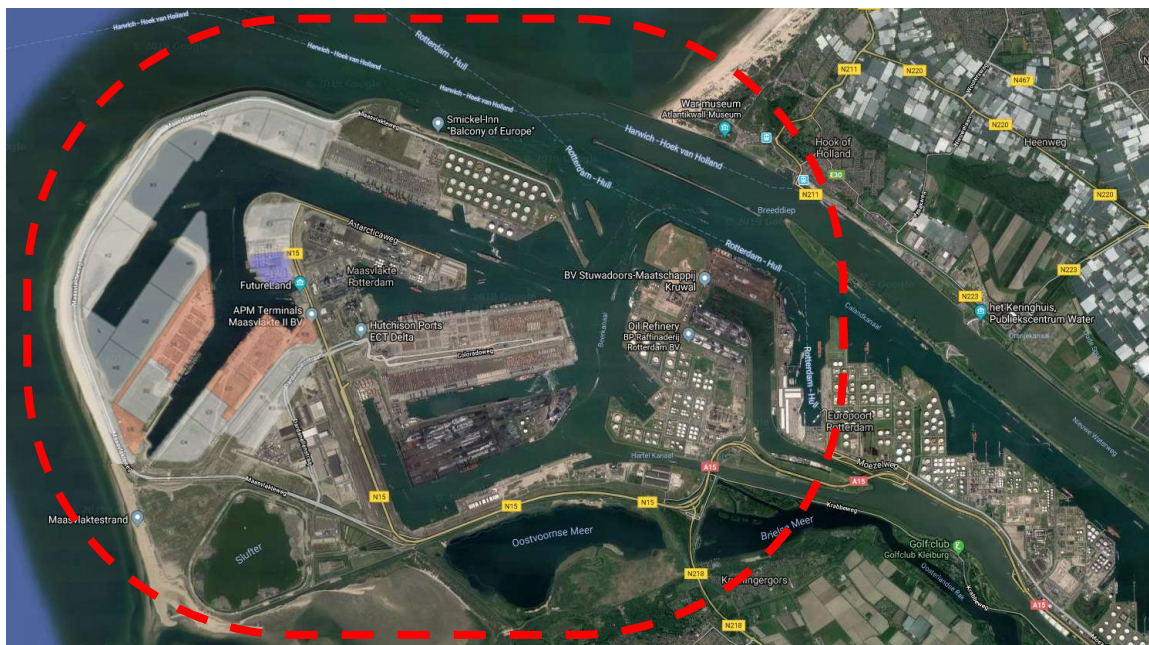
In dit onderzoek is een geografische en een algemene afbakening aanwezig. Hieruit blijken de grenzen van het onderzoek.

2.1.1 Geotechnische afbakening

In dit afstudeeronderzoek wordt alleen het westelijk gebied van de haven van Rotterdam beschouwd. Dit is de diepste haven van Nederland en daardoor ook de enige locatie in Nederland waar 25,0 meter grondkerende hoogte toegepast zou worden.

In Afbeelding 2.1 is een momentopname geplaatst van het westelijke gedeelte van de haven in Rotterdam. In dezelfde afbeelding is ook de geplande eindsituatie opgenomen (Gemeente Rotterdam, 2018). Dit maakt de hoeveelheid nog te verrichten werk ook goed zichtbaar. Het rood omcirkelde veld valt binnen de projectgrenzen.

Afbeelding 2.1 Geografische afbakening (Google Maps, 2019)



2.1.2 Afbakening project

Tijdens dit onderzoek wordt er gekeken naar de grote onderdelen die direct verbonden zijn of effect hebben op de draagkracht van de kademuur. Betreffende de belastingen, wordt er enkel gekeken naar de belastingen die veel invloed op de constructie hebben. Dit zijn:

- Eigen gewichten;
- Actieve en passieve grondrukken;
- Hoge/lage waterstanden;
- Bolderkrachten;
- Bovenbelasting;
- Dichtheid water (Zoet/Zout);
- Belastingen tijdens transporteren.

Een aantal belastingen worden **niet** opgenomen in dit onderzoek. Deze belastingen zullen weinig invloed hebben op de uiteindelijke conclusie of zijn te complex voor dit afstudeeronderzoek. Dit zijn:

- Thermische belasting;
- Windbelasting;
- Ijsbelasting;
- Sneeuwbelasting;
- Trillingsbelasting;
- Belasting ten gevolge van verschilzakkingen;
- Seismische belasting.

Binnen dit onderzoek zijn er een aantal onderdelen die worden uitgesloten. Deze onderdelen worden daarom ook verder **niet** berekend. Deze onderdelen zullen (deels) terugkomen in deze haalbaarheidsstudie, maar de afmetingen zijn dan niet berekent, maar bepaald op basis van literatuur of ervaring.

De uitgesloten onderdelen zijn:

- Kabels en Leidingen;
- Bodembescherming;
- Kade- en afmeermeubilair;
- Kathodische bescherming, coating en verfsystemen;
- Constructies in de nabije omgeving van de grondkerende kademuur;
- Vleugelwanden;
- Vergunningen.

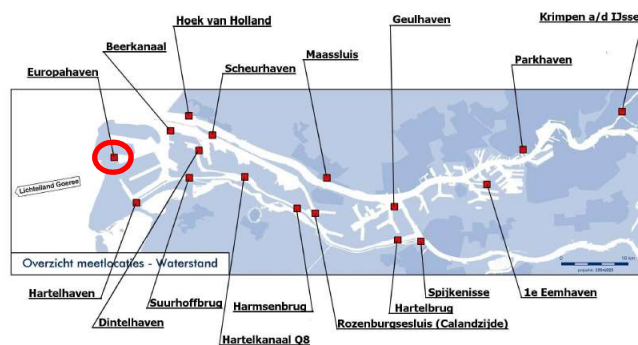
2.2 Ontwerputgangspunten

In deze paragraaf wordt er gekeken naar de uitgangspunten die samenhangen met dit onderzoek.

2.2.1 Waterstanden

Er is tijdens het bepalen van de waterstanden gekeken naar de Europahaven in de haven van Rotterdam. Deze locatie is beschouwd, omdat het zich bevindt binnen de projectgrenzen van de gebiedsafbakening. Een aanduiding van de locatie waar is gemeten is te zien in Afbeelding 2.2. Met behulp van een combinatie van de HydroMeteoBundel 3 (Havenbedrijf Rotterdam, 2003) & HydroMeteoBundel 4 (Havenbedrijf Rotterdam, 2013) zijn de gegevens die staan beschreven in dit onderdeel, overgenomen. De resultaten zijn weergegeven in Tabel 2.1.

Afbeelding 2.2 Overzicht meetlocaties (Havenbedrijf Rotterdam, 2003)



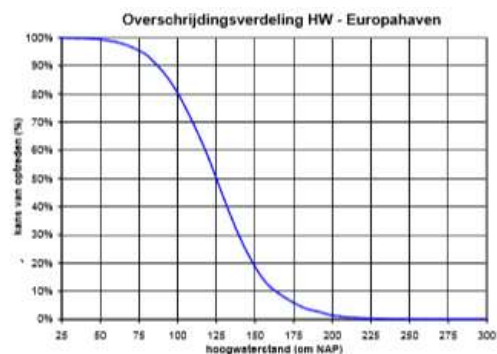
Tabel 2.1 Resultaten waterniveaus (Havenbedrijf Rotterdam, 2003) & (Havenbedrijf Rotterdam, 2013)

Waterniveaus	Definitie	Niveau [m t.o.v. NAP]	5% overschrijdingskans [50 jaar]
GHW	Gemiddelde HoogWater	+1,26	+1,77
GLW	Gemiddelde LaagWater	-0,68	-1,08
HHW	Hoogst gemeten HoogWater	+3,34	-
LLW	Laagst gemeten LaagWater	-1,95	-

GHW

In Afbeelding 2.3 zijn deze waarden aangeduid doormiddel van een lijn. Met de overschrijdingsverdeling wordt bedoeld: de kans dat het HW/LW hoger of lager is dan een bepaalde waarde. Dit is vertaald naar getallen die te zien zijn in Tabel 2.2. Het GHW is het gemiddelde getal wat voort komt uit deze tabel.

Afbeelding 2.3 Overschrijdingsverdeling hoogwater in de Europahaven (Havenbedrijf Rotterdam, 2003)



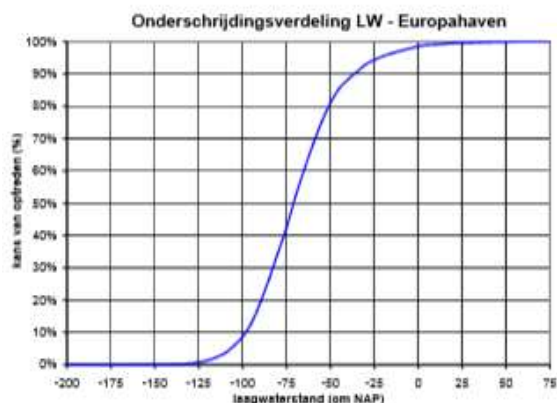
Tabel 2.2 Bepaling GHW (Havenbedrijf Rotterdam, 2003)

Tijd dat het HW hoger is [%]	Waterstand [cm t.o.v. NAP]
1	207
5	177
10	164
50	125
90	87
99	54
GHW	126

GLW

In Afbeelding 2.4 zijn deze waarden aangeduid door middel van een lijn. Dit is vertaald naar getallen die te zien zijn in Tabel 2.3. Het GLW is het gemiddelde getal wat voortkomt uit deze tabel.

Afbeelding 2.4 Overschrijdingsverdeling laagwater in de Europahaven (Havenbedrijf Rotterdam, 2003)



Tabel 2.3 Bepaling LHW (Havenbedrijf Rotterdam, 2003)

Tijd dat het LW lager is (%)	Waterstand (cm t.o.v. NAP)
1	-123
5	-108
10	-98
50	-71
90	-36
99	8
GLW	-68

HHW

Er is een verschil te vinden tussen een open en een gesloten waterkering, er is gekozen voor de meest extreme waarde. Hoewel de Maeslantkering en de Hartelkering slecht éénmaal per jaar gesloten zijn in verband met een te hoge waterstand, is er onderscheid gemaakt in een open en gesloten systeem. Het opstuwende effect veroorzaakt een hoger waterpeil.

Uit Tabel 2.4 blijkt dat de Hoogste Hoogwaterstand tijdens een gesloten kering maatgevend is.

Tabel 2.4 Bepaling HHW (Havenbedrijf Rotterdam, 2013)

Locatie	Hoogste HW Open kering [t.o.v. NAP cm]	Hoogste HW Gesloten kering [t.o.v. NAP cm]
Europahaven	+304	+334

LLW

Er is een verschil te vinden tussen een open en een gesloten waterkering, er wordt uitgegaan van de meest extreme waarde. Uit de Tabel 2.5 blijkt dat de Laagste Laagwaterstand tijdens een open kering maatgevend is.

Tabel 2.5 Bepaling LLW (Havenbedrijf Rotterdam, 2013)

Locatie	Laagste LW Open kering [t.o.v. NAP cm]	Laagste LW Gesloten kering [t.o.v. NAP cm]
Europahaven	-195	+2

2.2.2 Maatgevend schip

In het Handboek Kademuren (De Gijt, 2013) zijn de afmetingen van de containerschepen van de afgelopen 50 jaar te vinden. Tevens staat er vermeld wat de verwachte afmetingen in de toekomst zullen zijn voor containerschepen (na 2013). Om de toekomstige containerschepen te kunnen bedienen, zijn deze waarden overgenomen. Deze waarde zijn opgenomen in Tabel 2.6.

Tabel 2.6 Overzicht afmetingen ontwerpcontainerschip (De Gijt, 2013)

	Lengte [m]	Breedte [m]	Diepte [m]	Tonnage [DWT]	Maximaal lading [TEU]
Ontwerp containerschip	440	59	16,5	220,000	20,250

2.2.3 Hoogtegegevens

In Afbeelding 2.5 is de locatie weergegeven waar de hoogtemeting opgevraagd is, deze meting is gedaan nabij de locatie waar ook de waterstandmetingen zijn opgevraagd. Er is gekeken naar wat de gemiddelde hoogte in dit gebied is. Het gemiddelde maaiveld ligt op ca. NAP +5,0 m. Deze hoogten volgen uit het Actuele Hoogtebestand Nederland (AHN3, 2019).

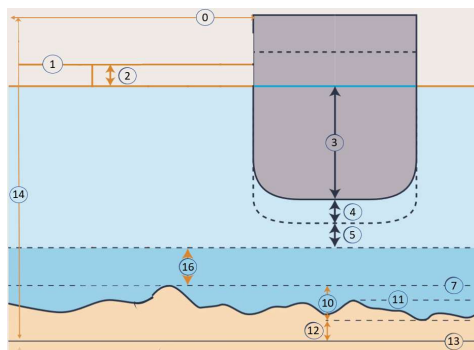
Afbeelding 2.5 Locatie-aanduiding hoogte meting (AHN3, 2019)



2.2.4 Grondkerende hoogte

Voor de bepaling van de grondkerende hoogte is er een opbouw gemaakt met hierin de verschillende afmetingen die opgenomen moeten worden in de berekening. Een schematische weergave van deze opbouw is te zien in Afbeelding 2.6. De uitleg betreffende de nummers die te vinden zijn in de afbeelding staan in Tabel 2.7. Uit deze berekening blijkt dat de grondkerende hoogte 25 meter moet zijn.

Abbeelding 2.6 Schematische weergave opbouw grondkerende hoogte (Havenbedrijf Rotterdam, 2015)



Tabel 2.7 Opbouw bodemligging (Havenbedrijf Rotterdam, 2015)

Nr.	Omschrijving			Onbeschermde bodem	Beschermde bodem
0	Maaiveld/Kadehoogte	mv	m NAP	+ 5,0	+ 5,0
1	Lowest Astronomical Tide (Het reductievlak is het vlak waaraan de dieptes in de zee gerefereerd worden. Dat vlak dient dermate laag te liggen dat tijdens normale omstandigheden de zee zelden minder diep zal zijn dat dat in de zeekaarten wordt aangegeven)	LAT	m NAP	- 1,0	- 1,0
2	Hydrometeo toeslag (Extra marge om het overschrijdingskans laagwaters is te reduceren tot 1%)	HMT	m	0,3	0,3
3	Diepgang ontwerpschip	Tmax	m	16,5	16,5
4	Fresh Water Allowence (Diepgangsvermeerdering ten gevolge van het verschil in soortelijke massa tussen zoet en zout)	FWA	m	0,2	0,2
5	Under Keel Clearance (Hulpparameter om de nautische gegarandeerde diepte te berekenen voor een ligplaats)	UKC	m	0,5	0,5
6	Onderhoudsmarge		m	0,5	1,0
7	Ontwerp bodemligging (Dit niveau vormt de bovenste grens voor uitvoeringstolerantie ('niets erboven'))		m NAP	-19,0	-19,5
8	Dikte bodembescherming		m		0,7
9	Tolerantie op bodembescherming		m		0,3
10	Uitvoerings/baggertolerantie		m	0,5	0,3
11	Gemiddelde baggerdiepte		m NAP	-19,5	-20,5*
12	Geroerde bodem/ toeslag voor constructiediepte (De bovenste laag grond is geroerd tijdens het baggeren, deze grond heeft niet meer de bodemeigenschappen van voorheen)		m	0,5	0,5
13	Constructiediepte		m NAP	-20,0	-21,0
14	Grondkerende hoogte		m	25	26

(*) De gemiddelde baggerdiepte wordt bepaald door het ontwerp bodemligging plus de dikte van de bodembescherming en het kwadratisch gemiddelde van de bodem- en baggertolerantie.

Normaal gesproken moeten er berekeningen uitgevoerd worden voor de bepaling van de dikte van de bodembescherming. In dit onderzoek worden deze berekeningen niet uitgevoerd. Hierdoor bedraagt de grondkerende hoogte 25,0 m.

2.2.5 Geometrie

De volgende hoogtes bepalen de geometrie van de kademuur:

- | | |
|---------------------------------|--------------|
| - Maaiveld landzijde; | NAP +5,00 m; |
| - Constructiediepte waterzijde; | NAP -20,0 m; |
| - Gemiddeld laagwater; | NAP -0,68 m; |
| - Gemiddeld hoogwater; | NAP +1,26 m; |
| - Maatgevend laagwater; | NAP +3,34 m; |
| - Maatgevend hoogwater. | NAP -1,95 m. |

2.2.6 Classificatie van de constructie

De constructie dient ingedeeld te worden volgens de norm (NEN1990, 2011), hieruit volgt:

- | | |
|-----------------------------------|-----------|
| - Ontwerplevensduur; | 100 jaar; |
| - Gevolgklasse; | CC3; |
| - Betrouwbaarheidsklasse; | RC3; |
| - betrouwbaarheidsindex β . | 4,3. |

De constructie wordt ingedeeld in de hoogste gevolg- en veiligheidsklasse. Er zal grote economische schade en gevolgschade ontstaan, wanneer de kademuur niet in de gewenste rol kan fungeren.

2.2.7 Belastingen

Alle toegepaste belastingen, op de kademuur, zijn opgenomen in dit onderdeel. Richtlijnen zijn overgenomen van verschillende handboeken. Dit zijn: Handboek Kademuren (De Gijt, 2013), Port Designer's Handbook (Thoresen, 2003) en CUR166 (CUR166, 2012).

Eigen gewicht

De volgende soortelijke gewichten dienen gebruikt te zijn in de berekeningen:

- | | |
|----------------|--------------------------|
| - Staal; | 78,5 kN/m ³ ; |
| - Beton; | 24,0 kN/m ³ ; |
| - Ballastzand. | 20,0 kN/m ³ . |

Permanent belastingen

De volgende permanente belastingen dienen gebruikt te zijn in de berekeningen:

- Horizontale en verticale belastingen veroorzaakt door grond- en waterdrukken, volgens de norm (NEN9997-1, 2016);
- Eigen gewicht van de constructie.

Variabele belastingen

- Gelijkmatic verdelde belasting

De volgende variabele belastingen dienen gebruikt te zijn in de berekeningen:

- Gelijkmatic verdelde terreinbelasting nabij de kademuur, volgens Port Designer's Handbook (Thoresen, 2003):
Zware voertuigen en zwaar geladen kranen: 40-100 kN/m²
Waarbij 100 kN/m² als terreinbelasting aangehouden dient te worden, voor een offshore-kademuur. (extreem zware belastingen, zoals olie- en boorplatformen)
- Gelijkmatic verdelde terreinbelasting op overslagterrein, volgens Port Designer's Handbook:
Dit volgt uit de belasting van 4 gestapelde en geladen containers 55 kN/m²

- Railkraanbelasting

Een kraan met 64 meter c.q. 23 containers outreach (=reikvermogen) is gekozen. Deze reach past bij het ontwerpschip (breedte 59 meter) en kan tot 700 kN tillen op 64 meter afstand (De Gijt, 2013). Deze kraan rijdt op een kraanbaan en wordt ondersteunt door 10 wielen per baan, met een puntlast van 1200 kN per wiel. De hart-op-hart afstand tussen de wielen bedraagt 1,05 meter. De afstand tussen de kraanbanen bedraagt 30,48 meter. Afbeelding 2.7 toont een voorbeeld van een reeds toegepaste kraanbaanopstelling. Voor de horizontale belasting wordt 10% van de verticale belasting aangehouden. De kracht van de baan wordt gespreid over 2,0 meter door de kraanbaanfundering.

Afbeelding 2.7 Kranen bij de Euromax Terminal (Marinetraffic, 2016)



- Bolderkrachten

Als aanbeveling (Thoresen, 2003) wordt een bolderkracht verstrekt, op basis van de waterverplaatsing van het ontwerp zeeschip. Voor waterverplaatsingen groter dan 200.000 ton dient er ontworpen te worden op een bolder kracht van 2.000 kN. Aangehouden wordt dat er om de 30,0 meter een bolder geplaatst wordt. Door een deksloof toe te passen kunnen de bolderkrachten gespreid worden over de gehele breedte van de kademuur. 67 kN/m wordt aangehouden als representatieve waarde. De bolder kan werken onder verschillende hoeken. 0° tot 90° graden vanaf het horizontaal (y-as) en onder -90° tot +90° om de verticale, z-as.

- Windbelasting

In dit onderzoek wordt er geen rekening gehouden met directe windkrachten op de kademuur. Windkrachten die werken op de afgemeerde schepen zijn verwerkt in de afmeerbelasting of de bolderbelasting, afhankelijk van de richting van de wind.

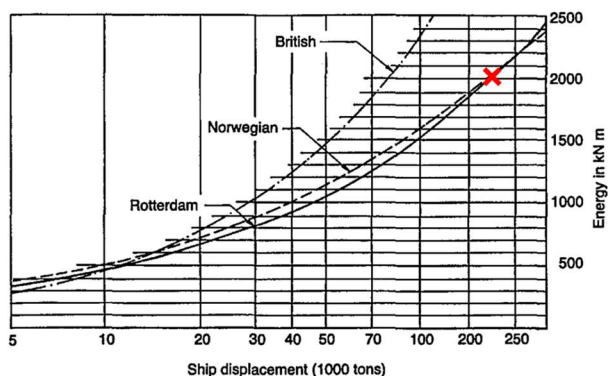
- Thermische belasting

In dit onderzoek wordt er niet gerekend met belastingen ten gevolge van temperatuurverschillen. In het ontwerp van de kademuren dient er ruimte tussen de caissons aanwezig te zijn in verband met krimpen en uitzetten van de constructie.

- Afmeerbelasting

Afhankelijk van de massa van het afmerende schip, dient de impact van het schip opgenomen te worden door de kadeconstructie. Deze frequent optredende belasting is landinwaarts gericht. Afbeelding 2.8 toont een grafiek waaruit de afmeerbelasting afgelezen kan worden. Het maatgevende schip wordt omschreven in hoofdstuk 2.2.2 "Maatgevend schip". Hieruit volgt dat het geladen gewicht (DWT) van het ontwerpschip 220.000 ton bedraagt. Hieruit volgt een afmeerbelasting van 2.000 kN/m

Afbeelding 2.8 Impact energie tijdens afmeren aan een kadeconstructie (Thoresen, 2003)



2.2.8 Incidentele belasting

Een buitengewone belasting treedt op wanneer de frequent optredende afmeerbelasting overschreden wordt. Het Handboek Port design (Thoresen, 2003) geeft een factor voor het bepalen van deze incidentele belasting:

Afbeelding 2.9 veiligheidsfactoren voor het bepalen van buitengewone afmeerbelasting (Thoresen, 2003)

Table 5.3. Fender safety factors for abnormal impact

Type of ship	Factor of abnormal impact	General comments
Small ships	1.5–2.0	Depends on operation
General cargo	1.75–2.0	Depends on ship size
Ro/ro	2.0–3.0	Stern berthing
Ferries	2.0–3.0	Depends on berth exposure and operation
Tankers and bulk	1.3–2.0	Smallest ships
	1.3–1.5	Largest ships
Container ships	2.0	Smallest ships
	1.5	Largest ships

Een factor 1,5 wordt aangehouden voor de afmeerbelasting tijdens een buitengewone toestand. In buitengewone toestand dient er 3.000 kN/m aangehouden te worden als afmeerbelasting. ($= 1,5 \cdot 2.000 \text{ kN/m}$)

2.2.9 Belastingcombinaties, partiele en ψ -factoren

In Tabel 2.8 zijn de belastingfactoren gegeven, passend bij kademuren.

Tabel 2.8 Belastingfactoren op kademuren (De Gijt, 2013)

Belastingsgeval	Combinatiefactor ψ_0	Frequent ψ_1	Quasi ψ_2
Gelijkmatig verdeelde belasting (containers, bulk)	0,7	0,5	0,3
Verkeersbelastingen (havenvoertuigen)	0,6	0,4	0,0
Kraanbelasting	0,7	0,3	0,0
Bolderkrachten	0,7	0,3	0,0
Afmeerbelasting	0,7	0,3	0,0
Gronddrukken, Waterdrukken, Verschilzettingen	1,0	1,0	1,0
Omgevingsbelastingen (wind, sneeuw, temperatuur)	0,7	0,3	0,0

De partiële factoren voor het ontwerp van de kadeconstructie zijn gegeven in Tabel 2.9. De weergegeven factoren zijn van toepassing op de constructie die berekend wordt in CC3.

Tabel 2.9 Partiele factoren (NEN1990, 2011)

RC/ CC	Belasting combinatie	Permanente (γ_{fg})		Veranderlijke (γ_{fq})		Bijzondere (γ_{fa})
		Ongunstig	Gunstig	Dominant optredende variabele belasting	Overige gelijktijdig optredende belasting	
3	Fundamenteel, 6.10b (UGT)	$1,25 * G$	$0,9 * G$	$1,65 * Q$	$1,65 * \psi_0 * Q$	-
3	Fundamenteel, 6.10a (UGT)	$1,4 * G$	$0,9 * G$	-	$1,65 * \psi_0 * Q$	-
3	Bijzonder, 6.11 (IGT)	$1,0 * G$	$1,0 * G$	$1,0 * \psi_1 * Q$	$1,0 * \psi_2 * Q$	$1,0 * A$
3	Momenteel, 6.15 (BGT)	$1,0 * G$	$1,0 * G$	$1,0 * \psi_1 * Q$	$1,0 * \psi_2 * Q$	-

Partiële factoren voor de geotechnische berekeningen zijn weergegeven in Tabel 2.10.

Tabel 2.10 Geotechnische partiële factoren (NEN9997-1, 2016)

Grondparameter	Symbool	Keermuur	Algehele stabiliteit (RC3)
Hoek van inwendige wrijving	$\gamma_{\varphi'}$	1,2	1,3
Effectieve cohesie	$\gamma_{c'}$	1,5	1,6
Ongedraineerde schuifsterkte	$\gamma_{cu'}$	1,5	2,0
Prismadruksterkte	$\gamma_{qu'}$	1,5	2,0
Volumiek gewicht	$\gamma_{\gamma'}$	1,1	1,0

2.2.10 Geotechnische parameters

Op basis van de beschikbare sonderingen wordt een geotechnisch bodemprofiel vastgesteld, wat overeen komt met een typische grondopbouw voor het westelijke deel van de haven van Rotterdam.

Op basis van de beschouwde West-Rotterdamse bodemprofielen kan gesteld worden dat de grondopbouw in de haven verstoord wordt door twee cohesieve lagen. De dikte en diepte van deze lagen verschilt per locatie in Rotterdam. Om een uitgangspunt te vormen zijn de sonderingen geïnterpreteerd van het meest westelijke deel van de haven. Twee sonderingen zijn opgenomen in bijlage I. De sondering met de minste diepte toont de maatgevende sondering, waarbij de stoorlagen het diepst, van de beschouwde sonderingen, liggen. De sondering met meetgegevens op grote diepte wordt gebruikt voor het aantonen van de vaste laag. Een beschrijving van de grondopbouw wordt gegeven in Tabel 2.11. De doorsnede is beschouwd volgens de geotechnische norm (NEN9997-1, 2016).

Vanaf het maaiveld (NAP +5 NAP) tot en met NAP -14 m bestaat de bodem uit een zandlaag van matige consistentie. De conusweerstand neemt dusdanig af, dat vanaf NAP -1 m het zandpakket als siltig wordt beschouwd. Vanaf NAP -11 wordt de zandlaag weer als "schoon" beschouwd. Daaronder bevindt zich een 1,5 m dikke kleilaag. Vanaf NAP -15,5 m is een vaste zandlaag aanwezig. Daaronder een zandige kleilaag van 1,0 m dikte. Onder deze laatst genoemde kleilaag bevinden zich zeer harde zandlagen. De gemiddelde conuswaarde van 45 kN/m² is gegeven; dit is het gemiddelde tussen NAP -21,5 m en NAP -45 m. Lagen van zeer stijve grond, met conusweerstand van > 55 MPa zijn hierin aanwezig.

Tabel 2.11 Grondopbouw

Laag	Hoofdnaam	Bijmengsel	Consistentie	Bovenkant laag [m NAP]	q _c [MPa]	γ / γ _{sat} [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kPa]
1	Zand	Schoon	Matig	5	15	18 / 20	32,5	0
2	Zand	Sterk siltig	-	-1	8	18 / 20	25,0	0
3	Zand	Schoon	Matig	-11	13	18 / 20	32,5	0
4	Klei	Zwak zandig	Vast	-14	5	20 / 20	22,5	13
5	Zand	Schoon	Vast	-15,5	30	19 / 21	35,0	0
6	Klei	Sterk zandig	-	-20.5	2	18 / 18	27,5	0
7	Zand	Schoon	Vast	-21.5	45	19 / 21	35,0	0

MCA TYPE GEWICHTSMUUR & TRANSPORT

3.1 Type kademuren

In dit hoofdstuk worden verschillende typen kademuren uiteengezet. Het doel van dit literatuuronderzoek is het inzichtelijk maken van de voor- en nadelen van de verschillende typen kadeconstructies. Met deze informatie kunnen er conclusies getrokken worden en kan er een geschikt type kademuur gekozen worden, passend bij de onderzoeksvraag.

De verschillende type kademuren en de referentieprojecten volgen uit hoofdstuk 3 van het Handboek Kademuren (De Gijt, 2013).

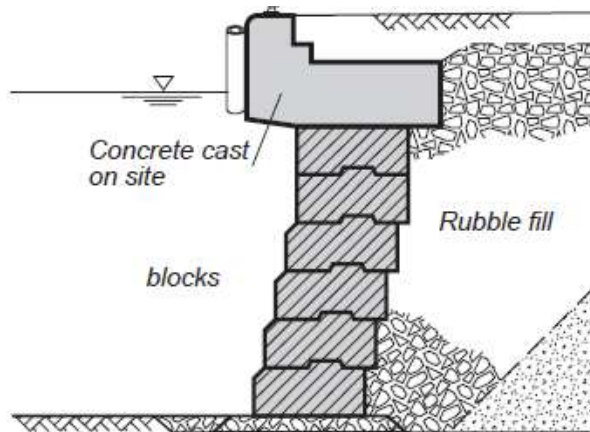
BLOKKENMUUR

Een blokkenmuur bestaat uit op elkaar geplaatste blokken van beton of natuursteen. Een voorbeeld van een opbouw van blokken is weergegeven in Afbeelding 3.1 Dit wordt uitgevoerd in den natte. De fundering bestaat uit grind of steenslag. Bij deze constructie vorm zijn grote hoogte mogelijk zolang de draagkracht van de ondergrond voldoende is. De elementen blijven door haar eigen gewicht op de plek en worden daarom niet aan elkaar gekoppeld. Tussen de blokken bevinden zich wel voegen, deze hebben als functie drainerend te werken vanaf de landzijde. Omdat het niet gewenst is dat er grond vanaf de landzijde zich gaat verplaatsen naar de waterzijde is het noodzakelijk een filterconstructie toe te passen. Deze blokken hebben een erg lange levensduur en vereisen weinig onderhoud. De kosten van het plaatsen zijn relatief hoog, dit komt omdat het plaatsen onder het waterpeil plaatsvindt en hiervoor duikers nodig zijn. Dit is de reden dat het tegenwoordig alleen plaatsen met hoge uitzondering plaatsvindt. Zo'n uitzondering kan zijn wanneer er zich draagkrachtige grond bevindt. Om de realisatie- en productietijd te verkorten kan er gekozen worden voor blokken met een nagenoeg dezelfde ordegrootte. Het gewicht van de blokken varieert tussen de 150-2000kN. Een optimale fundering is een laag stenen met daarop een vlakke-insitu gestorte laag onderwaterbeton. De doorlooptijd van de bouw van dit type kademuur is in vergelijking met de andere typen muren relatief kort omdat er door de grootte van de geprefabriceerde blokken veel lineaire meters gerealiseerd kunnen worden in zeer korte tijd. Tevens, heeft deze manier al heeft aangetoond dat het grondkerende hoogtes kan bereiken van meer dan 20 meter. Er zijn referentieprojecten bekend die de blokken niet geheel van natuursteen of beton maken maar de binnenkant opvullen met zand. Dit levert een reductie van kosten en CO2 uitstoot op.

- Referentieproject

Tijdens het onderzoek naar de blokkenmuur is er gekeken naar een referentieproject, dit project was het verlengen van de kademuur in San Pedro, Ivoorkust. In totaal werd er 389 strekkende meter kademuur gerealiseerd. De totale grondkerende hoogte was 14,5m. De blokken waren niet geheel van beton, de binnenkant was vol gestort met zand. Als fundatie werd er toen een filterlaag met daarop 3-30kg steenbestorting geplaatst.

Afbeelding 3.1 Blokkenmuur (De Gijt, 2013)



In Tabel 3.1 zijn de voor- en nadelen weergegeven die horen bij een blokkenmuur. Deze voor- en nadelen worden meegenomen tijdens het bepalen van de uit te werken gewichtsmuur.

Tabel 3.1 Voor- en nadelen blokkenmuur

Voordelen	Nadelen
Doordat de elementen geprefabriceerd zijn, is de bouwtijd relatief kort.	Risico op uitspoeling.
De totale bouwkosten zijn vrij laag.	Grote afgraving nodig ten behoeve van het plaatsen van het element.
Het vereist weinig onderhoud.	
Er kunnen hoogtes van meer dan 20 meter worden bereikt.	

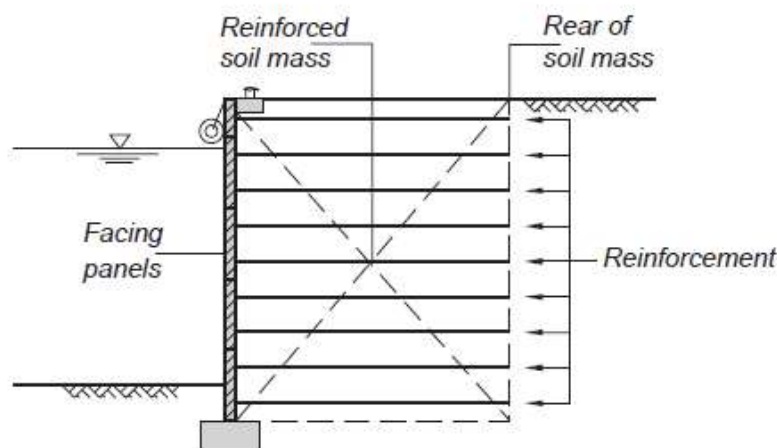
TERRA ARMÉE

De Nederlandse vertaling van het woord Terra Armée is gewapende grond. Een wand van dit type kademuur bestaat uit prefab elementen die één voor één boven elkaar geplaatst worden, zodat er een laagsgewijze wand ontstaat. Het meest gebruikte materiaal voor deze elementen is beton. Deze elementen worden verankerd met stalen strips die in het achterliggende grondlichaam worden gelegd. Vervolgens wordt de grond opgevuld en ontstaat er wrijving tussen de strips en de grond. Hierdoor worden de horizontale krachten opgenomen. De wrijving neemt toe naarmate de hoeveelheid bovenliggende grond groter wordt. Doordat de elementen op het droge gemaakt moeten worden is de bouwtijd van een terra armée wand relatief kort. Er zijn drie types beschikbaar; kruisvormig, vierkant en rechthoekig. De afmetingen zijn over het algemeen 1,50x1,50 m². De dikte van de elementen is rond de 0,20m. Tussen de panelen bevinden zich voegen om een drainerend effect te veroorzaken, om uitspoeling tegen te gaan is wel een geotextiel doek nodig aan de landzijde. De ontwerptijd verschilt tussen de 75 en 100 jaar. Deze manier van een gewichtsconstructie realisatie wordt bijna niet toegepast in havens maar meer als kustverdediging. Dit komt omdat er bij deze manier moeilijk de gewenste hoogte van 20 á 25 meter kan worden gerealiseerd. Tevens bezwijkt deze kademuur erg snel tijdens een aanvaring met een schip.

- Referentieproject

Een referentie project was de realisatie van de kade in Swansea, Verenigd koninkrijk. Hier werd een gewichtsconstructie gebouwd met een waterkerend hoogte van circa 10 meter. Deze kade werd alleen gebruikt voor het afmeren van zeilschepen. Deze gewichtsconstructie is gemaakt op het strand tijdens het laag watergetij. In Afbeelding 3.2 is te zien hoe het eruit ziet.

Afbeelding 3.2 Principe Terra Armée (De Gijt, 2013)



In Tabel 3.2 zijn de voor- en nadelen weergegeven die horen bij een Terre armée. Deze voor- en nadelen worden meegenomen tijdens het bepalen van de uit te werken gewichtsmuur.

Tabel 3.2 Voor- en nadelen Terra Armée

Voordelen	Nadelen
Voor deze constructie is weinig materiaal benodigd.	De muur bezwijkt snel tijdens een aanvaring.
De kosten zijn laag door de lage hoeveelheid materialen.	Het dient meer als kustverdediging dan als kade voor grote schepen.
	Veel ontgravingsruimte nodig

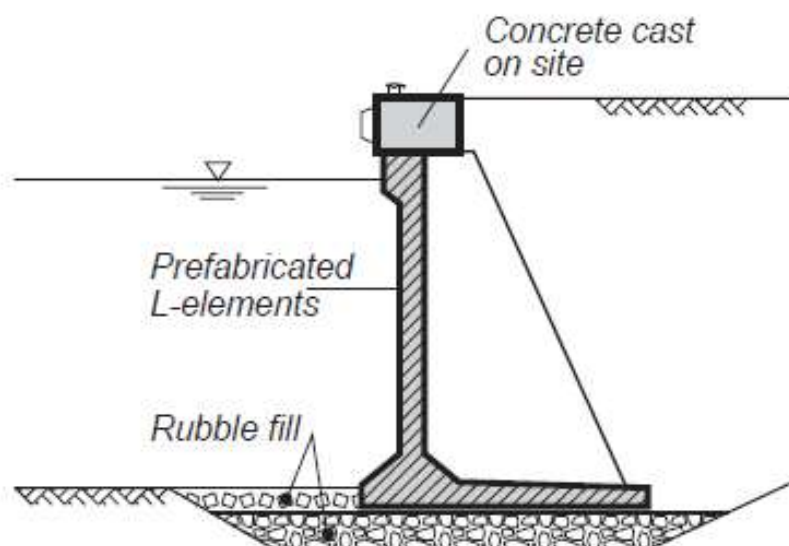
L-WAND

De L-wand is een betonnen element met een vorm van een L. Het verkrijgt haar stabiliteit aan het eigen gewicht en aan de grond die op de voet drukt. Dit zorgt samen voor een tegenwerkend moment ten opzichte van de horizontale gronddruk. Dit tegenwerkend moment wordt veroorzaakt door de schuifspanningen van de L-wand op de ondergrond. Een voordeel van een L-wand is dat het uitgevoerd kan worden op het natte maar ook op het droge. Het is ook mogelijk om ribben toe te voegen aan de L-wand. Deze ribben vergroten de maximale hoogte van de elementen. De L-wanden worden aan de bovenkant met elkaar verbonden door middel van een stalen profiel. Het is mogelijk deze elementen te prefabriceren en vervolgens met een kraan vanaf het land of zeezijde te plaatsen op de steenbestorting. Onder de L-wand dient zich een grindbed te bevinden. In Afbeelding 3.3 is een doorsnede van een L-wand te zien.

- Referentieproject

Een referentieproject is de realisatie van een containerdok in de haven van Antwerpen. Hier werd een L-wand gebruikt, die 26 meter grond moet keren. De totale hoogte van de L-wand was 30 meter en is geheel in het droge gemaakt. De gewichtsconstructie is in twee delen gestort, eerst de voet en vervolgens de wand. Er werd over de gehele wand een rubberen strip geplaatst die het transport van zand van de landzijde naar de zeezijde voorkwam. De wand had een inhoud van 1600m³ beton per strekkende meter en hier werd 2x8 uur over gedaan om te storten. De kosten van dat project waren 38.360 euro per strekkende meter (exclusief baggerkosten). De totale lengte van de kade was 5km.

Afbeelding 3.3 Principe L-wand (De Gijt, 2013)



In Tabel 3.3 zijn de voor- en nadelen weergegeven die horen bij de L-wand. Deze voor- en nadelen worden meegenomen tijdens het bepalen van de uit te werken gewichtsmuur.

Tabel 3.3 Voor- en nadelen L-wand

Voordelen	Nadelen
Kan op den natte en op den droge uitgevoerd worden.	Grote afgraving nodig ten behoeve van het plaatsen van het element.
Erg stabiel door de vorm van het element.	
Prefab elementen kunnen meer dan 20 meter grondkerende hoogte overbruggen.	

GE PREFABRIC EERD CAISSON

Een kademuur kan gevormd worden door middel van het plaatsen van geprefabriceerde betonnen caissons. De afmetingen van deze caissons kunnen verschillen op basis van de vereiste en de uitgangspunten gerelateerd aan het project. De rechthoekige vorm wordt het meest gebruikt. De caissons worden afgezonken op een goed verdicht, vlak en (verbeterde) stabiele grond. Het caisson wordt als een element afgezonken, hierdoor blijven werkzaamheden onderwater beperkt. Door het element te prefabriceren op een andere locatie, wordt de bedrijvigheid in het havengebied niet verstoord.

Na het afzinken van de caissons, worden de element opgevuld met een relatief goedkoop materiaal met een hoog soortelijk gewicht. Er kan gebruik gemaakt worden van tussenwanden om de optredende spanningen naar wens te verspreiden. Ná het opvullen worden de caissons afgesloten met een gewapend betonnen dek. Dit dek kan vervolgens weer gebruikt worden in de gebruiksfase van de kademuur als fundering voor het kraanmeubilair. Bij vereiste afmetingen groter dan 30 meter lang, 25 meter breed en 20 meter hoog, kan een andere alternatief kademuur wellicht economischer gerealiseerd worden. Naast de immense afmetingen van het droogdok, afzinkbaar ponton of hellingbaan, is er ook een grote diepte vereist om de elementen op de juiste plaats te manoeuvreren. De caissons dienen met elkaar verbonden te worden om de krachten over te dragen en te voorkomen dat de achterliggende grond niet door golfslag of stromingen weg zal spoelen. Deze verbindingen dienen berekend te zijn op de uitvoeringstoleranties en verschilzettingen.

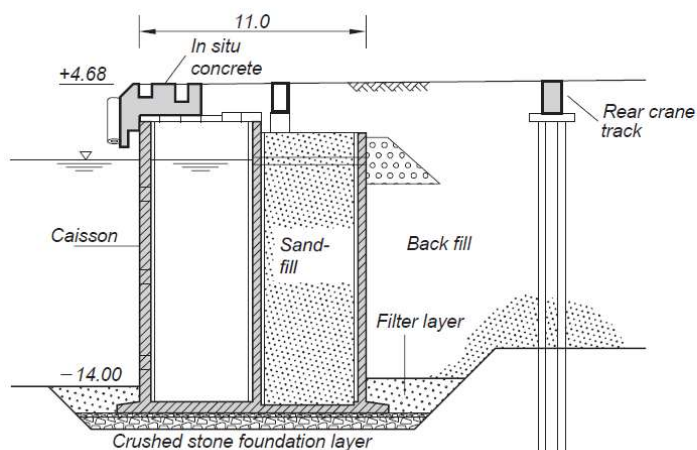
Door het caisson op te vullen met grond of een ander materiaal met gelijke eigenschappen, neemt het eigen gewicht van de constructie toe. Mits de ondergrond deze toename van spanning kan dragen, werkt dit extra gewicht positief mee aan de capaciteit van dit type kademuur. Zie Afbeelding 3.4 voor een schematische weergave van een caisson.

- Referentieproject

Een van de projecten waar gebruik is gemaakt van deze bouwmethode is in Damman, Saudi-Arabië. In een periode van 4 jaar diende er 3900 meter kademuur gerealiseerd te worden.

Deze bouwmethode werd verkozen boven de andere alternatieven; Er kon gebruik gemaakt worden van de woestijnachtige grondslag en door middel van verschillende schaalvoordelen bleek dat deze oplossing het beste aansloot bij de vraagspecificatie.

Afbeelding 3.4 Gevuld caisson met tussenwand (De Gijt, 2013)



In Tabel 3.4 zijn de voor- en nadelen weergegeven die horen bij een caisson. Deze voor- en nadelen worden meegenomen tijdens het bepalen van de uit te werken gewichtsmuur.

Tabel 3.4 Voor- en nadelen geprefabriceerde caisson

Voordelen	Nadelen
Snelle bouwmethode.	Veel manoeuvreerruimte nodig.
Circulaire bouw wellicht mogelijk.	Immense hoeveelheden beton en opvulmateriaal vereist.
Weinig verstoring in het havengebied	Draagkrachtige grond vereist

CELWAND

De celwand ontstaat door het samenvoegen van materialen zodat er een cirkelvormig element ontstaat. Deze materialen kunnen vlakke damwandplanken of betonnen wanden zijn.

Deze holle elementen kunnen zowel in-situ als prefab gemaakt worden. Bij de geprefabriceerde oplossing wordt de constructie elders gemaakt en vervolgens afgezonken op de gewenste locatie. Voor ballast wordt zand of een soortgelijk materiaal gebruikt. Voor extra weerstand kan er gekozen worden om de damwandplanken op diepte te brengen.

De verticaalgerichte bovenbelasting veroorzaakt dat de cirkelvormige constructie werkt op trek. De damwandplanken of de betonwand willen uit elkaar getrokken worden. Hierdoor wordt de trekkracht in de aansluitingen erg groot. Dit blijkt ook vaak de maatgevende belasting te zijn. Deze trekkracht wordt overgedragen door de sloten in de damwandplanken. Er kan, volgens het handboek Port Design (Thoresen, 2003) ook gebruik gemaakt worden van een extra ring, zodat de cel ingesloten wordt.

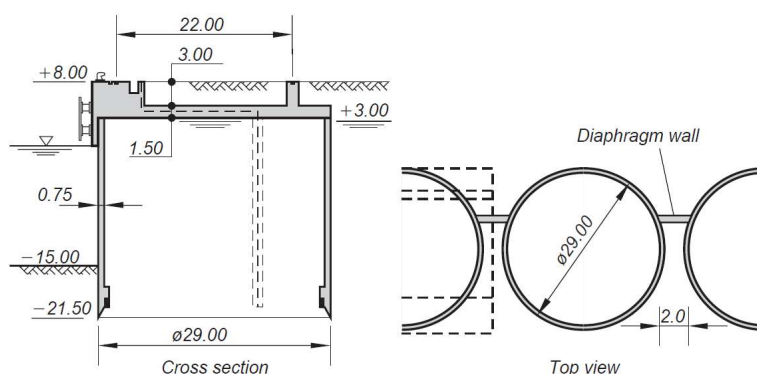
De celwand kan grote horizontale krachten opnemen zonder extra verankering toe te passen. Dit komt voornamelijk door de gigantische afmetingen van de elementen. Een ander voordeel is dat een complete cel, dat is: een gesloten ring, op zichzelf ook al draagkrachtig is. Dit element kan tijdens de uitvoering gebruikt worden door materieel voor de bouw van de volgende cel; de machines kunnen al op de celwand staan, voordat de hele wand gebouwd is. Om een celwand compleet te maken, dient er een aansluiting gerealiseerd te worden tussen de individuele cellen. Hiervoor kan een diepwand gebruikt worden. Een andere optie is het aanpassen van de vorm van de cel, zodat er geen ronding aanwezig is, op de plaatsen waar de elementen tegen elkaar afgezonken worden.

Doordat de ring volledig gesloten moet zijn om de trekkrachten over te brengen, is dit type constructie erg gevoelig voor aanvaringen. Het bezwijken van een enkele damwandplank, veroorzaakt het bezwijken van de volledige cel.

- Referentieproject

In Zeebrugge, België is er gebruik gemaakt van deze gewichtsconstructie als kademuur in een containerterminal. De cellen zijn in-situ, in een bouwkuip, gerealiseerd. Deze hebben een diameter van 29,0 meter, en een betonnen wand met 750mm dikte. Door gebruik te maken van stalen platen onder de wanden, kon de grond eenvoudig gepenetreerd worden. Hierdoor kon er extra belasting opgenomen worden. Nadat de cellen opgevuld waren met zand, kon het dek gerealiseerd worden. Zie hiervoor ook Afbeelding 3.5. Tussen de cellen werden, in dit referentieproject diepwanden gebruikt, om een dichte aansluiting te realiseren.

Afbeelding 3.5 Cellenwand in Zeebrugge, België (De Gijt, 2013)



In Tabel 3.5 zijn de voor- en nadelen weergegeven die horen bij een celwand. Deze voor- en nadelen worden meegenomen tijdens het bepalen van de uit te werken gewichtsmuur.

Tabel 3.5 Voor- en nadelen celwand

Voordelen	Nadelen
Weinig materiaal vereist.	Veel ruimte benodigd.
Grote horizontale kracht opneembaar.	Gevoelig voor aanvaringen.
Een enkel element is al stabiel.	Grote spanningen in de aansluitingen.

3.2 Bouwmethodes

In dit hoofdstuk wordt er gekeken naar de verschillende bouwmethodes van de gewichtsmuren. Omdat er in de het Westelijk gebied van de haven van Rotterdam zich maar een beperkte ruimte en tijd bevindt, is het belangrijk om te kijken naar de omvang van de bouw van de verschillende gewichtsmuren.

L-wand

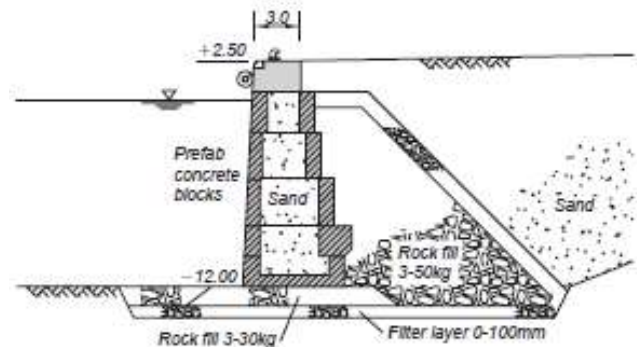
Voor de L-wand zijn er 2 verschillende wijze van bouwen, het kan prefab of in-situ gedaan worden. Als het prefab gebeurd zijn er ook nog eens 2 varianten; een L-wand en een L-wand met ribben. Een prefab L-wand zonder ribben kan maximaal een hoogte bereiken van 7 meter. Bij de toevoeging van ribben aan de geprefabriceerde wand van de L-wand kan dit type 20 meter grond keren. Voor grotere grondkerende hoogten zal er in-situ gestort moeten worden.

Zoals al vermeld staat als referentie onder het hoofdstuk "L-wand algemeen" is het project Deurganckdok erg vergelijkbaar. Er is er toen voor gekozen om de L-wanden in 2 parten onder te verdelen, de voet en de wand. De manier van realiseren ging als volgt; als eerste is er begonnen om het grondwaterniveau te verlagen met 26 meter. Vervolgens moest er een groot gedeelte graafwerkzaamheden aan te pas komen om het mogelijk te maken om de L-wand in het droge te realiseren. Zodra de diepte van het toekomstige dok was bereikt werden de damwanden geslagen. Deze damwanden zorgde ervoor dat er geen zandtransport ontstond onder de kademuur door piping en voorkwam hierdoor het verzakken van de kademuur. Zodra de damwanden geplaatst waren gingen de graafwerkzaamheden door. Deze werkzaamheden gingen door totdat de diepte van de fundatie van de kademuur was bereikt. Vervolgens kon de voet van de L-wand gerealiseerd worden. Deze voet had een breedte variërend van 24 – 26 meter afhankelijk van de bodemopbouw. Zodra de voet gerealiseerd was, werd er begonnen met de wand. Deze wand had van zichzelf een hoogte van 20 meter. Doordat de wapeningskorven te groot waren om te transporteren is alles in-situ gemaakt. Het beton wat werd gebruikt voor de L-wand werd geproduceerd on-site. Zodra het element gereed was konden de graafwerkzaamheden weer beginnen, er werd alleen aangevuld met zand met goede geotechnische eigenschappen. Per laag van 30 centimeter werd er aangevuld, deze lagen werden verdicht om een zo groot mogelijke draagkracht te genereren. Het afwerken gebeurde zodra er bij het hoogste gedeelte van de L-wand gewerkt kan worden. (Aerts, 2008)

Blokkenmuur

Een blokkenmuur is qua complexiteit van het realisatieproces vrij eenvoudig. Op de plaats waar de blokken moeten komen wordt een fundering geplaatst. Het is essentieel dat deze fundering zo vlak mogelijk ligt zodat de blokken niet kunnen afschuiven door hoogteverschil. Deze fundering bestaat meestal uit een grindlaag. Zodra de fundering ligt kunnen de eerste blokken geplaatst worden. Deze blokken worden in den natte uitgevoerd. Met behulp van een kraan en duikers worden de blokken vanaf de kant of vanaf de zeezijde geplaatst. Zodra de blokken allemaal geplaatst zijn kan er grond worden aangevuld achter de gewichtsmuur. Halverwege het aanvoeren van het zand wordt het filterdoek geplaatst. De grond tussen de blokken en het filterdoek is steenbestorting, het zand wat bovenop het filterdoek ligt is normaal zand. Dit is schematisch weergegeven in Afbeelding 3.6.

Afbeelding 3.6 Doorsnede blokkenmuur (De Gijt, 2013)



Caisson

Onder het hoofdstuk "transportmogelijkheden" is al verteld over de manier van het transporten van het caisson daarom wordt er hier nu alleen gekeken naar het plaatsen van de caissons. Dit proces vindt geheel plaats in den natte. Voordat het caisson getransporteerd wordt naar de plaats van bestemming wordt er een strook gebaggerd waarin een fundering wordt geplaatst. De toplaag van deze fundering is op puin gebaseerd, de rest van de fundering bestaat uit steenbestorting. Aan de zeezijde van het caisson wordt een deel steenzetting geplaatst als bodembescherming. De caissons worden koud naast elkaar geplaatst. De bovenkant van de caissons steken boven het wateroppervlakte uit. Het dek van het caisson wordt doorgaans in-situ gestort. Het kan zijn dat het caisson nog gevuld worden met zand of een soortgelijk materiaal. Hiervoor hoeft niet de gehele constructie gevuld te worden met dit gewichtige materiaal, er kan gekozen worden om een bepaald aantal compartimentsschermen in het caisson toe te voegen en een aantal hiervan te vullen met gewichtig materiaal en een aantal andere compartimenten met licht vulmateriaal. De maximale tolerantie waar rekening mee gehouden moet worden is ongeveer 150 millimeter. (De Gijt, 2013)

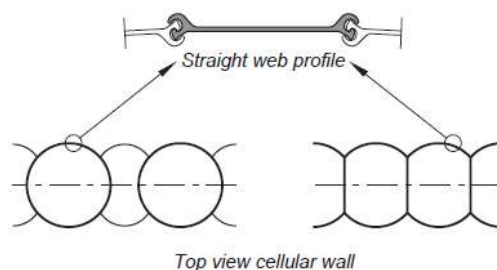
Cellenwand

Een cellenwand kan bestaan uit betonnen segmenten of damwandplanken. Bij grote afmetingen is het vrijwel onmogelijk om de prefab elementen te vervoeren, er wordt dus vanuit gegaan dat het in-situ gemaakt gaat worden. Om het proces op het droge uit te voeren moet er eerst veel zand worden geplaatst zodat de bestaand kustlijn wordt verplaatst. Op de plek waar de cellenwand gerealiseerd gaat worden wordt een bouwdok gemaakt. Tijdens de realisatiefase moet er continu worden bemaald. Om het makkelijker te maken dat de celwanden gaan zakken kan er gekozen worden voor een stalen blad aan de onderkant van de celwand. De celwanden worden op een afstand van elkaar geplaatst. Om deze celwanden met elkaar te verbinden kan er gekozen worden voor bijvoorbeeld diepwanden. Uiteindelijk worden de cellen opgevuld met zand om meer gewicht aan het totale element te geven. De laatste fase is het plaatsten van het dek bovenop de cellenwand. Dit dek kan in de gebruikersfase weer dienen als support voor de rails van de containerkranen.

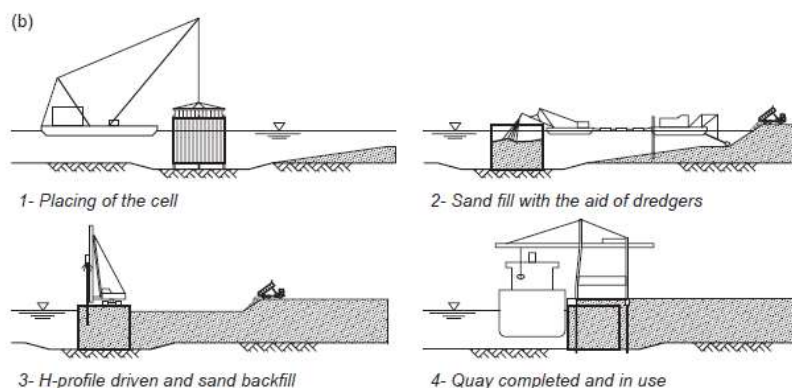
Mocht er gekozen worden voor stalen damwandplanken dan verandert het realisatieproces. De stalen damwanden worden geplaatst in de grond en met elkaar verbonden door middel van een slot aan het uiteinde van beide kanten van de damwand. Een slot is te zien in Afbeelding 3.7. Tijdens het plaatsen van elke damwandplank wordt een bepaalde hoek aangehouden waarin ze de grond in worden gedrukt. Hierdoor ontstaat uiteindelijk een rond element. De hoek van de plank kan maximaal 10 graden zijn. Net als bij de betonnen celwanden wordt het binnenste van de cirkel opgevuld met zand of een soortgelijk materiaal. Omdat er relatief weinig materiaal nodig is voor deze gewichtsmuur is deze optie economisch voordeliger te realiseren.

Als er wordt gekozen voor prefab stalen celwanden dan verandert het proces een beetje. De celwanden worden doormiddel van een sleepboten boven de fundering geplaatst, dit wordt uitgevoerd in den natte. Een boot spuit water in de celwand waardoor het toeneemt in gewicht. Vervolgens worden er H-profielen voor genoeg stabiliteit in de grond geplaatst binnen de celwand. Tegelijkertijd wordt er zand achter de celwand geplaatst. Dit proces is schematisch weergegeven in Afbeelding 3.8. Deze manier van werken vereist wel dat je relatief kleinere celwanden kan gebruiken omdat ze vervoert moeten worden. (Thoresen, 2003)

Afbeelding 3.7 Connectie cellenwand (De Gijt, 2013)



Afbeelding 3.8 Bouwschema van een celwand (De Gijt, 2013)



3.3 Bezwijkmechanismen gewichtsconstructies

In deze paragraaf wordt een onderzoek gedaan naar de bezwijkmechanismen van de gewichtsconstructies, waaraan voldaan moet worden, tijdens de ontwikkeling van het type kademuur. Het doel is om hiermee vroegtijdig inzicht te krijgen aan welke eisen voldaan moet worden.

Wanneer aangetoond wordt, dat er voldoende maatregelen genomen zijn om alle mogelijke bezwijkmechanismen tegen te werken, kan er gesteld worden dat de gewichtsconstructie voldoet. Daarnaast moet de constructie ook getoetst worden in alle mogelijk belastingcombinaties. Dit alles is opgenomen in Afbeelding 3.9.

Een gewichtsconstructie kan bezwijken, volgens de literatuur (Voorendt, 2016), op de volgende wijzen:

- Onvoldoende weerstand tegen horizontaal afschuiven;
- Onvoldoende kantelstabiliteit;
- Onvoldoende weerstand tegen verticaal draagvermogen;
- Geen statisch evenwicht (mits transport over water);
- Onvoldoende dynamische stabiliteit (mits transport over water);
- Bezwijken ten gevolge van bodemerosie;
- Bezwijken van de betonconstructie.

De gewichtsconstructie wordt beschouwd als een fundering op staal. Dezelfde rekenmethodiek is daarom van toepassing. Een aantal andere bezwijkmechanismen, zoals bezwijken van de bodembescherming en statisch of dynamisch evenwicht, dienen ook beschouwd te worden. Bezwijkmechanismen die specifiek voor een bepaald type gewichtsconstructie gelden, worden beschreven in hoofdstuk 3.4

Afbeelding 3.9 Mogelijke bezwijkmechanismen in combinatie met belastingstoestanden (Voorendt, 2016)

Failure Mechanisms	Load situations
• static stability – during (floating) transport – during immersion • dynamic stability • shear criterion caisson-subsoil • turn-over criterion • vertical bearing capacity • scour • strength of the concrete structure	• building pit phase • floating phase: – during transport – during immersion • founded phase: – immediately after immersion – final phase (use phase) • removal phase

3.3.1 Toetsing weerstand tegen horizontaal afschuiven

De gewichtsconstructie dient de horizontale belastingen over te dragen op de onderliggende grondlagen. De grootste horizontale belasting die een gewichtsmuur moet kunnen overdragen volgt uit de gronddruk; de muur is immers een grondkerende constructie. Gronddrukken zijn een voorbeeld van andere grote horizontale krachten.

De weerstand tegen horizontaal afschuiven kan getoetst worden in twee toestanden en wordt berekend volgens de geotechnische norm (NEN9997-1, 2016):

Horizontale draagkracht in ongedraineerde toestand

Indien er ongedraineerde lagen (kleiachtige grondslag) aanwezig zijn onder de fundering van de gewichtsconstructie, dient de weerstand tegen afschuiven als volgt bepaald te worden:

$$R_{h;d} = C_{u;d} * b' * l'$$

Waarin:	$R_{h;d}$	= Rekenwaarde ongedraineerde horizontale draagkracht	[kN]
	$C_{u;d}$	= Rekenwaarde ongedraineerde cohesie	[kPa]
	b'	= Effectieve breedte	[m]
	l'	= Effectieve lengte	[m]

Indien water of lucht het contactvlak tussen fundering en ongedraineerde klei kan bereiken, moet de volgende controle uitgevoerd zijn:

$$R_{h;d} = 0,4 * V_d$$

Waarin:	$R_{h;d}$	= Rekenwaarde ongedraineerde horizontale draagkracht	[kN]
	V_d	= Rekenwaarde minimale verticale belasting	[kN]

Horizontale draagkracht in gedraineerde toestand

Indien er gedraineerde lagen (zandachtige grondslag) aanwezig zijn onder de fundering van de gewichtsconstructie, dient de weerstand tegen afschuiven als volgt bepaald te worden:

$$R_{h;d} = V'_d * \tan \delta'_d$$

Waarin:	$R_{h;d}$	= Rekenwaarde ongedraineerde horizontale draagkracht	[kN]
	V'_d	= Rekenwaarde effectieve verticale belasting op het funderingsvlak	[kN]
	δ'_d	= Rekenwaarde wrijvingshoek	[°]

Voor in het werk gestorte betonnen funderingen kan δ'_d gelijk gesteld worden aan φ'_d en voor gladde prefab funderingen aan $\frac{2}{3} * \varphi'_d$. Eventuele cohesie c' behoort te zijn verwaarloosd.

Er wordt voldaan aan de eisen van het horizontale draagvermogen in gedraineerde en ongedraineerde grond, indien geldt:

$$H_d < R_{h;d} + R_{p;d}$$

Waarin:	H_d	= Rekenwaarde horizontale belasting op funderingsvlak	[kN]
	$R_{h;d}$	= Rekenwaarde afschuifweerstand uit wrijving langs funderingsvlak, op basis van minimale verticale belastingen	[kN]
	$R_{p;d}$	= Rekenwaarde passieve gronddruk	[kN]

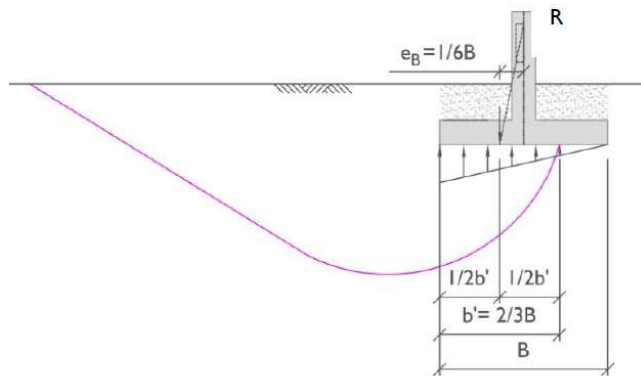
3.3.2 Toetsing kantelstabiliteit

Een fundering op staal werkt volledig op druk indien de resulterende kracht door de kerndoorsnede van het element gaat. Bij een excentriciteit groter dan $1/6$ van de breedte zal de constructie niet meer op het volledige funderingsvlak ondersteunt worden; voor de onderliggende grondlaag is het niet mogelijk om trekspanningen te ontwikkelen. (Voorendt, 2016). Hierdoor moet een fundering op staal voldoen aan de volgende eis, om niet te bezwijken op kantelstabiliteit:

$$e < \frac{1}{6} * B$$

Het is mogelijk om funderingen te ontwerpen met een grotere excentriciteit dan $1/6$ van de breedte. Er dient dan wel rekening gehouden te worden met het kantelen en het volledig ontbreken van grondspanning aan de getrokken zijde. Dit kan een tweede, maatgevend glijvlak geven, doordat de grondspanning op dat punt gelijk is aan nul. ($\sigma'_{v,z;d} = 0$) (NEN9997-1, 2016) ; Bovenliggende constructie en het grondpakket drukt immers niet op deze laag, vanwege het kantelen. Ten gevolge van deze excentriciteit neemt de verticale draagkracht van de fundering af. In Afbeelding 3.10 is een fundering op staal weergegeven waarbij de fundering nog volledig op druk werkt.

Afbeelding 3.10 Glijvlak ten gevolge van een excentrische belasting (NEN9997-1, 2016)



3.3.3 Toetsing verticaal draagvermogen

In dit onderdeel wordt omschreven hoe volgens verschillende literatuur de verticale draagkracht bepaald dient te worden. Hiervoor wordt gebruik gemaakt van normen (NEN9997-1, 2016) en de geotechniek reader (Backhausen, 2014). Voor een voorbeeld uitwerking is er gebruik gemaakt van een studieboek (Reed Business Opleidingen). Deze literatuur is gebaseerd op de eerder genoemde normering. In dit vooronderzoek wordt kort het stappenplan toegelicht. Voor alle formules wordt verwezen naar de relevante norm.

Effectieve oppervlak

Ten gevolge van een moment in de fundering verplaatst het zwaartepunt van de belasting zich. Een centrische belasting wordt een excentrische belasting. Ten gevolge van een moment neemt de effectieve lengte of effectieve breedte van het funderingsvlak af. Een tweede moment, haaks op het eerste moment, veroorzaakt dat zowel de effectieve lengte als de effectieve breedte afneemt.

Bepaling invloedsdiepte

Voor het bepalen van de glijcirkel van de fundering is het relevant om de invloedsdiepte te bepalen. Door middel van een iteratief proces, waarin de gemiddelde karakteristieke hoek van inwendige wrijving variabel is, wordt het gewogen gemiddelde van de effectieve hoek van inwendige wrijving bepaald. De verhouding horizontale belasting op verticale belasting speelt een grote rol in de invloedsdiepte en daardoor ook op de invloedsbreedte.

Verticale draagkracht in ongedraineerde toestand

Op basis van de aanwezige grondlagen binnen de bepaalde invloedsdiepte kunnen de volgende gevallen worden onderscheidde. Door middel van het bepalen van deze gevallen, wordt ook bepaald op welke wijze (gewogen) gemiddelden bepaald worden.

- a) Eén laag; homogene cohesieve ondergrond
- b) Meerdere lagen met direct onder het funderingsvlak een cohesieve laag en daaronder niet-cohesieve lagen; In deze toestand dient de cohesieve laag beschouwd te worden als één oneindig diepe laag, over de gehele invloedsdiepte. Mits een stijvere laag aanwezig is onder de slappe laag, mag de draagkracht berekend zijn met squeeze.
- c) Meerdere lagen; met direct onder het funderingsvlak een niet-cohesieve laag, gevolgd door cohesieve lagen. In deze toestand dient er uitgegaan te worden van de slapste grondlaag binnen de invloedsdiepte. Dit in verband met doorponsen van de funderingsconstructie, zie hiervoor onderdeel "doorponsen" van dit hoofdstuk.

De ondergrond waarin enkel niet-cohesieve lagen aanwezig zijn wordt beschouwd in het volgende onderdeel van dit hoofdstuk.

De vergelijking van het ongedraineerde verticale draagvermogen bestaat uit drie onderdelen: cohesie, gronddekking en de funderingsbreedte. De som van deze termen resulteert in het verticale draagvermogen.

Verticale draagkracht in gedraineerde toestand

Op basis van de aanwezige grondlagen binnen de bepaalde invloedsdiepte kunnen de volgende gevallen worden onderscheiden:

- a) Eén laag; homogene niet-cohesieve ondergrond.
- b) Meerdere lagen; wanneer het grootste verschil tussen van de karakteristieke waarde van de hoek van inwendige wrijving, in de aanwezige lagen in de invloedsdiepte, kleiner is dan 6° , moet er gerekend worden met gewogen parameters voor de inwendige wrijvingshoek, cohesie en soortelijk gewicht.
- c) Meerdere lagen; wanneer het grootste verschil (als in b) omschreven) groter is dan 6° dient een aanvullende ponsberekening uitgevoerd te worden.

De vergelijking van het gedraineerde verticale draagvermogen bestaat uit drie onderdelen: cohesie, gronddekking en de funderingsbreedte. De som van deze termen resulteert in het verticale draagvermogen.

Enkele parameters voor de berekening van de verticale draagkracht, van een constructie in zowel gedraineerde als ongedraineerde toestand, zijn:

- (permanente) Cohesie;
- Grondspanning op funderingsdiepte;
- Soortelijk gewicht;
- Verhouding effectieve lengte : effectieve breedte;
- Aanwezigheid van een horizontale belasting;
- Aanwezigheid van een maaiveld helling.

Allerlei reductiefactoren worden ook opgenomen in deze vergelijking. Indien nodig, worden in de verdiepende fase van dit onderzoek deze reductiefactoren verder uitgewerkt.

Doorponsen bij gelaagde grond

In de aanwezigheid van een laag onder een slappe bovenlaag (bijvoorbeeld eerst zand, vervolgens klei), kan het bezwijken door pons optreden. Dit houdt in dat de belasting volledig op de onderliggende laag kan gaan werken. Een fictief funderingsvlak wordt dan gevormd. De slappe laag dient vervolgens getoetst te worden volgens de berekeningen van squeezing.

Zijdelings wegpersen (squeezing) voor ongedraineerde toestand

Mocht er een slappe laag aanwezig zijn, met daaronder een stijve laag, dan kan het voorkomen dat deze cohesieve laag gedrukt wordt. Dit wordt ook wel squeezing genoemd (vergelijkbaar met het wegdrukken van de vulling van een tompouce; het 'tompouce' effect).

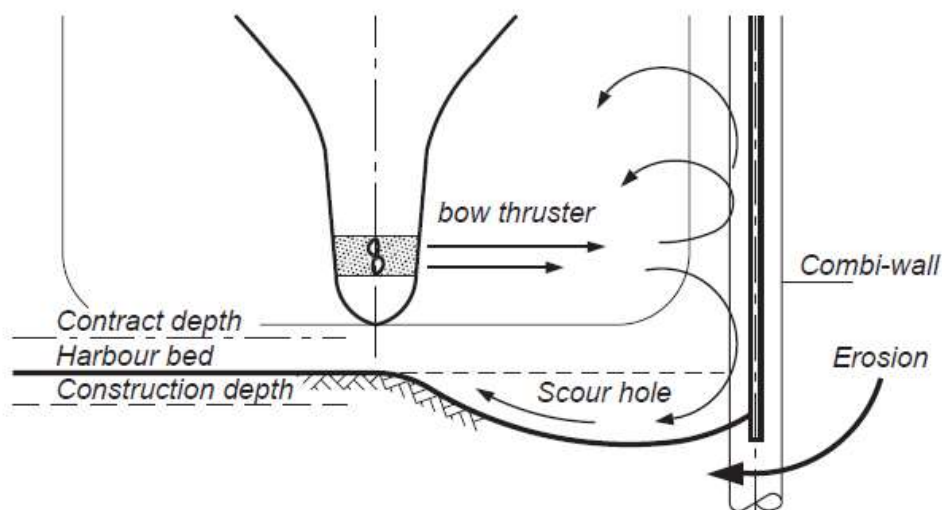
Zakkingen en zaktingsverschillen

Voor alle elementen die vallen onder een fundering op staal moet de zakking worden bepaald. Eventueel nabij gelegen objecten kunnen invloed hebben op de zakkingen van de fundering op staal, dit wordt in dit onderzoek niet verder uitgewerkt.

Bodemerrosie

Doordat zeestromingen grond voor de kademuur kunnen transporteren, is het mogelijk dat er geotechnische instabiliteit ontstaat en dat daardoor de kademuur kan bezwijken (Voorendt, 2016). Daarnaast kan ook door boegschroefstromen bodemerrosie ontstaan. Bodemerrosie kan voorkomen worden door het toepassen van bodembescherming. Afbeelding 3.11 toont een voorbeeld op welke wijze bodemerrosie kan ontstaan.

Afbeelding 3.11 Bodemerrosie ten gevolge van boegschroef stromingen (De Gijt, 2013, p. 536)



3.3.4 Betonconstructie

Naast dat de constructie kan bezwijken op geotechnische bezwijkmechanismen is het ook mogelijk dat de gewichtsconstructie bezwijkt op de constructieve onderdelen. Hieronder een korte omschrijving van de mogelijk optredende bezijkmechanismen van een betonconstructie. Dit onderdeel is gebaseerd op de relevante norm (NEN1992-1, 2011). Afbeelding 3.9 toont de belastingstoestanden waarin de constructie berekent dient te worden.

Voor het bepalen van de sterkte van de elementen (UGT) dienen er berekeningen gedaan te worden om de volgende onderdelen te controleren en waar nodig maatregelen te nemen, door bijvoorbeeld wapening toe te voegen. Er dienen controles uitgevoerd te worden op:

- Buiging met of zonder normaalkracht;
- Dwarskracht;
- Pons;
- Wringing;
- Vermoeiing.

Daarnaast dienen de vervormingen (BGT) gecontroleerd te worden. Ook hier worden mogelijk maatregelen doorgevoerd, om te voldoen aan de gestelde eisen uit de relevante norm:

- Vervormingen;
- Scheurvorming.

Deze onderdelen dienen gecontroleerd te worden in meerdere fasen. Dit zijn:

Bouwfase

De eerste fase van de levenscyclus van het element is de bouwfase. Doordat er geen externe belastingen op de constructie werken in deze fase is deze toestand vaak niet maatgevend voor de constructie. Vereist is, dat er aandacht besteed wordt aan het moment van ontkisten van de constructie, zodat het beton de gewenste sterkte behaald heeft.

Transportfase

Deze fase treedt alleen op bij een element wat op een andere locatie geprefabriceerd wordt en daarom afgezonken wordt op de gewenste locaties. Voor in-situ kademuren is deze fase niet van toepassing.

In deze fase wordt het element drijvend getransporteerd. Deze fase blijkt vaak, volgens de literatuur (Voorendt, 2016) maatgevend te zijn voor de stabiliteit, daarmee de breedte, van het element. Zoals omschreven in het hoofdstuk 3.3.5 zal het element evenwicht willen maken. En daardoor deels of geheel zinken. Tijdens deze fase dient er rekening gehouden te worden met de diepgang van het element in combinatie met getijden, andere stromingen en diepte van de watergang.

Deze fase is vaak ook maatgevend voor de wanden en de vloer van de constructie. Dit wordt veroorzaakt door de combinatie van hoge waterdruk aan de buitenzijde, terwijl er geen druk aanwezig is aan de binnenzijde van het niet-ge vulde element.

Eindfase

In deze fase wordt een prefab element volledig afgezonken en vervolgens gevuld met ballast. Het in-situ element is tijdens deze fase volledig op sterkte. In deze fase zijn de geotechnische bezwijkmechanismen maatgevend. Daarnaast is het mogelijk dat de krachtenlijnen (momenten-, dwarskrachten, normaalkrachten en vervormingen) een andere vorm aannemen. De achterliggende grond of de ballast veroorzaakt een gronddruk die in de voorgaande fase niet aanwezig is.

Verwijderingsfase

In deze laatste fase wordt het element verwijderd en/of verplaatst. Een duurzaam en praktisch uitgangspunt zou kunnen zijn om het element zo te realiseren, zodat na de gebruiksfase het element opnieuw kan opdrijven en op een andere locatie gebruikt kan worden. Mocht dit niet mogelijk zijn, dan wordt het element verpulverd en wordt het betongranulaat op een andere wijze hergebruikt.

3.3.5 Evenwicht

Dit bezwijkmechanisme is alleen van toepassing indien (elementen van) de gewichtsconstructie getransporteerd en afgezonken zullen moeten worden.

Verticaal evenwicht

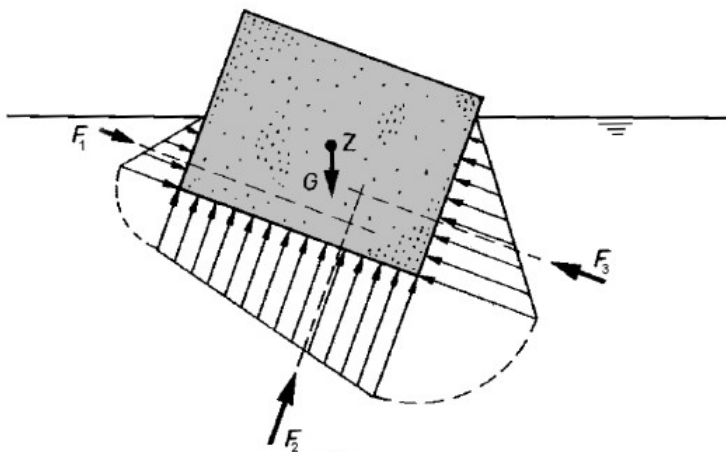
Verticaal evenwicht wordt gevonden wanneer de opwaartse kracht gelijk is aan het eigen gewicht van het drijvende lichaam (inclusief de aanwezige ballast). Hierdoor is de som van de verticaal gerichte krachten gelijk aan nul. De opwaartse kracht wordt bepaald volgens de wet van Archimedes. Deze wet beschrijft dat de opwaartse kracht gelijk is aan het verplaatste gewicht van het water.

Een verticaal evenwicht wordt gevonden wanneer een element drijvende is, gefundeerd of verbonden is met de ondergrond. Een vuistregel die gehanteerd kan worden is: het zwaartepunt van het element moet zich 0,50 m onder het zwaartepunt van de opwaartse kracht bevinden, zodat stabiel beschouwd kan worden. (Voorendt, 2016)

Momentenevenwicht

Voor elementen, die over het water getransporteerd worden, is het van belang dat er niet alleen rekening gehouden wordt met het verticale evenwicht, maar ook met het momentenevenwicht, zodat het element niet ongewenst zal gaan draaien of een schuinstand zal aannemen tijdens het transporteren of afzinken. Deze schuinstand kan ontstaan door stromingen, golven of obstakels in de vaarweg. Een voorbeeld van een element met een momentenevenwicht is weergegeven in Afbeelding 3.12. In Hoofdstuk 6 worden de formules gegeven, waarmee het momentenevenwicht van een constructie aangetoond kan worden.

Afbeelding 3.12 Momentenevenwicht op zwaartepunt Z (Voorendt, 2016)



Dynamisch evenwicht

Ten gevolge van golfslag kan er onbalans ontstaan in het element. Naast het statische onbalans in het element door golfslag, dient er ook rekening gehouden te worden met de eigenfrequentie van het element en de frequentie van de golfslag. Als de eigenfrequentie overeenkomt met de frequentie van de golven, zal het object gaan resoneren. Hierdoor ontstaan grotere en ongewenste hoekverdraaiingen. In Hoofdstuk 3.4 worden de formules gegeven, waarmee het dynamische evenwicht van een constructie aangetoond kan worden.

3.4 Specifieke bezwijkmechanismen per type gewichtsconstructie

In dit hoofdstuk worden de specifieke bezwijkmechanismen per type gewichtsconstructie omschreven. Deze informatie ondersteunt de afweging voor de uit te werken variant.

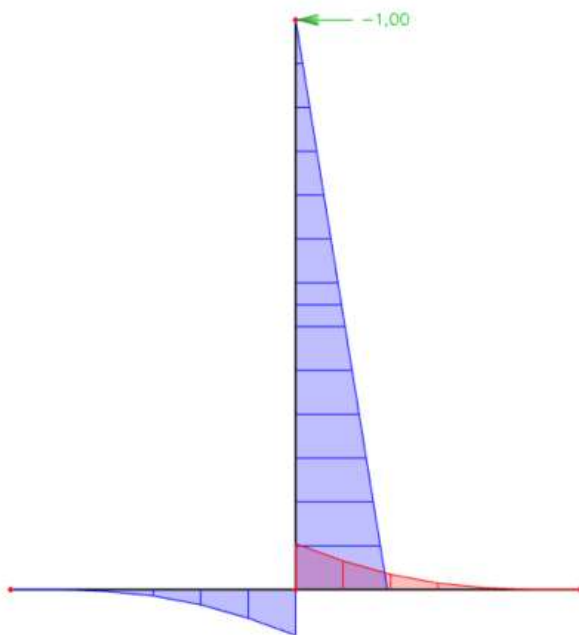
Gewichtsconstructies kunnen op meerdere algemene manieren bezwijken. Dit is in hoofdstuk 3.3 omschreven. Dit wordt in dit hoofdstuk verder uitgewerkt per type gewichtsconstructie. Alle gewichtsconstructies zijn gevoelig voor horizontaal afschuiven, kantelen en onvoldoende verticale draagkracht van de fundering. Deze mechanismen worden daarom in dit hoofdstuk niet opnieuw behandeld.

L-wand

Naast de standaard bezwijkmechanismen dient er bij de L-wand extra aandacht besteed te worden aan de constructieve bezwijkmechanismen. Een L-wand bestaat uit niets meer dan een ingeklemde wand in een voet. Een grote grondkerende hoogte zal resulteren in een groot moment, wat overgedragen moet worden naar de voet van de L-wand. Zowel de wand, als de voet dienen hierop berekend te worden. In de havens van België zijn bijvoorbeeld meerdere L-wanden toegepast. Eén hiervan is een in-situ gestorte wand die 30 meter grond keert. 5 meter dikke betonnen wanden en vloeren zijn vereist om de optredende momenten op te nemen. Dit blijkt uit het handboek kademuren. (De Gijt, 2013)

Een alternatief waarin de L-wand gerealiseerd wordt door middel van geprefabriceerde elementen is lastig, door de grote momenten op het verbindingspunt. Op de locatie waar de grootste krachten optreden, moet een verbinding gerealiseerd worden. In Afbeelding 3.3 is een schematische weergave te zien van de momenten die werken op de L-wand.

Afbeelding 3.13 Momentenlijn L-wand (Eigen afbeelding)



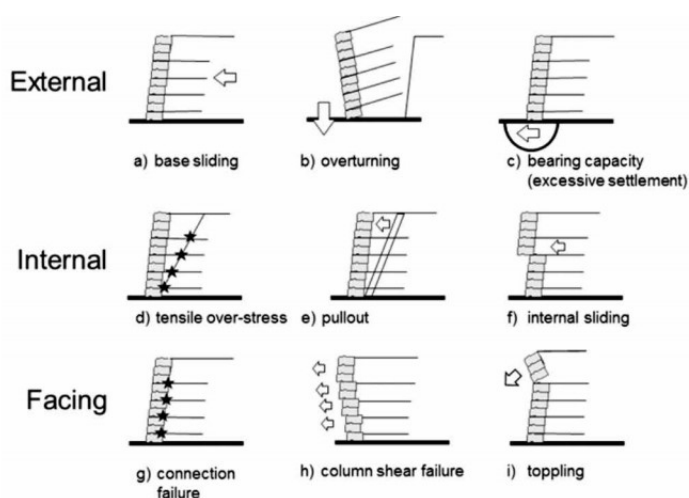
Terra Armée

Doordat deze constructie uit meerdere losse onderdelen bestaat, namelijk platen en ankers, is de constructie gevoelig voor meerdere soorten constructieve bezwijkmechanismen, naast de normale geotechnische bezwijkmechanismen voor een fundering op staal. Een opsomming van deze specifieke bezwijkmechanismen wordt gegeven:

- Bezwijken van ankers door hoge trekspanningen;
- Bezwijken van ankers door "pull-out"; onvoldoende weerstand in de grond tegen uittrekken van de ankers;
- Verschil in de horizontale verplaatsing;
- Bezwijken van de verbinding;
- Bezwijken van de platen op dwarskracht;
- Kantelen van een enkele plaat.

Deze bezwijkmechanismen zijn weergegeven in Afbeelding 3.14.

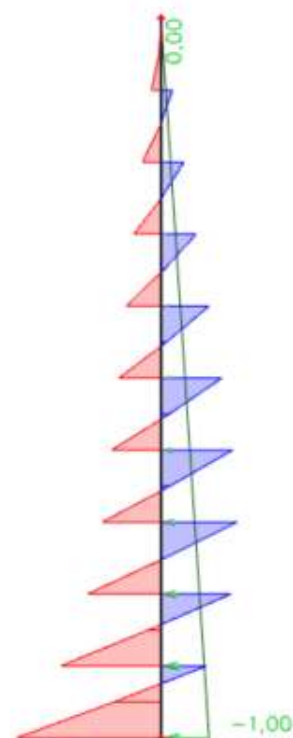
Afbeelding 3.14 Bezwijkmechanismen Terra Armée (Bathurst, 2014)



De constructie is afhankelijk van de trekspanningen in de ankers, om de grondkerende hoogte te bereiken. Een aanvaar- of afmeerbelasting zal mogelijk resulteren in een kracht in tegenovergestelde richting van de grond. Deze trekankers zijn hiervoor niet ontwikkeld. Dit is ook de reden dat dit soort gewichtsconstructies niet vaak gebruikt worden als kademuur. Een jachthaven met een erg groot verschil in getijden is een van de voorbeelden, uit de literatuur (De Gijt, 2013), waarin dit type constructie wel wordt toegepast.

Een voorbeeld van het verloop van de dwarskrachten is weergegeven in Afbeelding 3.15. Hieruit is ook af te lezen dat de vereiste trekkracht in de ankers toeneemt naarmate de diepte toeneemt.

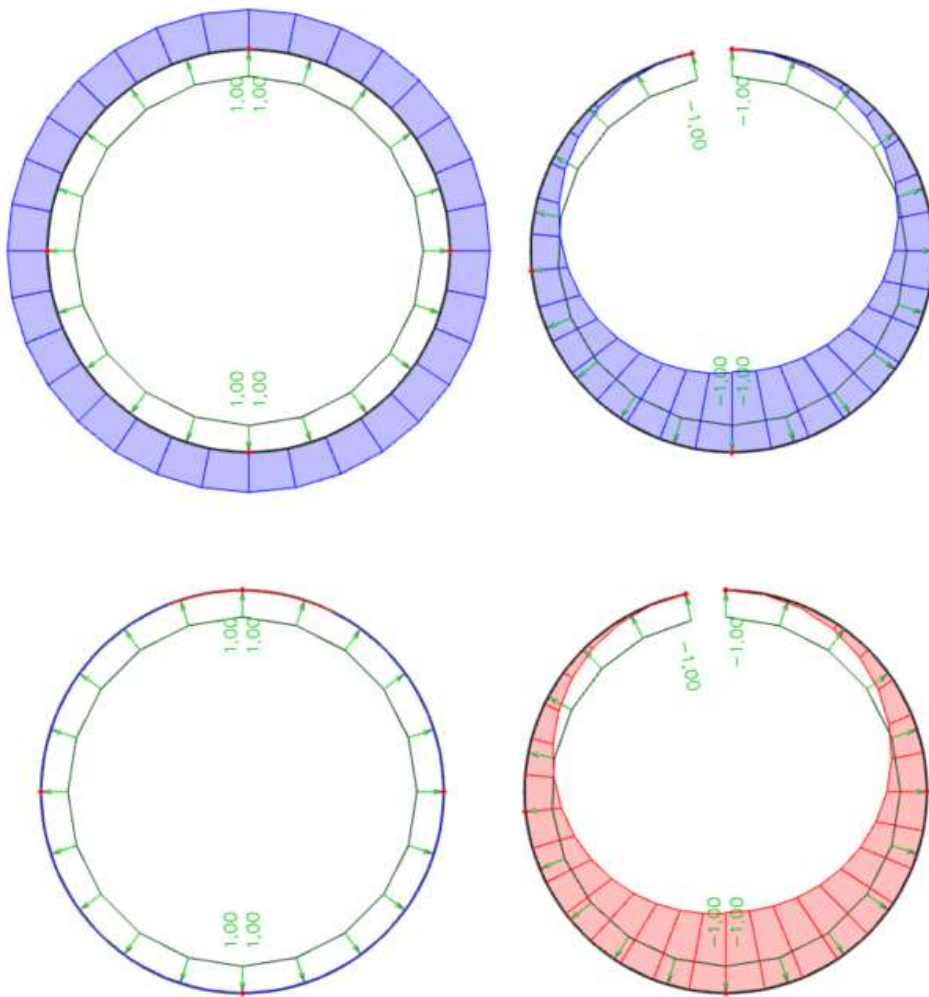
Afbeelding 3.15 Dwarskrachten lijn (Eigen afbeelding)



Celwand

Doordat de celwand bestaat uit een gesloten ring, is deze wand gevoelig voor instabiliteit, wanneer de verbinding, tussen de afzonderlijke elementen, in de ring, bezwijkt. Wanneer één van de stalen planken (of een onderdeel van de betonnen wand) bezwijkt, kan de gehele constructie bezwijken. De hoepelspanning veroorzaakt alleen trek in de elementen. Het is daarom niet logisch om de elementen te construeren op buigingen en druk. In Afbeelding 3.16 is zichtbaar gemaakt wat er met een cilindervormige constructie gebeurt wanneer één van de verbindingen bezwijkt; er ontstaan momenten en de normaalkrachten die niet meer gelijkmatig verdeeld zijn.

Afbeelding 3.16 Normaalkrachten (boven) en momenten in een gesloten ring (links) en een niet-gesloten ring (Eigen afbeelding)

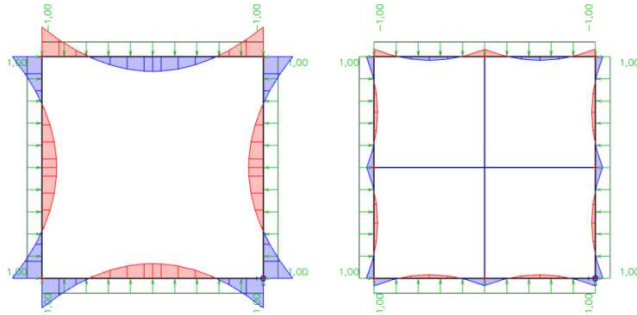


Een celwandconstructie is gevoelig voor aanvaringen of andere soorten van piekbelastingen. Het bezwijken van een enkel onderdeel is voldoende om de gehele constructie te laten bezwijken. Deze piekbelasting zal maatgevend zijn voor het bepalen van het materiaal en de wanddikte van de celwand

Caisson

De maatgevende toestand van een afgezonken caisson is tijdens het transporteren. Het water aan de buitenzijde van het caisson drukt op de wanden. Hierdoor ontstaan er momenten in de wanden die maatgeven zullen zijn, vergeleken met de geplaatste toestand. Een configuratie waarin met compartimenten gewerkt wordt, kan resulteren in dunnere wanden. In Afbeelding 3.17 is het caisson met bijbehorende momentenlijn te zien.

Afbeelding 3.17 Momentenlijn ten gevolge van waterdruk op caisson wanden (Eigen afbeelding)

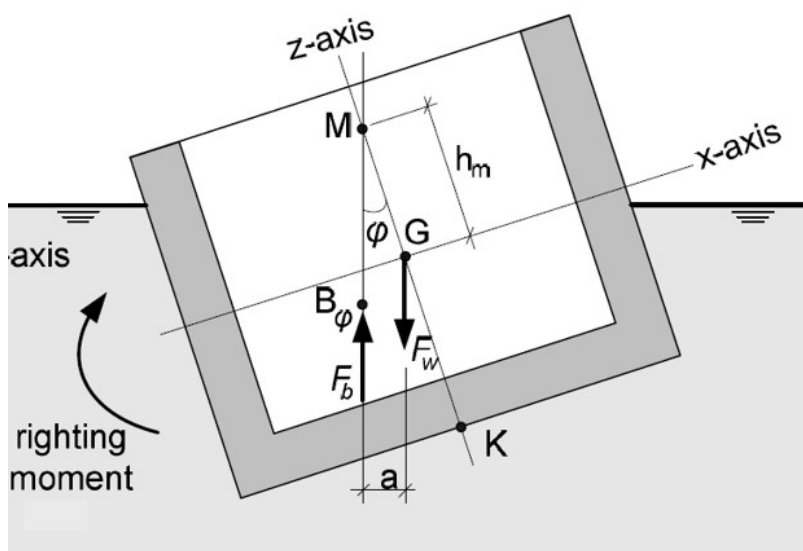


Momentenevenwicht

De mate van momentevenwicht kan met de metacentrische hoogte bepaald worden. Hiervoor wordt gebruik gemaakt van Afbeelding 3.18:

- Een hoek (φ) wordt onderzocht;
- Hierdoor verplaatst de positie van de opwaartse kracht (F_b) in de horizontale richting;
- In combinatie met het eigen gewicht (G) van het drijvende element, ontstaat een moment;
- Vanuit het drukingspunt, (B_φ) ten gevolge van een hoekverdraaiing, wordt een verticale lijn getrokken, totdat deze kruist met de Z-as van het opdrijvende element. Hieruit volgt het metacentrum (M);
- De afstand (h_m) geeft aan hoe "stijf" en gevoelig het element is ten gevolge van hoekverdraaiingen;
- Als richtlijn (Voorendt, 2016) wordt een afstand tussen M en G van 0,5m aangehouden voor drijvende caissons.

Afbeelding 3.18 Bepaling metacentrum van drijvend element (Voorendt, 2016)



Dynamisch evenwicht

Wanneer de eigenfrequentie overeenkomt met de frequentie van de golven, zal dit resulteren in grotere en ongewenste hoekverdraaiingen.

De trillingstijd van het element kan berekend worden door middel van het invullen van de volgende formule:

$$T_0 = \frac{2\pi j}{\sqrt{h_m g}}$$

Waarin: T_0 = De trillingstijd

[s]

h_m = Metacentrische hoogte

[m]

g = Gravitatiesnelheid

[m/s²]

j = Polaire traagheidstraal van het element

[m]

$$j = \sqrt{\frac{I_{xx} + I_{zz}}{Ac}}$$

Waarin: I_{xx}/I_{zz} = Traagheidsmoment

[m⁴]

A = Oppervlak van de dwarsdoorsnede

[m²]

In de geplaatste toestand gedraagt een caisson zich als een typische fundering op staal; een blok met een gewicht, die getoetst dient te worden op de basis van geotechnische en constructieve bezwijkmechanismen.

Blokkenmuur

Doordat de constructie uit meerdere losse blokken bestaat is de constructie gevoelig voor meerdere soorten constructieve bezwijkmechanismen, naast de normale geotechnische bezwijkmechanismen voor een fundering op staal. Een opsomming van deze specifieke bezwijkmechanismen wordt gegeven:

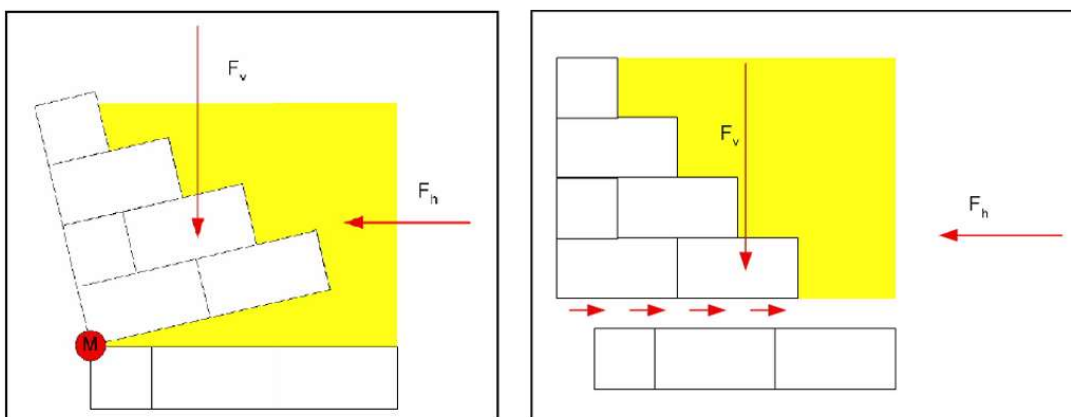
- Kantelen van een laag blokken;
- Afschuiven laag blokken.

Maatregelen moeten genomen worden om te voorkomen dat de kademuur op deze elementen bezwijkt.

- Kantelen van een blokken laag kan onder andere tegengegaan worden door voldoende tegenwerkend moment te creëren. De bovenbelasting, de verticale gronddruk en het eigen gewicht van de constructie draagt positief bij, voor het tegenwerkend moment. Het aandrijvend moment volgt uit de bolderkracht en de horizontale gronddruk en andere belastingen;
- Een nok- of deuvverbinding kan bijdragen aan de weerstand tegen afschuiven, mits blijkt dat de wrijvingsweerstand onvoldoende is.

In Afbeelding 3.19 is een schematische weergave te zien van het interne bezwijkmechanismen van een blokkenmuur.

Afbeelding 3.19 Interne bezwijkmechanismen blokkenmuur (Breugel, 2003)



3.5 Transport mogelijkheden

Om afzinkbare elementen op haar plek te krijgen zijn er meerdere mogelijkheden denkbaar. In het onderstaande onderzoek zijn de verschillende manieren beschreven met daarbij behorende voor- en nadelen. Om de juiste conclusie te trekken of de afmetingen, die gehanteerd worden in de afstudeerscriptie, overeenkomen met projecten die al uitgevoerd zijn wordt er ook naar een referentieproject gezocht.

3.5.1 Transporteren vanuit een bouwdok

De eerste optie voor het transporteren van het afzinkbaar element is door het te realiseren in een bouwdok. Deze bouwdokken worden niet ver van de plaats van bestemming gemaakt. Deze bouwdokken worden omringt door een dijk die voorkomt dat water vanuit de rivier in het dok stroomt. In het bouwdok worden een aantal afzinkbare elementen gerealiseerd, zodra deze volledig afgewerkt en waterdicht zijn wordt de dijk met de rivier doorbroken. Het gevolg hiervan is dat er steeds meer water in het bouwdok stroomt en uiteindelijk zullen de afzinkbare elementen gaan opdrijven. Het is ook mogelijk om binnen dit bouwdok meerdere compartimenten toe te voegen waardoor er steeds een afzinkbaar element vervoerd kan worden en deze niet in conflict kan raken met de andere. Zodra een afzinkbaar element opgedreven is, wordt het door middel van een sleepboot vervoerd naar de plaats van bestemming. Deze methode betreffende bouwdokken is al erg vaak gebruikt in Nederland. Het is ook goed mogelijk om bouwdokken voor meerdere projecten te gebruiken. De dijk kan namelijk weer in haar originele staat gebracht worden en het water kan weg gepompt worden. Waar wel naar gekeken moet worden, dat geldt voor alle opties, mocht de afzinkbare elementen ergens anders worden gebouwd en vervoerd moeten worden dan moet de waterweg wel een bepaalde diepte hebben. Ook moet er een veiligheidsmarge worden meegenomen worden voor de ruimte tussen de bodem en de onderkant van het afzinkbaar element.

- Referentie project:

In 2014 zijn er 8 afzinkbare elementen gebruikt voor de stormvloedkering in Venetië. Deze afzinkbare elementen werden tussen 2012 en 2013 gemaakt in een bouwdok en een jaar later getransporteerd. De betonnen blokken wogen 21.000 ton per stuk, hierbij was een maximale afwijking van 10 millimeter toegestaan. De afmetingen van de elementen waren 60 x 46 x 10 meter. Per aansluiting was maximaal 24 uur gereserveerd. Verdere factoren die het werk niet makkelijker maakte waren golven tot 75 cm en de getijden. Een afbeelding van het proces is te zien in Afbeelding 3.20.

Afbeelding 3.20 Proces transporteren caisson (Strukton, 2014)



In Tabel 3.6 zijn de voor- en nadelen weergegeven die horen bij het bouwdok. Deze voor- en nadelen worden meegenomen tijdens het bepalen van de uit te werken transportmethode.

Tabel 3.6 Voor- en Nadelen van het transporteren d.m.v. een bouwdok

Voordelen	Nadelen
Er is veel ervaring mee.	Een bouwdok is vereist voor het realiseren van deze methode.
Er hoeft niet per se een nieuw bouwdok gebouwd te worden; er kan mogelijk gebruikt gemaakt worden van bestaande dokken.	Over de gehele vaarroute moet een bepaalde diepgang gegarandeerd worden. Tijdens de bouw is er een gevaar dat de dijken doorbreken van het bouwdok.

3.5.2 Transporteren d.m.v. rails

De tweede optie is het vervoeren via rails. Hierbij wordt het afzinkbare element geplaatst op een plateau die bevestigd is op wielen. Dit plateau staat op een soort treinrails. Deze rails begint op het land en gaat door tot diep onder het waterniveau. Het plateau wordt aan de achterzijde vastgehouden door middel van stalen kabels die ervoor zorgen dat het plateau niet ongewenst het water inrijdt. Het principe van het transporteren via rails en hierdoor het element ter water laten komt voort uit de scheepsbouw. Deze methode met caissons wordt vooral in Azië uitgevoerd met relatief kleine afzinkbare elementen. Zodra de afmetingen van de afzinkbare elementen toenemen, wordt deze methode uitdagender. Het eerste gevaar is het bezwijken van de ondersteuning van de rails, doordat de afzinkbare elementen zwaarder worden is de kans op verzakkingen onder de hellingbaan groot. Mochten er hierdoor hobbels ontstaan in de rail constructie dat kan dit leiden tot het kantelen van het element. Het tweede nadeel is dat de oppervlakte van het werkgebied erg groot moet zijn. De hoek van de rails moet erg klein zijn om het afzinkbaar element zo gelijkmatig mogelijk te water te laten en te voorkomen dat het element kantelt. Bij een grote hoogte van een afzinkbaar element kan de lengte van de rails zo honderden meters zijn. Zodra het afzinkbaar element in het water ligt worden ze net als zoals bij de manier van het bouwdok verder vervoerd door middel van een sleepboot.

- Referentie project:

In Vietnam is de methode van het transporteren van een afzinkbaar element via de rails al vaker uitgevoerd. Bij de haven van Tien Sa werden er in 2010 betonnen afzinkbare elementen afgezonken met afmetingen van 10,5 x 20 x 18m. Bij deze relatief kleine hoogte was het lonend om te kiezen voor het vervoeren via rails. (Caisson construction launch , 2017)

In Tabel 3.7 zijn de voor- en nadelen weergegeven die horen bij de railconstructie. Deze voor- en nadelen worden meegenomen tijdens het bepalen van de uit te werken transportmethode.

Tabel 3.7 Voor- en Nadelen van het transport op rails

Voordelen	Nadelen
Een erg economische voordelige optie.	Er zijn alleen projecten bekend waar het met relatief kleine afzinkbare elementen is gedaan.
Doordat er maar weinig voorbereidingen gepleegd moeten worden zal dit een snelle manier zijn.	Erg lange rails nodig die onder het wateroppervlakte geplaatst moet worden. Erg gevoelig voor oneffenheden in de rails. Weinig controle van het element tijdens het transporteren naar het water.

3.5.3 Transporteren d.m.v. een drijvend dek

De laatste optie waar naar gekeken wordt is de optie waarbij een afzinkbaar element op een drijvend dek wordt geplaatst. De afmetingen van zo'n drijvend dek kunnen erg verschillen maar de meest gebruikte afmetingen van elementen die op zo'n dek gemaakt kunnen worden zijn 75 x 50 x 50 meter. Binnen deze optie kan er ook gevarieerd worden met de plaats waar het afzinkbaar element wordt gebouwd. Het is mogelijk om het afzinkbaar element te bouwen op het drijvend dek, zodra het afzinkbaar element afgewerkt is kan het gelijk worden vervoerd. Dit heeft wel als nadeel dat er maar een beperkt aantal elementen tegelijkertijd gebouwd kunnen worden door de beperkte werkruimte. Als het realiseren van de elementen op het land plaats vindt kan het aantal sterk verhoogd worden in vergelijking met het bouwen op een drijvend dek. Wat er dan wel bij komt kijken is het transport van het afzinkbaar element van het land naar het drijvend dek. Een optie hiervoor is gebruik maken van grote opblaasbare kussens. Hiervoor wordt het element eerst gebouwd en steunt het op grote balken. Deze balken worden geplaatst met een bepaalde tussenafstand. Zodra het afzinkbaar element af is worden de opblaasbare luchtkussens tussen de balken geplaatst en vervolgens allemaal tegelijkertijd onder dezelfde druk opgeblazen. Mocht dit niet gelijkmatig gaan bij alle kussens dan is er kans op kantelen van het element. Zodra het element op de kussens rust kan het zich klaar maken voor het transport naar het drijvend dek. Er zijn grote lieren geplaatst aan het element die worden binnengehaald, zo beweegt het element zich voort. Bij, bijvoorbeeld, elke halve meter die het vooruit komt wordt er weer een nieuw kussen aan de voorkant van het afzinkbaar element geplaatst. Zo blijft het element op elk moment, op elke positie dezelfde hoogte houden. Zodra het element zich op de gewenste positie op het drijvend dek bevindt worden de houten balken teruggeplaatst en worden de kussens weer gelijkmatige leeggepompt.

Het drijvend dek kan nu door middel van sleepboten naar de gewenste locatie gebracht worden, zodra het dit heeft bereikt kan het haar vloer laten zakken. Dit betekent dat de vloer onder het element onder het waterniveau verdwijnt. Het afzinkbaar element drijft en steunt niet meer op het drijvend dek, op dat punt wordt het element door een sleepboot verder vervoert. Deze afstand zal minimaal zijn want het drijvend dek brengt het afzinkbaar element al nagenoeg op de gewenste positie. Het drijvend dek pompt het ingelaten water weer weg en zodra de vloer weer boven het waterpeil is, trekken de sleepboten het weer terug naar de haven waar ze het volgende element op kan halen. Er kan voor deze methode gekozen worden, wanneer transporteren kritisch wordt door de golven. Het drijvend dek met daarop het element is veel stabielere dan de afzinkbare elementen op zich die door middel van sleepboten wordt voortbewogen. Dit maakt de operatie wel erg duur want er zijn maar een beperkt aantal drijvende dekken van dit formaat in de wereld.

- Referentie project:

Het uitbreiden van de haven in Accra, Ghana. Hier werden afzinkbare elementen gebruikt als kademuur. Er werd hier gebaggerd tot een diepte van 19 meter. Vervolgens werden er 74 elementen geplaatst. Deze betonnen blokken van 1000 m³ en wogen per stuk 2600 ton. Zodra de afzinkbare elementen op positie lag werden ze gevuld met zand waardoor ze naar de bodem zakte. Als laatste kon het dak van het afzinkbaar element, wat in de gebruikersfase de bovenkant van de kade was, gemaakt worden. (Samara, The Quay wall of Tema Port is in progress, 2018) & (Samara, MPS Tema Port Expansion Video, 2018)

In Tabel 3.8 zijn de voor- en nadelen weergegeven die horen bij het drijvend dek. Deze voor- en nadelen worden meegenomen tijdens het bepalen van de uit te werken transportmethode.

Tabel 3.8 Voor- en nadelen van drijvend dek

Voordelen	Nadelen
Door middel van een drijvend dek kan het op gebieden komen met hevige golven.	Erg duur om een drijvend dek van dit formaat te huren of ontwikkelen.

3.6 Resultaten type Gewichtsmuur

Een multicriteria-analyse (MCA) is een wetenschappelijke evaluatiemethode om een keuze te maken tussen verschillende alternatieven op basis van meerdere criteria. Voor dit afstudeerverslag is er gekeken naar drie hoofdcriteria; kosten, risico's en kwaliteit. Onder deze drie hoofdcategorieën vallen de aspecten die van grote waarde kunnen zijn bij het maken van de keuze voor het best passend alternatief. Door een toepassing van wegingsfactoren en scores ontstaat er uiteindelijk een evaluatietabel waarin de verschillende alternatieven op een bepaalde rangschikking komen te staan. Het alternatief dat het hoogste eindcijfer krijgt is het alternatief wat verder uitgewerkt gaat worden.

3.6.1 Principe MCA

Binnen het project zijn er meerdere alternatieven die gerealiseerd kunnen worden met de bijbehorende eisen die staan beschreven in het TPvE, in hoofdstuk 2. Om een juiste keuze te maken tussen de alternatieven wordt er een MCA opgesteld. Binnen de MCA bestaan drie hoofdcriteria; kosten, risico's en kwaliteit. Binnen deze hoofd criteria bevinden zich meerdere sub criteria. Voor elk sub criterium wordt er een cijfer gegeven van 1 tot en met 5. Hierin is 1 het minst gunstig en 5 het meest gunstig. Per sub criterium is er een weging aan verbonden. Deze wegingsfactor wordt gekozen aan de hand van het aandeel wat het heeft op het hoofdcriterium. Het cijfer wordt vervolgens vermenigvuldigt met de weegfactor om een eindcijfer per sub criterium te krijgen. De wegingsfactor moet per hoofdcriterium op 100% uitkomen. Zodra elk criteria een cijfer en een wegingsfactor heeft gekregen, kan er een definitieve keuzematrix worden opgesteld. Hierin worden alle scores bij elkaar opgeteld en wordt er gekozen voor het alternatief met het hoogste eindcijfer. Alle sub criteria met bijbehorende wegingsfactoren worden uitgelegd in hoofdstuk 3.6.2. Tevens wordt elk cijfer dat wordt gegeven onderbouwd door middel van een toelichting. In Tabel 3.9 is de uitleg per score te vinden.

Tabel 3.9 Score met bijbehorende classificatie

Score	Classificatie
1	Slechtste optie
2	Onder gemiddelde optie
3	Gemiddelde optie
4	Bovengemiddelde optie
5	Beste optie

3.6.2 Toelichting criteria MCA

De opgestelde MCA omvat drie hoofdcriteria waaronder meerdere sub criteria vallen, een overzicht hiervan is opgenomen in Tabel 3.10. Aan de hand van de uitkomst van deze opsomming van criteria zal er een keuze gemaakt gaan worden welk alternatief uitgewerkt gaat worden.

Tabel 3.10 Overzicht wegingsfactoren MCA

Criteria	Wegingsfactor [%]
Kosten	100
Bouwtijd	50
Realisatiekosten	40
Onderhoudskosten	10
Risico's	100
Bouwtijd	40
Ervaring	30
Schadegevoeligheid	30
Zettingen	0
Kwaliteit	100
Veiligheid	40
Duurzaamheid	40
Uitbreidbaarheid	20

Kosten

Voor het gunnen van een project zijn de realisatiekosten meestal het meest doorslaggevend. In dit geval hoeft dit niet helemaal waar te zijn. Doordat dit project in een druk havengebied gerealiseerd gaat kan een verstoring van een deel van de haven erg veel kosten en misgelopen inkomsten veroorzaken. Dit is de reden dat het sub criteria met de hoogste wegingsfactor de bouwtijd is. Er is verder nog gekeken naar de realisatiekosten en naar de aanpassingskosten. Bij het onderdeel aanpassingskosten wordt er gekeken naar wat de verwachte kosten zijn wanneer een kademuur aangepast zou moeten worden, omdat de afmetingen van de schepen in de toekomst kunnen toenemen en er wellicht een mogelijkheid zou kunnen ontstaan om de kademuur te verhogen of te versterken.

- Bouwtijd (50)

Zoals al verteld valt dit project binnen een druk havengebied, een verstoring zal veel kosten veroorzaken. Er is daarom gekozen om hier ook de hoogste wegingsfactor aan te geven. Een alternatief waarbij de scheepvaart weinig hinder ondervindt tijdens de realisatieperiode ontvangt hiervoor een hoog cijfer. Aan de hand van de verwachte bouwmethode per alternatief wordt er een cijfer gegeven.

- Realisatiekosten (40)

Hieronder vallen de kosten die gemaakt worden om de kademuur te realiseren. Hierin vallen de voorziene bouwkosten. Aangezien de grootste kostenpost de materialen zullen zijn zal hier vooral op gelet worden tijdens het geven van een cijfer. De variant die de minste materialen gebruikt wordt hierdoor het hoogst beoordeeld.

- Onderhoudskosten (10)

De kosten die gemaakt worden om de kademuur in stand te houden tijdens de gebruikersfase vallen onder de onderhoudskosten. Een alternatief die maar weinig geïnspecteerd hoeft te worden zal een hoog cijfer krijgen.

- Uitleg wegingsfactoren

Het sub criteria met de grootste wegingsfactor is de bouwtijd. Ondanks dat het erg moeilijk is om dit in kosten uit te drukken hoort dit wel onder het kopje kosten. Dit komt omdat een verstoring in de drukke haven van Rotterdam erg veel impact kan hebben. In 2016 waren de totale inkomsten dat voortkwam uit zeehavengeld 295 miljoen, uit de gegevens van het havenbedrijf Rotterdam komt dit neer op ruim 800 duizend euro per dag (Havenbedrijf Rotterdam, 2019). Door dit immens hoge bedrag is er gekozen om hier een grote wegingsfactor te geven; namelijk 50%. Het tweede sub criterium is de bouwkosten, er is voor gekozen om hier 40% aan toe te wijzen. Om nog concreter te worden zal er voor het grootste deel gekeken worden naar de kosten hierbij horende hoeveelheid materialen. In Afbeelding 3.21 is te zien dat de engineeringkosten van een de totale bouwsom circa 4% zijn, doordat dit percentage dermate laag is wordt dit niet verder beschouwd.

Afbeelding 3.21 Overzicht engineering kosten per aanneemsom (De Gijt, 2013)

Construction cost €	Engineering percentage (%) of the construction cost
100,000	5.1
250,000	4.6
500,000	4.3
1,000,000	4.0
1,500,000 >	3.9

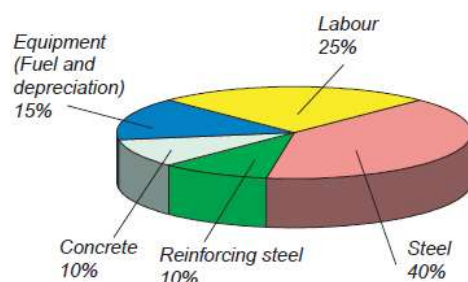
Er is gekeken naar referentieprojecten uit het handboek kademuren (De Gijt, 2013) en wat hierbij de grootste kostenposten waren, in Afbeelding 3.22 is te zien dat bij het realiseren van een 26 meter grondkerende L-wand in de haven van Antwerpen de grootste kostenpost ook het materiaal was, en niet de andere werkzaamheden.

Afbeelding 3.22 Overzicht kostenposten referentie project L-muur (De Gijt, 2013)

Cost component	Cost per meter of quay wall	
	In EURO	In % of total cost
Lowering of groundwater and protection measures	4.570	11,91
Earth works	4.760	12,41
Concrete	15.040	39,21
Steel reinforcement	5.145	13,41
Sheet piling	2.115	5,51
Mooring equipment	625	1,63
Fendering	2.200	5,74
Erosion Protection	935	2,44
Other(*)	2.970	7,74
Total	38.360	100

Om nog een extra bevestiging te krijgen is er verder gekeken of bij andere projecten ook de materialen de grootste kostenpost zijn. In Afbeelding 3.23 is een cirkeldiagram te zien van de bouwkosten van een combi-wand. Ook hierin is te zien dat de grootste kostenpost de materialen zijn.

Afbeelding 3.23 Cirkeldiagram kostenposten (De Gijt, 2013)



Het volgende hoofd criteria is risico's, doordat de kade erg veel krachten te verduren krijgt zijn er regelmatig inspecties nodig. Mocht er uit de inspecties naar voren komen dat er kans is op bezwijken dan zal er onderhoud gepleegd worden. Ondanks dat deze inspecties constant door gaan wordt verwacht dat het geen grote kostenpost is en dus krijgt het een lager percentage dan de posten "realisatiekosten" en "bouwtijd".

Risico's

Gedurende het gehele proces, van ontwerp tot eind gebruiksfase, zijn er risico's aanwezig. Deze risico's kunnen erg verschillen per type kademuur. Hoe gecompliceerder het type kademuur, hoe hoger de risico's, hoe lager (dus slechter) het zal scoren op dit criterium. De meeste risico's zullen tijdens de bouwfase aanwezig zijn en daarom heeft dit sub criterium de hoogste wegingsfactor. Daaropvolgende wordt er gekeken naar de ervaring die er is, hierin worden referentieprojecten onder de loep genomen. Verdere risico's die worden meegenomen zijn de schadegevoeligheid en de zettingsrisico's.

- Bouwrisico's (40)

De meeste risico's zitten in het bouwen van de kademuur zelf, deze risico's zijn het meest afhankelijk van het ontwerp van de kademuur en de uitvoeringsmethode die wordt toegepast. Een constructie die op den natte gerealiseerd gaat worden kan op dit aspect slechter scoren dan een constructie die gerealiseerd wordt op den droge. Risico's tijdens de bouwfase hebben de grootste kans op optreden, hierdoor hangt hier de grootste factor aan.

- Ervaring (30)

Zodra een alternatief al een keer is uitgevoerd met ruwweg dezelfde grondkerende hoogte is er meer bekend over de risico's dat dit project met zich mee brengt. Tijdens gunningsfases wordt er ook vaak gekeken of de aannemer enige ervaring heeft met zo'n soort project. Een alternatief waar veel referentieprojecten bekend van zijn zal hoog scoren op dit aspect.

- Schadegevoeligheid (30)

Tijdens de gebruikersfase zijn er nog steeds risico's aanwezig, dit kan komen doordat er schade wordt toegebracht aan de kademuur. Hierbij wordt gedacht aan schade door schepen die verkeerd afmeren en hierdoor tegen de kade botsen. Grondkerende constructies die minder schadegevoelig zijn of een constructie die niet geraakt wordt zodra een schip naast het fender komt zal het een hoge score toegekend krijgen.

- Zettingen (0)

Normaliter wordt het risico op zettingen ook meegenomen in de MCA maar aangezien bij dit project er grondverbetering toegepast wordt is de kans op zetting nihil.

- Uitleg wegingsfactoren

De grootste kans op risico's vindt plaats tijdens de bouw van de kademuur. Dit komt omdat er altijd nog onvoorziene situaties kunnen voordoen, hierbij denkend aan bijvoorbeeld een verandering van het weer. De daaropvolgende grootste weegfactor is de schadegevoeligheid van de constructie. De schepen die de haven van Rotterdam binnen voeren hebben grote afmetingen en dat neemt grote krachten met zich mee. Omdat het aanmeren van zo'n groot schip een proces is met immense krachten, bestaat er een kans dat het schip verkeerd aanmeert en hierdoor de kademuur beschadigd. Bij de tweede hierboven genoemde sub criterium is het gevolg catastrofaal mocht er iets misgaan. De reden dat de bouwrisico's een hogere weegfactor heeft mee gekregen dan de schadegevoeligheid is omdat de kans tijdens de bouwfase op falen groter is dan tijdens de gebruikersfase.

Het volgende criterium waar een weegfactor aan toe gekend is, is de ervaring. Tijdens de gunning van grote complexe projecten wordt er vaak ook gekeken naar de ervaring die de aannemer heeft met het soort project. Aangezien dit projectgebied cruciaal is voor de Nederlandse economie worden de risico's zo minimaal gehouden, hierdoor wordt er een factor van 30% gehangen aan het sub criterium ervaring. Het laatste sub criterium dat wordt vermeld is de zetting. Uit de risicomatrix uit het Handboek Kademuuren (De Gijt, 2013) blijkt dat de grootste risico's tijdens de gebruikersfase de zettingen zijn. Er is toch gekozen om hier een weging van 0% aan te geven aangezien dit niet voor dit afstudeeronderzoek geldt.

In de sondering die te vinden is in bijlage I (sonderingen) is te zien dat er rond het laagste punt van de constructie klei te vinden is. Echter wordt er grondverbetering toegepast en zal de grond die te zien is op de sondering geheel van zand zijn. Het is dus aannemelijk dat er zo goed als geen zetting in de tijd plaats zal vinden. Om het duidelijk te maken dat er wel naar gekeken is maar niet zal worden meegenomen zal er een wegingsfactor van 0 aangegeven worden.

Kwaliteit

De kwaliteit van de kademuur is het laatste hoofdcriteria waarnaar gekeken wordt. Dit omvat de veiligheid, levensduur en uitbreidbaarheid. Belangrijk is dat het alternatief een kwalitatief goed ontwerp is zodat de kademuur probleemloos en optimaal gebruikt kan worden.

- Veiligheid (40)

De veiligheid die elk alternatief met zich mee brengt is erg belangrijk. Mocht het ontwerp ook maar een geringe kans hebben op falen tijdens de gebruikersfase dan zal het laag scoren op dit vlak. Er wordt dus gekeken of het type kademuur gebruiksvriendelijk is. Een alternatief scoort hoog zodra het aan kan geven dat het gaat bezwijken.

- Duurzaamheid/milieu (40)

Een tegenwoordig steeds meer terugkomend aspect binnen de keuze tussen alternatieven is het aspect duurzaamheid. Hierin gaat vooral gekeken worden naar materialen, worden er materialen gebruikt die duurzaam zijn zal het goed scoren in de matrix. Mochten de materialen tijdens een eventuele sloop in de toekomst hergebruikt kunnen worden dan komt dit ook allemaal ten goede van het cijfer. Een hoge score krijgt een alternatief als het circulair is.

- Uitbreidbaarheid (20)

Doordat de afmetingen van de schepen de laatste jaren steeds worden vergroot is ook de verwachting dat dit proces ook alleen maar door zal gaan. Tevens groeit de haven van Rotterdam waardoor in de toekomst wellicht er een vraag is naar meer capaciteit. Hiervoor zal een uitbreiding van de haven nodig zijn. Alternatieven die makkelijk te verhogen of versterken zijn scoren goed op dit aspect.

- Uitleg wegingsfactoren

Vanuit de hele wereld wordt er gekeken naar de haven van Rotterdam, het is één van de meest toonaangevende havens van de wereld. Tevens heeft het een aanzienlijk aandeel in de economie van Nederland. Gevaren die uitgesloten kunnen worden moeten worden uitgesloten. Het is daarom dat veiligheid de grootste wegingsfactor krijgt bij dit hoofdcriterium (40). Een onderwerp dat de laatste jaren steeds belangrijker wordt in de keuze tussen alternatieven is de duurzaamheid. Nederland wil één van de voorlopers zijn als het gaat om duurzaamheid, het is daarom ook in de haven van Rotterdam belangrijk. Er is daarom een keuze gemaakt om hier ook een grote wegingsfactor aan te geven (40). Binnen dit sub criterium wordt er niet alleen gekeken naar de duurzaamheid van de materialen maar ook naar de schadelijkheid van de materialen naar het milieu toen. Zoals hierboven al genoemd is de haven van Rotterdam een toonaangevende haven, het is dus niet ondenkbaar dat er in de toekomst nogmaals een uitbreiding van de capaciteit gaat plaats vinden. Er gaat daarom ook een wegingsfactor gehangen worden aan het sub criterium uitbreidbaarheid (20).

3.6.3 Toekennen score

In dit hoofdstuk wordt het uiteindelijke cijfer dat gegeven wordt per alternatief voor elk sub criteria toegekend en onderbouwd. De cijfers die gegeven zullen worden verwerkt in de keuzematrix tabel, deze is te zien in Tabel 3.10.

Bouwtijd

5. De 5 punten zijn uitgedeeld aan het caisson omdat deze ergens anders gemaakt kan worden en relatief snel geplaatst kan worden.
4. Net daarachter komt de blokkenmuur, omdat deze een grotere afgraving nodig zal hebben krijgt de blokkenmuur een punt minder dan de caisson. De constructiebreedte van een blokkenmuur is groter, daardoor moet er ook extra ontgraven worden.
3. 3 Punten zijn er uitgedeeld aan de celwand, deze heeft net als de blokkenmuur een grote ontgraving nodig en kan ook geprefabriceerd worden, doordat er bijvoorbeeld een diepwand nodig zal zijn als verbindingen tussen de celwanden is het verwacht dat de bouwtijd langer zal zijn.
2. De 2 punten gaan naar de L-wand doordat deze geheel insitu gemaakt moet worden en er een grote ontgraving nodig is om dit te realiseren.
1. Met 1 punt is de Terra Armée de minste van de 5 alternatieven als het gaat om bouwtijd, dit komt doordat het ten eerste op het droge uitgevoerd moet worden. Vervolgens zullen er ankers nodig zijn om het ook maar mogelijk te maken om een Terra Armée wand te bewerkstelligen van 25 meter of meer grondkerende hoogte. De Terra Armée wordt in kleine lagen opgebouwd wat ook veel tijd met zich mee brengt.

Realisatiekosten

5. De 5 punten komen op de naam van de Terre-Armée. Dit komt doordat het de minste materialen vereist om te realiseren.
4. Met een punt minder staan het caisson én de celwand. Beide constructies zijn van binnen gevuld met zand. Voor beide moet er wel meer materiaal gebruikt worden in vergelijking met de Terra Armée.
3. De blokkenmuur krijgt 3 punten. Ook de blokken in de blokkenmuur kunnen van binnen hol gemaakt worden, maar elk individueel blok bestaat uit vloeren en wanden, terwijl dit beton niet constructief gebruikt wordt. Daarnaast er moeten veel meer blokken geplaatst worden in de hoogte en in de lengte, er zal dus een grotere ontgraving nodig zijn.
2. De L-wand scoort 2 punten omdat het ten eerste op het droge gemaakt moet worden ten opzichte van de eerste drie en omdat het insitu gemaakt moet worden. Tevens kan de L-wand prefab met hoogtebeperking gemaakt worden, die mogelijkheid bestaat er wel bij de celwand, caisson en de blokkenmuur.

Onderhoudskosten

5. Omdat beton minder onderhoud nodig heeft dan staal krijgen de betonnen onderdelen de volle punten, dit zijn de L-wand, de caisson, de blokkenmuur en de Terra Armée. Bij de celwand is mogelijk dat de constructie gemaakt wordt van stalen damwandplanken, hierdoor zal de celwand een punt minder krijgen. Omdat er van uit gegaan wordt dat dit niet het geval zal zijn krijgt het ook 5 punten.

Bouwrisico's

5. De L-wand scoort op bouwrisico's het beste, dit omdat het geheel in het droge wordt uitgevoerd.
4. De celwand krijgt voor de bouwrisico's 4 punten, het ligt bij de celwand eraan of het in situ gemaakt wordt of prefab. De risico's nemen af zodra het prefab gerealiseerd wordt, omdat het dan in een beter controleert milieu gebeurt.
3. De blokkenmuur en de Terra Armée staat hier net achter, in beide gevallen wordt de gewichtsmuur opgebouwd uit lagen, dit kan gevaren opleveren als het onverwacht hoog water gaat worden.
2. Het caisson ontvangt 2 punten, het proces van transporteren over het water naar de gewenste locatie is een erg complexe methode; een groot betonnen element wordt door de vaargeulen van de haven van Rotterdam verplaatst. Uitvoeringsvertragingen zullen resulteren in verstoring in het havengebied.

Schadegevoeligheid

5. De caisson, L-wand en de blokkenmuur scoren hier het beste op, het zijn erg stabiele en monolieten constructies.
4. Zodra er maar een klein gedeelte van de celwand bezwijkt ontstaan er zulke grote momenten dat de hele constructie bezwijkt.
3. De Terra Armée ontvangt 3 punten, dit alternatief is erg dun en kan bij de geringste aanvaring al bezwijken.

Ervaring

5. De L-wand staat op de eerste plek, het heeft al aangetoond dat het de grondkerende hoogte aan kan in West-Europese omstandigheden.
4. Het caisson volgt, het heeft veel referentieprojecten alleen de grondkerende hoogte van 25 meter is nog niet bereikt. Caissons worden echter wel vaker gebruikt als kademuur, maar dan bij kleinere hoogten.
3. De celwand ontvangt een score van 3, net zoals bij het caisson en de L-wand is het toegepast vaker toegepast als zeekade, echter zijn er minder referentieprojecten hierover te vinden en daarom is er dus minder ervaring mee.
2. De blokkenmuur volgt, het alternatief heeft aangetoond de 20 meter te kunnen passeren. Echter wordt het in Europese havens, op deze schaal, nauwelijks toegepast.
1. Referentie projecten van de Terra Armée laat zien dat de maximaal grondkerende hoogte rond de 10 meter is, er is dus totaal geen ervaring mee als het gaat om grondkerende hoogtes van 25 meter.

Zetting

5. Doordat er een minimale zetting zal plaats vinden staan alle alternatieven hier op gelijke hoogte.

Veiligheid

5. Het caisson en de L-wand zijn het makkelijkste om te inspecteren, er wordt dus het snelste gezien als er wat aan mankeert. Omdat het zo snel te zien is verlaagd het de kans op falen. Dit komt omdat het beton vaak al waarschuwingen geeft voordat het gaat bezwijken.
4. De blokkenmuur scoort op de veiligheid een 4. Dit komt doordat het moeilijk is de verbindingen tussen de blokken te controleren.

3. De celwand en de Terra Armée kunnen ook makkelijk geïnspecteerd worden, echter is het hier moeilijker om snel te handelen mocht er een gedeelte op falen staan. De celwand en de Terra Armée kunnen elk moment bezwijken tijdens een stoot, het geeft minder waarschuwingen aan. Er ontstaat een kettingreactie zodra er een gedeelte bezwijkt.

Duurzaamheid/milieu

5. Het caisson en de blokkenmuur scoren de hoogste aantal punten, dit komt doordat er een mogelijkheid bestaat op circulair bouwen.
4. De celwand volgt, dit omdat het relatief weinig materiaal vereist en het opgevuld wordt met zand.
3. De Terra Armée ontvangt 3 punten door, dit komt tevens door het gebruik van weinig materialen. Door het gebruik van de grote hoeveelheden ankers die nauwelijks verwijderd kunnen worden op een later tijdstip is het minder duurzaam dan de celwand.
2. De L-wand kost ontzettend veel materialen en als het staat kan er nauwelijks iets mee gedaan worden na de gebruikersfase. Het heeft maar 1 functie en dat is in de huidige vorm, het is niet in te passen of te transporteren naar een ander project.

Uitbreidbaarheid

5. De Terra Armée is erg makkelijk om te verhogen, er is geen ontgraving nodig om er een laag bovenop te plaatsen.
4. De 4 punten zijn uitgedeeld aan de blokkenmuur, dit omdat deze makkelijk in de breedte en in de hoogte aangepast kan worden. De blokkenmuur scoort lager dan de Terra Armée, omdat zodra de muur opgehoogd, dient er ook in de breedte uitgebreid te worden.
3. De volgende zijn de resterende 3; het caisson, de L-wand en de celwand. Dit omdat ze alle 3 grote ontgravingen nodig hebben om uit te breiden; zodra de haven gerealiseerd is het bijna onmogelijk om deze ontgravingen te realiseren in het drukke havengebied van Rotterdam.

In Afbeelding 3.24 zijn de resultaten te zien van het MCA betreffende de keuze in de gewichtsmuur.

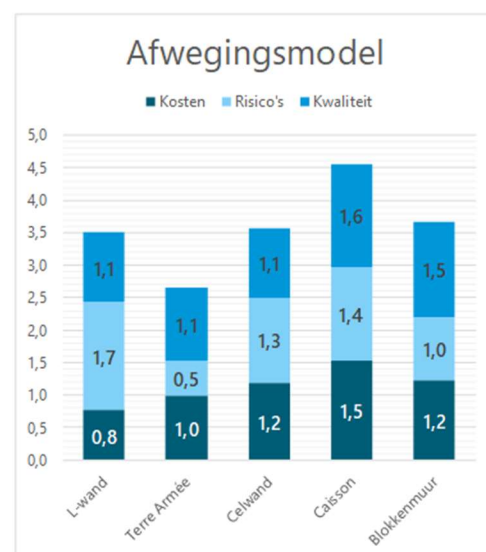
Afbeelding 3.24 Resultaten MCA gewichtsconstructies (Eigen afbeelding)

Multi Criteria Analyse gewichtsconstructies in de haven van Rotterdam
Voor het afstudeeronderzoek van de genoemde auteurs is het nodig om een afweging te maken tussen verschillende typen gewichtsconstructies.

Beoordelingscriteria	Weging	Score L-wand	score Terre Armée	score Celwand	score Caisson	score Blokkenmuur
Kosten	1,00	2,3	3,0	3,6	4,6	3,7
Bouwtijd	50%	2	1	3	5	4
Realisatiekosten	40%	2	5	4	4	3
Onderhoudskosten	10%	5	5	5	5	5
Risico's	1,00	5,0	1,6	3,9	4,3	2,9
Bouwriscico's	40%	5	1	3	4	2
Schadegevoeligheid	30%	5	3	4	5	5
Ervaring	30%	5	1	5	4	2
Kwaliteit	1,00	3,2	3,4	3,2	4,8	4,4
Veiligheid	40%	5	3	3	5	4
Duurzaamheid	40%	2	3	4	5	5
Uitbreidbaarheid	20%	2	5	2	4	4
Resultaat	1,00	3,5	2,7	3,6	4,6	3,7
Kosten	33%	2,3	3,0	3,6	4,6	3,7
Risico's	33%	5,0	1,6	3,9	4,3	2,9
Kwaliteit	33%	3,2	3,4	3,2	4,8	4,4

CONCLUSIE

Uit bovenstaande afweging volgt dat het Caisson het beste alternatief is.



3.7 Resultaten transport mogelijkheden

Zoals al beschreven in paragraaf 3.2 zijn er 3 mogelijke manieren gevonden om het caisson realiseren en vanaf het land te water te laten, dit zijn via de rails, een drijvend dek of door middel van een bouwdok. Er wordt een keuze gemaakt aan de hand van een MCA. De opzet van dit MCA is hetzelfde als in het afwegingsmodel voor de voorkeursvariant van de kademuur. Er is een keuze gemaakt om voor dezelfde hoofdcriteria te gaan, namelijk: kosten, risico's en kwaliteit.

3.7.1 Toelichting criteria MCA

De opgestelde MCA omvat drie hoofdcriteria waaronder meerdere subcriteria vallen, een overzicht hiervan is opgenomen in Tabel 3.11. Aan de hand van de uitkomst van deze opsomming van criteria zal er een keuze gemaakt gaan worden welk alternatief uitgewerkt gaat worden.

Tabel 3.11 Overzicht weegfactoren MCA

Criteria	Wegingsfactor [%]
Kosten	100
Realisatiekosten	60
Bouwtijd	30
Transport kosten	10
Risico's	100
Ervaring	70
Risico's	30
Kwaliteit	100
Veiligheid	50
Herbruikbaarheid	50

Kosten

Voor het kiezen van een methode om de caissons het water in te laten wordt er als eerst gekeken naar de kosten. Hierin spelen realisatiekosten, bouwtijd en transportkosten een rol.

- Realisatiekosten (60)

Hieronder vallen de kosten die gemaakt zullen worden om de wijze van uitvoering mogelijk te maken. Hoe complexer de methode is hoe waarschijnlijk duurder de methode uit zal vallen. Complexe methodes zullen dus laag scoren in deze categorie. De realisatiekosten zullen niet gebaseerd zijn op het caisson zelf aangezien die niet veranderd per alternatief, maar zal gebaseerd worden op het mogelijk maken van het transport van land naar zee. Voorbeelden van kosten voor het realiseren zijn het realiseren van de bouwplaats of het huren van het drijvend dek.

- Bouwtijd (30)

Hieronder valt de tijd dat het duurt om het alternatief gereed te maken. Een alternatief waar de bouwtijd kort is zal hoog scoren op dit criterium. Hierin valt dus de tijd die nodig is om het alternatief mogelijk te maken.

- Transportkosten (30)

Hier wordt gekeken naar de kosten van het transporteren van de caissons. Een alternatief waarbij er een relatief korte route gevaren moet worden zal hoge punten scoren.

Risico's

Het ter water laten van de caissons is een erg complex uitvoeringsaspect. Er bevinden zich erg veel risico's tijdens het constructie- en het oprijfproces. Om de alternatieven met elkaar te vergelijken wordt er gekeken naar de ervaringen die er zijn met het alternatief. Er gaat tevens gekeken worden naar de risico's, hieronder vallen de risico's tijdens het bouwen maar ook de risico's tijdens de transportfase.

- Ervaring (70)

Er gaat gekeken worden naar de ervaring die er is met deze methode van uitvoeren. Dit is gebaseerd op de resultaten die er te vinden zijn uit referentieprojecten. Een alternatief dat vaker is uitgevoerd onder gelijke omstandigheden zal hoog scoren.

- Risico's (30)

Zoals al vermeld zijn er erg veel risico's aanwezig tijdens het ter water laten van de caissons. Alternatieven waarbij er relatief weinig risico's aan vast hangen zullen hoog scoren.

Kwaliteit

De kwaliteit van de transportmethode is het laatste hoofdcriteria waarnaar gekeken wordt. Dit omvat de veiligheid en herbruikbaarheid.

- Veiligheid (50)

De veiligheid die elk alternatief met zich mee brengt is erg belangrijk. Mocht een alternatief een ook maar een geringe kans hebben op ongevallen tijdens de gebruikersfase dan zal het laag scoren op dit vlak. Er wordt dus gekeken of het alternatief gebruiksvriendelijk is. Een alternatief scoort hoog zodra het aan kan geven dat het gaat bezwijken.

- Herbruikbaarheid (50)

Mocht het alternatief de optie hebben vaker gebruikt te worden in de toekomst dan zal het hoog scoren op dit criterium.

3.7.2 Toekennen score

Realisatiekosten

3. Aangezien er in Nederland meerdere bouwdokken zijn is het mogelijk die te gebruiken. Mocht er door een te krappe diepgang van de rivieren een nieuw bouwdok gemaakt moeten worden dan zullen de realisatiekosten enorm toenemen. Mocht dit het geval zijn dan zal de MCA weer aangepast worden.
2. De rails zal hierna volgen, de kosten van de rails zullen in het niet vallen bij de kosten die nodig zijn om een drijvend dek of een nieuw bouwdok te realiseren.
1. De duurste optie is de optie van transport door middel van een drijvend dek. Er zijn in de wereld maar een beperkt aantal van deze schepen. Het is ook mogelijk om zelf een drijvend dek te realiseren, dit zou enorme kostenpost met zich meenemen.

Bouwtijd

3. Aangezien er in Nederland meerdere bouwdokken zijn is het mogelijk die te herbruiken. Mocht er door een te krappe diepgang van de rivieren een nieuw bouwdok gemaakt moeten worden dan zal de bouwtijd enorm toenemen, hier wordt echter niet vanuit gegaan. Mocht dit toch het geval zijn dan zal de MCA weer aangepast worden.
2. Het drijvend dek zal hierop volgen met 2 punten. De caissons kunnen dan op een kade gemaakt worden en door middel van opblaasbare luchtbanden op het drijvende dek geplaatst worden. Ook het caisson op het drijvend dek zelf gemaakt kunnen worden, een nadeel is wel dat het drijvend dek dan veel langer gehuurd moeten worden.
1. De rails zal de meeste tijd met zich mee brengen, dit komt omdat er erg veel grondverbetering zal moeten plaats vinden om ervoor te zorgen dat de rails niet gaat zakken.

Transportkosten

3. De transportkosten van alle 3 de gevallen zullen gelijk zijn aangezien de precieze locatie waar de alternatieven gebruikt zullen worden nog niet bekend is.

Ervaring

3. Een bouwdok wordt het meeste aantal punten toegekend. Bouwdokken worden in Nederland erg veel gebruikt.
2. Een drijvend dek volgt, vooral in Azië heeft het bewezen dat het via dit alternatief mogelijk is. Echter is het in Europa wat onbekender.
1. De rails is zo goed als geen ervaring mee, er is maar 1 kleinschalig project uit Vietnam bekend waarbij dit proces is toegepast.

Risico's

3. Het drijvend dek en het bouwdok krijgen de volle punten, dit omdat tijdens de realisatiefase en tijdens de transportfase de risico's behouden kunnen worden.
2. De rails krijgt hiervoor 2 punten, omdat het gaat over erg grote caissons met enorme gewichten is er een grote kans op zakking van de onderliggende grondlagen. Hierdoor zakt de rails mee en kan dat resulteren in instabiliteit van een caisson.

Veiligheid

3. Het drijvend dek scoort hierop het hoogste, het kan tijdens de transportfase golven aan is erg stabiel.
2. Het bouwdok staat op een tweede plaats, aangezien het bouwdok een ontgraving is kan het last hebben van grondwater.
1. De rails scoort het laagste op veiligheid, als eerste omdat een groot deel van de constructie onder het waterpeil zit en als tweede omdat nogmaals de zetting mee speelt.

Herbruikbaarheid

3. Het drijvend dek en het bouwdok staan bovenaan, beide alternatieven kunnen in de toekomst vaker gebruikt worden voor tunnelsegmenten of andere caissons.
2. De rails ontvangt 2 punten, dit komt omdat de rails afhankelijk is van de maten van de afzinkbare elementen, de beide andere alternatieven hebben wel hun maximalen maar kunnen veel meer variatie aan. Tevens zal de rails een kortere levensduur hebben dan de 2 andere alternatieven omdat het zich voornamelijk onder het wateroppervlakte bevindt.

Afbeelding 3.25 Resultaten MCA transportmethode (Eigen afbeelding)

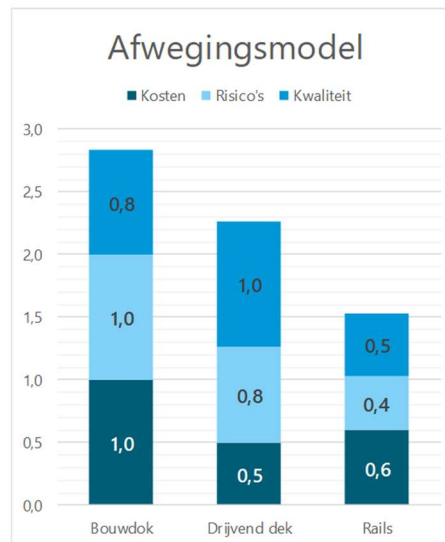
Multi Criteria Analyse transportmethode

Voor het afstudeeronderzoek van de genoemde auteurs is het nodig om een afweging te maken tussen verschillende typen transportmethodes.

Beoordelingscriteria	Weging	Score		
		Bouwdok	Drijvend dek	Rails
Kosten	1,00	3,0	1,5	1,8
Realisatiekosten	60%	3	1	2
Bouwtijd	30%	3	2	1
Transportkosten	10%	3	3	3
Risico's	1,00	3,0	2,3	1,3
Ervaring	70%	3	2	1
Risico's	30%	3	3	2
Kwaliteit	1,00	2,5	3,0	1,5
Veiligheid	50%	2	3	1
Herbruikbaarheid	50%	3	3	2
Resultaat	1,00	2,8	2,3	1,5
Kosten	33%	3,0	1,5	1,8
Risico's	33%	3,0	2,3	1,3
Kwaliteit	33%	2,5	3,0	1,5

CONCLUSIE

Uit bovenstaande afweging volgt dat het Bouwdok het beste alternatief is.



3.8 Conclusie

Door middel van beide multicriteria-analysen zijn verschillende varianten afgewogen. Voor dit afstudeer onderzoek wordt het caisson als gewichtsconstructie verder uitgewerkt. Het gebruik van een bestaand bouwdok wordt gebruikt als uitvoeringsmethode. In Afbeelding 3.24 en Afbeelding 3.25 zijn de resultaten van deze afwegingsmodellen opgenomen.

4

GEOTECHNISCHE HAALBAARHEID

In dit hoofdstuk wordt de geotechnische haalbaarheid van het caisson onderzocht. Verschillende uitgangspunten volgen uit het Programma van Eisen (zie hoofdstuk 2). Overige afmetingen worden geschat op basis van literatuur. Aan de hand van deze afmetingen wordt de constructie getoetst aan de geotechnische norm. Tijdens een iteratief proces wordt er gezocht naar een passende oplossing.

4.1 Uitgangspunten

Uit het programma van Eisen (zie hoofdstuk 2) zijn verschillende uitgangspunten overgenomen. In de onderstaande onderdelen zullen deze overgenomen en verder uitgewerkt worden:

Bodemopbouw

Vanaf maaiveld (NAP +5 NAP) tot en met NAP -14 m bestaat de bodem uit een zandlaag van matige consistentie. De conusweerstand neemt dusdanig af, dat vanaf NAP -1 m het zandpakket als siltig wordt beschouwd. Vanaf NAP -11 wordt de zandlaag weer als "schoon" beschouwd. Daaronder bevindt zich een 1,5 m dikke kleilaag. Vanaf NAP -15,5 m is een vaste zandlaag aanwezig. Daaronder een zandige kleilaag van 1,0 m dikte. Onder deze laatste genoemde kleilaag bevinden zich een zeer harde zandlagen. De gemiddelde conuswaarde van 45 kN/m² is gegeven; dit is het gemiddelde tussen NAP -21,5 m en NAP -45 m. Lagen van zeer stijve grond, met conusweerstand van > 55 MPa zijn hierin aanwezig. De eigenschappen van de grondlagen uit de geïnterpreteerde sondering zijn opgenomen in Tabel 4.1.

Nadat het caisson geplaatst wordt, wordt er aangevuld met schoon zand over de gehele hoogte en breedte van de constructie. Dit betekent dat de horizontale gronddruk aan de hand van deze aanvulling bepaald dient te worden in plaats van de geïnterpreteerde sondering. De grondeigenschappen van laag 3 (schoon, matig zand) wordt gebruikt voor de grond die lastig te verdichten is; dit is verzadigde grond. De eigenschappen van laag 7 worden gebruikt voor goed te verdichten of reeds verdichtte lagen; dit is de vaste grond onder het caisson en de onverzadigde grond tot aan maaiveld.

Tabel 4.1 Grondopbouw

Laag	Hoofdnaam	Bijmengsel	Consistentie	Bovenkant laag [m NAP]	q_c [MPa]	γ / γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]
1	Zand	Schoon	Matig	5	15	18 / 20	32,5	0
2	Zand	Sterk siltig	-	-1	8	18 / 20	25,0	0
3	Zand	Schoon	Matig	-11	13	18 / 20	32,5	0
4	Klei	Zwak zandig	Vast	-14	5	20 / 20	22,5	13
5	Zand	Schoon	Vast	-15,5	30	19 / 21	32,5	0
6	Klei	Sterk zandig	-	-20,5	2	18 / 18	27,5	0
7	Zand	Schoon	Vast	-21,5	45	19 / 21	35,0	0

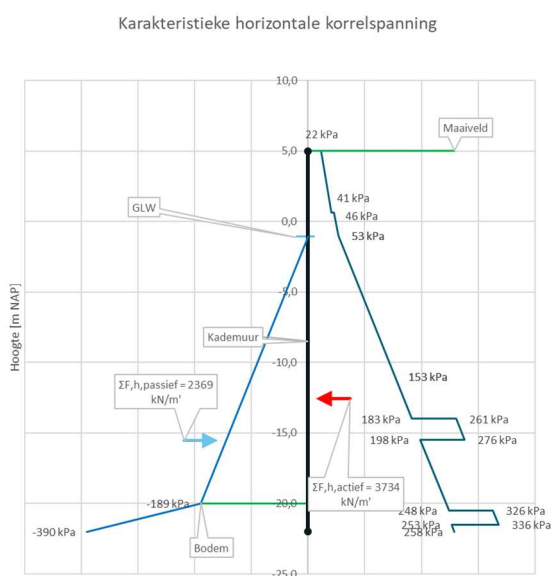
Horizontale gronddruk

Horizontale gronddrukken zijn bepaald op basis van de bovenstaande gegevens. Deze zijn opgenomen in Afbeelding 4.1. Dit is gebaseerd op de berekeningen die te vinden zijn in bijlage II. Opvallend aan deze afbeelding is de toename in de horizontale gronddruk ter hoogte van laag 4 en laag 6. Dit volgt uit een mogelijk, ongunstige toestand, waarin de kleilagen nog niet gedraineerd zijn en hierdoor het water horizontaal wegdrücken. Dit is een conservatieve aanname om de volgende redenen:

1. Er wordt uitgegaan van een terreinbelasting van 100 kPa over het gehele achterliggende terrein. Deze extreme spanningstoename zal niet over de gehele breedte van de kade werken. De resulterende belasting zal daarom lager dan 100 kPa bedragen.
2. Er wordt uitgegaan van een spanningstoename beginnend bij 0 kPa. Dit zou betekenen dat voordat de volledige terreinbelasting op de onderliggende grond zou werken, de grond nooit eerder belast zou zijn. Eigen gewicht van het dek (beton of asfalt) zal het afstromen van water al initiëren
3. Volgens de huidige modelering drukt het water door de aangevulde zandlaag op de kademuur. Het overspannen grondwater zal ook verticaal af stromen, door het aangevulde zandpakket. Hierdoor zal de spanningstoename op de kademuur ook afnemen.

Wanneer blijkt dat de constructie met deze ongunstige aanname voldoet, zal de constructie ook voldoen wanneer de wateroverspanning gunstiger werkt op de kademuur.

Afbeelding 4.1 Horizontale korrelspanning (Eigen afbeelding)



Afmetingen constructie

Uit de ontwerputgangspunten (hoofdstuk 2.2) volgt dat de grondkerende hoogte minimaal 25,0 meter dient te zijn. Dit is bepaald op basis van de diepgang van het ontwerpschip (16,5 meter), toeslag voor het verschil tussen laag en hoog water (6,3 meter) en verschillende toleranties (2,2 meter). Er is gekozen voor een hoogte groter dan 25,0 meter zodat het caisson verdiept aangebracht kan worden. Dit werkt gunstig voor zowel het verticale draagvermogen, als de weerstand tegen het afschuiven. Voor het verticale draagvermogen neemt namelijk de massa van het te verplaatsen grondlichaam, binnen de glijcirkel van de fundering, toe. Vanwege de passieve gronddruk die ontstaat, ten gevolge van het verdiept aanbrengen, ondervindt het caisson meer weerstand tegen afschuiving.

- *Hoogte caisson: 27,0 meter*

Met de breedte van het caisson wordt de afstand haaks op de lengterichting van de kademuur bedoeld, oftewel landinwaarts gericht. De breedte van het caisson bepaald de kantelstabiliteit van de constructie tijdens de eindfase. Daarnaast neemt ook het effectieve oppervlak van de gewichtsconstructie toe, wat gunstig werkt voor het verticale draagvermogen.

- *breedte caisson: 20,0 meter*

De lengte van het caisson heeft voor de geotechnische berekeningen bijna geen invloed. Enkel de vormfactor neemt af, wanneer de lengte-breedte verhouding toeneemt. De lengte van het caisson is vooral gebaseerd op de uitvoering. Afmetingen van een droogdok en beperkte manoeuvreerruimte in het havengebied vormen grenzen aan de mogelijke lengte van een afzinkbaar caisson. Het dichtstbijzijnde droogdok bij de haven van Rotterdam is het droogdok in Barendrecht. In het verleden zijn hier tunnelelementen met een lengte langer dan 100 meter gerealiseerd en getransporteerd.

- *Lengte caisson: 100,0 meter*

Drainage systeem

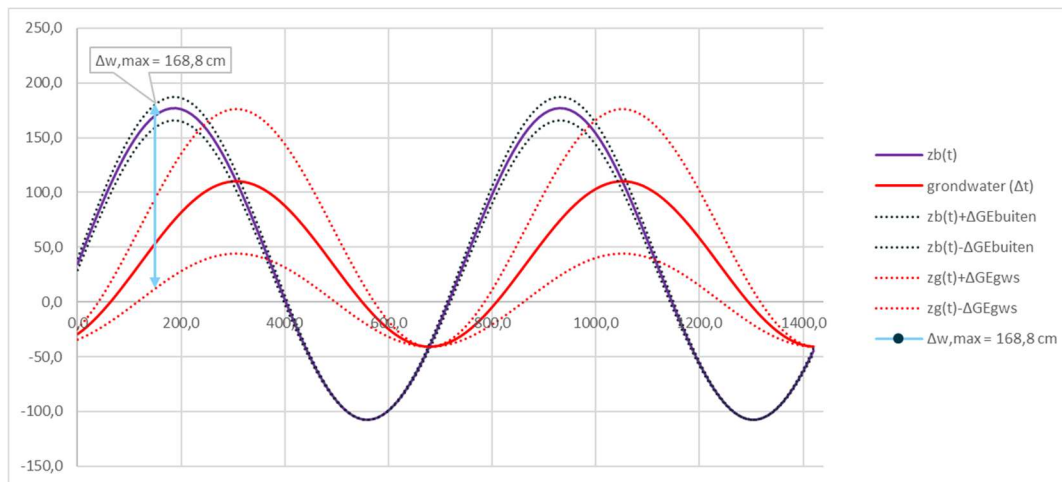
Het is gebruikelijk dat er een drainage systeem wordt toegepast, zodat de verschillen tussen de grondwaterstand en de buitenwaterstand minimaal blijven. Het is echter niet uit te sluiten dat er vertraging en daarmee waterstandsverschillen ontstaan. Water stroomt door de poriën in het zand naar het drainage systeem. Dit kost tijd. Er is rekening gehouden met een vertraging van 120 minuten, 2 uur, en verschillende onder- en bovengrenzen om het verschil in waterstanden te bepalen. Een verslechтерd drainagesysteem heeft 120 minuten vertraging, volgens het Handboek Kademuren (De Gijt, 2013).

Aan de hand van deze vertraging en kengetalen (waterstanden, standaarddeviatie en partiële factoren, zie Tabel 4.2) over de getijden in de haven van Rotterdam. De grondwaterstand (rode lijn) neemt toe zolang de buitenwaterstand groter is dan de (binnen)grondwaterstand. De top van de grondwaterstand is daarom ook het snijpunt met de buitenwaterstand. De translatie van de sinusoïde volgt uit de vertraging van het drainage systeem. De rode stippellijn volgt uit de standaarddeviatie van de grondwaterstand. De lichtblauwe pijl toont het grootste verschil tussen de grondwaterstand en de buitenwaterstand.

Op basis van dit principe is Afbeelding 4.4 opgesteld. Hieruit volgt een optredend verschil tussen de buitenwaterstand (GLW) en de grondwaterstand van 168,8 cm. Voor de volledige onderbouwing van deze grafiek wordt verwezen naar het Handboek (De Gijt, 2013) en bijlage II. In het kort wordt hieronder een omschrijving gegeven.

De buitenwaterstand op tijd = t is gegeven in de paarse lijn ($zb(t)$) de paarse stippellijnen geven de standaarddeviatie weer. De grondwaterstand (rode lijn) neemt toe zolang de buitenwaterstand groter is dan de (binnen)grondwaterstand. De top van de grondwaterstand is daarom ook het snijpunt met de buitenwaterstand. De translatie van de sinusoïde volgt uit de vertraging van het drainage systeem. De rode stippellijn volgt uit de standaarddeviatie van de grondwaterstand. De lichtblauwe pijl toont het grootste verschil tussen de grondwaterstand en de buitenwaterstand.

Afbeelding 4.4 Werking drainage systeem (Eigen afbeelding)



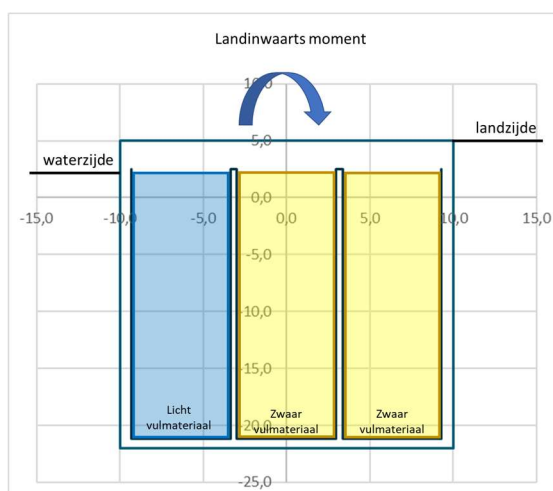
Tabel 4.2 factoren tbv Afbeelding 4.4

Gebruikte factor	Eenheid	Waarde
Standaarddeviatie buitenwaterstand	m	0,18
Standaarddeviatie grondwaterstand	m	0,33
Partiële factor Buitenwaterstand	-	0,6
Partiële factor Grondwaterstand	-	2
Vertraging	min	120

Verschillende vulling per compartimentering

Volgens een referentieproject uit het literatuuronderzoek volgt dat het ook mogelijk is om de compartimenten te vullen met verschillende materialen. Door compartimenten aan de landzijde te vullen met een zwaar materiaal (bijvoorbeeld betongranulaat) en de compartimenten aan de waterzijde te vullen met een licht materiaal (bijvoorbeeld water), ontstaat er een gunstige excentriciteit in de constructie. Het caisson wil als het ware landinwaarts "omvallen". Een verduidelijking hiervan is opgenomen in Afbeelding 4.5

Afbeelding 4.5 Excentriciteit ten gevolge van vulling in compartimenten (Eigen afbeelding)



Verschillende opstellingen zijn berekend. De opstelling die zal resulteren in de laagste unity check wordt toegepast.

Enkele uitgangspunten zijn:

- Soortelijk gewicht licht vulmateriaal (water); 10,0 kN/m³;
- Hoogte compartimenten. 25,4 m.

Tabel 4.3 Mogelijke opstellingen caisson vulling

Aantal compartimenten [-]	Inhoud per compartiment [m ³]	landinwaarts Moment [MNm]	Gewicht [MN]
1	465	0	9,8
2	230	11,9	7,1
3 (1 zwaar, 2 licht)	150	10,3	6,1
3 (2 zwaar, 1 licht)*	150	10,3	7,7
4	110	11,4	6,7

* zie Afbeelding 4.5

De opstelling met drie compartimenten, waarvan 2 zwaar gevuld (zoals in Afbeelding 4.5) wordt toegepast. Dit lijkt echter tegenstrijdig, omdat opstelling 4 resulteert in een groter, gunstig werkend moment én de verticale belasting is lager. Uit redentatie en controle berekeningen volgt dat juist een toename van de verticale belasting gunstig werkt voor deze constructie. Door de toename van verticale belasting, neemt de verhouding van verticale belasting op horizontale belasting af. De constructie zal meer gaan werken als een centrisch belast object. Hierdoor verandert ook de glijcirkel; deze wordt groter. Hierdoor neemt de weerstand toe en daarmee neemt de unity check af.

Andere opstellingen, met 3 of 4 verschillende vullingen of met variërende inhoud per compartiment zijn ook mogelijk. Dit is echter niet onderzocht in dit onderzoek.

Veiligheidsfactoren

De norm (NEN9997-1, 2016) heeft veiligheidsfactoren voor de berekening van een keermuur. Deze factoren dienen aangehouden te worden en zijn zichtbaar in Afbeelding 4.6

Afbeelding 4.6 Veiligheidsfactoren keermuur (NEN9997-1, 2016)

Grondparameter	Symbool	Combinatie					
		M1	M2				
			Fundering op staal en op palen	Keermuur	Algehele stabiliteit		
					Veiligheidsklasse		
					RC1	RC2	RC3
Hoek van inwendige wrijving ^a	$\gamma_{\phi'}$	N.v.t.	1,15	1,2	1,2	1,25	1,3
Effectieve cohesie	$\gamma_{c'}$	N.v.t.	1,6	1,5	1,3	1,45	1,6
Ongedraineerde schuifsterkte	γ_{cu}	N.v.t.	1,35	1,5	1,5	1,75	2,0
Prismadruksterkte	γ_{qu}	N.v.t.	1,35	1,5	1,5	1,75	2,0
Volumiek gewicht	γ_{γ}	N.v.t.	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0

^a Deze factor heeft betrekking op $\tan \phi'$.

4.2 Belastingen

Een overzicht van de relevante belastingen wordt gegeven. De onderbouwing van deze belastingen is te vinden in hoofdstuk 2.2.7.

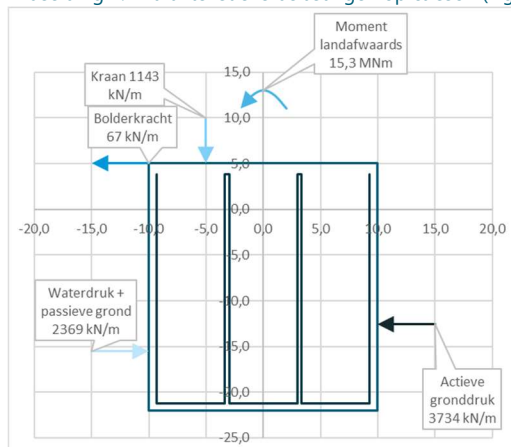
De relevante belastingen (voor de geotechnische berekeningen) en hun karakteristieke waarden zijn:

- Resulterende horizontale gronddruk; Variabel;
- Bovenbelasting; 100 kPa;
- Kraanbelasting; 1143 kN/m;
- Bolder(trek)krachten; 67 kN/m;
- Afmeerbelasting; 2000 kN/m;
- Gemiddeld laag water (5% overschrijdingskans in 50 jaar); -1,08 m NAP.

Voor de geotechnische berekeningen wordt beredeneerd dat de afmeerbelastingen niet maatgevend zullen zijn. Deze kracht is namelijk landinwaarts gericht en zal daarom op de achterliggende grond gaan drukken; de normaal gesproken actieve gronddruk, wordt passief. Bovenmatige verplaatsingen en rotaties zullen hierdoor voorkomen worden. Voor de constructieve berekeningen wordt er echter wel rekening gehouden met de afmeerbelasting. De krachten moeten immers van de waterzijde verplaatst worden naar de landzijde.

Deze karakteristieke waarden van de belastingen zijn visueel gemaakt in Afbeelding 4.7. Partiële en combinatiefactoren zijn hierin nog niet opgenomen.

Afbeelding 4.7 Karakteristieke belastingen op caisson (Eigen afbeelding)



4.3 Belastingcombinaties

Verschillende belastinggevallen werken tegelijkertijd op de constructie. Daarom zijn er belastingcombinaties opgesteld. De combinatiefactoren en partiële factoren zijn gegeven in hoofdstuk 2.2.9. De maatgevende belastingcombinatie wordt volledig weergegeven in Tabel 4.5. Van de andere combinaties worden alleen de resulterende krachten in Tabel 4.4 gegeven.

Tabel 4.4 Belastingcombinaties in de Uiterste Grenstoestand

Dominante belasting	Horizontale kracht [kN]	Verticale arm [m]	Verticale kracht [kN]	Horizontale arm [m]
Grond-/waterdrukken	1754	15,40	9422	-0,40
Bovenbelasting	2201	14,70	9422	-0,40
Kraanbelasting	1779	15,47	9988	-0,09
Bolderkrachten	1812	15,69	9422	-0,40

Dominante belasting	Horizontale kracht [kN]	Verticale arm [m]	Verticale kracht [kN]	Horizontale arm [m]
Afmeerbelasting*	-1599**	-	-	-

* zie de opmerking bij hoofdstuk 2.2.7

** landinwaarts gericht, daarom wordt actieve gronddruk passief, dit zal voor de geotechnische berekening nooit maatgevend zijn.

Tabel 4.5 Maatgevende belastingcombinatie in UGT

UGT Belastingen

Naam	Soort belasting	ψ_0	Comb factor	$\gamma_{fg} \cdot \psi_0$	Kar. Waarde	Verti [kN]	Hori [kN]	Arm [m]	Moment [kNm]
Eigen gewicht	Permanent	1,00	1,40	1,40	5787,0*	8101,8	0,0	-1,28	-10333,9
Grond-/waterdrukken	Permanent	1,00	1,40	1,40	512,9	0,0	718,1	19,76	14191,0
bovenbelasting	Variabel	0,70	1,65	1,65	851,2	0,0	1404,5	11,44	16065,9
Kraanbelasting	Variabel	0,70	1,65	1,16	1143,0	1320,2	0,0	5,00	6600,8
Bolderkrachten	Exclusief 1	0,70	1,65	1,16	67,0	0,0	77,4	27,00	2089,4
Afmeerbelasting	Exclusief 1	0,70	1,65	0,00	2000,0	0,0	0,0	27,00	0,0
					Σ [kN]	9422	2201		28614,0
					arm [m]	-0,40	14,70		

*Grote delen van de constructie staan onderwater, hierdoor ontstaat oprijvend vermogen. Dit is opgenomen in dit belastingsgeval.

De horizontale krachten staan haaks op de kademuur; hierdoor worden geen krachten in deze berekening opgenomen die evenwijdig aan de kademuur lopen.

Aan de hand van deze maatgevende belastingcombinatie worden de geotechnische berekeningen uitgevoerd.

4.4 Geotechnische toetsing en validatie

Het principe van een fundering op staal wordt aangehouden voor de berekeningen van het op zand gefundeerd caisson. Voor deze berekeningen is er gebruik gemaakt van excelsheets die gebruikt worden door Witteveen + Bos. In de volgende onderdelen worden deze resultaten gevalideerd. De berekeningen worden uitgevoerd volgens de relevante norm (NEN9997-1, 2016).

Uit hoofdstuk 4.1 volgt:

- Breedte constructie; $B = 20,0 \text{ m};$
- Hoogte constructie; $H = 27,0 \text{ m};$
- Lengte constructie; $L = 100 \text{ m};$
- Soortelijk gewicht zand; $\gamma/\gamma_{sat} = 19 / 21 \text{ kN/m}^3;$
- Hoek van inwendige wrijving. $\varphi = 35,0^\circ;$

Deze afmetingen worden gecontroleerd in dit hoofdstuk.

Uit hoofdstuk 4.3 volgt de belasting per strekkende meter:

- Rekenwaarde verticale belasting; $V_d = 9422 \text{ kN};$
 - o Excentriciteit verticale belasting; $e_v = -0,40 \text{ m};$
- Rekenwaarde horizontale belasting; $H_d = 2201 \text{ kN};$
 - o Excentriciteit horizontale belasting; $e_H = 14,7 \text{ m};$
 - o De horizontale belasting staat haaks (90°) op de kademuur $K = 90^\circ;$
- Totale moment ter hoogte van het funderingsvlak; $(V_d * e_v + H_d * e_H) = 28,6 \text{ MNm}$

4.4.1 Verticaal draagvermogen

Voor de toetsing van het verticale draagvermogen moet er voldaan worden aan de volgende eis:

$$V_d < R_d$$

Waarin:

$$V_d = \text{Optredende verticale belasting}$$

$$R_d = \text{Verticale draagvermogen}$$

Voor de berekening van het verticale draagvermogen dient er eerst vast gesteld te worden of er gerekend moet worden in gedraineerde of ongedraineerde toestand. Omdat er gefundeerd wordt op de onderste vaste zandlaag is een berekening in gedraineerde toestand voldoende.

1. Gedraineerde toestand

Het effectieve funderingsoppervlakte wordt vervolgens bepaald. De excentriciteit volgt uit het optredende moment (M_b) en de verticale kracht (V_d).

$$b' = B - 2 * e_b$$

Waarin:

$$e_b = \frac{M_b}{V_d}$$

$$b' = 20 - 2 * \left(\frac{28600}{9422} \right) = 13,93$$

Er is geen moment aanwezig in de lengte richting van het caisson, daarom is de effectieve lengte (l') gelijk aan de lengte van het caisson; 100 m. Het effectieve oppervlak wordt bepaald door de effectieve lengte te vermenigvuldigen met de effectieve breedte:

$$A' = l' * b'$$

$$2. \quad A' = 100 * 13,93 = 1393 \text{ m}^2$$

Vervolgens dient de maximale funderingsdruk bepaald te worden. Hiervoor geldt de volgende formule.

$$\sigma_{\max;d} = C'_{gem;d} * N_c * s_c * b_c * i_c + \sigma'_{v;z;d} * N_q * s_q * b_q * i_q + 0.5 * \gamma'_{gem;d} * b' * N_{\gamma'} * s_{\gamma'} * b_{\gamma'} * i_{\gamma'}$$

Deze formule is te ontbinden in drie onderdelen:

- Cohesie ($C'_{gem;d}$)
- Bovenbelasting of gronddekking op funderingsniveau ($\sigma'_{v;z;d}$)
- Het effectieve volumiek gewicht van de glijcirkel ($\gamma'_{gem;d}$)

Per onderdeel ($C'_{gem;d}$, $\sigma'_{v;z;d}$, $\gamma'_{gem;d}$) worden meerdere factoren toegepast. Dit zijn:

- $N_c/N_q/N_{\gamma'}$: Draagkrachtfactor
- $s_c/s_q/s_{\gamma'}$: Vormfactor
- $b_c/b_q/b_{\gamma'}$: Reductiefactor helling van de onderkant van de fundering
- $i_c/i_q/i_{\gamma'}$: Reductiefactor helling van de belasting

Doordat de fundering geen cohesieve lagen bevat en daardoor ook geen (effectieve) cohesie ontwikkeld is dat onderdeel per definitief gelijk aan nul en draagt het niet bij aan de maximale funderingsdruk.

$$3. \quad C'_{gem;d} * N_c * s_c * b_c * i_c = 0$$

Voor het onderdeel "Bovenbelasting of gronddekking" moeten de volgende termen bepaald worden:

$$\sigma'_{v;z;d} * N_q * s_q * b_q * i_q$$

Doordat de constructie 2,0 meter ingegraven wordt ontstaat er (effectieve) verticale spanning op het aanleg niveau. Terzaghi geeft hiervoor

$$\sigma'_v = (\sigma_v - \sigma_w) / \gamma_\gamma = (\gamma_{sat} * d - \gamma_w * d) / \gamma_\gamma$$

Dit geeft:

$$\sigma'_{v;z;d} = \frac{(20 - 10) * 2}{1,1} = 16,4 \text{ kPa}$$

N_q volgt uit:

$$N_q = \exp(\pi * \tan \phi'_{gem;d} * \tan^2(45 + 0,5 * \phi'_{gem;d}))$$

Waarin

$$\phi'_{gem;d} = \frac{\phi}{\gamma_{\phi'}} = \tan\left(\frac{\tan 35}{1,2}\right) = 30,3$$

De onderliggende grond bestaat uit een homogene zandlaag, daarom is het niet nodig om met gewogen gemiddelden te werken.

$$N_q = \exp(\pi * \tan 29,2 * \tan^2(45 + 0,5 * 30,3)) = 18,96$$

s_q volgt uit:

$$s_q = 1 + \frac{b'}{l'} * \sin(\phi'_{gem;d})$$

$$s_q = 1 + \frac{13,93}{100} * \sin(30,3) = 1,07$$

b_q : De constructie wordt niet gerealiseerd op een hellend funderingsvlak. Daarom is het niet nodig om te reduceren:

$$b_q = 1,0$$

i_q volgt uit:

$$i_q = \left(1 - \frac{0,7 * H_d}{V_d + A' * c'_{gem;d} * \cot(\phi'_{gem;d})}\right)^3, \text{ omdat } K = 90^\circ;$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0,7 * 2201}{9422 + 1393 * 0 * \cot(30,3)}\right)^3 = 0,59$$

Alle onbekenden van dit onderdeel zijn bekend, daarom kan dit onderdeel van de formule ingevuld worden:

$$4. \quad \sigma'_{v;z;d} * N_q * s_q * b_q * i_q = 16,4 * 18,96 * 1,07 * 1,0 * 0,59 = 194 \text{ kPa}$$

Voor het laatste onderdeel, het gewicht van de glijcirkel, zijn het soortelijk gewicht van de grond en de effectieve breedte van de cirkel. Termen die opgelost moeten worden zijn:

$$0,5 * \gamma'_{gem;d} * b' * N_\gamma * s_\gamma * b_\gamma * i_\gamma$$

De onderliggende grond bestaat uit een homogene zandlaag, daarom is het niet nodig om met gewogen gemiddelden te werken.

$$\gamma'_{gem;d} = (\gamma_{sat} / \gamma_\gamma) - \gamma_{water} = \frac{21}{1,1} - 10 = 9,1 \text{ kPa}$$

$$b' = 13,93 \text{ m}$$

N_γ volgt uit:

$$N_\gamma = 2 * (N_q - 1) * \tan(\phi'_{ge;d})$$

$$N_\gamma = 2 * (18,96 - 1) * \tan(30,3) = 20,96$$

s_γ volgt uit:

$$s_\gamma = 1 - 0,3 * \frac{b'}{l'}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 * \frac{13,93}{100} = 0,96$$

b_γ : De constructie wordt niet gerealiseerd op een hellend funderingsvlak. Daarom is het niet nodig om te reduceren:

$$b_{\gamma} = 1,0$$

i_{γ} volgt uit:

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A' * c'_{gem;d} * \cot(\varphi'_{gem;d})} \right)^3, \text{ omdat } K = 90^{\circ};$$

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{2201}{9422 + 1393 * 0 * \cot(30,3)} \right)^3 = 0,45$$

Alle onbekenden van dit onderdeel zijn bekend, daarom kan dit onderdeel van de formule ingevuld worden:

$$0,5 * \gamma'_{gem;d} * b' * N_{\gamma'} * s_{\gamma'} * b_{\gamma} * i_{\gamma} = 0,5 * 9,1 * 13,93 * 20,96 * 0,96 * 1,0 * 0,45 = 572 \text{ kPa}$$

De maximale funderingsdruk volgt uit onderstaande formule:

$$\sigma_{max;d} = C'_{gem;d} * N_c * s_c * b_c * i_c + \sigma'_{v;z;d} * N_q * s_q * b_q * i_q + 0,5 * \gamma'_{gem;d} * b' * N_{\gamma'} * s_{\gamma'} * b_{\gamma} * i_{\gamma}$$

Ingevuld geeft dit:

$$5. \quad \sigma_{max;d} = 0 + 192 + 572 = 764 \text{ kPa}$$

Deze spanning wordt vermenigvuldigd met het effectieve oppervlakte om het verticale draagvermogen te bepalen:

$$R_d = \sigma_{max;d} * A'$$

De totale weerstand (over de volledige lengte van het caisson bedraagt:

$$6. \quad R_d = 764 * 1393 = 1064,3 \text{ MN}$$

De weerstand per strekkende meter bedraagt:

$$R_d = 764 * 13,93 = 10,64 \text{ MN}$$

Het verticale draagvermogen ($R_d = 10640 \text{ kN}$) is groter dan de optredende verticale kracht ($V_d = 9422 \text{ kN}$) per strekkende meter. Hiermee is aangetoond dat de constructie voldoet op verticaal draagvermogen.

4.4.2 Weerstand tegen afschuiven

Voor de toetsing op weerstand tegen afschuiven geldt:

$$H_d < R_d + R_{p;d}$$

Waarin:

H_d = Optredende horizontale belasting (actieve gronddruk en externe belastingen)

R_d = Weerstand tegen afschuiven

$R_{p;d}$ = Passieve gronddruk

In hoofdstuk 4.3 is de resulterende horizontale kracht al weergegeven. De optredende (actieve) gronddruk is al reeds verminderd met de passieve gronddruk en de waterdruk. De toetsingseis van de weerstand tegen afschuiven wordt daarom aangepast:

$$H_d < R_d$$

H_d = Optredende resulterende horizontale belasting

$$R_d = \text{Weerstand tegen afschuiven}$$

Voor gedraineerde toestanden wordt de weerstand tegen afschuiven als volgt bepaald:

$$R_{h;d} = V'_d * \tan \delta'_d$$

Waarin:

$R_{h;d}$ = Rekenwaarde ongedraineerde horizontale draagkracht

V'_d = Rekenwaarde effectieve verticale belasting op het funderingsvlak

δ'_d = Rekenwaarde wrijvingshoek

Voor in het werk gestorte betonnen funderingen kan δ'_d gelijk gesteld worden aan φ'_d en voor gladde prefab funderingen aan $\frac{2}{3} * \varphi'_d$. Eventuele cohesie c' behoort te zijn verwaarloosd.

Hieruit volgt:

$$7. \quad R_{h;d} = 9422 * \tan\left(\frac{2}{3} * 30,3\right) = 3466 \text{ kN}$$

Ook de combinatie waarin de verticale belasting gunstig werkt voor de constructie wordt getoetst. De verticale belasting neemt met een factor 0,90 af.

Hieruit volgt:

$$R_{h;d} = (9422 * 0,9) * \tan\left(\frac{2}{3} * 30,3\right) = 3120 \text{ kN}$$

In beide combinaties is de weerstand tegen afschuiven groter dan de optredende horizontale kracht van $H_d = 2201 \text{ kN}$. Hiermee is aangetoond dat de constructie voldoende weerstand heeft tegen afschuiven in gedraineerde toestand

4.4.3 Kantelstabiliteit

Een fundering op staal werkt volledig op druk indien de resulterende kracht door de kerndoorsnede van het element gaat. Bij een excentriciteit groter dan $1/6$ van de breedte zal de constructie niet meer op het volledige funderingsvlak ondersteunt worden; voor de onderliggende zand is het niet mogelijk om trekspanningen te ontwikkelen, zand heeft immers geen cohesieve waarde. Hierdoor moet een fundering op staal voldoen aan de volgende eis, om niet te bezwijken op kantelstabiliteit:

$$e < \frac{1}{6} * B$$

De constructie voldoet niet aan deze gesteld eis. De excentriciteit volg uit:

$$e_b = \frac{M_b}{V_d}$$

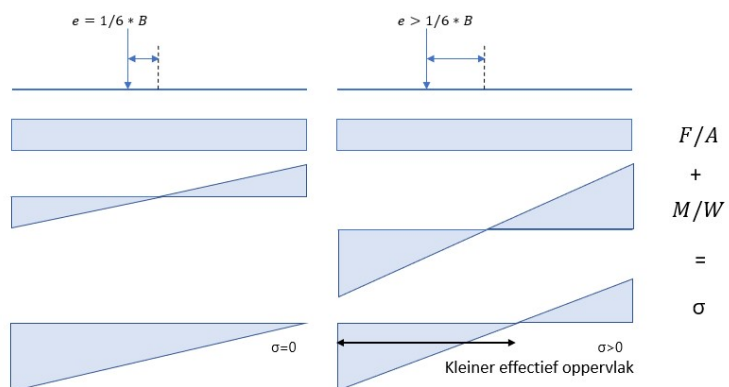
$$e_b = \left(\frac{28600}{9422}\right) = 3,04 \text{ meter}$$

Dit geeft de volgende uitkomst:

$$3,04 < \frac{1}{6} * 20 : 3,04 < 3,33$$

Afbeelding 4.8 toont een spanningsdiagram waarin duidelijk wordt dat, wanneer de excentriciteit groter dan $1/6 * \text{breedte}$, trek ontstaan in de fundering. Zand kan deze trek niet opnemen, daarom moet de resulterende kracht door de kerndoorsnede gaan.

Afbeelding 4.8 Spanningsdiagram bij excentriciteit is $1/6 * breedte$ en $> 1/6 * breedte$ (Eigen afbeelding)



4.4.4 Validatie Witteveen + Bos Excel

De genummerde eindresultaten van deze controle berekening worden vergeleken met de tussenresultaten uit bijlage III. Dit toont de Excel sheet waarmee de constructie berekend is. Tabel 4.6 toont de vergelijking.

Tabel 4.6

Onderdeel	WB excelsheet	Controleberekening	Conclusie
Effectieve oppervlak	13,93 m ²	13,93 m ²	Gelijk, dus OK
Maximale funderingsdruk	766,7 kPa	764 kPa	0,4% verschil, ten gevolge van afronding, dus OK
Verticaal draagvermogen	1067,7 MN	1064,3 MN	0,3% verschil, ten gevolge van afronding, dus OK
Schuifweerstand	3462 kN	3466 kN	0,1% verschil, ten gevolge van afronding, dus OK

Hieruit wordt geconcludeerd dat gebruikte Excel berekeningen valide zijn.

4.5 Verplaatsingen in de BGT

Ondanks het feit dat de caissons gefundeerd worden op een stijve zandlaag, zijn zettingsberekeningen uitgevoerd, met behulp van Dsettlement. Uit deze berekeningen volgt de verticale beddingsconstante. Deze constante is gebruikt in de constructie berekening.

Voor de zettingsberekeningen wordt het caisson doorgerekend in de maatgevende eindfasecombinatie. Dezelfde verticale belasting als in hoofdstuk 4.3 wordt gehanteerd; $V_d = 9422 \text{ kN/m}$. De gemiddelde gronddruk wordt als volgt berekend:

$$\sigma_{gem;d} = \frac{V_d}{A}$$

$$\sigma_{gem;d} = \frac{9422}{20} = 471,1 \text{ kN/m}^2$$

In bijlage IV zijn de resultaten van de zettingsberekeningen opgenomen. Hieruit volgt de (afgeronde) zetting van 59 mm. Aan de hand van de verticale verplaatsing ten gevolge van een verticale belasting, wordt de verticale beddingsconstante bepaald.

$$kv, gem = C = \frac{F}{U}$$

$$kv, gem = C = \frac{471 \text{ kN/m}^2}{0,059} = 8,0 \text{ MN/m}^3$$

Aan de hand van deze gemiddelde waarde zijn de bovengrens en ondergrens bepaald. Er wordt gerekend met dit spectrum, om foutieve inschattingen te voorkomen. Daarnaast dient de zetting gebruikt te worden als globale inschatting en niet als een nauwkeurige uitkomst.

De ondergrens van de beddingsconstante wordt ingeschat door de gemiddelde waarde te delen door $\sqrt{2}$. De bovengrens wordt bepaald door een vermenigvuldiging van de gemiddelde beddingsconstante.

$$\begin{aligned} kv, ondergrens &= 5,7 \text{ MN/m}^3 \\ kv, bovengrens &= 11,4 \text{ MN/m}^3 \end{aligned}$$

De horizontale beddingsconstante volgt uit literatuur (CUR166, 2012):

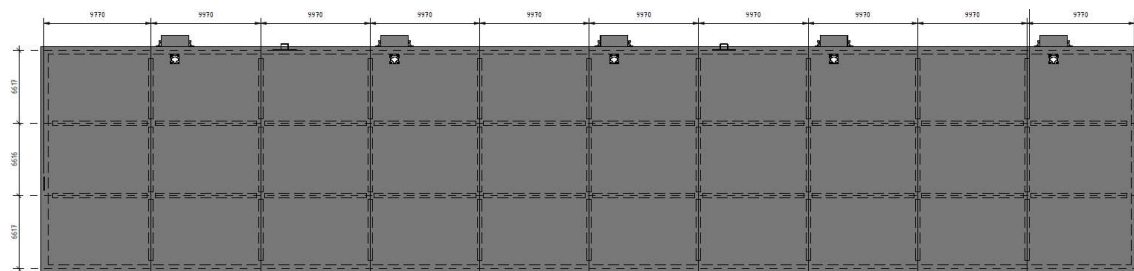
$$\begin{aligned} kh, ondergrens &= 40 \text{ MN/m}^3 \\ kh, bovengrens &= 90 \text{ MN/m}^3 \end{aligned}$$

Het caisson wordt opgedeeld door verschillende compartimenten. Deze compartimenten hebben twee functies:

- Tussensteunpunten voor de buitenwanden, vloer en dek;
- Scheiding tussen licht en zwaar vulmateriaal.

Dit laatst genoemde punt werkt gunstig voor de constructie; het caisson wordt zo belast dat het landinwaarts wil kantelen ten gevolge van het excentrische zwaartepunt van de vulling. Een opstelling waarbij er drie compartimenten zijn, werkt het meest gunstig. De opstellingen met twee of vier compartimenten veroorzaken ook een landinwaarts moment, maar deze oplossingen zijn lichter, waardoor het voor de geotechnische berekeningen gunstiger uitkomt wanneer drie compartimenten toegepast worden. De afstand in de lengterichting is arbitrair gekozen op 10,0 meter. De compartimentopstelling is weergegeven in Afbeelding 5.2

Afbeelding 5.2 Opstelling van compartimenten (Eigen afbeelding)



BOVENAANZICHT
schaal: 1 : 200

De constructie wordt gerealiseerd op een funderingslaag op een zandbed. Voor dit zandbed zijn verticale beddingsconstante berekent in bijlage IV en horizontale beddingsconstante zijn overgenomen vanuit literatuur (CUR166, 2012). Deze ondersteuning is geplaatst onder het caisson in het rekenprogramma. Daarnaast is de horizontale beddingsconstante ook geplaatst op de kopse kanten van het caisson. Het caisson wordt namelijk tegengehouden door het aanliggende caisson. De beddingsconstante zijn:

- | | |
|---|---------------------------|
| - Verticale beddingsconstante (bovengrens); | 11,39 MN/m ³ ; |
| - Verticale beddingsconstante (ondergrens); | 5,70 MN/m ³ ; |
| - Horizontale beddingsconstante (bovengrens); | 90,0 MN/m ³ ; |
| - Horizontale beddingsconstante (ondergrens); | 40,0 MN/m ³ . |

Voor de constructie berekening wordt er uitgegaan van ingeklemde elementen die het moment volledig over brengen naar aanliggende element.

5.2 Materiaaleigenschappen

Voor de betonberekeningen wordt er uitgegaan van de volgende materialen:

- Beton, C30/37
 - o E-modulus; 10.930 MPa; (gescheurd beton)
 - o Soortelijk gewicht; 2400 kg/m³; (normaal beton)
 - o Karakteristieke cylinderdruksterkte; 30 N/mm²;
 - o Cementklasse; N - normale verharding.
- Betonstaal, B500
 - o Soortelijk gewicht; 7850 kg/m³;
 - o Karakteristieke vloeisterkte 500 N/mm²
 - o Staafooppervlak; Geribd.

5.3 Belastingsgevallen

Verschillende belastingsgevallen werken op de constructie. De beschreven belastingsgevallen zijn op dezelfde wijze opgenomen in het rekenprogramma (SCIA Engineer v18.1)

5.3.1 Eigen gewicht

Het eigen gewicht wordt voor de constructieve berekening uitgevoerd door het rekenprogramma. Dit gebeurt op basis van 2D-elementen met een dikte. Deze wijze is ongunstig, omdat er delen overlappen in de constructie. Hierdoor is het berekende eigen gewicht groter dan het werkelijke gewicht.

Voor de oprijfberekening is er gebruik gemaakt van Microsoft Excel; hierin is het gewicht nauwkeuriger bepaald. Zie hiervoor hoofdstuk 6.2

5.3.2 Gronddrukken ten gevolge van eigen gewicht grond

Horizontale gronddruk ontstaat door de grondkerende muur. Op basis van grondeigenschappen van het achterliggende (aangevulde) zandpakket is de actieve gronddruk bepaald. De waterdruk en het ingegraven deel van het caisson veroorzaken een tegenwerkende water- en gronddruk. In Afbeelding 5.3a is de gronddruk ten gevolge van het eigen gewicht van grondpakket opgenomen.

5.3.3 Gronddrukken ten gevolge van terreinbelasting

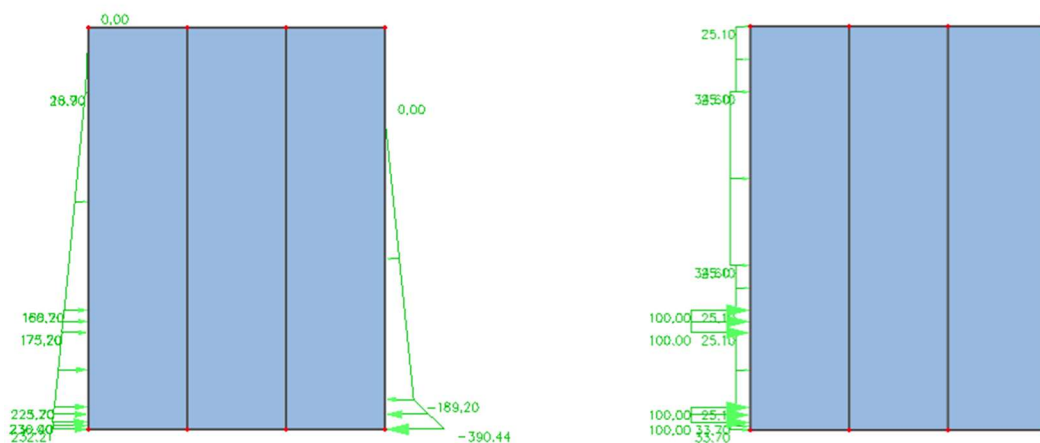
De verticale gronddruk, en daarmee de horizontale gronddruk, neemt door de terreinbelasting over de gehele hoogte van de constructie toe. Deze additionele gronddruk is opgenomen in dit belastingsgeval.

Een extra horizontale gronddruk is opgenomen op de hoogte waar, volgens de beschouwde sondering, kleilagen aanwezig zouden zijn. De meest ongunstige toestand, waarin deze kleilagen volledig ongedraineerd zijn, wordt opgenomen in dit geval. Door de terreinbelasting wordt de verticale kracht niet door actieve gronddrukcoëfficiënt (circa factor 0,3) omgerekend naar een horizontale gronddruk, maar door waterspanning. Omdat de waterspanning in alle zijden gelijk is, wordt de kademuur horizontaal belast door 1,0 keer de verticale belasting. Dit is zichtbaar in Afbeelding 5.3b.

Dit is echter een conservatieve benadering. Het overspannen water zou af kunnen stromen door het aangebrachte zandpakket. De mate van afstromen en het drukken op de kademuur is lastig in te schatten, daarom wordt deze conservatieve aanname doorgevoerd.

Afbeelding 5.3a (links), horizontale gronddruk en waterdruk ten gevolge van eigen gewicht,

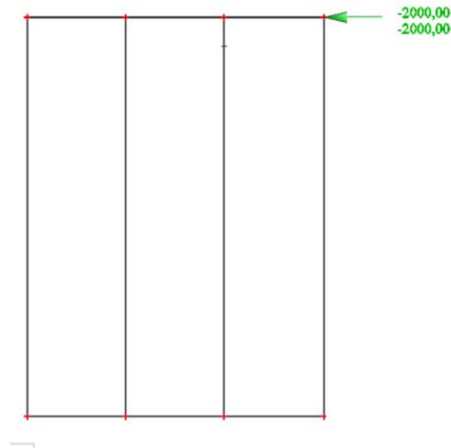
Afbeelding 5.3b (rechts) horizontale gronddruk ten gevolge van terreinbelasting (in ongedraineerde toestand) (Eigen afbeelding)



5.3.4 Afmeerbelasting

Volgens het TPvE (hoofdstuk 2) dient er een belastingsgeval opgenomen te worden, waarin het caisson belast wordt door een afmeerbelasting van 2000 kN per strekkende meter kademuur. Deze kracht grijpt bovenaan in de constructie aan (zie hiervoor Afbeelding 5.4) Dit belastingsgeval treedt exclusief op met de bolderbelastingen. Een schip kan immers niet tijdens het afmeren aan een bolder trekken. Trek en druk treden in hetzelfde punt niet tegelijkertijd op.

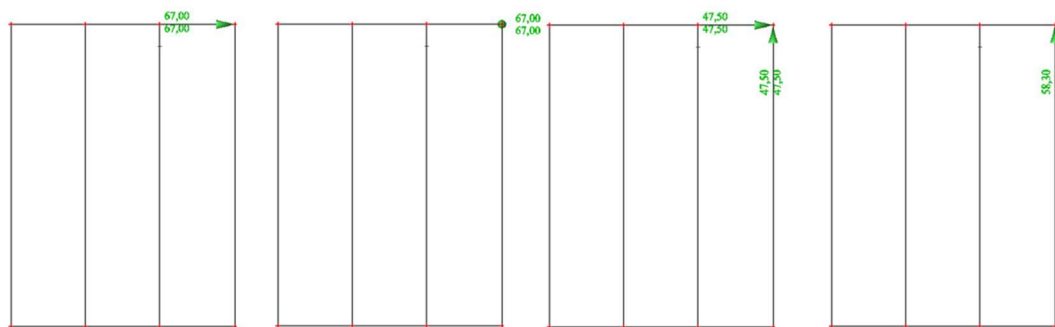
Afbeelding 5.4 Afmeerbelasting (Eigen afbeelding)



5.3.5 Bolderkrachten

Volgens het TPvE (hoofdstuk 2) dient de kademuur geconstrueerd te worden op bolderkrachten. Om grote piekspanningen te voorkomen wordt er in de praktijk gebruikt gemaakt van een betonnen deksloof die de krachten over de kademuur spreidt. De bolderkrachten kunnen optreden onder verschillende hoeken, daarom zijn er ook verschillende exclusieve bolderkrachten belastingsgevallen. Afbeelding 5.5 toont (van links naar rechts): Trekkraft in X richting, Trekkraft in Y-richting (evenwijdig aan de kademuur), Trekkraft onder een van 45° en in mindering gebrachte verticale trekkraft ($P_{vert} = 0.87 * P$), deze reductie volgt uit de literatuur (Thoresen, 2003).

Afbeelding 5.5 Bolderkrachten (Eigen afbeelding)



5.3.6 Eigen gewicht vulmateriaal

Afbeelding 5.6 toont het belastingsgeval waarin de vulmaterialen horizontaal en verticaal op de wanden en vloeren van het caisson drukken. Hieronder een verklaring van de krachten op de wanden:

- A. Buitenwand, belast door 25 meter verzadigd, verdicht zand.

$$H * (\gamma_{sat} - \gamma_w) * K_a + H * \gamma_w : (25 * (21 - 10) * 0.5) + 25 * 10 = 375 \text{ kN/m}^2$$

- B. Compartimentwand, aan beide zijde belast door 25 meter verzadigd, verdicht zand. Hierdoor bedraagt de resulterende horizontale kracht 0 kN/m²

- C. Compartimentwand, belast door, aan de ene zijde, gronddruk en aan de andere zijde waterdruk. De resulterende belasting bedraagt daarom $375 - 250 = 125 \text{ kN/m}^2$

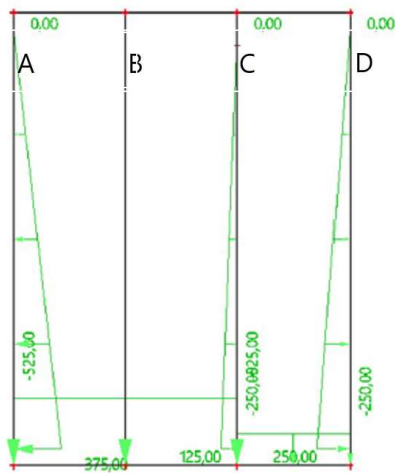
- D. Buitenwand, belast door 25 meter water. In de meest ongunstigste toestand (voor deze buitenwand) wordt het caisson volledig gevuld.

$$H * \gamma_w : 25 * 10 = 250 \text{ kN/m}^2$$

De verticale spanningen volgen uit de berekening van het soortelijke gewicht * hoogte van de vulling. Dit is:

$$\text{Zand: } 25 * 21 = 525 \text{ kN/m}^2 \text{ en water: } 25 * 10 = 250 \text{ kN/m}^2$$

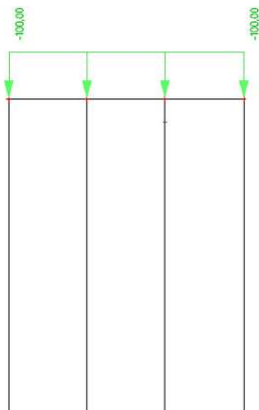
Afbeelding 5.6 Grond en waterdrukken in het caisson ten gevolge van vulling (Eigen afbeelding)



5.3.7 Bovenbelasting

Naast dat het achterliggende terrein belast kan worden door 100 kPa bovenbelasting (hoofdstuk 2) kan ook het caisson zelf door deze bovenbelasting belast worden. Dit werkt gunstig voor bijvoorbeeld de geotechnische toetsing op afschuiven, maar dit veroorzaakt een extra drukkracht in de wanden, daarom wordt dit belastingsgeval meegenomen in de belastingscombinatie (waarbij er gerekend wordt met combinaties waarin deze boven belasting wel én niet aanwezig is). Zoals in Afbeelding 5.7 zichtbaar is, kan deze belasting over de gehele constructie werken.

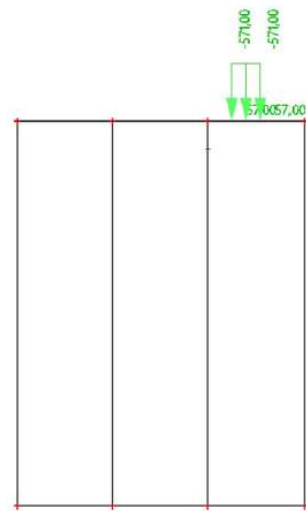
Afbeelding 5.7 Bovenbelasting (Eigen afbeelding)



5.3.8 Kraanbelasting

Het TPvE (hoofdstuk 2) omschrijft het type kraan waarmee in deze constructie gerekend wordt. De 1200 kN puntlast per wiel, wordt vertaald naar een lijnlast van 1142 kN/m. De hart op hart afstand tussen de wielen is namelijk 1,05 meter ($1200/1.05 = 1142 \text{ kN/m}$). De kraanbaan krijgt een aparte fundering, hierdoor zal de kracht nog meer spreiden. Een spreidingshoek van 1:1 in beton wordt beschouwd als een veilige aanname. Doordat de dikte van het dek minimaal 800 mm bedraagt en er nog een aparte fundering voor de kraan baan op het dek gerealiseerd wordt is de aanname dat de kracht over 2,0 meter spreidt erg conservatief. De verticale belasting, ten gevolge van de kraan, bedraagt 571 kN/m². 57,1 kN/m² wordt aangehouden als horizontaal gerichte belasting. Dit is conform het TPvE, namelijk: 10% van de verticale belasting. Beide belastingen en hun positie is zichtbaar in Afbeelding 5.8

Afbeelding 5.8 Kraanbelasting (Eigen afbeelding)



5.4 Belastingcombinaties, partiele en ψ -factoren

In Tabel 5.1 zijn de belastingfactoren gegeven, passend bij kademuren. Deze factoren volgen uit het Handboek kademuren (De Gijt, 2013).

Tabel 5.1 Belastingfactoren op kademuren (De Gijt, 2013)

Belastingsgeval	Combinatiefactor ψ_0	Frequent ψ_1	Quasi ψ_2
Gelijkmatig verdeelde belasting (containers, bulk)	0,7	0,5	0,3
Verkeersbelastingen (havenvoertuigen)	0,6	0,4	0,0
Kraanbelasting	0,7	0,3	0,0
Bolderkrachten	0,7	0,3	0,0
Afmeerbelasting	0,7	0,3	0,0
Gronddrukken	1,0	1,0	1,0
Waterdrukken	1,0	1,0	1,0
Verschuivingen	1,0	1,0	1,0
Omgevingsbelastingen (wind, sneeuw, temperatuur)	0,7	0,3	0,0

Voor de verschillende elementen zijn verschillende belastingcombinaties maatgevend. De belastingcombinatie die resulteert in de grootste belasting wordt in dit hoofdstuk omschreven. Tabel 5.2 is overgenomen vanuit het TPvE (hoofdstuk 2). Dit vormt de basis voor de belastingcombinaties.

Tabel 5.2 Belastingcombinaties CC3 (NEN1990, 2011)

RC/ CC	Belasting combinatie	Permanente (γ_{fg})		Veranderlijke (γ_{fa})		Bijzondere (γ_{fa})
		Ongunstig	Gunstig	Dominant optredende variabele belasting	Overige gelijktijdig optredende belasting	
3	Fundamenteel, 6.10b (UGT)	1,25 * G	0,9 * G	1,65 * Q	1,65 * ψ_0 * Q	-
3	Fundamenteel, 6.10a (UGT)	1,4 * G	0,9 * G	-	1,65 * ψ_0 * Q	-
3	Bijzonder, 6.11 (IGT)	1,0 * G	1,0 * G	1,0 * ψ_1 * Q	1,0 * ψ_2 * Q	1,0 * A
3	Momenteel, 6.15 (BGT)	1,0 * G	1,0 * G	1,0 * ψ_1 * Q	1,0 * ψ_2 * Q	-

Fundamenteel 2, voor UGT, blijkt voor de wanden, compartimentwanden en de vloer van de constructie maatgevend te zijn. Dit komt overeen met de verwachting, aangezien de grootste krachten volgen uit de permanent aanwezige gronddrukken. In deze belastingcombinatie wordt het eigen gewicht met een factor van 1,4 meegenomen. Bij andere belastingcombinaties wordt deze factor 1,25 maal opgenomen.

5.5 Maatgevende krachten

Op basis van de bovenstaande geometrie, belastingen, belastingfactoren en combinaties zijn de maatgevende krachten bepaald. Deze resultaten zijn terug te lezen in bijlage V Engineering rapport eindfase. De samenvatting is gegeven in Tabel 5.3. Op basis van deze combinatie tussen $M_{ed,UGT}$ en $M_{ed,BGT}$ en tussen $N_{ed,UGT}$ en $N_{ed,BGT}$ worden de wapeningsberekeningen uitgevoerd, volgens de Beton-Eurocode (NEN1992-1, 2011). De BGT waarden worden gebruikt voor de scheurvorming, de UGT waarden worden gebruikt voor de sterkte berekeningen.

Tabel 5.3 Maatgevende krachten volgens bijlage V (moment om X-as, mits anders aangegeven)

UGT						BGT		
Element	Hoogte [m]	nr.	$M_{x,D,+}$ [kNm/m]	$M_{x,D,-}$ [kNm/m]	n_{xD} [kN/m]	$M_{x,D,+}$ [kNm/m]	$M_{x,D,-}$ [kNm/m]	n_{xD} [kN/m]
Buitenwand	1100*	2	-	2350	420 (trek)	-	1510	290 (trek)
	700	3	1090	-	200 (trek)	720	-	110 (druk)
	700	5	50	-	1190 (druk)	-	250	300 (druk)
Compartiment	460	6	500	-	180 (trek)	360	-	100 (trek)
	800*	7	-	1040	370 (trek)	-	740	10 (druk)
	460	8	10	-	2260 (y) (druk)	10	-	830 (y) (druk)
Vloer en dek	800	10	2020 (y)	-	350 (trek)	700 (y)	-	0
	800	12	-	0	1610 (druk)	-	190 (y)	860 (druk)

*Steunpunt moment, andere dimensies door route

Ook de krachten zijn bepaald tijdens de transportfase. De resultaten hiervan zijn opgenomen in bijlage VI. Een aantal combinaties resulteren in grotere krachten. De combinaties waarin de optredende krachten grotere zijn dan de krachten in Tabel 5.3, zijn opgenomen in Tabel 5.4. De BGT wordt niet berekend. Er is uitgegaan dat de BGT gelijk is aan de UGT. Dit is een conservatieve aanname.

Tabel 5.4 Maatgevende krachten tijdens transportfase, volgens bijlage VI

Element	Fase	Hoogte [m]	nr.	Mmax [kNm/m]	Nmax [kN/m]
Buitenwanden	Kantelfase	700	13	150	1640 (trek)
Compartiment	Kantelfase	460	14	10	1770 (trek)

5.6 Duurzaamheid beton

Om de duurzaamheid van de betonnen constructie te vergroten, dient er dekking toegepast te worden. De Betonnorm (NEN1992-1, 2011) schrijft hiervoor de milieuklasses, dekkingen en maximale scheurwijdte voor.

De relevante milieuklassen worden als volgt omschreven:

- XC4 (ingeleid door carbonatatie) - Wisselend nat en droog;
- XS2 (ingeleid door chloriden afkomstig uit zeewater) - Blijvend onder zeewater;
- XS3 (ingeleid door chloriden afkomstig uit zeewater) - Getijde-, spat- en stuifzones.
- XD3 (ingeleid door chloriden) - Wisselend nat en droog
- XF4 (Aantasting door vorst/dooi-wisselingen) - Verzadigd met water, met dooizouten of zeewater
- XA1 (Chemische aantasting) - Zwak agressief chemisch milieu

Afbeelding 5.9 toont twee afbeeldingen waarmee de minimale dekking van de betonnen constructie wordt aangetoond.

Afbeelding 5.9 minimale dekking (NEN1992-1, 2011)

Constructieklasse							
Criterium	Milieuklasse volgens tabel 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Ontwerplevensduur 100 jaar	vermeerdering met 2 klassen	vermeerdering met 2 klassen	vermeerdering met 2 klassen	vermeerdering met 2 klassen	vermeerdering met 2 klassen	vermeerdering met 2 klassen	vermeerdering met 2 klassen
Ontwerplevensduur 75 jaar	vermeerdering met 1 klasse	vermeerdering met 1 klasse	vermeerdering met 1 klasse	vermeerdering met 1 klasse	vermeerdering met 1 klasse	vermeerdering met 1 klasse	vermeerdering met 1 klasse
Sterkteklasse ^{1), 2)}	≥ C30/37 vermindering met 1 klasse	≥ C30/37 vermindering met 1 klasse	≥ C35/45 vermindering met 1 klasse	≥ C40/50 vermindering met 1 klasse	≥ C40/50 vermindering met 1 klasse	≥ C40/50 vermindering met 1 klasse	≥ C45/55 vermindering met 1 klasse
Element met plaat-geometrie (plaats van de wapening niet beïnvloed door het bouwproces)	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse
Specifieke kwaliteits-beheersing van de betonproductie gewaarborgd	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse	vermindering met 1 klasse
¹⁾ Aangenomen is dat de sterkteklasse en de w/c-factor met elkaar verband houden. Een specifieke samenstelling (type cement, w/c-factor, fijne vulmiddelen) met de bedoeling een lage permeabiliteit te verkrijgen, mag zijn overwogen. ²⁾ De grens mag zijn vermindert met één sterkteklasse indien luchtdichtheid van meer dan 4 % is toegepast.							

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

Er dient ook een toeslag voor uitvoeringstoleranties opgenomen te worden: $\Delta C_{dev} = 5\text{mm}$. Uit de som van $C_{min,dur} + \Delta C_{dev}$ volgt de toe te passen dekking.

Op het toegepaste beton zijn de volgende milieuklassen, scheurwijdte en dekkingen toegepast:

Tabel 5.5 Milieuklassen, scheurwijdte en dekking

Onderdeel	Milieuklasse	Minimale dekking [mm]	Toepaste dekking [mm]	K_x [-]	Maximale scheurwijdte [mm]
Vloer	XC4, XS2,	45	90	2,0	0,2
Buitenwanden	XC4, XS3, XD3, XF4, XA1	45	90	2,0	0,2
Compartimentwanden	XC4, XS2	45	90	2,0	0,2
Dek	XC4, XS3, XD3, XF4, XA1	45	90	2,0	0,2

5.7 Controle haalbaarheid wapening

In dit onderzoek wordt de haalbaarheid van een betonnen caisson onderzocht, die 25 meter grond moeten keren in de haven van Rotterdam. Omdat de haalbaarheid onderzocht wordt, zal er niet of nauwelijks geoptimaliseerd worden. Wanneer blijkt dat de betonnen elementen voldoen met normale, toelaatbare hoeveelheden wapening, wordt er verder niet naar een optimum gezocht.

Uit de berekeningen zal blijken dat bij de steunpunten grote momenten ontstaan, zoals te verwachten is. Echter ten gevolge van gebrekkige modelering worden de 2D-platen met elkaar verbonden door middel van een lijn. In werkelijkheid worden de platen op het vlak met elkaar verbonden. Ter plaatste van de verbindingen zal er daarom ook een kleiner steunpuntsmoment ontstaan. Wanneer blijkt dat de constructie het piekmoment kan weerstaan, zal de constructie ook voldoen, wanneer er meer tijd geïnvesteerd wordt in het perfectioneren van de modelering. In dit haalbaarheidsonderzoek wordt verder niet geperfectioneerd.

Maatgevende combinaties van Tabel 5.3 zijn overgenomen. Voor deze combinaties is de wapening bepaald. Voor de combinaties die niet overgenomen zijn van Tabel 5.3 wordt verwezen naar bijlage VIII. Hierin zijn alle wapeningsberekeningen voor de combinaties opgenomen. In Tabel 5.6 worden de maatgevende krachten getoond. Hierbij is ook de gekozen wapening en de unity check zichtbaar gemaakt.

Tabel 5.6 Gekozen wapening, met bijbehorende u.c

Element	Hoogte [m]	nr.	M _{UGT} [kNm/m]	M _{BGT} [kNm/m]	N _{UGT} [kN/m]	N _{BGT} [kN/m]	Wapening [Ø-h.o.h.]	u.c. UGT	u.c. BGT
Buitenwand	1100*	2	2350	1510	420	290	Ø32-100	0,78	0,95
	700	3	1090	720	200	-110	Ø32-100	0,65	0,65
	700	5**	50	250	-1190	-300	Ø32-100	0,15	0,05
Compartiment	460	6	500	360	180	100	Ø25-100	0,80	1,00
	800*	7	1040	740	370	-10	Ø25-100	0,83	0,95
	460	8**	10	10	-1780	-2260	Ø25-100	0,51	0,00
Vloer en dek	800	10	2020	700	350	0	Ø32-100	0,98	0,55
	800	12**	0	190	-1610	-860	Ø32-100	0,23	0,00

* door het toepassen van route verandert de doorsnede en neemt de bruikbare hoogte toe

** Deze combinaties zijn opgenomen om betondruk te toetsen, zie hiervoor paragraaf 5.8

Omdat zowel positieve (opbuigend) en negatieve (neerbuigend) momenten op kunnen treden worden de elementen tweezijdig gewapend.

5.8 Betondrukcontrole

De aangegeven krachten combinaties (**) uit Tabel 5.6 worden getoetst op betondruk in Tabel 5.7. Waarin:

$$f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2 \text{ (C30/37 beton)}$$

Tabel 5.7 controle betondruk

Onderdeel	N _{ed} [kN]	M _{ed} [kNm]	Excentriciteit tgv moment [mm]	Oppervlakte [m ² /m]	Oppervlakte waarin druk optreedt [m ² /m]	σ _{betondruk} [N/mm ²]	u.c.
Buitenwand	1190	40	36	0,7	0,632	1,9	0,09
Compartimentwand	1780	10	6	0,46	0,349	4,6	0,23
Vloer en dek	1610	190	119	0,8	0,564	2,9	0,14

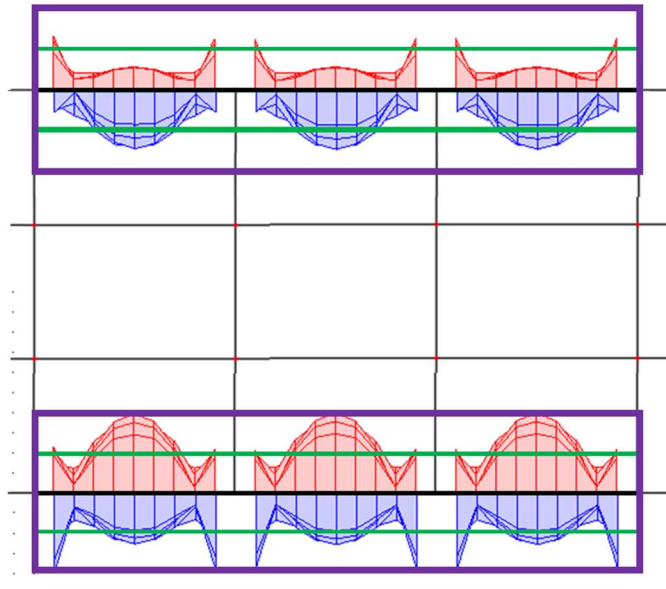
De constructie voldoet op betondruk.

5.9 Optimalisatie wapening

Verschillende conservatieve en niet-economische aannames zijn gedaan. In dit onderdeel worden een aantal optimalisaties uitgewerkt, zodat de kostenvergelijking realistischer opgesteld kan worden, momenten kosten immers geld.

Voor de wapeningsberekening is er uitgegaan van de maatgevende momentenlijn van de constructie. De momentlijn van buitenwanden, bijvoorbeeld, zijn verschillend. De gronddruk veroorzaakt andere belastingen dan de waterdruk, daardoor is minder wapening benodigd in buitenwand aan de waterzijde. Met verschillende afbeeldingen is dit duidelijk gemaakt.

Afbeelding 5.10 Omhullende momentenlijn buitenwanden (Eigen afbeelding)



In Afbeelding 5.10 is de omhullende momentenlijn van de buitenwanden opgenomen. De paarse lijnen staan voor het maximale moment waarop de constructie berekend is. Zeker bij de bovenste wanden (dat zijn de buitenwanden aan de waterzijde) is een optimalisatie mogelijk. De groene lijnen staan voor 50% van het maximale moment. Zoals zichtbaar, is een optimalisatie van circa 50% mogelijk voor de buitenwanden aan de waterzijde. Verdere optimalisaties voor de buitenwanden aan de landzijde worden niet verder uitgewerkt.

Totaal zal er, op basis van deze onderbouwing 25% minder wapening nodig zijn voor de buitenwanden; 50% bij de wanden aan de waterzijde en geen optimalisatie aan de landzijde (=gemiddeld 25%).

- De benodigde wapening voor de buitenwanden was 230 kg/m^3 en kan door optimalisatie gereduceerd worden tot 180 kg/m^3 .

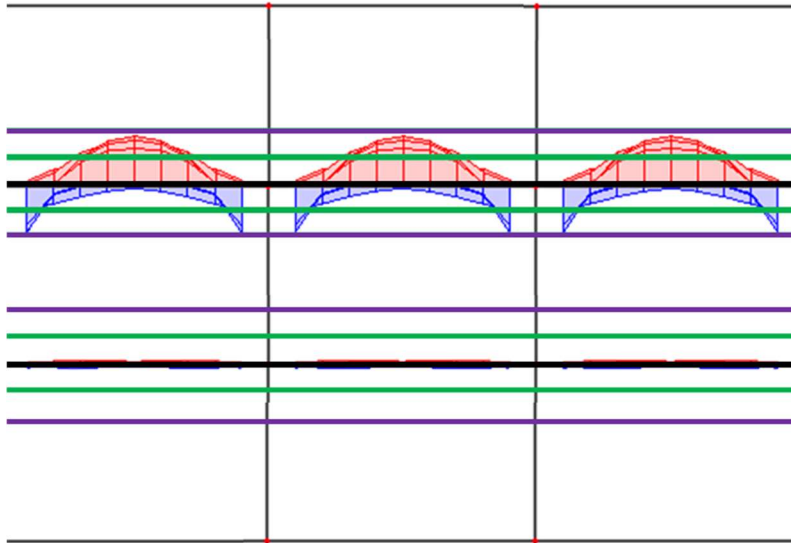
Dezelfde aanpak is ook voor de compartimentwanden mogelijk. Dit is in Afbeelding 5.11 weergegeven. Bij de wanden die twee verschillende vulmaterialen scheiden ontstaat er een moment. Wanneer de compartimenten gelijktijdig gevuld worden met hetzelfde vulmateriaal zal er in deze wanden geen (of bijna geen) moment ontstaan. Dit is ook in Afbeelding 5.11 zichtbaar. In de onderste wanden is alleen de minimale of praktische wapening benodigd.

Er kan dus circa 50% wapening bespaard worden, mits de het vullen van de compartimenten gelijktijdig zal verlopen.

- De benodigde wapening voor de compartimentwanden was 240 kg/m^3 en kan door optimalisatie gereduceerd worden tot 120 kg/m^3 .

Daarnaast is alleen de minimale of praktische wapening nodig voor de compartimentwanden haaks op de kademuur. Deze werken op druk.

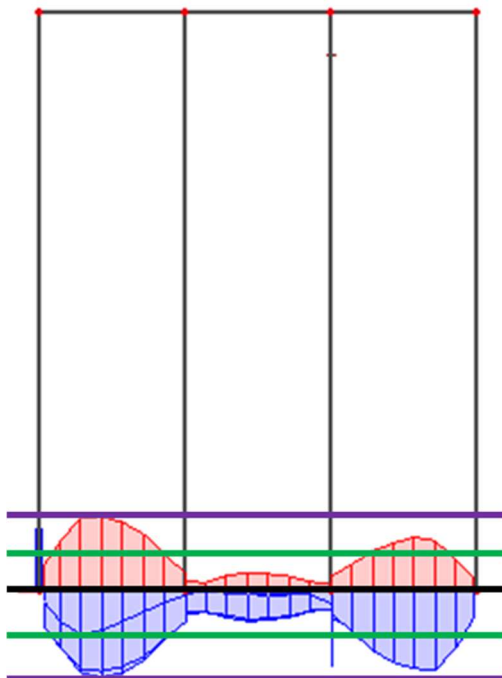
Afbeelding 5.11 Omhullende momentenlijn compartimentwanden. (Eigen afbeelding)



Ook voor de vloer is een optimalisatie mogelijk. Eenzelfde wapening is voorgesteld in de constructieve berekening, voor de gehele vloer. Uit Afbeelding 5.12 blijkt dat in het middelste deel van het compartiment deze wapening (paarse lijn) veel te conservatief is. Meer dan de helft (circa 60%) kan bespaard worden. Gemiddeld voor de hele vloer kan er daarom 20% bespaard worden. Ook bij de wapening in het dek kan dezelfde besparing behaald worden.

- De benodigde wapening voor de vloer en het dak was 200 kg/m^3 en kan door optimalisatie gereduceerd worden tot 160 kg/m^3 .

Afbeelding 5.12 Omhullende momentenlijn vloer (Eigen afbeelding)



5.10 Conclusie

Er zijn geen bovenmatige hoeveelheden wapeningen benodigd voor het dragen van de belastingen. Daarom kan gesteld worden dat, met de gekozen afmetingen, het constructief haalbaar is om een caisson te realiseren met 25 meter grondkerende hoogte. Optimalisatie blijft mogelijk. Dit kan nog resulteren in een goedkopere, gunstigere en/of duurzamere oplossingen.

5.11 Validatie berekening

Bovenstaande resultaten volgen uit Excel-sheets die gebruikt worden door het afstudeerbedrijf. Verschillende manieren zijn mogelijk om wapening te berekenen, daarom wordt in dit hoofdstuk op andere wijzen de wapening gecontroleerd, zodat gesteld kan worden dat de gebruikte Excel-sheets valide zijn.

Twee voorbeelden van het berekenen van wapening worden uitgewerkt: Wapening bij zuivere buiging en wapening bij buiging en normaal(trek)kracht. Hierbij is het laatst genoemde voorbeeld het lastigste om te controleren.

Uitgangspunten voor de voorbeeldberekening zijn:

- C30/37 beton en B500 staal;
- 800 mm dikke vloer;
- Toegepaste dekking 80 mm, nuttige hoogte bedraagt 704 mm;
- Combinatie 1 $M_{ed} = 1000$ kNm
- Combinatie 2 $M_{ed} = 1000$ kNm, $N_{ed} = 200$ kN (trek)
- Combinatie 3 $M_{ed} = 1000$ kNm, $N_{ed} = 400$ kN (trek)
- Combinatie 4 $M_{ed} = 1000$ kNm, $N_{ed} = 1000$ kN (trek)

5.11.1 Wapening bij zuivere buiging

Verschillende methoden zijn mogelijk voor het berekenen van het benodigde oppervlak wapeningsstaal. Dit zijn:

- Ontwerpformule: $A_s = \frac{M_{ed}}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}}$ en $A_s = \frac{M_{ed}}{0.8 \cdot h \cdot f_{yd}}$
- Betondruk en staaltrek evenwicht: $N_c = N_s$
- Berekening met behulp van tabellen: $\frac{M}{b \cdot d^2}$
- Witteveen+Bos Excel

De resultaten zijn opgenomen in Tabel 5.8

Tabel 5.8 Verschillende methoden voor het berekenen van wapening

Formule	C1, Oppervlakte [mm ² A _s]	Procentueel verschil met $N_c = N_s$	Combinatie 2 t/m 4
$A_s = \frac{M_{ed}}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}}$	3628	5%	niet geschikt
$A_s = \frac{M_{ed}}{0.8 \cdot h \cdot f_{yd}}$	3591	4%	niet geschikt
$\frac{M_{ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \rightarrow$ tabellen	3929	13%	niet geschikt
$N_c = N_s \rightarrow$ evenwicht	3462	0%	Mogelijk
Witteveen+Bos Excel	3457	0%	3704

Uit Tabel 5.8 blijkt dat de gebruikte Witteveen + Bos excel gebruikt maakt van de berekeningen waarin evenwicht gemaakt wordt met de betondruk en de trek in het staal.

5.11.2 Wapening bij buiging en trek

De overige voorbeeldcombinaties zijn uitgewerkt in Tabel 5.9. Hieruit volgt dat de eigen ontwikkelde Excel-sheet overeenkomt met de door Witteveen + Bos gebruikte Excel-sheet voor het bepalen van de wapening. Deze berekeningen zijn gebaseerd op basisregels van de mechanica en zijn daarom eenvoudig te controleren. In bijlage VII zijn de resultaten van de berekeningen opgenomen.

Tabel 5.9 Vergelijking en validatie Excelberekeningen (bijlage VII)

Formule	1000kNm + 0N [mm As]	1000kNm + 200 kN [mm As]	1000kNm + 400 kN [mm As]	1000kNm + 1000 kN [mm As]
Eigen ontwikkelde Excelsheet	3462	3729	4188	5570
Witteveen+Bos Excel	3457	3732	4189	5585
Procentueel verschil	0,14%	0,08%	0,02%	0,27%

Het resultaat van Combinatie 4 wordt uitgewerkt. Hierin bedraagt het optredend moment (M_{ed}) 1000 kNm en de optredende trekkracht (N_{ed}) 1000 kN. De berekening is gebaseerd op het evenwicht van de horizontale krachten. Dit zijn betondruk, staaltrek en de trekkracht in de constructie. Daarom geldt ook:

$$\Sigma H = 0 : \quad N_c + N_{ed} - N_s = 0$$

Het bezwijkmoment (M_r) kan als volgt berekend worden:

$$M_r = N_c * z = \alpha * b * X_u * f_{cd} * (d - X_u)$$

Met de abc-formule volgt als oplossing van de vierkantsvergelijking:

$$X_u = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{4 * \beta * M_{ed}}{\alpha * b * f_{cd}}}}{2 * \beta}$$

Deze bovenstaande berekening kan zo uitgevoerd worden, wanneer er geen trek in de betonnen constructie zou optreden. De betondruk (N_c) wordt dan gelijk gesteld aan de staaltrek (N_s) zodat er evenwicht ontstaat. Door de optredende trekkracht moet er iteratief gerekend worden. Er wordt gezocht naar een waarde van X_u (betondrukzone) waarbij evenwicht optreedt. Hiervoor wordt wel eerst een schatting gedaan van de hoeveelheid benodigde wapening (op basis van $A_s = \frac{M_{ed}}{0.9 * d * f_{yd}}$).

Uit de iteratie (in Excel) volgt dat X_u 94,9 mm bedraagt, bij een wapening van 5570 mm²/m. Met deze waarden kunnen N_c en N_s bepaald worden.

$$\begin{aligned} N_c &= \alpha * b * X_u * f_{cd}: & 0,75 * 1000 * 94,9 * 20,0 &= 1423 \text{ kN} \\ N_s &= A_s * f_{yd}: & 5570 * 435 &= 2423,0 \text{ kN} \\ N_{ed} &= & &= 1000 \text{ kN} \end{aligned}$$

Hieruit volgt dat:

$$N_c + N_{ed} - N_s = 0: \quad 1423 + 1000 - 2423 \approx 0$$

De momenten arm volgt uit de afstand tussen het zwaartepunt van de wapening tot het zwaartepunt van de betondruk. Het zwaartepunt van de wapening (nuttige hoogte) bevindt zich op 704mm. De het zwaartepunt van de betondruk bevindt zich op $\frac{7}{18} * X_u = 0,39 * 94,9 = 37,0 \text{ mm}$. De momentenarm bedraagt daarom:

$$z = d - (X_u * \beta): \quad 704 - (0,39 * 94,9) = 667,0 \text{ mm}$$

Hieruit volgt het uiterst opneembare moment, namelijk:

$$M_{rd} = N_s * z: \quad 2423 * 0.667 = 1616,2 \text{ kNm}$$

Op deze bovenstaande wijze is het breukmoment berekend.

De interactie tussen de momenten en normaalkrachten is bepaald op basis van spanningsdiagrammen. De staalspanning is op de volgende wijze berekend:

$$\sigma_s = \frac{N_{ed}}{A_{s,totaal}} + \frac{M_{ed}}{d * A_{s,trek}} < f_{yd} : \frac{1000 * 10^3}{5570} \pm \frac{1000 * 10^6}{704 * 5570} :$$

$$179,5 \frac{N}{mm^2} + 255 \frac{N}{mm^2} = 434,6 \frac{N}{mm^2} < 435 \frac{N}{mm^2}, dus voldoet$$

De betondruk is op de volgende wijze berekend:

$$\sigma_b = \frac{M_{ed}}{W_{beton} \left(= \frac{1}{6} b h^2 \right)} \pm \frac{N_{ed}}{A_s} < f_{cd} : \frac{1000 * 10^6}{\frac{1}{6} * 1000 * 800^2} \pm \frac{1000 * 10^3}{800 * 1000} :$$

$$9,4 \frac{N}{mm^2} + 1,3 \frac{N}{mm^2} = 10,6 \frac{N}{mm^2} < 20,0 \frac{N}{mm^2}, dus voldoet$$

6

UITVOERINGSHAALBAARHEID

Voordat het caisson in gebruik genomen kan worden, zal het eerst gerealiseerd, getransporteerd en afgezonken moeten worden. In dit hoofdstuk wordt er gekeken naar de uitvoeringshaalbaarheid van het caisson. Aan de hand van de uitkomsten die voortkomen uit dit hoofdstuk wordt de subvraag beantwoord of het caisson uitvoeringstechnisch haalbaar is. De levenscyclus van een caisson is het in te delen in zeven perioden;

1. Het schetsontwerp;
2. Engineering en ontwerp;
3. Prefab realisatie;
4. Transport;
5. In-situ realisatie;
6. Gebruikersfase;
7. Verwijderen of verplaatsen.

De eerste 2 perioden zijn eerder al toegelicht, in dit hoofdstuk worden de resterende perioden beschouwd.

6.1 Realisatiefase

Zoals vermeld staat in hoofdstuk 3.6 is de keuze gemaakt om het caisson verder uit te werken, het caisson scoorde op de totaalscore het hoogst van alle beschouwde type gewichtsconstructies. In hoofdstuk 3.7 is er gekeken naar de verschillende manieren binnen het transport van het caisson, dit resulteerde in de keuze om het element in het bouwdok te Bardrecht te realiseren in plaats van het gebruiken van een drijvend dek of railsconstructie. In het verleden zijn in dit dok vaak tunnelsegmenten geprefabriceerd. De lengte en breedte van de zinktunnels komen overeen met de lengte en breedte van dit caisson. Er wordt in deze paragraaf gekeken naar de facetten die horen bij de uitvoering.

Bouwdok Bardrecht

Het bouwdok in Bardrecht heeft in het verleden al vaak bewezen een zeer praktische locatie te zijn voor de bouw van afzinkbare tunnelementen. De hoogtes van deze elementen waren echter nooit meer dan 12 meter. De hoogte van de caissons in de gebruikersfase is berekend op 27 meter, de bijbehorende breedte is uitgekomen op 20 meter, de onderbouwing hiervan volgt uit hoofdstuk 4.

De aanliggende rivier, de Oude Maas, heeft dezelfde diepgang als het bouwdok namelijk 10,30 meter onder NAP. Omdat er zich niet genoeg diepgang bevindt in de Oude Maas ten tijde van een rechtopstaande caisson is er gekozen voor het bouwen van het caisson op in een gekantelde positie en het caisson in een later stadium het te kantelen. De onderbouwing voor de keuze van het laten kantelen van het caisson staat in paragraaf 6.2. Tijdens de realisatie- en transportfase is de hoogte van het caisson daarom 20 meter en de breedte 27 meter.

De lengte hangt vooral af van de uitvoering, zoals de beschikbare ruimte in het bouwdok of bij welke lengte van het caisson er nog steeds een draai gemaakt kan worden om de Oude Maas te kunnen uitvaren. In Afbeelding 6.1 is te zien dat de breedte van de opening van het bouwdok maximaal 180 meter is. Hier gaan de helling van de kribbe, manoeuvreerruimte en sleepbootruimte nog vanaf. De helling van de kribbe wordt aangenomen op 1 : 3,5, de hoogte van de kribbe wordt ingesteld op 11,5 meter vanaf de bodem. Dit is de afstand vanaf de waterlijn tot de bodem (10,30meter) plus een extra beveiligingshoogte van 1,2 meter. Hierdoor komt de totale breedte van de kribbe op 40 meter uit.

Voor de manoeuvreerruimte wordt geschat dat er aan beide zijde 5 meter nodig is. Deze ruimte is opgenomen om mogelijke verkeerde stuurbewegingen van de sleepboten op te kunnen vangen. Voor de sleepboten is er onderzoek gedaan naar de breedte maten (Karremann, 2016), hieruit is gebleken dat de maximale breedte van een sleepboot met voorzieningen 15 meter is. Doordat er aan weerszijde van het caisson sleepboten varen, wordt dit getal verdubbeld. Een opsomming van deze maten is weergegeven in Tabel 6.1.

Tabel 6.1 Bepaling beschikbare breedte

Omschrijving	Afmetingen
Minimale breedte	180 +
Breedte kribbe	40 -
Manoeuvreerruimte (beide kanten)	10 -
Sleepboten (beide kanten)	30 -
Ruimte voor het element	100

Met het vaststellen van de lengte van het caisson op 100 meter worden de opties van het bouwen in de langs- en dwarsrichting van het bouwdok beide nog open gehouden. Mocht de optimale opstelling van de bouw van de elementen in het bouwdok in de langsrichting zijn dan is 100 meter de maximale lengte aangezien er zich niet meer ruimte bevindt tijdens het opvaren naar de Oude Maas. Het is mogelijk om het caisson te draaien zodra het de dijk is gepasseerd, maar hierdoor worden er onnodige risico's genomen. Uit de lecture notes van de TU delft (Voorendt, 2016) blijkt een vaak gebruikte verhouding lengte : breedte, namelijk 3,8 : 1 voor het transporteren van een caisson. Door de breedte van 27 meter te vermenigvuldigen met een factor van 3,8 komt de lengte van het caisson ook uit op 100 meter. Aangezien deze verhouding slaat op de transportfase wordt er 27 meter meegenomen in de vergelijking als de breedte. Mocht er gekozen worden voor het bouwen in de dwarsrichting van het bouwdok dan is 100 meter ook mogelijk. Hierdoor bevindt zich aan beide uiteinde van het caisson een werkruimte van 25 meter tot aan de rand van het bouwdok. Tijdens de realisatiefase zullen er voor het storten van het beton meerdere betonwagens nodig zijn, de 25 meter werkruimte kan deels dienen als transportweg voor deze voertuigen.

Afbeelding 6.1 Overzicht bouwdok Barendrecht met lengte aanduiding (Google Maps, 2019)



Indeling werkterrein

De afmetingen van het bouwdok bedragen 350 x 150 (l x b) meter. Aangezien er geen lengte kademuur is opgegeven in dit onderzoek wordt er van de grootst mogelijke totale lengte kademuur uitgegaan dat per batch gerealiseerd kan worden. Door zoveel mogelijk strekkende meter kademuur per batch te realiseren, zullen de eenmalige kostenposten per strekkende meter afnemen, waardoor het economisch aantrekkelijker wordt om voor een caisson te kiezen. Tijdens het kiezen van de optimale opstelling van de elementen in het bouwdok is de ruimte tussen de elementen maatgevend. Binnen deze ruimte moet er bijvoorbeeld plek zijn voor de torenkranen met bijbehorende fundering, de betonwagens maar ook de werkruimte voor de werknemers.

Op basis van referentieprojecten die ook uitgevoerd zijn in hetzelfde bouwdok (COB, 1997), wordt er gesteld dat er een minimale ruimte van 10 meter tussen de elementen aangehouden moet worden. In Tabel 6.2 zijn de gegevens te zien voor de verschillende opstellingen.

Tabel 6.2 Overzicht alternatieven opstelling caissons

Optie	Richting	Ruimte $\square$ (m)	Ruimte $\leftrightarrow$ (m)	Aantal caissons
A	Langs	17,25	12,5	9
B	Langs	8,4	12,5	12
C	Dwars	25	10,7	9
D	Dwars	25	7,2	10

In de tabel is af te lezen wat de ruimtes zijn tussen de caissons in zowel de dwars als in de langsrichting. Aangezien de ruimte tussen de caissons minimaal 10 meter moet zijn vallen de opties B en D af. Wat over blijft zijn de opties A en C, deze hebben hetzelfde aantal caissons dat per batch gerealiseerd kan worden. Omdat er geen verschil zit in het aantal caisson dat per batch gerealiseerd kunnen worden wordt er gekeken naar de minst complexe manier van het uitvoeren. Hierin is de keuze gemaakt om de caissons in de dwarsrichting van het bouwdok uit te voeren, dit zal tijdens het uitvoeren minder complex. Dit komt omdat er veel meer ruimte is voor de sleepboten aan beide zijanten van het element. Er zit ook nog een financieel voordeel aan het uitvoeren van de caissons in de dwarsrichting; er hoeft een minder groot deel van de dijk gebaggerd te worden. In Afbeelding 6.2 is een weergave te zien van de opstelling van de caissons in het bouwdok in dwarsrichting.

Afbeelding 6.2 Overzicht opstelling bouwdok (Google Maps, 2019)



In het verleden zijn er al veel tunnelsegmenten gemaakt in dit bouwdok, daarom is er al een betoncentrale gestationeerd naast het bouwdok. Er is voldoende ruimte voor bouwketens, parkeerplaatsen en containers rondom de betoncentrale. De vorige huurder heeft het bouwdok achtergelaten met een herstelde dijk en heeft het bouwdok vervolgens weer laten inunderen, dat is het vol laten lopen van het dok.

Tot voor kort moest voortdurend grote hoeveelheden grondwater uit het bouwdok worden bemaald om het terrein droog te houden. Het gevolg hiervan was dat de grondwaterstanden in de naastgelegen gebieden

ook daalde. Dit zal op langere termijn resulteren in verzakkingen van gebouwen. Door strengere regels die doorgevoerd zijn het afgelopen decennia is het bouwdok aangepast. Er zijn aan de randen van onder het bouwdok cement-betonietpanelen geplaatst. Deze panelen hebben een gemiddelde diepte van 35 meter onder maaiveld en sluiten aan de onderkant aan op de bestaande ondoorlatende kleilaag. Door het plaatsen van deze panelen hoeft nog maar 15-20 % van het oorspronkelijke grondwater afgevoerd te worden. Dit zorgt voor een verlaging van de bemalingskosten tijdens de realisatiefase van de caissons. (HCB., 1999) Het leegpompen van het bouwdok duurde 5 dagen tijdens de bouw van de tweede Coentunnel, deze waarde is ook voor de planning opgenomen. (Bouwmachines., 2011)

Zodra het bouwdok volledig is bemaald, zal er een grindlaag zichtbaar worden. Deze grindlaag ligt er nog van het vorige project dat is uitgevoerd in het bouwdok. De toplaag van de grindlaag zal gewassen moeten worden en kan vervolgens worden hergebruikt.

Deze grindlaag zorgt ervoor dat het betonwerk niet blijft kleven aan de ondergrond. Rijkswaterstaat (HCB., 1999) adviseert een dikte voor de grindlaag van 0,30 meter met een korrelgrootte van 50 mm.

Als de grindbedden zijn gewassen en zijn teruggeplaatst kunnen de torenkranen worden opgebouwd. Aangezien het niet wenselijk is om een torenkraan meerdere keren op te bouwen in een relatief smalle ruimte wordt de kraan op een rails geplaatst. Tijdens de bouw van de elementen voor de tweede Beneluxtunnel (HCB., 1999) is hetzelfde principe toegepast. Wat bepalend is voor de keuze in het type torenkraan is het hijsgewicht dat op een bepaalde arm getild moet worden. Om zo efficiënt mogelijk te werk te gaan met de kraan zullen deze geplaatst worden tussen twee elementen in. Dit betekent dat elke kraan minimaal een reikwijdte moet hebben van de breedte van een element en plus de helft van de tussenruimte, dit resulteert in een minimale reikwijdte van ruim 32 meter. Nu de reikwijdte bekend is, is het volgende criteria bij de keuze voor de torenkraan het gewicht wat getild moet worden. Het maatgevend gewicht zal naar alle waarschijnlijkheid de wapeningskorven of de bekistingen zijn. Aangezien er geen verder onderzoek is gedaan naar de manier van wapenen is het niet duidelijk wat de grootte en hiermee het gewicht van de wapeningskorven zijn, het is daarom lastig te bepalen welk type torenkraan meegenomen moet worden. Voor de kostenraming is er daarom door de kostendeskundige een schatting gedaan, namelijk 7000 euro per week plus de eenmalige kosten per kraan van 100.000 euro, voor onder andere transport en fundering.

Bouwfasering caisson

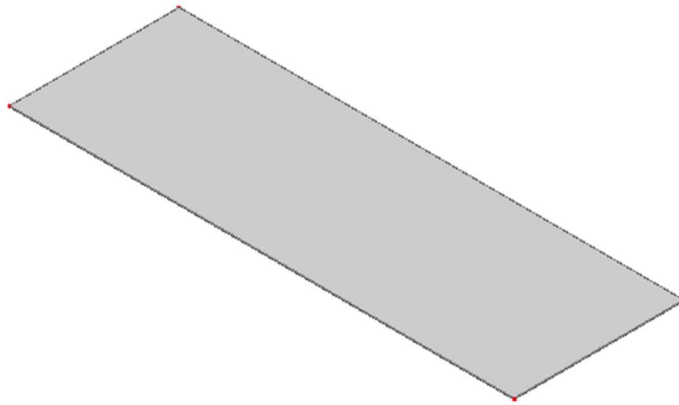
In referentieprojecten uit het handboek kademuren (De Gijt, 2013) is al aangetoond wat de bouwfaseringen zijn voor het realiseren van een caisson, daarom wordt er in dit onderzoek niet gedetailleerd ingegaan op het bouwproces. In vergelijking met de "normale" wijze waarbij een caisson gerealiseerd wordt veranderd de wijze van het bekisten. Tijdens de bouw van een caisson in de staande positie wordt vaak gebruikt gemaakt van een glijbekisting of een opbouwdok. Ook wordt er dan vaak in een later stadium, soms als het caisson al op de uiteindelijke positie ligt, het dak pas gerealiseerd. Dit is in het geval van dit onderzoek niet mogelijk omdat het element gekanteld moet worden en ook volledig gesloten moet zijn. Doordat het element op zijn kant wordt gebouwd en hierdoor meerdere horizontale lagen heeft is ook de optie voor een glijbekisting of een opbouwdok niet mogelijk.

In de volgende reeks afbeeldingen is de werkvolgorde weergegeven van de manier van het realiseren van het caisson, hierbij wordt een beschrijving gegeven met de acties die horen bij de desbetreffende fase. Het gedeelte wat aangegeven is met de blauwe kleur is het deel wat gerealiseerd wordt tijdens de desbetreffende fase, het rode gedeelte is het gedeelte wat al gerealiseerd is in voorgaande fases. Het groen gemarkeerde deel staat voor de verloren bekisting, die vereist is voor het realiseren van een gesloten constructie.

De eerste fase van het realiseren van het element is het storten van een werkvloer, deze vloer komt te liggen op het grindbed. Deze werkvloer zorgt ervoor dat het beton wat gestort wordt in de bekisting voor het caisson niet in contact komt met de grindlaag. Mocht dit wel het geval zijn dan is het mogelijk dat het water uit het beton onttrokken wordt en hierdoor een deel van zijn sterkte verliest. In plaats van een werkvloer kon er ook gekozen worden voor een verloren vloerbekisting, er is echter toch de keuze gemaakt om voor een werkvloer te gaan omdat hier meerdere batches caissons op gerealiseerd kunnen worden. Bij een verloren bekistingsvloer moeten er per batch nieuwe bekistingsplaten geplaatst worden.

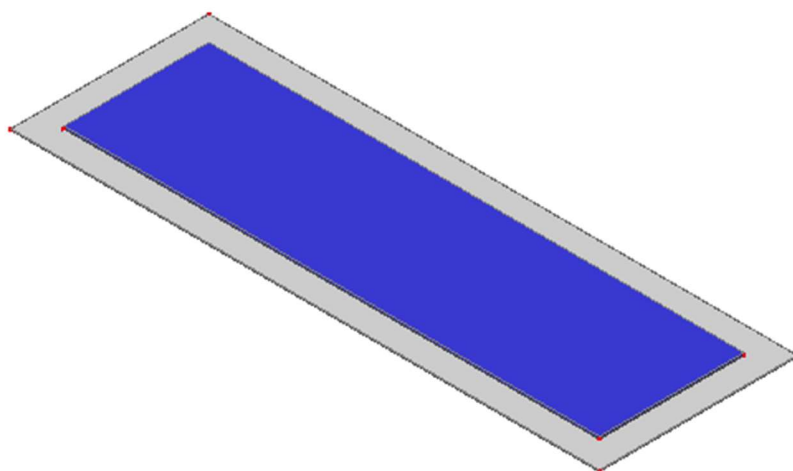
De werkvloer zal een dikte hebben van circa 100 mm, dit komt voort uit het Handboek Tunnelbouw (COB, 2017). De werkvloer wordt alleen ter plaatse van de locatie van de caissons geplaatst plus een strook rondom het caisson van 5 meter. In de ruimte tussen de elementen waar zich geen werkvloer bevindt zal de fundering van de torenkraan worden geplaatst. Ook voor de vereiste nominale dekking van de bovenliggende betonconstructie is het gunstiger om een werkvloer toe te passen. In Afbeelding 6.3 is de werkvloer weergegeven.

Afbeelding 6.3 Fase 1; werkvloer t.b.v. het caisson (Eigen afbeelding, 2019)



Zodra de werkvloer voltooid is, kan er gestart worden met de bouw van het caisson. Als eerste wordt er begonnen aan de vloer van het element, dit wordt in de gebruikersfase één van de zijwanden. Zodra de bekisting en de wapening geplaatst zijn kan de gehele wand gestort worden. Tijdens de bouw van de Drechtunnel is er een productie capaciteit bereikt van de naastgelegen betoncentrale van 120 m³/per uur, dit volgt uit het rapport over het project (Oud, 1974). Aangezien er geen recentere gegevens beschikbaar zijn wordt deze waarde ook voor dit onderzoek meegenomen. Het totale oppervlakte van de vloer tijdens de realisatiefase is 100 x 27 meter, met de bijbehorende dikte van 700 mm komt dit neer op 1890 m³ beton. Met de bijbehorende productiecapaciteit betekent dat, circa 16 uur achter elkaar gestort gaat worden. Zodra de juiste sterkte is bereikt kan er begonnen worden aan de volgende fase. Er kan van worden uitgegaan dat het beton niet de volledige 28 dagen nodig heeft om de krachten van de nieuwe bekisting, het beton en de wapening te kunnen dragen. In de planning wordt 5 dagen uitharding aangehouden. Deze fase is weergegeven in Afbeelding 6.4.

Afbeelding 6.4 Fase 2; Storten vloer van het caisson (Eigen afbeelding, 2019)



De derde fase is het realiseren van het eerste deel van de wanden en het dak. Dit zal gerealiseerd worden door middel van een hydraulisch verstelbare tunnelkist, een voorbeeld hiervan is te zien in Afbeelding 6.5. De wanden, het dak en de achterwand worden in één stort gerealiseerd. Hierdoor zullen er minder stortnaden nodig zijn en daardoor mogelijke hydratatiescheuren, en dus lekkage, voorkomen worden.

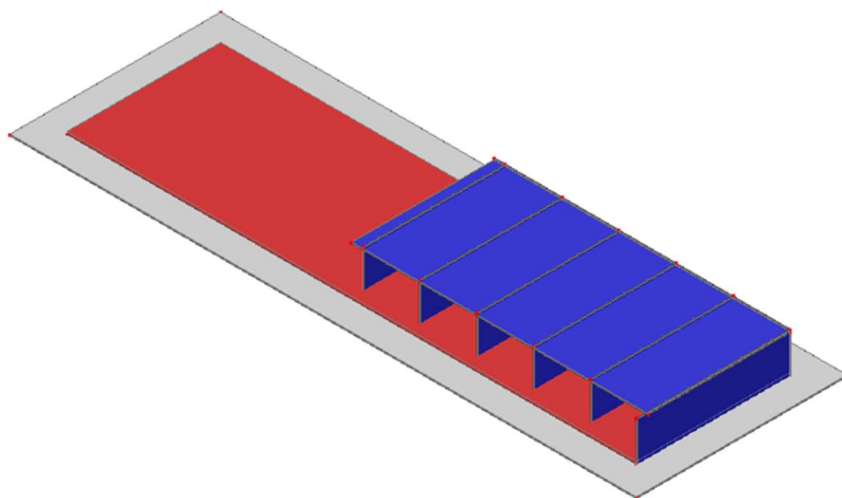
Afbeelding 6.5 Voorbeeld hydraulische tunnelbekisting (Handboek Tunnelbouw)



De kist is in zijn geheel ruim 25 meter lang en zal demontabel zijn naar 3 delen. Hierdoor komt de totale lengte per deel van de tunnelbekisting op circa 8,4 meter uit. Aangezien de tussenruimte tussen de elementen 10,7 meter is, blijkt dat er voldoende ruimte aanwezig is om de bekisting er met de torenkraan uit te tillen, mochten er meerdere elementen tegelijkertijd naast elkaar gerealiseerd worden. Zodra de wanden deels uitgehard zijn, kan de bekisting gedemonteerd worden. Leidend in de keuze naar de hoeveelheid bekistingenkisten, is de hoeveelheid beton dat gestort kan worden per stort.

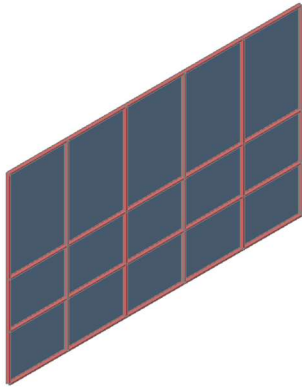
Totaal wordt er 2400 m^3 (Afbeelding 6.14) beton gebruikt tijdens de stort van de eerste laag. Dit komt neer op bijna 20 uur achter elkaar storten. Aangezien het niet gewenst is om 's nachts door te storten wordt het op gedeeld in 2 storten. Dit zal betekenen dat er 5 verplaatsbare bekistingen worden gebruikt per stort van een element. Omdat het element uit 10 compartimenten bestaat kan er tijdens het tweede deel van de stort gebruik gemaakt worden van de 5 tunnelbekistingen die gebruikt zijn tijdens het eerste deel van de stort. Doordat de eerste laag van het element wordt verdeeld in 2 storten ontstaat hierdoor wel een stortnaad. Op basis van de constructieve berekeningen van de betonnen constructie kan de minst ongunstigste locatie van de stortnaad bepaald worden. De bouw van de eerste 5 compartimenten is weergegeven in Afbeelding 6.6.

Afbeelding 6.6 Fase 3; bouw eerste 5 compartimenten in de eerste laag (Eigen afbeelding)



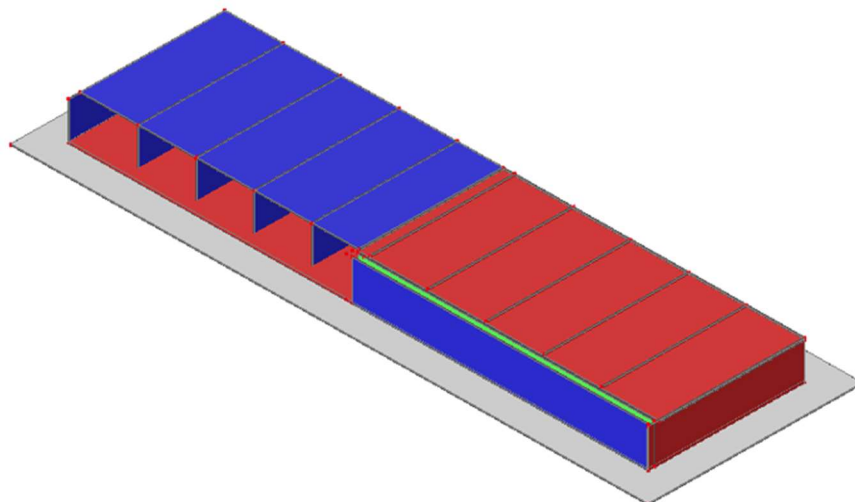
De keuze is gemaakt om de lengte van de compartimentsschermen korter uit te voeren en dus niet helemaal tot het einde door te laten lopen. De reden voor deze beslissing is omdat het element uit afgesloten compartimenten bestaat en er dus niet ontkomen kan worden aan verloren bekistingen. Er is gekozen om aan de kopse kant van de compartimentsschermen een stalen plaat te plaatsen. Deze plaat zal fungeren als één zijde van de bekisting. Deze plaat werkt constructief wel mee aan de constructie, maar dit is niet opgenomen in de constructieve berekening en wordt daarom beschouwd als verloren bekisting. Er is gekozen voor een stalen plaat met IPE-profielen, andere materialen en opstellingen zijn hiervoor ook mogelijk. In Afbeelding 6.7 is een verloren bekistingsplaat weergegeven. Deze plaat wordt in de reeks afbeeldingen met een groene kleur aangeduid.

Afbeelding 6.7 Verloren bekistingsplaat (Eigen afbeelding)



Tijdens de realisatie van de resterende 5 compartimenten in de eerste laag kan er begonnen worden aan het eerste deel van de stalen bekistingsplaat. Deze vierde fase is weergegeven in Afbeelding 6.8. Deze manier van stapsgewijs bouwen zal gedurende de hele bouwperiode van het caisson voorkomen. Door op 2 plekken tegelijkertijd aan het caisson te werken wordt de tijd zo efficiënt mogelijk gebruikt. Door op deze manier te bouwen zal er nooit boven elkaar gewerkt worden. Dit zorgt voor een minimale verstoring en maximale veiligheid van de verschillende werkvelden.

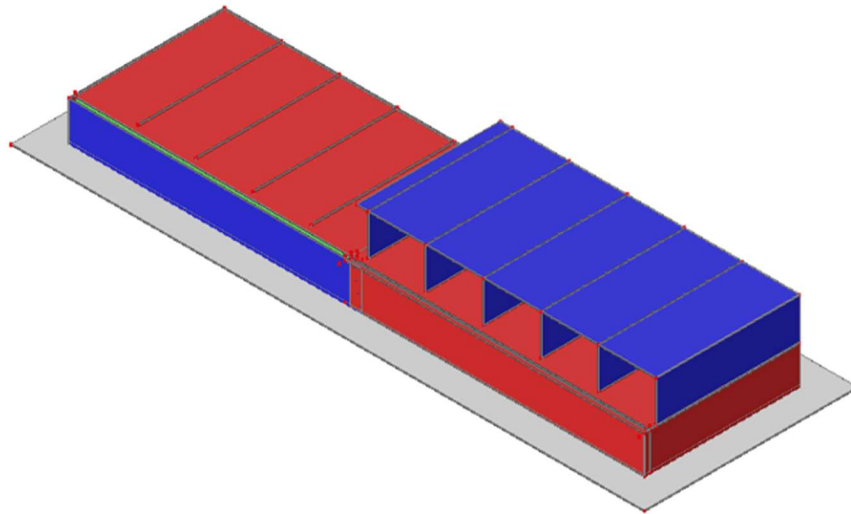
Afbeelding 6.8 Fase 4; bouw 5 compartimenten eerste laag en de realisatie van het eerste deel van de stalen wand (Eigen afbeelding)



Om de eerste laag van het caisson af te ronden wordt het tweede deel van de afsluitende wand gestort. Deze wand zal in de uiteindelijke fase een deel van het dak zijn. Tijdens deze werkzaamheden is de gewenste sterkte van het beton al bereikt in de eerste 5 compartimenten van de eerste laag. Gedurende de vijfde fase zal de eerste laag volledig voltooid worden en zullen de eerste 5 compartimenten gerealiseerd zijn in de

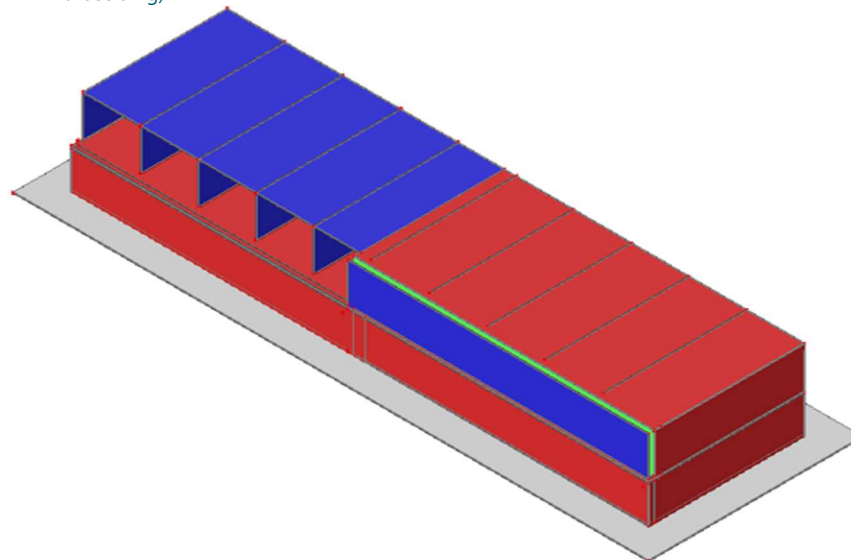
tweede laag. De bekistingskisten zullen door middel van de torenkraan op de eerste laag geplaatst worden. Een schematische weergave van deze fase is te zien in Afbeelding 6.9.

Afbeelding 6.9 Fase 5; voltooiing eerste laag + realisatie 5 compartimenten 2^e laag (Eigen afbeelding)



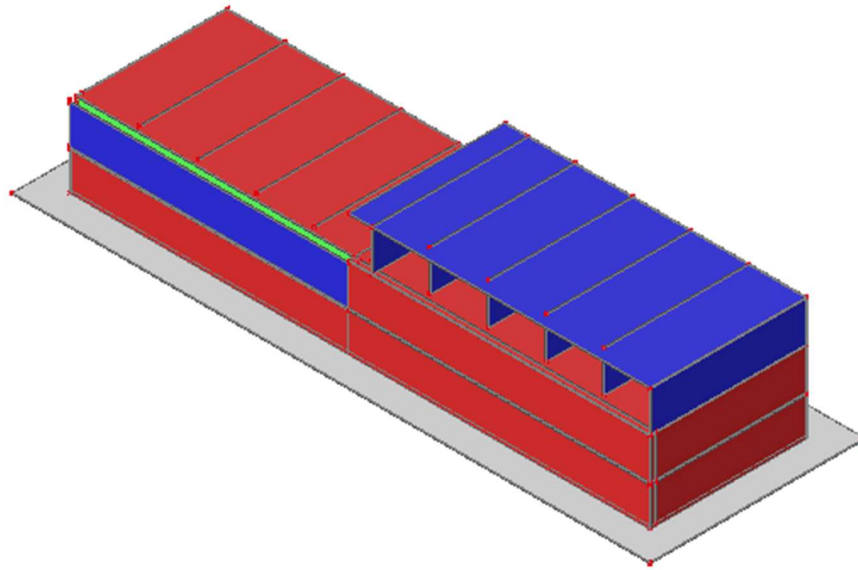
Het vervolg van de tweede laag is hetzelfde als dat het was van de eerste laag. Tijdens de realisatie van de resterende 5 compartimenten in de tweede laag kan er ook begonnen worden aan de stalen bekistingsplaat in de eerste 5 compartimenten van de tweede laag. Deze fase is weergegeven in Afbeelding 6.10.

Afbeelding 6.10 Fase 6; bouw 5 compartimenten in de tweede laag + de realisatie van het eerste deel van de stalen wand (Eigen afbeelding)



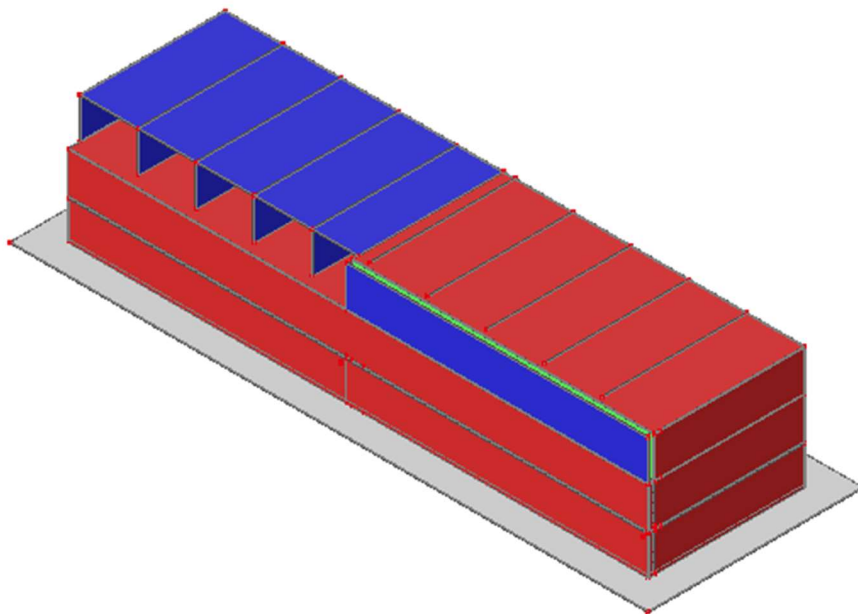
De zevende fase bestaat uit het voltooien van de tweede laag door het storten van de afsluitende wand, tevens zullen de eerste 5 compartimenten van de derde laag worden gestort. De derde laag verschilt ligt van de tweede laag, de dikte van het dak verandert van 0,4 meter naar 0,7 meter. Doordat de tunnelkist hydraulisch verstelbaar is, zal dit geen problemen opleveren. De zevende fase is afgebeeld in Afbeelding 6.11.

Afbeelding 6.11 Fase 7; Voltooing tweede laag + stort eerste 5 compartimenten derde laag (Eigen afbeelding)



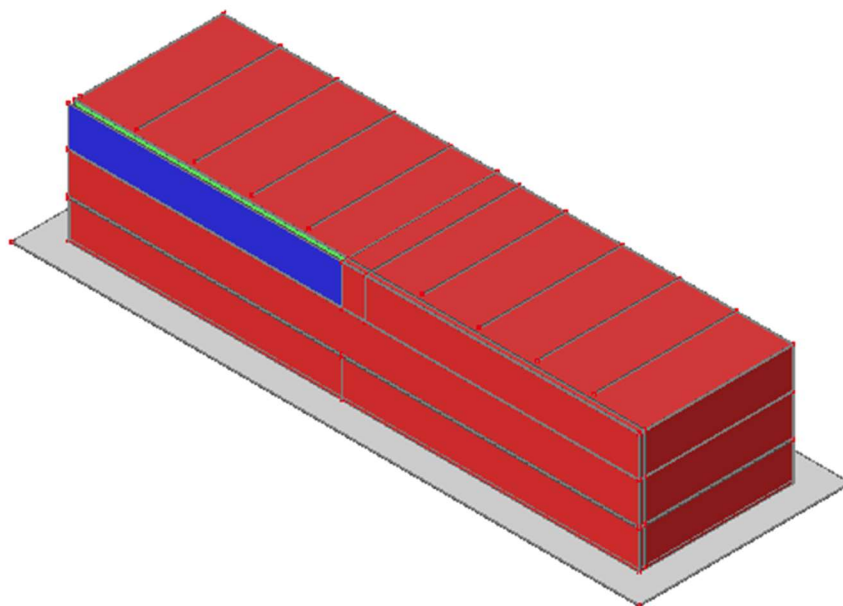
De achtste fase bestaat uit het plaatsen en vervolgens vol storten van de bekisting van de afsluitende laag, dit zal alleen worden gedaan bij de eerste 5 compartimenten in de derde laag. Tevens zullen er tijdens deze fase de resterende 5 compartimenten gestort worden, dit is weergegeven in Afbeelding 6.12.

Afbeelding 6.12 Fase 8; stort 5 compartimenten op de derde laag + afsluitende laag (Eigen afbeelding)



Om het caisson af te ronden bestaat de negende en tevens laatste fase uit het storten van het laatste deel van de afsluitende laag. Zodra deze fase is afgerond kan er begonnen worden aan het volgende element. De laatste fase is afgebeeld in Afbeelding 6.13

Afbeelding 6.13 stort laatste afsluitende laag (Eigen afbeelding)



Bouwtijd

Om een inschatting te geven van de tijd die het realiseren van de caissons in beslag zal nemen is er een grove planning gemaakt. Hierin is er gekeken naar gerealiseerde referentieprojecten in het bouwdok en naar richtlijnen die te vinden zijn in het Handboek Tunnelbouw (COB, 2017). De planning is te vinden in Bijlage IX (planning). Er wordt geschat dat de totale bouwtijd van een batch caissons circa 3,5 jaar in beslag zal nemen. Verwacht wordt dat er door een optimalisatie van de planning 3 jaar aangehouden kan worden. Hieronder valt de tijd om het bouwdok gereed te maken, de realisatie van de caissons, de operatie (dit omvat het: Opdrijven, Transporteren en Afzinken) en als laatste het terugbrengen van het bouwdok naar haar originele staat. Voor het gereed maken van het bouwdok is 5 maanden uitgetrokken, dit is afgeleid van de planning van de tweede Benelux tunnel. De realisatietijd van 1 caisson is circa 3 maanden, een uitgetrokken planning van de bouw van één caisson is eveneens te vinden in de bijlage "planning". Onder het realiseren valt ook de operatie van het opdrijven, transporteren en afzinken. Het terugbrengen van het bouwdok wordt geschat op 2 maanden, ook dit is afgeleid van de bouw van de tweede Benelux tunnel. In Afbeelding 7.1 is een weergave te zien van de planning.

Het opdrijven en transporteren zal plaats vinden ten tijde van het gemiddelde hoogwater, deze periode heeft de grootste kans op voorkomen vanaf de winterperiode tot aan het begin van de lente. Om de periode dat de caissons klaar liggen in het bouwdok zo minimaal te houden zal er in het begin van de zomer begonnen worden met het gereed maken van het bouwdok.

Om de bouwtijd te versnellen is het mogelijk om te werken met meer dan 5 tunnelkisten, hierdoor kan er aan meerdere elementen tegelijkertijd gewerkt worden. Dit zal de totale realisatietijd kunnen verkorten. Aangezien deze tunnelkisten project specifiek zijn en dus niet hergebruikt kunnen worden, zullen deze bekistingen op dit project afgeschreven moeten worden. Mocht er dus een grote tijdsdruk achter de realisatie van de caissons zitten dan behoort dit tot de mogelijkheden. In dit onderzoek is de bouwtijd in het bouwdok niet een bepalende factor, de kosten van het huren van het bouwdok en de kranen zijn minder dan de kosten die verbonden zijn aan de realisatie van 5 extra tunnelkisten. Er is daarom in de planning en in de kostenraming rekening gehouden met de realisatie van één caisson per keer met 5 kisten.

6.2 Transportfase

Opdrijfberekening

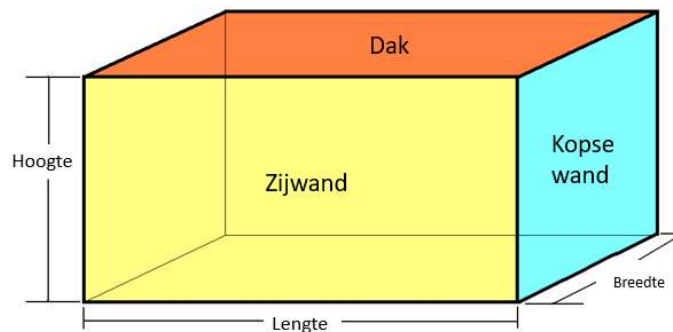
Zodra het caisson geprefabriceerd is in het bouwdok, kan er gestart worden met het opdrijven. Het bouwdok wordt geïnundeerd en vervolgens wordt de dijk met bijbehorende damwanden, die de Oude Maas en het bouwdok scheidt, verwijderd. Hierdoor staat het bouwdok in directe verbinding met de Oude Maas. Om te berekenen of het caisson gaat opdrijven en vervolgens om te kijken wat de diepgang is moet de opwaartse en neerwaartse krachten berekend worden, dit wordt gedaan met de formule:

$$\text{Eigen gewicht} = \text{lengte} * \text{breedte} * \text{diepgang} * \gamma_{\text{water}}$$

Aangezien er maar 1 factor onbekend is, de diepgang, kan deze berekend worden.

Het eigen gewicht volgt uit het volume van de betonnen constructie vermenigvuldigd met het soortelijk gewicht van het beton. Als uitgangspunt wordt 24 kN/m^3 aangehouden, voor het soortelijke gewicht van gewapend beton (volgens het TPvE uit hoofdstuk 2). Het eigen gewicht volgt uit de vloer, de wand, het dak en de compartimentsschermen. Uit de geotechnische berekeningen volgt dat de buitenmaten voor het caisson $100 \times 20 \times 27$ meter bedragen (l x b x h). Uit de constructieve berekeningen volgt dat de buitenwanden 700 mm moeten zijn, en de vloer en het dek minimaal 800 mm dik moeten zijn. Uit de berekeningen van de compartimentwanden blijkt dat 460 mm als dikte aangehouden moet worden. Onderbouwingen voor deze waarden zijn te vinden in hoofdstuk 5.7 (constructieve berekeningen). In Afbeelding 6.14 is een schematische weergave te zien van het caisson, er zijn om onduidelijkheden te voorkomen benaming toegevoegd aan elke wand.

Afbeelding 6.14 Schematische weergave caisson (Eigen afbeelding)



- Kopse wanden

De voor- en achterkant van het caisson hebben een hoogte van 27 meter echter gaat hier het dak en de vloer die beide 0,8 meter dik zijn vanaf, waardoor de hoogte op 25,4 meter uitkomt. De breedte van de wanden is 20 meter, verder is de dikte berekend op 0,7 meter. Er bevinden zich 2 wanden in het caisson.

$$\text{Eigen gewicht} = L * B * H * \text{aantal} * \text{soortelijk gewicht} = 25,4 * 20 * 0,7 * 2 * 24 = 17070 \text{ kN}$$

- Vloer + dak

Aangezien de vloer en het dak dezelfde afmetingen hebben worden deze samengenomen. De lengte van beide onderdelen komt neer op 100 meter, de breedte die hierbij hoort is 20 meter. Het dak en de vloer zijn berekend op een dikte van 0,8 meter.

$$\text{Eigen gewicht} = 100 * 20 * 0,8 * 2 * 24 = 76800 \text{ kN}$$

- Zijwanden

De wanden van het caisson hebben een lengte van 100 meter, de hoogte bedraagt 25,4 meter en ook hiervan zijn er 2 aanwezig in het element. De wanden hebben dezelfde dikte als de voor- en achterkant; 0,7 meter.

$$Eigen\ gewicht = 100 * 25,4 * 0,7 * 2 * 24 = 85340\ kN$$

- Hoekpunten

Tijdens de hierboven gemaakte berekeningen zijn de wanden en de voor- en achterkant voor een deel dubbel geteld, dit is gebeurd in de hoekpunten van het caisson. Het eigen gewicht van deze hoekpunten wordt van het eind totaal afgehaald. De hoekpunten hebben een lengte en breedte van 0,7 meter. De hoogte komt neer op 25,4 meter. De overlappingen zijn in totaal 4 keer dubbel geteld.

$$Eigen\ gewicht = 0,7 * 0,7 * 25,4 * 4 * 24 = 1200\ kN$$

- Compartimentschermen

De compartimentschermen worden geplaatst zodat er compartimenten in het caisson worden gevormd. In totaal worden er 2 compartimentsschermen geplaatst in de lengte en 9 in de breedte van het element. De schermen die in de lengterichting liggen hebben een lengte van 98,6 meter. Dit komt omdat van de totale lengte van 100 meter nog 2 maal de wand dikte van de buitenwanden afgetrokken moet worden. De hoogte van de schermen is 25,4 meter.

$$Het\ eigen\ gewicht\ van\ de\ schermen\ in\ de\ lengterichting = 98,6 * 25,4 * 0,46 * 2 * 24 = 55300\ kN$$

Hierbij moeten de schermen die gerealiseerd worden in de breedterichting nog bij op worden geteld. Deze schermen hebben een breedte van 18,6 meter aangezien hier ook 2 maal de wanddikte vanaf gehaald is. De hoogte is eveneens 25,4 meter.

$$Het\ eigen\ gewicht\ van\ de\ schermen\ in\ de\ breedterichting = 18,6 * 25,4 * 0,4 * 9 * 24 = 46900\ kN$$

Het aantal overlappingen, en dus dubbel getelde delen, tussen de schermen bedraagt 18.

$$Het\ eigen\ gewicht\ van\ de\ hoekpunten = 0,46 * 0,46 * 25,4 * 18 * 24 = 2320\ kN$$

$$Eigen\ gewicht\ compartimentwanden = 100\ MN$$

Uit de gewichtsberekening blijkt dat het totale gewicht van het caisson gelijk is aan 278 MN. De onderbouwing van deze berekening is te vinden in Afbeelding 6.15.

Binnen deze berekening zijn de vouten verwaarloost, in vergelijking met het totale gewicht is dit circa 0,04 %.

Nu de neerwaartse kracht berekend is, wordt er de opwaartse kracht berekend. Deze kracht wordt veroorzaakt door het verplaatste volume van het water. Dit volgt uit de wet van Archimedes.

Om dit te berekenen is het oppervlakte, het soortelijk gewicht van het water en de diepgang van belang. Het oppervlakte van het caisson bedraagt 2000 m² (100*20). Het soortelijk gewicht van zoetwater is aangenomen op 10,0 kN/m³, aangezien de rivier waarover het caisson wordt vervoerd in verbinding staat met de zee, wordt ook de dichtheid van het zout water meegenomen, namelijk 10,25 kN/m³. De diepgang van zoet water is echter altijd maatgevend als het gaat om de diepgang, het zoet water resulteert in de grootste diepgang.

Het verticale evenwicht wordt gevonden, wanneer de opwaartse kracht (opdrijvend vermogen) gelijk is aan de neerwaartse kracht (eigen gewicht).

$$\begin{aligned} \text{Opwaartse kracht} &= \text{eigen gewicht} \\ \text{Opwaartse kracht} &= \text{Oppervlakte} * \text{Soortelijk gewicht water} * \text{diepgang} \\ 278000 &= 100 * 20 * 10 * \text{diepgang} \end{aligned}$$

Uit deze formule blijkt dat de diepgang van het caisson 13,90 meter is, bij deze betonconstructie en met dit soortelijk gewicht van het water.

Afbeelding 6.15 Gewichts- en opdrijfberekening

gewichtsberekening caisson

Buitenmaten caisson

Hoogte	27	[m]
Breedte	20	[m]
Lengte	100	[m]
Compartimenten lengterichtin	2	[-]
Compartimenten breedterichti	9	[-]

Dimensies caisson

Dikte dak	0,8	[m]
Dikte vloer	0,8	[m]
Dikte wand	0,7	[m]
Dikte compartimentscherm	0,46	[m]

Eigen gewicht

Beton	24	[kN/m³]
Water	10	[kN/m³]

Binnenmaten caisson

Hoogte muren	25,4	[m]
Breedte muren	18,4	[m]
Lengte muren	98,6	[m]

Diepte maten Oude Maas

Under Keel Clearance (UKC)	1,00	[m]
GHW t.o.v. NAP	1,15	[m]
Bodemdiepte	10,30	[-m NAP]
Diepgang in de oude maas	11,45	[m]
Beschikbare diepgang oude m	10,45	[m]

Diepte maten Nieuwe waterwe

Under Keel Clearance (UKC)	1,00	[m]
GHW t.o.v. NAP	1,14	[m]
Bodemdiepte	16,20	[-m NAP]
Diepgang in de oude maas	17,34	[m]
Beschikbare diepgang oude m	16,34	[m]

	Gewicht caisson					Totaal	
	Dikte	Breedte	Hoogte	Aantal			
	[m]	[m]	[m]	[-]		[kN]	
Muren (voor + achterkant)	0,7	20	25,4	2	+	17069	
Muren (zijkanen)	0,7	100	25,4	2	+	85344	
Dak	0,8	100	20	1	+	38400	
Vloer	0,8	100	20	1	+	38400	
reductie tgv overlapping	0,7	0,7	25	4	-	1195	hoekpunten
Compartimentschermen	0,46	98,60	25,40	2	+	55298	Lengterichting
Compartimentschermen	0,46	18,60	25,40	9	+	46942	Breedterichting
Reductie tgv overlapping	0,46	0,46	25,4	18	-	2321,84	compartimenten
					Totaal	277936	(kN)

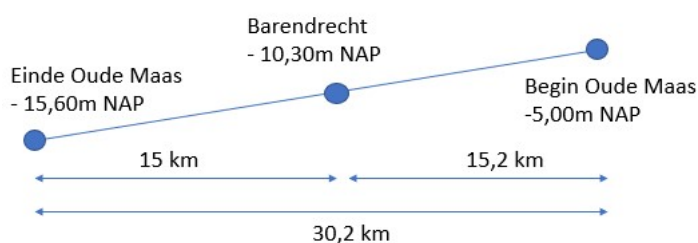
	Lengte	Breedte	Hoogte	Diepgang	Boven waterpeil	UKC	UKC
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[oude maas]	[nieuwe waterweg]
Liggende toestand	100	27	20	10,29	9,71	1,16	7,05
Staande toestand	100	20	27	13,90	13,10	-2,45	3,44

Diepgang transportroute

Het caisson zal vervoerd worden naar de afzinklocatie via de Oude maas en vervolgens via de Nieuwe Waterweg. Als eerste wordt er gekeken naar de diepte van de Oude Maas. Dit zal maatgevend zijn, aangezien dit deel van de route de minste diepgang heeft.

De Oude Maas heeft een diepgang van 15,60 meter onder NAP ter hoogte van de kruising met de Nieuwe Waterweg. Aan het begin van de Oude Maas is er een diepte van 5,00 meter onder NAP. De lengte van de oude maas is in totaal 30,2 km, het bouwdok te Barendrecht ligt op 15,2 km van het begin. Er is uitgegaan van een lineair verloop van de rivier, door middel van de onderstaande kruisvergelijking is bepaald wat de minimale diepte is die het caisson zal tegenkomen. Deze informatie volgt uit datasets. (Rijkswaterstaat, 2019)

Afbeelding 6.16 Visualisatie verloop Oude maas (Eigen afbeelding)



Tabel 6.3 Kruistabel diepteverloop Oude Maas

Kilometer [km vanaf einde Oude Maas]	Diepteverschil [m]
30,2	10,6
15,2	5,3

De diepte van de Oude Maas dat zich ten hoogte van Barendrecht bevindt is $15,6 - 5,3 = 10,3$ meter onder NAP. Aangezien de caissons worden uitgevaren tijdens hoogwater, wordt het GHW hieraan toegevoegd worden. Het GHW ter hoogte van het bouwdok is 1,15 meter +NAP blijkt uit de gegevens van het havenbedrijf Rotterdam (Havenbedrijf Rotterdam, 2003). Hierdoor komt de totale afstand van de bodem tot aan de het wateroppervlakte op 11,45 meter.

Eisen die gesteld worden aan het transport van de caissons zijn vaak afgeleid van de eisen die gelden voor de scheepvaart, zo bestaat er een regel over de ruimte tussen de bodem en de onderkant van het element. Uit het Handboek Kademuren (De Gijt, 2013) blijkt dat de UKC tijdens het transport minimaal 1 meter moet zijn ten tijde van een zandige bodem, dit om mogelijke verstoring van de bodem tegen te gaan. (De Gijt, 2013) Voor het bouwdok bestaat er geen eis wat deze ruimte betreft, dat is meer een richtlijn die afgeleid is vanuit praktijkervaringen, uit de richtlijnen blijkt dat deze afstand 0,5 meter is (Thoresen, 2003). Dit resulteert in een maximale diepgang van het element van 10,45 meter tijdens de GHW.

De breedte van de Oude Maas heeft een minimale waarde van 180 meter, hierdoor zal er geen probleem optreden als het caisson door de waterweg wordt getransporteerd. Wel zal er tijdens het transport van de caissons geen ander voertuig de waterweg mogen passeren, dit omdat het risico's met zich mee kan brengen waar de constructie niet op berekend is. (Rijkswaterstaat, 2019)

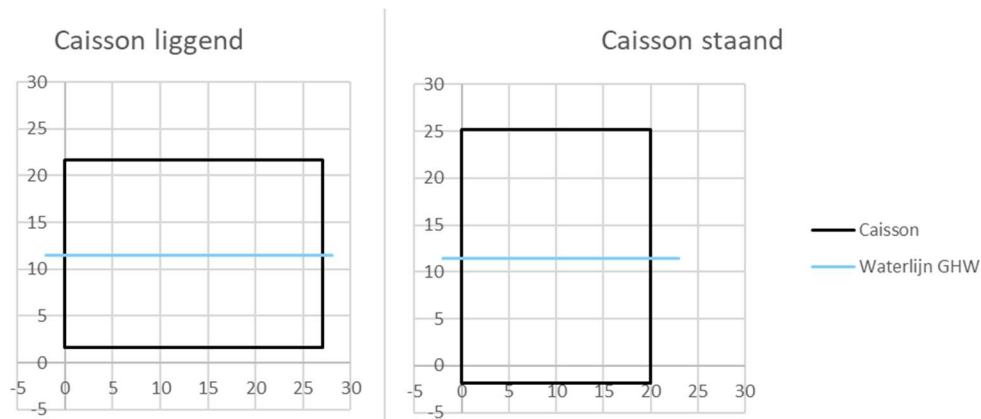
Aangezien de diepgang van het element in staande positie 13,26 meter is en de maximale diepgang in de Oude Maas 10,45 meter is het niet mogelijk om het caisson in staande positie naar de plaats van bestemming te transporteren. Om het opdrijvend vermogen te vergroten wordt het caisson op zijn zijkant gerealiseerd en vervoerd, hierdoor stijgt het natte vloeroppervlak. Het totale gewicht van het caisson veranderd niet.

Hieruit volgt de volgende vergelijking;

$$278000 = 100 * 27 * 10,0 * \text{diepgang}$$

Hieruit blijkt dat de diepgang van het element nu 10,29 meter is, dit is minder dan de maximale toelaatbare diepgang van 10,45 meter. Omdat het alleen mogelijk is om het caisson op zijn zijkant te vervoeren door de Oude Maas is de keuze gemaakt om in het bouwdok het caisson op zijn zijkant te realiseren. Dit zorgt er voor dat het caisson in een later stadium gekanteld moet worden. De mogelijkheid tot kantelen begint bij het gedeelte van de haven waar de voldoende diepgang bereikt is. Aangezien dit een complex proces is zal er een plaats gekozen moeten worden waar het de minste hinder veroorzaakt aan het havengebied. In Afbeelding 6.17 is een schematische weergave te zien van het gedrag van het caisson ten opzichte van de GHW-lijn. In de liggende positie (links) heeft het caisson een ruimte tot de bodem van 1,16 meter, bij de staande variant (rechts) is te zien dat het caisson onder de bodemlijn uitkomt. In totaal zal het caisson in de staande variant zich 2,45 meter onder de bodemlijn bevinden.

Afbeelding 6.17 Schematische weergave caisson t.o.v. bodem en GHW (Eigen afbeelding)



Doordat de Nieuwe Waterweg een grotere diepgang heeft dan de Oude Maas zal het transporteren over de Nieuwe Waterweg geen probleem zijn. Aangezien de Oude Maas en de Nieuwe waterweg erg dichtbij de zee liggen is het noodzakelijk om de dichtheid van zout water ook mee te nemen. Doordat de dichtheid van zoutwater hoger is dan van zoet water zal het caisson meer opdrijven. Tijdens het opstellen van de vergelijking van de wet van Archimedes zal er zout water meegenomen moeten worden om het maximale vrijboord te verkrijgen. Dit wordt berekend om te kijken of het caisson binnen de hoogte restricties valt die voortkomen uit de bruggen die zicht bevinden over de transportroute.

$$\begin{aligned} \text{Neerwaartse kracht} &= \text{Oppervlakte} * \text{Soortelijk gewicht water} * \text{diepgang} \\ 278000 &= 100 * 27 * 10,25 * \text{diepgang} \end{aligned}$$

Uit deze formule blijkt dat de diepgang van het caisson 10,05 meter is, dit betekend dat het caisson maximaal 24 centimeter hoger zal opdrijven dan was berekend ten tijde van het zoet water. Dit zorgt voor een vrijboord van 9,95 meter.

Transportroute

De kortste route voor het caisson is door de Oude Maas en vervolgens via Nieuwe Waterweg de haven te bereiken. Bij het bepalen van de transportroute moet er ook rekening gehouden met hoogte,- en breedte beperkingen. Op de route van het bouwdok te Barendrecht naar het westelijk deel van de haven bevinden zich twee bruggen, de Spijkenisserbrug en de Botlekbrug. De Spijkenisserbrug heeft een doorvaarbreedte van 87,5 meter en een maximale doorvaarhoogte van 45 meter boven NAP indien de brug geheven is. Mocht de brug niet omhoog staan dan is de doorvaarhoogte 12,50 meter boven NAP (Gemeente Rotterdam, 2019). De botlekbrug heeft een doorvaarbreedte van 87,35 meter en een doorvaarhoogte van 45 meter boven NAP indien de brug geheven is. Is de brug niet geheven dan is de doorvaarhoogte 14 meter boven NAP (Gemeente Rotterdam, 2019).

Tijdens de fase van het vervoeren over de Oude Maas is in hoofdstuk “

Diepgang transportroute” is te lezen dat de diepgang van het caisson 10,29 meter is. Aangezien de totale hoogte van het caisson 20 meter is, zal de hoogte die boven het wateroppervlakte uitsteekt 9,71 meter boven het waterpeil zijn. De totale hoogte die het caisson boven NAP uitsteekt is dan 10,86 meter, doordat er vervoerd wordt ten tijde van GHW (+1,15m NAP) . Doordat de doorvaarhoogte van de bruggen gelijk is aan 12,5 en 14,0 meter boven NAP is hoeven de bruggen niet geheven te worden. Dit zorgt voor een minimale verstoring van het vervoer over beide bruggen. Mocht het zo zijn dat er voorzieningen getroffen moeten worden op het element zelf tijdens de transportfase dan is het wel noodzakelijk om de bruggen te heffen.

Uit de oprijfberekeningen blijkt dat het caisson vervoert kan worden over de Oude maas en vervolgens over de Nieuwe Waterweg. In Afbeelding 6.18 is de route aangeduid met een lijnmarkering, dit is de route die het caisson met behulp van sleepboten zal voeren. Het caisson zal uiteindelijk 40 kilometer vervoerd worden voordat het op de uiteindelijke locatie is gearriveerd.

Afbeelding 6.18 Overzicht transportroute caisson (Google Maps, 2019)



Opdrijven in bouwdok

Zodra het bouwdok wordt geïnundeerd, is het niet de bedoeling dat de caissons gelijk gaan opdrijven, dit kan resulteren in ongecontroleerde situaties. Om ervoor te zorgen dat de caissons niet in deze ongecontroleerde situatie terecht komen, worden ze voordat de dijk gebaggerd wordt gedeeltelijk gevuld met water. Door de verhoging van het eigen gewicht zal het caisson niet opdrijven zodra het dok geïnundeerd wordt. Tijdens het GHW is de afstand van de bodem tot het wateroppervlakte van de Oude Maas 11,45 meter. Het is tevens gewenst dat het bouwdok gevuld zal worden tot 0,5 meter boven het waterniveau van de Oude Maas. Dit gebeurt omdat het gewenst is dat er water vanuit het de bouwdok de rivier in stroomt dan van de rivier het bouwdok in. Door een stroming die hierdoor zal ontstaan kunnen de caissons tegen elkaar aan komen en vervolgens beschadigen dit volgt uit de richtlijnen (Voorendt, 2016). Mocht er uit de oprijfberekening komen dat de diepgang van het element meer dan 11,95 (11,45+0,5) meter is dan blijft het caisson op zijn plaats. Er moet dus gezorgd worden dat de neerwaartse kracht hoger is dan de opwaartse kracht ten tijde van een vol bouwdok. Om te bereken hoeveel gewicht er nodig is om het caisson op haar plek te houden wordt de wet van Archimedes weer gebruikt:

$$\text{Lengte} * \text{Breedte} * \text{Diepgang} * \gamma_{\text{water}} = \text{opwaardse kracht}$$
$$100 * 27 * 11,95 * 10,25 = 330700kN$$

Om er zeker van te zijn dat het caisson niet opdrijft wordt er van de meest negatieve situatie uitgegaan. Dit is als het water buiten het caisson zout water is, hierdoor drijft het caisson het meeste op. En het caisson gevuld wordt met het lichtere zoete water. Dit is erg conservatief

Het verschil tussen de opwaartse kracht en de neerwaartse kracht komt dan neer op $(330700 - 278000 =) 52700 \text{ kN}$. Dit resulteert in een toevoeging van minimaal 5270 m^3 water om het caisson op de plek te houden. Zodra dit proces is voltooid wordt het caisson vervolgens weer leeg gepompt, nadat het gewenste peil in het dok bereikt is. Als de dijk tussen het bouwdok en de Oude Maas is weggebaggerd kan het caisson vervoerd worden. Het caisson dat voor de opening van het bouwdok staat zal als eerst getransporteerd worden. Er zal vervolgens, één voor één, aan de oost en vervolgens aan de westzijde een caisson, aan de opening met de Oude Maas, het bouwdok verlaten.

Stabiliteit

Tijdens de transportfase is de stabiliteit erg belangrijk, indoen dit niet aan de eisen voldoet is het mogelijk dat het caisson ongewenst gaat roteren en hierdoor oncontroleerbaar wordt. Om er zeker van te zijn dat dit niet gebeurt is de eis gesteld dat de metacentrische hoogte minimaal 0,5 meter moet zijn, dit blijkt uit de richtlijnen (Voorendt, 2016). Dit betekent dat de afstand van het zwaartepunt tot de metahoogte minimaal 0,5 meter moet zijn. Het berekenen van het zwaartepunt is in dit geval niet moeilijk, omdat het caisson symmetrisch is ligt het zwaartepunt precies in het midden. Het caisson is in liggende positie 20 meter hoog, dus het zwaartepunt ligt op 10 meter boven de onderkant

Om de metahoogte te berekenen wordt er gebruik gemaakt van de formule;

$$H_m = G M = K B + B M - K G$$

Waarin

- H_m : metahoogte;
- KB : zwaartepunt van het element wat onder het waterniveau ligt;
- BM : oppervlaktetraagheidsmoment;
- KG : zwaartepunt van het gehele element.

De diepgang van het element in de Oude Maas komt neer op 10,16 meter. $0,5 \cdot KB$ is 5,08 meter.

Om BM te berekenen moet eerst het traagheidsmoment worden uitgerekend.

$$I = \left(\frac{1}{12}\right) * L * b^3 = \left(\frac{1}{12}\right) * 100 * 27^3 = 164025 \text{ m}^4$$

$$V_{uw} = L * B * H = 100 * 27 * 10,16 = 27.432 \text{ m}^3$$

$$BM = \frac{I}{V} = \frac{164025}{26516,6} = 5,98 \text{ meter}$$

Nu alle waardes zijn berekend kan er bepaald worden of de metahoogte voldoet aan de eis $>0,5$ meter.

$$H_m = G M = K D + B M - K G = 5,08 + 5,98 - 10 = 1,06 \text{ meter}$$

$$H_m = 1,06 > 0,5 \text{ meter}$$

Hiermee is aangetoond dat het caisson tijdens de transportfase stabiel is en er dus geen aanpassingen doorgevoerd moeten worden aan de afmetingen.

Om alle risico's uit te sluiten is de berekening ook gedaan worden mocht er zich zout water bevinden in de Oude Maas. De dichtheid verandert dan van $10,0 \text{ kN/m}^3$ naar $10,25 \text{ kN/m}^3$. Met het invullen van de dichtheid in de formule verandert de metahoogte naar 1,10 meter. Hiermee voldoet het nog steeds aan de eis van $>0,5$ meter.

Dynamische stabiliteit

Om een bewegende, oncontroleerbare, caisson tegen te gaan is er gebaseerd op ervaring een vuistregel opgesteld om te bepalen of het caisson veilig te vervoeren. Mochten de afmetingen van een drijvend caisson te klein zijn dan gaat het caisson te veel bewegen in het water. Om dit te berekenen is de volgende vuistregel gehanteerd;

$$L_w < 0,7 * L$$

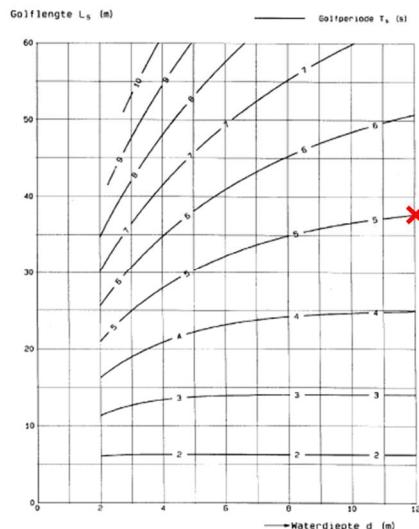
In het geval van het caisson is de lengte 100 meter.

Voor de lengte geldt;

$$L_w < 0,7 * 100 = 70 \text{ meter}$$

Uit het boek het Ontwerp Schutsluizen (Beem, 2000) blijkt dat er onder Nederlandse omstandigheden een golfperiode tussen de 3 à 5 seconden maximaal is. Nu dit bekend is valt er in Afbeelding 6.19 af te lezen dat de maximale golflengte bij een waterdiepte van 12 meter en een golfperiode van 5 seconde een lengte bestaat van 38 meter.

Afbeelding 6.19 Golflengte als functie van waterdiepte en golfperiode (Beem, 2000)



Aangezien $38 < 70$ meter is voldoet het caisson aan de golflengte, zal het caisson stabiel zijn.

Buiten de golflengte is er nog een berekening gedaan binnen de dynamische stabiliteit. Er is gekeken of de constructie niet dezelfde frequentie heeft als van de golven. Mocht dit wel het geval zijn dan kan de constructie gaan resoneren met de golven, waardoor ongewenste en oncontroleerbare situaties op kunnen treden.

De eigenfrequentie van het caisson is te berekenen met de formule;

$$T_0 = \frac{2 \pi * j}{\sqrt{Hm * g}}$$

Waarin

- J: het polair traagheidsradius;
- Hm: metahogte;
- g : gravitatiekracht.

Als eerst gaat het traagheidsmoment in beide richtingen berekend worden.

$$I_p = I_{xx} + I_{zz}$$

$$I_{xx} = \left(\frac{1}{12}\right) * 20 * 27^3 - \left(\frac{1}{12}\right) * 18,6 * 25,4^3 = 7405,1 \text{ m}^4$$

$$I_{zz} = \left(\frac{1}{12}\right) * 27 * 20^3 - \left(\frac{1}{12}\right) * 25,4 * 18,6^3 = 4379,6 \text{ m}^4$$

$$I_p = 7405,1 + 4379,6 = 11784,6 \text{ m}^4$$

Nu het traagheidsmoment is berekend, moet er gekeken worden naar het betonoppervlakte bij een doorsnede.

$$A_c = (27 * 20) - (25,4 * 18,6) = 67,5 m^2$$

$$J = \sqrt{\frac{I_p}{A_c}} = \sqrt{\frac{11784,6}{67,5}} = 13,2 \text{ meter}$$

Nu alle gegevens bekend zijn kan er gekeken worden naar de trillingstijd van het element.

$$T_0 = \frac{2 \pi * j}{\sqrt{Hm * g}} = \frac{2 \pi * 13,2}{\sqrt{1,10 * 9,81}} = 25,3 \text{ seconden}$$

Veranderd in deze berekening het zoet water naar zout water zal dit betekenen dat de trillingstijd oploopt naar 25,9 seconde.

Volgens het handboek voor het ontwerp van schutsluizen (Beem, 2000) zal de trillingstijd van de golven circa 5 seconden zijn; de frequenties komen dus totaal niet overeen. Hieruit blijkt dat er geen maatregelen genomen hoeven te worden om de trillingstijden te laten verschillen.

Met deze berekeningen is aangetoond dat het transport over de Oude Maas en Nieuwe Waterweg, kijkende naar de stabiliteit, geen problemen zullen opleveren. Het volgende onderdeel waar naar gekeken gaat worden is de kantelfase. Er zal uitgezocht moeten worden hoeveel water er nodig is om het element te laten kantelen.

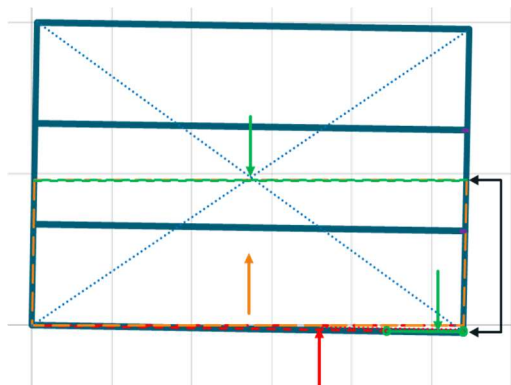
Kantelen

Het caisson bestaat uit 30 compartimenten, om het kantel proces ingang te brengen wordt er een $1\text{m}^3/\text{m}^1$ hoeveelheid water in de ballasttanks, die zich bevinden in de onderste rij compartimenten, gepompt. In het caisson zijn koppelingen aanwezig waardoor het water en in een later stadium het zand doorheen gepompt kan worden. Door de toevoeging van het water in het caisson stijgt het eigen gewicht, er moet daarom ook gekeken worden naar de diepgang van het element.

Uit de constructieve berekeningen bleek dat de compartiment wanden dikker uitgevoerd moeten worden, deze kleine aanpassingen zijn verder niet verwerkt. Het effect van 60mm extra wanddikte is klein.

De eerste fase is hoe het caisson de haven binnenkomt. Aangezien het werkgebied aan de zee ligt wordt hier de dichtheid van zoutwater meegenomen, in dit geval is de diepgang 9,58 meter. In Afbeelding 6.20 is de fase schematisch weergegeven.

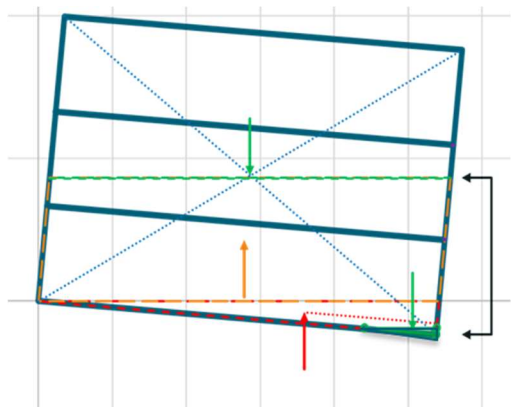
Afbeelding 6.20 Fase 1: Caisson in de haven (Eigen afbeelding)



In de tweede fase worden de ballasttank, die zich bevinden in het onderste rij van de compartimenten gevuld met water, dit resulteert in een schuin stand van 5° . Uit de berekeningen volgt dat er $1\text{m}^3/\text{m}^1$ benodigd is om een schuinstand te bereiken van 5°

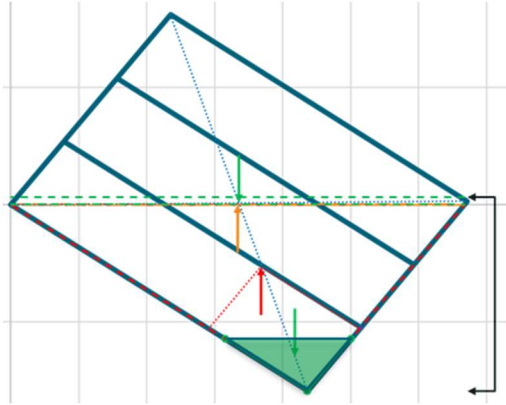
In Afbeelding 6.21 is te zien dat het water zorgt voor een belasting in één van de compartimenten. Deze belasting stelt belasting van het water in de ballasttanks voor. Tijdens de daadwerkelijke kanteloperatie zal deze vulling niet driehoekig zijn, maar in de vorm van een rechthoekige ballasttanks, dit komt dus niet volledig overeen. Het principe werkt wel gelijkwaardig. De diepgang van het caisson onder zoet-wateromstandigheden is 11,0 meter, in zout water is dit 10,8 meter.

Afbeelding 6.21 Fase 2: Belasten ballast tanks (Eigen afbeelding)



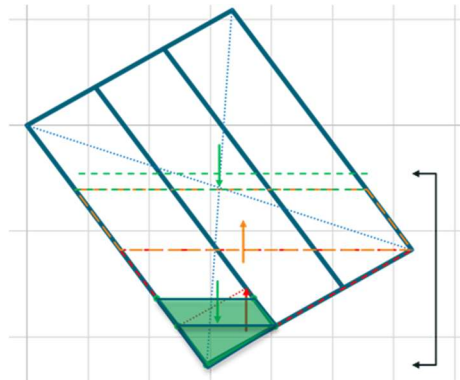
De derde fase is de fase waarin het caisson een hoek heeft van 36 graden, tijdens deze fase heeft het caisson het grootste waterdoorsnijdend oppervlakte. Tijdens deze fase is er totaal $18,9\text{m}^3/\text{m}^1$ water toegevoegd aan het onderste compartiment. De diepgang bedraagt dan 16,2 meter tijdens zout water en 16,4 bij zoet water. In Afbeelding 6.22 is deze fase van het caisson weergegeven.

Afbeelding 6.22 Fase 3: kantelpunt met het grootste waterdoorsnijdend oppervlakte (Eigen afbeelding)



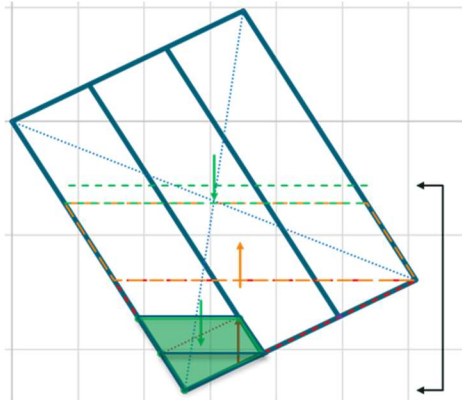
De vierde fase is de fase waarin het element de grootste diepgang heeft, dit zal plaats vinden tijdens het caisson een hoek heeft van 57 graden. Het caisson heeft dan een diepgang van maximaal 18,1 meter. Dit is maatgevend voor de locatie van het kantelen. De zwaaikommen die zich bevinden in de haven van Rotterdam hebben een diameter van 700 meter en een diepgang van 23,7 meter. Dit is de beste locatie met voldoende ruimte om het caisson te laten kantelen. In Afbeelding 6.23 is het caisson ten opzichte van de waterlijn te zien.

Afbeelding 6.23 Fase 4: Kantelpunt met de grootste diepgang (Eigen afbeelding)



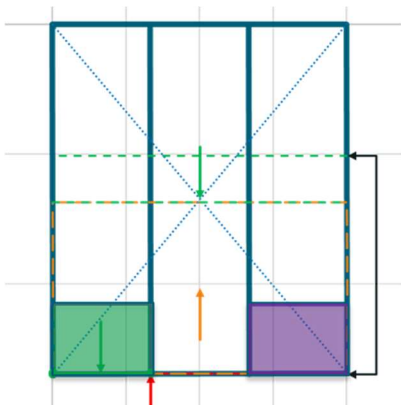
Tijdens de vijfde fase heeft het caisson een schuinstand van 61 graden. Op dit punt is nog steeds alleen het onderste compartiment gevuld. Tijdens deze schuinstand liggen het zwaartepunt van het caisson en het zwaartepunt van het opdrijvend oppervlak verticaal boven elkaar. Dit betekent dat wanneer er meer water wordt toegevoegd aan het onderste compartiment het caisson alleen verticaal zakt en niet meer verder kantelt. Op dit punt is er totaal $35,6\text{m}^3/\text{m}^1$ water toegevoegd aan het caisson. De diepgang van het element tijdens deze schuinstand is 17,7 meter, in de zoet water toestand is de diepgang 18,0 meter. Het punt dat er begonnen wordt met het vullen van het tweede caisson is weergegeven in Afbeelding 6.24.

Afbeelding 6.24 Fase 5: Begin vullen tweede compartiment (Eigen afbeelding)



De zesde fase is de fase waarin het bovenste compartiment ook gevuld wordt met water, het compartiment wordt gevuld met water tot dat er net zoveel water aanwezig is als in het onderste compartiment. Het gevolg hiervan is dat het caisson doordraait naar haar uiteindelijke positie, het caisson is in totaal dan 90 graden gedraaid. Tijdens deze fase is de maximale diepgang 16,4 meter, dit is weergegeven in Afbeelding 6.25. Omdat deze diepgang meer is dan is toegestaan in de Nieuwe waterweg is het alleen mogelijk dit kantelproces in werking te stellen in de haven zelf.

Afbeelding 6.25 Fase 6: Caisson 90 graden gekanteld (Eigen afbeelding)



Omschrijving kantelgrafiek

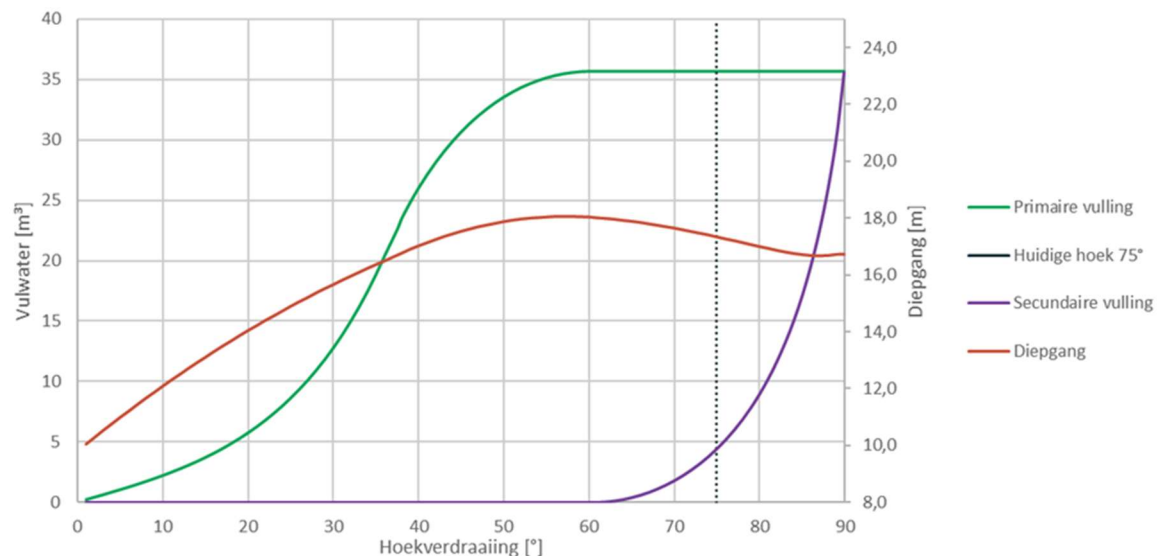
Verskillende berekeningen zijn uitgevoerd om de haalbaarheid van het kantelbare caisson te controleren. De kanteling is gebaseerd op basisprincipes van de mechanica; er dient ten alle tijden een evenwicht te zijn, oftewel het aandrijvende moment moet gelijk zijn aan het tegenwerkende moment. Het kantelprincipe wordt uitgewerkt met een voorbeeld. Dit voorbeeld wordt uitwerkt bij een kanteling van 75°.

Het caisson is het meest stabiel in de toestand waarin het waterdoorsnijdend oppervlak het grootste is. Hoe groter het element, hoe moeilijker het is om het element te kantelen. Het traagheidsmoment, en dus de weerstand tegen het kantelen, wordt groter naar mate de breedte en de diepte toenemen.

De opdrijvende kracht is een opwaarts gerichte kracht. Uit het product van de arm (aangrijppunt van de opdrijvende kracht tot het rotatiepunt) en de opwaarts gerichte kracht volgt een moment wat het kantelen tegenwerkt.

De aandrijvende kracht is een neerwaarts gerichte kracht, die volgt uit het vulwater. Uit de arm en het gewicht van het vulwater volgt een moment wat het kantelen aandrijft. Zodra het aandrijvend moment gelijk is aan het tegenwerkende moment, zal het caisson stabiel zijn. Door stapsgewijs toevoegen van vulwater zal het ook stapsgewijs willen roteren. In Afbeelding 6.26 staat de groene lijn voor deze vulling in het caisson.

Afbeelding 6.26 Hoekverdraaiing van het caisson (Eigen afbeelding)



Uit de berekeningen blijkt dat een hoekverdraaiing 61° dat het caisson het meeste weerstand heeft tegen het kantelen; op dit punt is het meeste vulwater benodigd. Na 61° neemt de weerstand af, het tegenwerkende moment neemt af. Het droogpompen van het caisson zou een optie kunnen zijn, zodat het aandrijvende moment ook afneemt. Maar het vullen van een tweede compartiment is praktischer en veiliger. Het droogpompen van het caisson kan namelijk resulteren dat het caisson terugdraait naar de liggende positie, omdat het caisson minder stabiel is in staande positie. De paarse lijn in Afbeelding 6.26 toont de hoeveelheid vulwater in het tweede compartiment.

Ook in andere fasen zijn de aandrijvende en tegenwerkende moment aan elkaar gelijk. Het terug- en door-draaien wordt tegengewerkt doordat de momenten aan elkaar gelijk zijn.

Hoewel de hoeveelheid m³ vulwater toeneemt, neemt de diepgang van het caisson tussen circa 55° en 85° af. Dit komt doordat het caisson recht draait; het hoekpunt steek diep onderwater, maar wordt door de rotatie uit het water gelift. Door de toename van het vulwater neemt het volume onderwater van het caisson wel toe.

6.3 Afzinkfase

Nu de transportroute is doorlopen en het caisson volledig gekanteld is, nabij de uiteindelijke afzinklocatie, kan er gekeken worden naar het plaatsingsproces. Voordat de caissons worden getransporteerd is de strook waar de caissons geplaatst gaan worden gebaggerd. De caissons worden in totaal 2,0 meter ingegraven, dit werkt gunstig voor de draagkracht van de constructie. Onder het caisson bevindt zich ook een funderingslaag met steenslag, hierop rust het element.

Deze sleuf zal ruim 2 meter diep en 20 meter breed zijn. Omdat het niet duidelijk is hoelang de kade moet zijn is de totale lengte van de sleuf niet te bepalen, er wordt daarom voor gekozen om de maximale lengte van 1 batch caissons aan te houden voor het bouwdok Barendrecht; 900 meter.

Zodra de sleuf in gereedheid is gesteld worden de caissons boven de sleuf getransporteerd. De caissons worden koud tegen elkaar aan geplaatst. De kademuur zal daarom ook niet waterdicht zijn; om uitspoeling te voorkomen wordt er een geotextiel gebruikt. Het water kan zich verplaatsen door het doek, maar de grond niet, hierdoor zal er uitspoeling niet kunnen optreden.

Als het caisson op de plek staat kan er begonnen worden met het aanvullen van twee van de drie compartimenten met zand. De koppelingen waar eerst het water door werd gepompt worden nu gebruikt om hier een mengsel van zand en water door te pompen. Omdat het zand een hogere dichtheid heeft dan water zal dit naar de bodem zakken en zal het water stijgen. Aangezien er in elk compartiment buiten de koppeling ook een ontluchtingsgat zit kan de lucht er zo uit, zodra het caisson steeds verder gevuld wordt zal ook het water door de ontluchtingsgaten komen. Uiteindelijk zullen twee van de drie rijen compartimenten van het caisson gevuld worden met zand en het derde compartiment met water. Het compartiment dat zich aan de waterzijde bevindt is het compartiment dat gevuld wordt met water.

Tijdens het vullen van het caisson met zand zal ook de grond achter het element worden aangevuld. Om kantelingen van het caisson tegengegaan zal dit stapsgewijs gebeuren. Tussen de stappen van het aanvullen en het vullen van het caisson zal er tevens een geotextiel doek worden geplaatst. Het doek wordt tijdens het aanvullen strak gehouden, na een bepaalde hoeveelheid aanvulling zal het strak houden van het doek niet meer nodig zijn. Door het gewicht van de grond die erop rust zal het doek niet meer in beweging komen.

Het is noodzakelijk om de bodem voor de kademuur over de gehele breedte van bodembescherming te voorzien. Dit is nodig om te voorkomen dat het bodemmateriaal als gevolg van stroming of schroefwerking van schepen zodanig erodeert dat de kademuur niet meer stabiel blijft.

Om de grond achter het caisson te verdichten wordt er gebruik gemaakt van een diepteverdichting methode. Hierbij wordt een trilnaad de grond ingebracht. Het trilblok bevindt zich hierbij niet in de naald zoals bij andere systemen, maar op de trilnaad. Deze methode wordt vanaf het maaiveld uitgevoerd. Deze methode is in het verleden al vaker uitgevoerd bij aanvulling van zand in de tweede Maasvlakte blijkt uit gegevens van Volker Staal en Funderingen (Volker Staal en Funderingen, 2019).

Afbouw

Nu de realisatie van de kademuur voltooid is, kan er begonnen worden aan de afbouw van de kademuur. Bovenop het caisson zal er een deksloof geplaatst worden. Deze deksloof kan gerealiseerd worden door middel van een glijkist. Deze methode is ook gebruikt tijdens de bouw van een kademuur bestaande uit caissons in Damman, Saudi Arabië blijkt uit het Handboek Kademuren (De Gijt, 2013). De deksloof zal ervoor zorgen dat de caissons aan elkaar verbonden zijn en zal de krachten die erop spelen verdelen over de gehele kadelengte. In dit onderzoek wordt er gekeken naar de haalbaarheid van het caisson met een grondkerende hoogte van 25 meter, hier valt de rest van de afbouw buiten. Er wordt daarom niet verder ingegaan op de andere lagen die zich bevinden boven op het caisson

Opdrijven

De laatste fase in de cyclus van het caisson is het verwijderen of verplaatsen van de constructie. Het caisson wordt berekend op een levensduur van 100 jaar. De bruikbaarheidsperiode van een kademuur in de haven van Rotterdam wordt, echter, op 50 jaar geschat, dit blijkt uit het handboek kademuren (De Gijt, 2013). De resterende 50 jaar kan het een andere functie vervullen. Om het caisson op te laten drijven zullen eerst de afbouwlagen gesloopt moeten worden. Tijdens het slopen van de deksloof moet er aandachtig gekeken worden of het caisson niet wordt beschadigd. Zodra de afbouwlagen zijn verwijderd kan er begonnen worden met het ontgraven. Net als bij het opbouwen van grond achter de kade zal het afgraven ook stapsgewijs gebeuren. Het niveau van het zand in het caisson zal ongeveer gelijk moeten zijn aan het grondniveau achter het caisson. Zodra de opwaartse kracht groter is dan de neerwaartse kracht zal het caisson gaan opdrijven. Het caisson heeft in het geval dat het volledig leeg is een diepgang van circa 13 meter ten tijde van zout water. Een groot deel van het westelijk gebied van de haven van Rotterdam heeft een diepgang van 19,7 meter. Het caisson zal dus niet meer gekanteld hoeven te worden om te vervoeren. Door middel van sleepboten kan het caisson uit de haven worden begeleid op weg naar een andere locatie. (Port of Rotterdam, 2019)

Mocht het caisson nog in staat zijn haar functie te vervullen als kademuur dan is de beste optie het caisson ergens anders te plaatsen en het daar als kademuur te gebruiken. Dit scenario kan mogelijk zijn zodra de afmetingen van de schepen zo erg toenemen dat de afmetingen van het caisson niet meer voldoen. In dat geval kan het caisson vervoerd worden naar een ander deel van de haven waar de afmetingen van het caisson nog wel voldoen aan de afmetingen van de schepen. De geotechnische bruikbaarheid, in andere grondslagen, is getoetst in hoofdstuk 8 van het hoofdrapport. Hieruit blijkt dat het caisson ook nog te gebruiken is bij grondslagen met een kleilaag, mits de verplaatsing niet meer dan acceptabel verplaatst. Een reductie van terreinbelasting heeft grote (gunstige) gevolgen voor het horizontaal glijden van een caisson over een kleilaag.

De tweede optie is het gebruik van het caisson als een golfbreker. Door de grote grondkerende hoogte kunnen de elementen geplaatst worden in de zee met als doel het breken van de golven. Deze golfbrekers moeten dienen als kustverdediging of om een haveningang te beschermen tegen nadelige zeestromingen. Het caisson wordt getransporteerd vanuit de haven naar de afzinklocatie, hier wordt het gevuld met een zwaar materiaal waardoor het gaat afzinken. Het caisson wordt geplaatst op een bed van stortsteen. Om de stabiliteit te garanderen moet de aansluiting tussen de elementen een vereisten zijn. Voordelen aan deze methode zijn de korte bouwtijd en dat het veel minder ruimte inneemt dan wanneer de golfbreker bestaat uit opgespoten zand en stortsteen.

Een derde optie zou zijn om het caisson te verpulveren tot menggranulaat. Deze optie is het minst duurzaam aangezien het caisson dan niet herbruikbaar is. Deze optie behoort zal alleen tot de opties behoren zodra het caisson zo zwaar beschadigd of vervormd is dat het niet meer voor een ander doeleind kan dienen. Het menggranulaat wat voort komt van het beton kan gebruikt worden als fundering van een weg of in de toekomst als materiaal om nieuw beton mee te produceren. Om het caisson te verpulveren moet het eerst opdrijven en vervolgens getransporteerd worden naar een bouwdok. Hier kan het element worden afgebroken en verder worden verwerkt.

KOSTEN

In dit hoofdstuk wordt de economische haalbaarheid van het caisson onderzocht. Er is met behulp van de Standaard Systematiek Kostenraming (SSK) een inschatting gemaakt van de kosten van het caisson. Het doel van dit hoofdstuk is het onderzoeken of het caisson een economisch concurrent alternatief kan zijn met de stalen wanden.

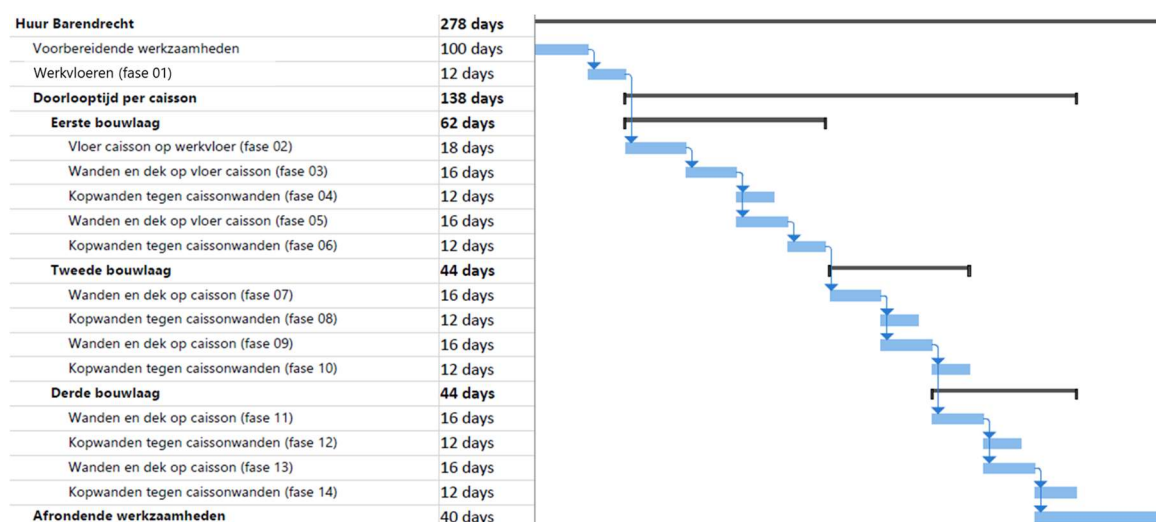
7.1 Kostenraming

Om de vergelijking te kunnen stellen tussen de stalen wand als kademuur en het caisson wordt er gekeken naar de kosten per strekkende meter. Er is onderzoek gedaan naar alle kostenposten die betrekking hebben op de realisatie van een batch caissons. Bij het opstellen van de kostenraming zijn er aannamen gedaan met behulp van een kostendeskundige van Witteveen + Bos. Hieronder is een lijst te vinden met kostenposten met een bijbehorende beschrijving. De gebruikte prijzen zijn o.a. gebaseerd op bijlage X;

Huur bouwdok Barendrecht

Dit was volgens de kostendeskundige de moeilijkste kostenpost, hij raadde aan om 1 miljoen euro per jaar te rekenen voor de huur van het bouwdok te Barendrecht. Het project is dusdanig groot, waardoor de kosten van het bouwdok ook relatief afnemen. Uit BIJLAGE IX (planning) blijkt dat de huurperiode van het bouwdok neerkomt op ruim 3,5 jaar. Er is echter uitgegaan van een optimalisatie van de planning door op meerdere fronten te werk te gaan. Er wordt dus verder gerekend met 3 jaar doorlooptijd. Dit zal bestaan uit een voorbereidingsfase van het gereedmaken van het dok van 5 maanden, het realiseren van het caisson waar elk 4 maanden voor staat en als laatste 2 maanden voor terugbrengen naar de oorspronkelijke staat van het bouwdok. De geminimaliseerde planning van het realiseren van 1 caisson is weergegeven in Afbeelding 7.1.

Afbeelding 7.1 Planning realisatie één caisson (Eigen afbeelding)



Huur torenkranen

De keuze voor het type torenkraan hangt van twee factoren af, de reikwijdte en het te dragen gewicht. Met deze input adviseerde de kostendeskundige om 5000 euro per week aan te nemen en 100.000 euro aan eenmalige vaste kosten per kraan te rekenen. Binnen deze kosten vallen ook de funderingen en rails waar de torenkranen zich op bewegen.

Systeemkisten

Er is gekozen voor een verplaatsbare hydraulische tunnelbekisting. Dit is een grote eenmalige kostenpost, maar dit bespaart bouwtijd. Volgens de kostendeskundige moet er gerekend worden met 750.000 euro per tunnelkist. Er worden in totaal 5 tunnelkisten gebouwd, zodat een laag met twee storten gerealiseerd kan worden.

Afzinkprocedure

Tijdens eerdere gesprekken met de tunneldeskundige van Witteveen + Bos kwam er naar voren dat de vuistregel circa 1 miljoen euro per afzinkoperatie is. Dit omvat het inunderen van het bouwdok, transporteren naar locatie, het afzinken van het element en alle hulpconstructies die benodigd zijn tijdens de transportfase. Na de gesprekken met de kostendeskundige bleek dat 1,5 miljoen tot 2 miljoen euro reëler zou zijn. Er is gekozen om 1,5 miljoen euro aan te houden omdat er in het caisson geen bulkheads en geen grote ballasttanks aanwezig zijn die wel aanwezig zijn in zinktunnels.

Kosten terugbrengen dok in oorspronkelijke staat

Uit ander onderzoek (Verhagen, 1999) blijkt dat in 1999 de kosten werden geraamd voor het terugbrengen van het dok op 3,6 miljoen gulden. Dit bedrag is omgerekend naar euro's met de bijbehorende inflatie vanaf 1999 en komt uit op 2,2 miljoen euro, dit bedrag wordt opgenomen in de kostenraming.

Nader te detailleren bouwkosten

Om tot een uiteindelijke prijs te komen voor wat het kost om het caisson te realiseren, wordt de kostenpost "nader te detailleren bouwkosten" toegevoegd. Dit komt overeen met 15% van de benoemde directe bouwkosten. Deze 15% wordt in de volksmond gebruikt "voor boutjes en moertjes" maar komt neer op alle kleine uitgaven die samen toch een aanzienlijke kunnen spelen.

Staartposten

25% van de directe bouwkosten wordt opgenomen voor staartposten (indirecte kosten). Dit zijn de eenmalige kosten, uitvoeringskosten, algemene kosten en winst & risico.

Voorziene bouwkosten

Op basis van de hoeveelheden en prijzen per eenheden, nader te detailleren bouwkosten en staartposten, volgt dat de voorziene bouwkosten op ruim 71 miljoen euro voor 900 meter kademuur uitkomen. Dit is exclusief risicoreservering, engineerskosten en andere bijkomende kosten. De voorziene bouwkosten per strekkende meter caisson-kademuur zijn hierdoor circa 80.000 euro.

Nu de kostenposten bekend zijn is er een SSK-raming (=standaardsystematiek kostenraming) opgesteld, deze is te vinden in Afbeelding 7.2. Hierin zijn de kostenposten te zien met bijbehorende eenheidsprijzen.

Abbeelding 7.2 Kostenraming (Eigen afbeelding)

INVESTERINGSKOSTEN		900 m		900,00						
omschrijving post	hoeveelheid	eenheid	prijs	factor	aantal	lengte	hoogte	breedte	opp	totaal
Realisatie Bouwdok										
Huur bouwdok Barendrecht	3	jaar	€ 1.000.000,00		3					€ 3.000.000,00
Grindbed wassen	11.000,00	m3	€ 5,00		9	110	0,3	37		€ 55.000,00
Huur torenkraan met rails	156	weken	€ 7.000,00	52,00	3					€ 1.092.000,00
Eenmalige kosten torenkraan	1	-	€ 100.000,00		1					€ 100.000,00
Totaal realisatie bouwdok			€ 4.247.000,00							
Realisatie elementen										
Inkoop en verwerken C12/C15	3.000	m2	€ 40,00		9	105	0,1	32		€ 120.000,00
Inkoop en verwerken beton C30/37 (Vloer)	14.400	m3	€ 110,00		9	100	20	0,8		€ 1.584.000,00
Inkoop en verwerken beton C30/37 (Wanden)	3.400	m3	€ 130,00		9	20	27	0,7		€ 442.000,00
Inkoop en verwerken beton C30/37 (Wanden)	17.000	m3	€ 130,00		9	100	27	0,7		€ 2.210.000,00
Inkoop en verwerken beton C30/37 (Dak)	14.400	m3	€ 110,00		9	100	20	0,8		€ 1.584.000,00
Inkoop en verwerken beton C30/37 (Binnenwanden langsdoorsnede)	1.900	m3	€ 130,00		9,0	27	20	0,4		€ 247.000,00
Inkoop en verwerken beton C30/37 (Binnenwanden dwarsdoorsnede)	2.200	m3	€ 130,00		2,0	100	27	0,4		€ 286.000,00
Inkoop en aanbrengen wapening (Vloer)	2.304.000	kg	€ 1,20		160,0					€ 2.764.800,00
Inkoop en aanbrengen wapening (Wanden)	612.000	kg	€ 1,20		180,0					€ 734.400,00
Inkoop en aanbrengen wapening (Wanden)	3.060.000	kg	€ 1,20		180,0					€ 3.672.000,00
Inkoop en aanbrengen wapening (Dak)	2.304.000	kg	€ 1,20		160,0					€ 2.764.800,00
Inkoop en aanbrengen wapening (Binnenwanden)	264.000	kg	€ 1,20		120,0					€ 316.800,00
Toepassen systeem kist	5	aantal	€ 750.000,00		5					€ 3.750.000,00
Bekisting werkvloer	3.700	m2	€ 50,00		9	110	0	37		€ 185.000,00
Bekisting vloer	17.100	m2	€ 50,00		9	100	27	1		€ 855.000,00
Totaal realisatie elementen			€ 21.515.800,00							
Operatiekosten (Opdrijven, Transporteren en Afzinken)										
Dijk baggeren	45.000,00	m3	€ 7,50							€ 337.500,00
Damwanden verwijderen	2.400,00	m2	€ 25,00			100	24	1		€ 60.000,00
Opdrijven, transporteren en afzinken elementen	9	aantal	€ 1.500.000,00		9					€ 13.500.000,00
Operatiekosten			€ 13.897.500,00							
Afbouw										
Aanvullen zand	984.150,00	m3	€ 7,50	0,50		900	27	81		€ 7.381.125,00
Deksloof	576,00	m3	€ 750,00			900	0,8	0,8		€ 432.000,00
Kosten terug brengen dok	1	-	€ 2.200.000,00		1					€ 2.200.000,00
Grindlaag fundatie	18.000,00	m3	€ 20,00			900	0,80	25		€ 360.000,00
Totaal afbouw			€ 10.373.125,00							
Benoemde directe bouwkosten			€ 55.593							€ 50.033.425
Nader te detailleren bouwkosten	15%		€ 50.033.425							€ 7.505.014
Directe bouwkosten										€ 57.538.439
Eenmalige kosten	1%		€ 57.538.439							€ 575.384
Algemene bouwplaatskosten	1%		€ 57.538.439							€ 575.384
Uitvoeringskosten	8%		€ 57.538.439							€ 4.603.075
Algemene kosten	8%		€ 63.292.283							€ 5.063.383
Winst	3%		€ 68.355.665							€ 2.050.670
Risico	2%		€ 68.355.665							€ 1.367.113
Indirecte bouwkosten	25%									€ 14.235.010
Voorziene bouwkosten			€ 79.748							€ 71.773.448
Niet benoemd objectrisico bouwkosten	0%		€ 71.773.448							€ -
Risico's bouwkosten										€ -
Bouwkosten		per/m'	€ 79.748						Totaal	€ 71.773.448
Vastgoedkosten										€ -
Engineeringkosten										€ -
Overige bijkomende kosten										€ -
Totaal investeringskosten										€ 71.773.448

De bouwkosten zijn voor een 900 meter kademuur, in de vorm van caissons, ruim 71 miljoen euro. Dit komt neer op ruim 79.000 euro per strekkende meter. Binnen de bouwkosten worden de vastgoedkosten, engineeringkosten en de overige bijkomende kosten niet meegerekend.

FAQ

Tijdens de afstudeerperiode zijn deze stuken meerdere keren gecontroleerd en is er gebrainstormd over mogelijke oplossingen. Een aantal vragen zijn vaker gesteld. Daarom is deze frequent gevraagde vragen opgenomen.

1. Je gaat kantelen en vullen, hierdoor komt het caisson dieper te liggen. Heb je in de haven dan nog wel voldoende diepgang?

Ja, na het kantelen zal de diepgang 17,7 m bedragen (zie hoofdstuk 6.2), de diepgang in het westelijk deel van de haven bedraagt 23,7 m. Alleen ter plaatse van de eindlocatie moet er mogelijk gebaggerd worden om het element op de gewenste locatie te krijgen.

2. Heeft het caisson voldoende opdrijvend vermogen, om het element op te kunnen drijven?

Het caisson wordt gerealiseerd op een grindbed in het bouwdok. Dit is dus een gedraineerde toestand, waardoor het "vastplakken" aan de bodem niet optreedt. Tijdens eventuele her-opdrijvingen in het havengebied, kan het plakken aan de bodem wel optreden. Mede hierdoor bestaat de funderingslaag uit een steenslag en zullen er spuitlansen in de funderingslaag toegepast moeten worden.

3. Wordt in eerste instantie de ballasttanks al gevuld, zodat de eerste schreefstand al bereikt kan worden?

Dit zou een mogelijkheid kunnen zijn. Hierdoor neemt de diepgang wel toe, maar wanneer blijkt dat dit geen probleem oplevert, zou dit de kanteloperatie kunnen versnellen. De constructie zal tijdens de transportfase echter dan niet meer symmetrisch zijn.

Opdrijven

4. Voor het transporteren, afzinken en opdrijven van elementen is het belangrijk dat de operatie ten alle tijd kan stoppen én dat er geen ongecontroleerde en/of gevaarlijke bewegingen kunnen ontstaan. Lukt dat bij dit caisson ook?

Ja, uit de berekeningen blijkt dat tot ongeveer 60° steeds meer ballast water nodig is. Zodra er geen extra ballastwater toegevoegd wordt, zal het kantelen ook stagneren. Na deze 60° wordt het andere buitenste compartiment gevuld, terwijl het water in het eerst gevuld compartiment aanwezig blijft. Ook voor de fase na deze 60° is het object te allen tijde stabiel. Er zullen ook geen onverwachte bewegingen optreden.

5. Beweerd wordt dat deze constructie minder staal gebruikt dan een combiwand en daardoor duurzamer is. Is er ook onderzocht hoeveel staal er in een combiwand verwerkt zit en of het gewapende caisson inderdaad minder staal verbruikt?

Dit is erg grof een keer beschouwd, maar verder niet uitgewerkt. Hieruit volgde dat een combi-wand met gewapende ontlastvloer circa 3 à 5 keer meer staal verbruikt dan het gewapende caisson.

BIBLIOGRAFIE

- Aerts, G. B. (2008). *Construction of the Deurganckdok in the Port*. Opgehaald van <http://www.vliz.be/>
- AHN3. (2019, februari 20). Opgehaald van <https://ahn.arcgisonline.nl/ahnviewer/>
- Backhausen, U. V. (2014). *Reader Geotechniek voor het HBO*. Opgehaald van <https://www.kivi.nl/>
- Bathurst, R. &. (2014). *Reinforced soil Walls - Design and construction*. Opgehaald van <https://www.researchgate.net>
- Beem, R. C. (2000). Ontwerp van schutsluizen. Emmelord.
- Bouwmachines. (2011, februari 3). *Bouwmachines*. Opgehaald van <https://www.bouwmachines.nl/>
- Breugel, M. P. (2003, Maart 12). *Kademuur van de Toekomst*. Opgehaald van <https://repository.tudelft.nl/>
- Caisson construction launch*. (2017, Februari 22). Opgehaald van <https://www.youtube.com/watch?v=braLpopOYSw>
- COB. (1997). *Bouwdok Barendrecht, tunnelwerkplaats in een badkuip*. Opgehaald van <https://www.cob.nl>
- COB. (2017, November). *Handboek Tunnelbouw*. Opgehaald van <https://www.handboektunnelbouw.nl/>
- CUR166. (2012). *Damwandconstructies (6e ed.)*. Gouda: CUR.
- De Gijt, J. G. (2013). *Quay Walls, Second Edition (2e ed.)*. Leiden, Nederland: Taylor & Francis.
- Gemeente Rotterdam. (2018, februari 15). Opgehaald van Maasvlakte 2: Toelichting: <https://www.planviewer.nl/>
- Gemeente Rotterdam. (2019). *Botlekbrug*. Opgehaald van <https://www.rotterdam.nl/locaties/botlekbrug/>
- Gemeente Rotterdam. (2019). *Spijkenisserbrug*. Opgehaald van <https://www.rotterdam.nl/locaties/spijkenisserbrug/>
- Google Maps. (2019, 02 2019). Opgehaald van <https://www.google.com/maps>
- Havenbedrijf Rotterdam. (2003). *HydroMeteo informatiebundel nr.3*.
- Havenbedrijf Rotterdam. (2013, December 1). *HydroMeteobundel nr. 4 2012*. Opgehaald van <https://www.portofrotterdam.com/sites/default/files/HydroMeteoBundel.pdf>
- Havenbedrijf Rotterdam. (2015). *Diepte en diepgang*. Opgehaald van <https://www.tenderned.nl/>

- Havenbedrijf Rotterdam. (2019, April 14). Opgehaald van Haven van Rotterdam: <https://www.portofrotterdam.com/>
- HCB. (1999, Januari 23). *2de Beneluxtunnel*. Opgehaald van <https://www.cob.nl/>
- Karremann, J. (2016, Augustus 8). *Noordzeeklasse sleepboten*. Opgehaald van <https://marineschepen.nl/schepen/noordzee.html>
- Marinetraffic. (2016, september 1). *Kranen in de Euromax Terminal*. Opgehaald van www.marinetraffic.com
- NEN1990. (2011). *NEN1990 + NB:2011: Grondslagen voor het constructief ontwerp*.
- NEN1992-1. (2011). *NEN-EN 1992-1-1+C2 2011/NB(NL) Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies - Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen*.
- NEN9997-1. (2016). *NEN9997-1, Eurocode 7: Geotechnisch ontwerp van constructies - deel 1: Algemene regels, hoofdstuk 6.5 (Funderingen op staal);*
- Oud, H. J. (1974). *De tunnel onder de Oude Maas tussen Dordrecht en Zwijndrech*. Opgehaald van <https://repository.tudelft.nl>
- Port of Rotterdam. (2019, januari 25). *ArcGIS Web Application*. Opgehaald van <https://portofrotterdam.maps.arcgis.com>
- Reed Business Opleidingen. (sd). *Grondmechanica en funderingstechniek Deel 2*. Amsterdam.
- Rijkswaterstaat. (2019, April 4). *Oude Maas*. Opgehaald van <https://www.rijkswaterstaat.nl/>
- Samara, M. (2018, Mei 18). *MPS Tema Port Expansion Video*. Opgehaald van <https://www.youtube.com/watch?v=ryPQ7GJVR80>
- Samara, M. (2018, Oktober 2). *The Quay wall of Tema Port is in progress*. Opgehaald van <https://moveitmagazine.com/>
- Strukton. (2014, Juni 11). *Caissons te Venetië*. Opgehaald van <http://www.struktonimmersionprojects.com>
- Thoresen, C. A. (2003). *Port Designer's Handbook: Recommendations and Guidelines (Herz. ed.)*. Cornwall, Verenigd Koninkrijk: Thomas Telford.
- Treure, J., & Kastermans, T. (2019). *Eigen afbeelding gemaakt met MS Powerpoint, MS Excel, SCIA Engineer v18, PLAXIS 2D*. Deventer.
- Verhagen, B. (1999, December 1). *Een dokdeur voor Barendrecht*. Opgehaald van <https://repository.tudelft.nl/>
- Volker Staal en Funderingen. (2019, April 4). *Diepteverdichting*. Opgehaald van <https://www.vsf.nl/>
- Voorendt, M. Z. (2016, Februari). *Lecture notes on CAISSONS*. Opgehaald van [tudelft repository: www.tudelft.nl](http://tudelft.repository.tudelft.nl)

Bijlage(n)



Bijlage I: Sonderingen

Witteveen + Bos

24 mei 2019

Civiele Techniek
CT4constructief

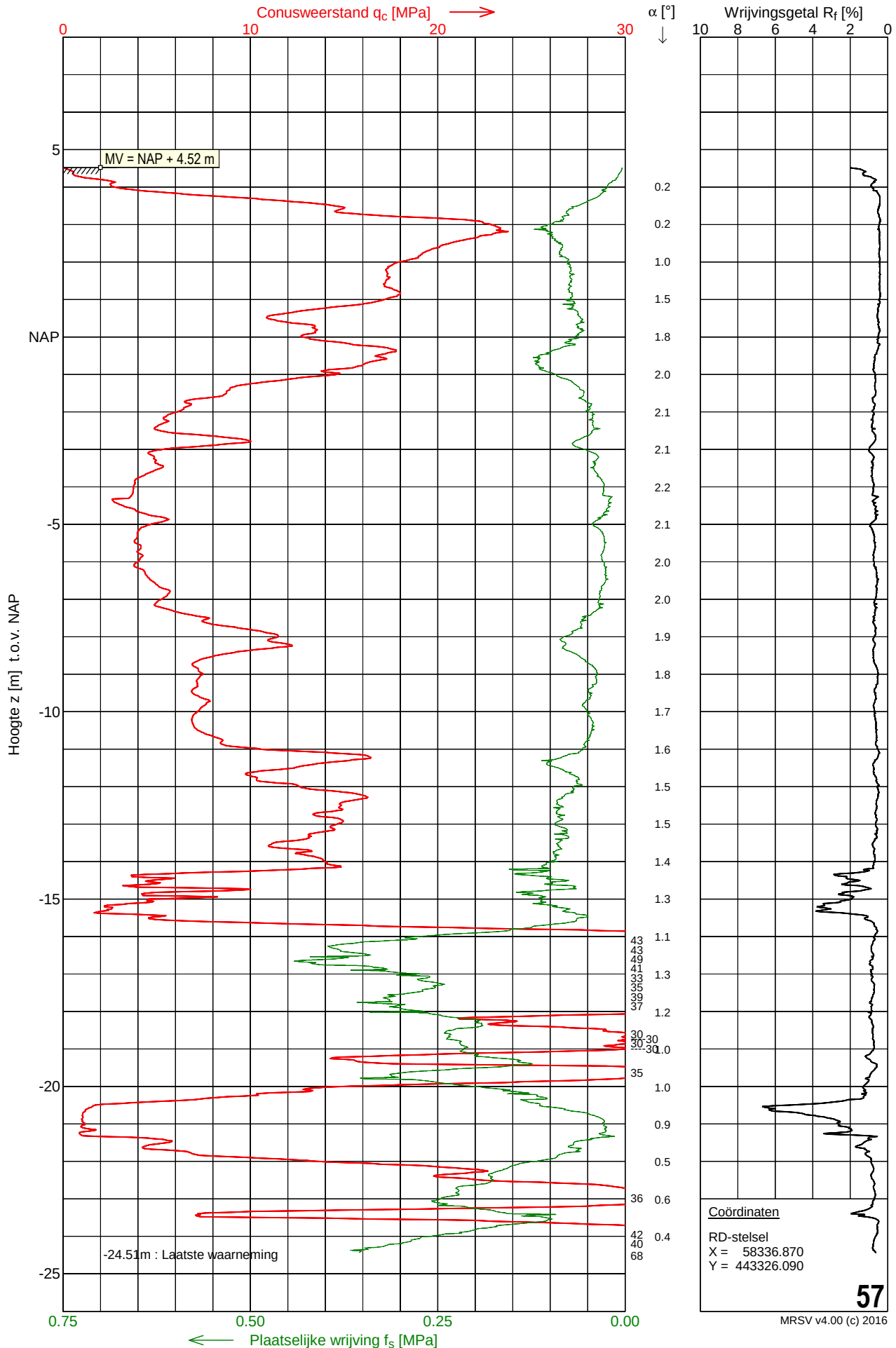
Jan Treure
Thomas Kastermans

Sondering 57

Opdracht : 1701908
Plaats : Rotterdam
Datum : 17-10-2017
Project : Aanleg K2 Fasering Noord Zuid

Conus nummer : S15-CFII.1628
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 2, type TE1
Sondeerunit : SW11
Blad : 1 van 1

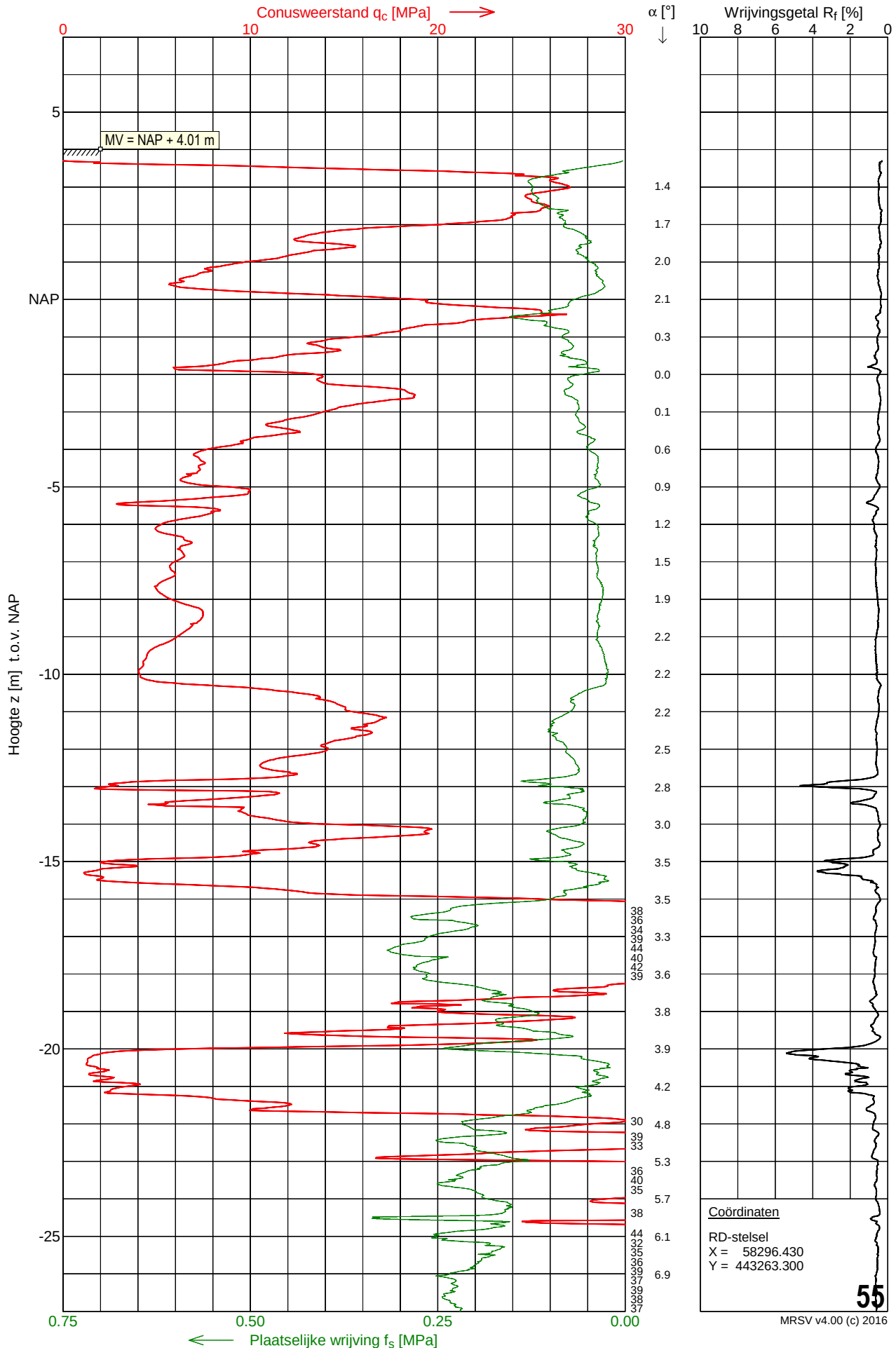


Sondering 55

Opdracht : 1701908
Plaats : Rotterdam
Datum : 01-11-2017
Project : Aanleg K2 Fasering Noord Zuid

Conus nummer : P15-CFPTxy.70051
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 2, type TE1
Sondeerunit : LS3
Blad : 1 van 2

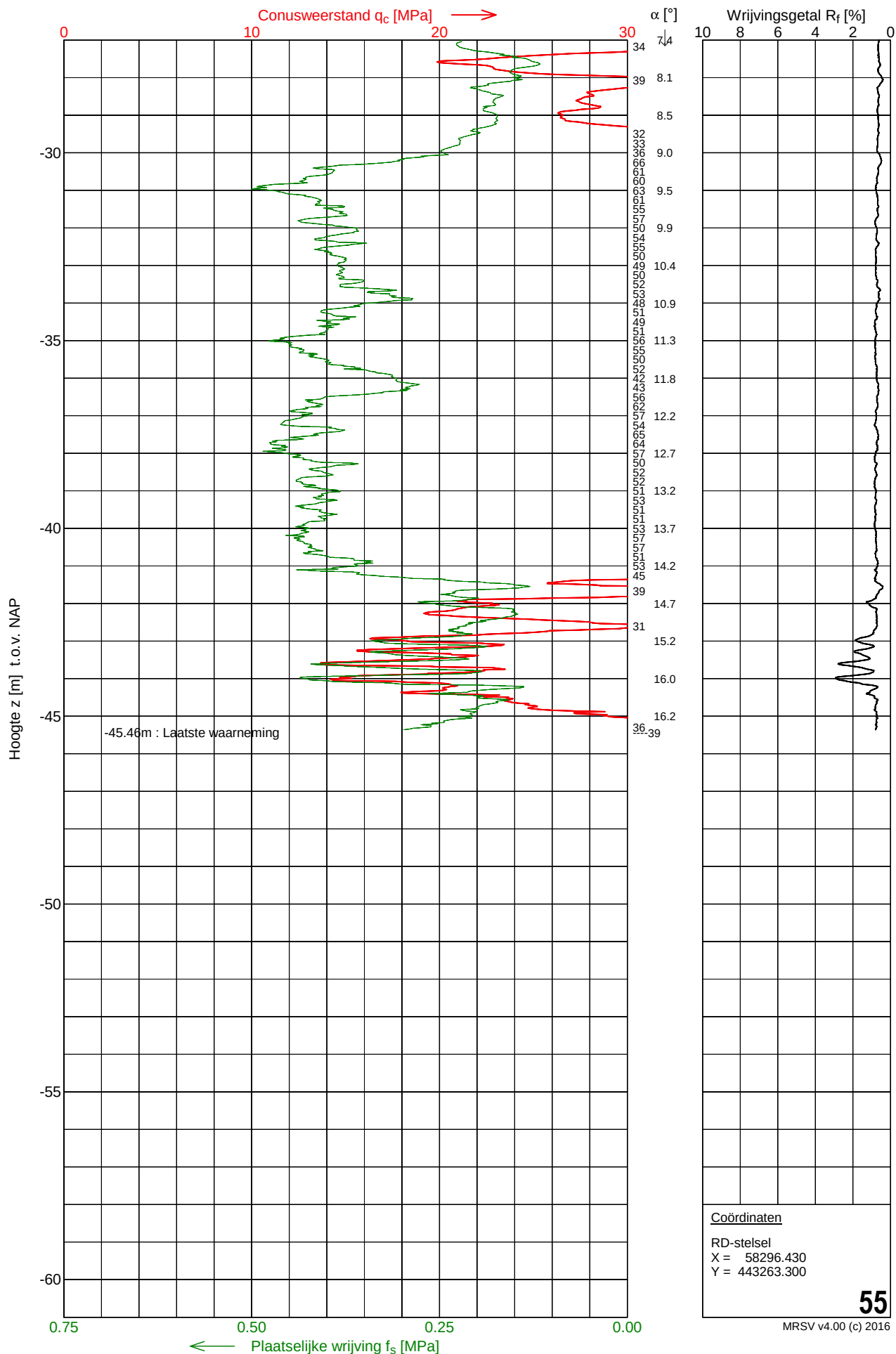


Sondering 55

Opdracht : 1701908
Plaats : Rotterdam
Datum : 01-11-2017
Project : Aanleg K2 Fasering Noord Zuid

Conus nummer : P15-CFPTxy.70051
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1500 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 2, type TE1
Sondeerunit : LS3
Blad : 2 van 2





Bijlage II: Gronddrukken, waterstanden en belastingen

Witteveen + Bos

24 mei 2019

Civiele Techniek
CT4constructief

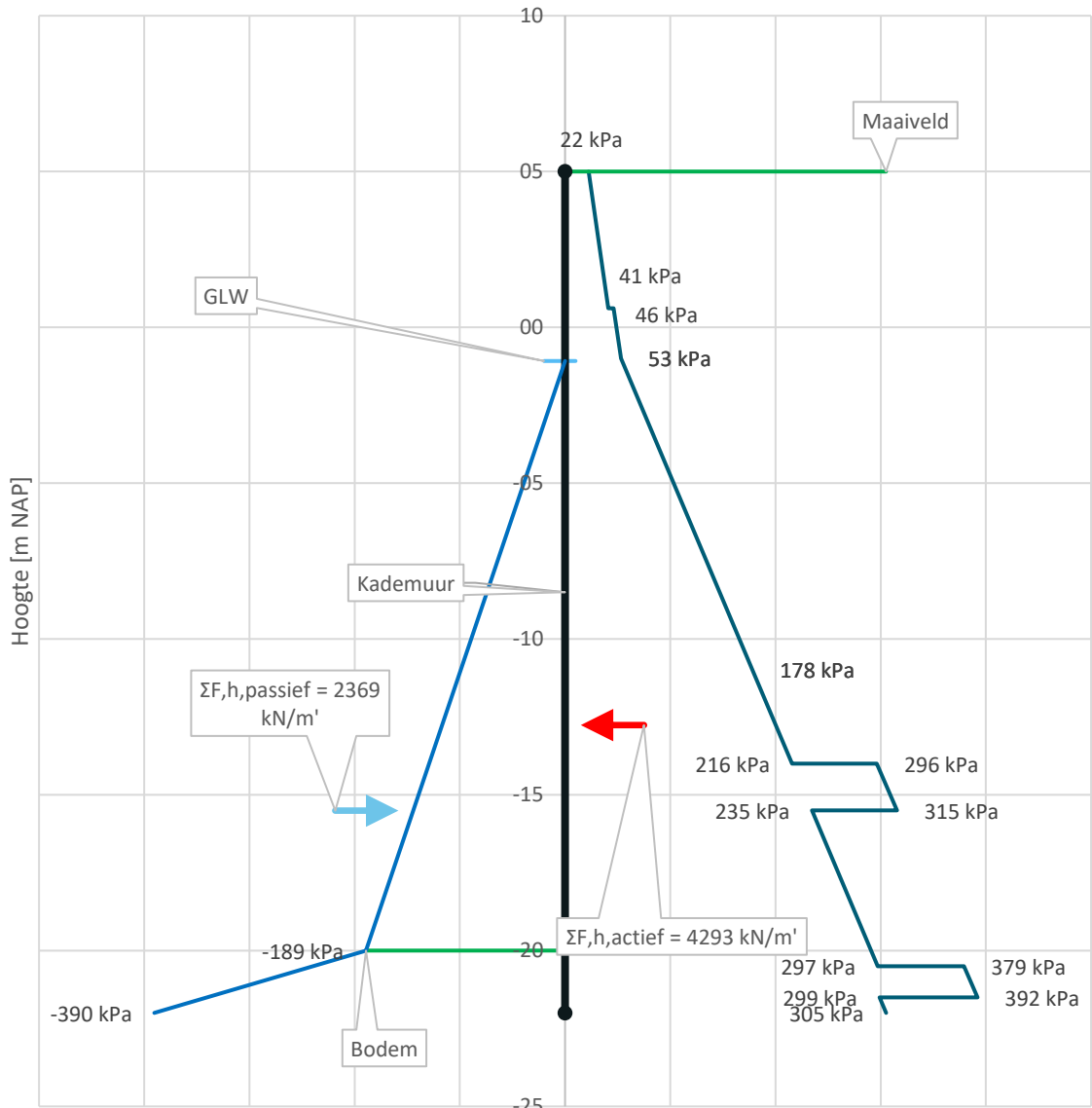
Jan Treure
Thomas Kasternans

Gecorigeerde gronddrukken					
Laag	Hoofdnaam	Bovenk ant laag	γ / γ_{sat}	φ	c'
		[m NAP]	[kN/m²]	[°]	[kPa]
1	zand $\delta=0,66*\varphi'$	5	19 / 21	35	0
2	zand $\delta=0,66*\varphi'$	-1	18 / 20	32,5	0
3	zand $\delta=0,66*\varphi'$	-11	18 / 20	32,5	0
4	Klei	-14	18 / 20	32,5	0
5	zand $\delta=0,66*\varphi'$	-15,5	18 / 20	32,5	0
6	Klei	-20,5	18 / 20	32,5	0
7	zand $\delta=0,66*\varphi'$	-21,5	19 / 21	35	0

Het achterland bevat de genoemde kleilagen in laag 4 en 6 en zullen door het overspannen grondwater resulteren in een spanningstoename. Ook door het aavulzand heen.

Waterstand GLW				
buitenwaterstand		-1,08 m Nap		
binnenwaterstand		0,608		
GLW + 168,8cm.				
spreiding dmv σ_v				
Schuinstand kademuur	α	0	[°]	$\infty:1$
Helling maaiveld actief	β_a	0	[°]	
Helling maaiveld passief	β_p	0	[°]	
Bovenbelasting	p	100	[Kpa]	
Volledig gedraineerd?	Ja/nee	Nee		
Bovenkant constructie	b.k.	5	[m NAP]	
Constructiediepte	o.k.	-22	[m NAP]	
Hoogte	H	27,0 [m]		
Grondkerende hoogte		25	[m]	
Soortelijk gewicht water	γ	10	[kN/m³]	
horizontale beddingsconcrante bij spanningsverhoging. (actieve grond)	laag	40000	[kN/m³]	
	hoog	90000	[kN/m³]	

Karakteristieke horizontale korrelspanning



$\Sigma F_{h,kar}$ 1923 kN/m'
 ΣM_{kar} 24266 kNm/m'
a = 12,62 m

Waterniveaus	Niveau	
Definitie	[m t.o.v. NAP]	
Gemiddelde hoogwater	GHW	1,77 UGT
Gemiddelde laagwater	GLW	-1,08 UGT
Hoogst gemeten hoogwater	HHW	3,34 IGT
Laagst gemeten laagwater	LLW	-1,95 IGT
Grondparameter	Symbool	Keermu Algehele stabiliteit
Hoek van inwendige wrijving	$\gamma\varphi'$	1,00 1,30
Effectieve cohesie	$\gamma c'$	1,00 1,60
Ongedraineerde schuifsterkte	$\gamma c_{u'}$	1,00 2,00
Prismadruksterkte	$\gamma q_{u'}$	1,00 2,00
Volumiek gewicht	$\gamma\gamma'$	1,00 1,00
Wandwrijvingshoek	$\delta=$	[CUR166 deel 2, blz 135]
grind $\delta=0$	0,00 $*\varphi'$	Niet-cohesief
grof zand $\delta=0,33*\varphi'$	0,33 $*\varphi'$	Niet-cohesief
zand $\delta=0,66*\varphi'$	0,67 $*\varphi'$	Niet-cohesief
Leem	0,50 $*\varphi'$	cohesief
Klei	0,33 $*\varphi'$	cohesief

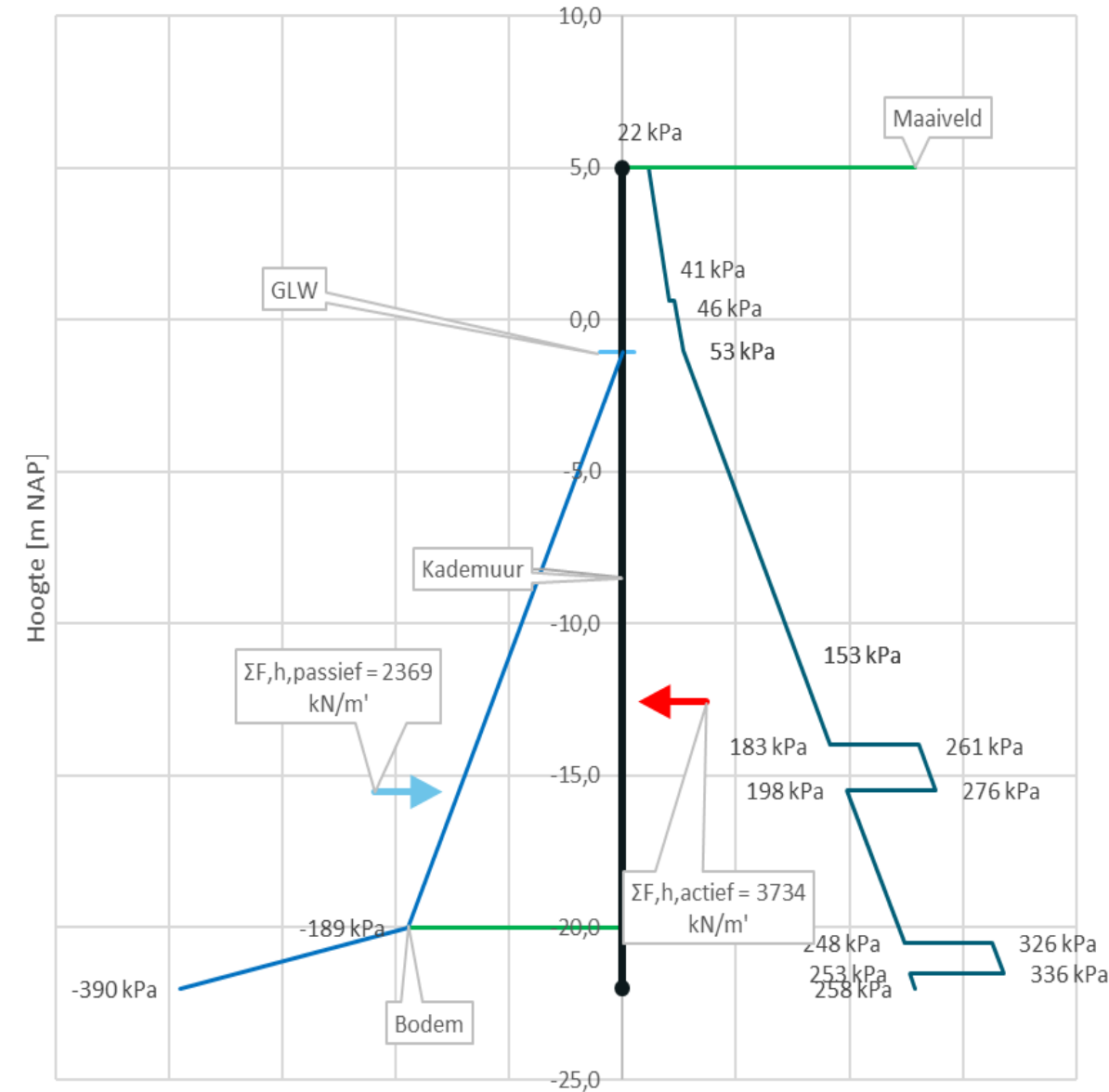
Berekende gronddruk

De getoonde horizontale korrelspanning, op de vorige bladzijde, is juist. Ten tijde van de eindfase zijn er geotechnische controles uitgevoerd. Hieruit bleek dat de studenten met een gunstigere werkende belasting gewerkt hadden. De werkelijke horizontale spanningen zijn licht toegenomen. Op dit blad is de toegepaste horizontale korrelspanning opgenomen. Deze spanning vormde een uitgangspunt voor de constructieve berekening.

Door deze wijziging van de belasting, zullen de constructieve en geotechnische berekeningen veranderen. Hierdoor moeten ook aanpassingen verwerkt worden in het uitvoerings- en kosten deel.

Hieruit blijkt dat het van groot belang is, voor elk project, dat zelfs de meest eenvoudige onderdelen vast gesteld moeten worden, voordat er verder gewerkt wordt. Tijdens dit afstuderen is er geleerd van deze vergissing. Aanpassingen zullen ivm met tijdsgebrek niet verder verwerkt worden. Voor een werkelijk project is het essentieel dat deze uitgangspunten juist en volledig zijn. Interne controle is daarom een vereiste!

Karakteristieke horizontale korrelspanning



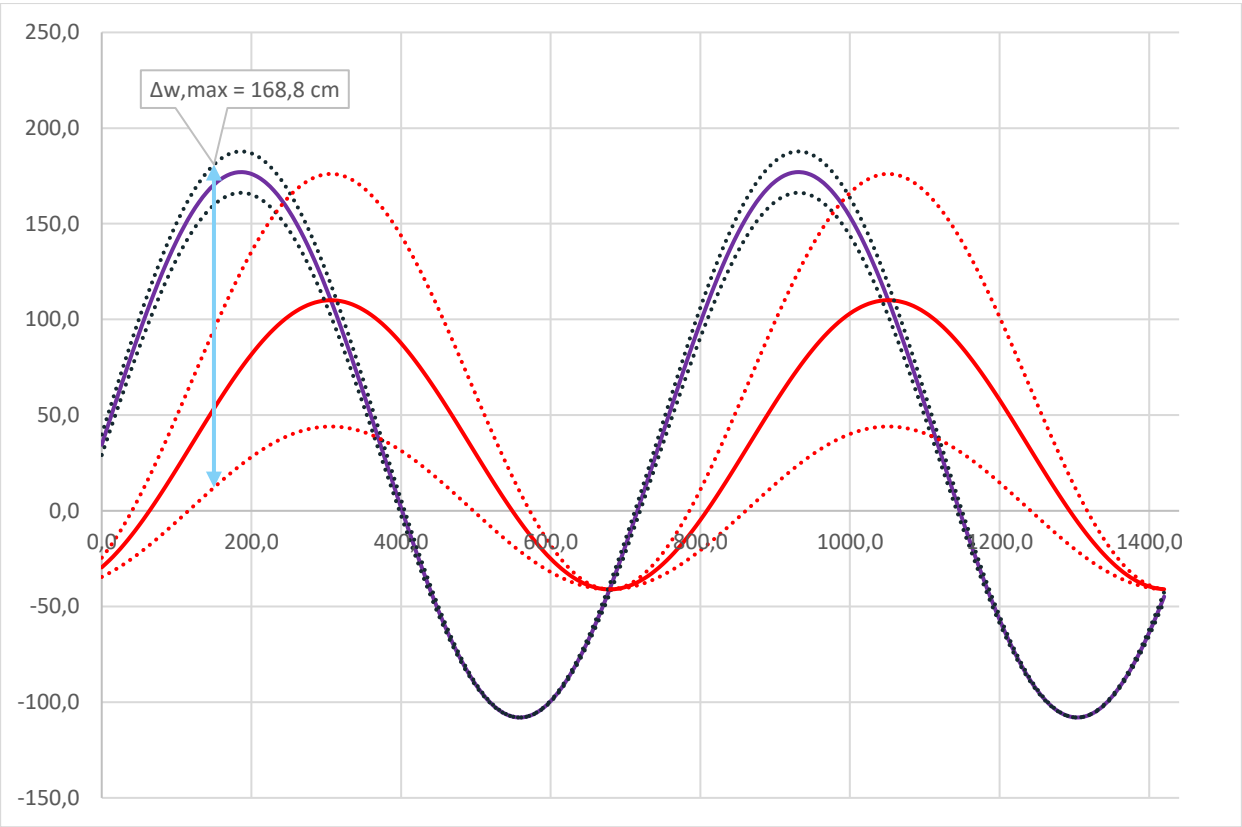
Σh_{kar} 1364 kN/m'
 ΣM_{kar} 19876 kNm/m'
a = 14,57 m

Deze belastingen worden gebruikt voor de de geotechnische berekeningn voor een fundering op staal

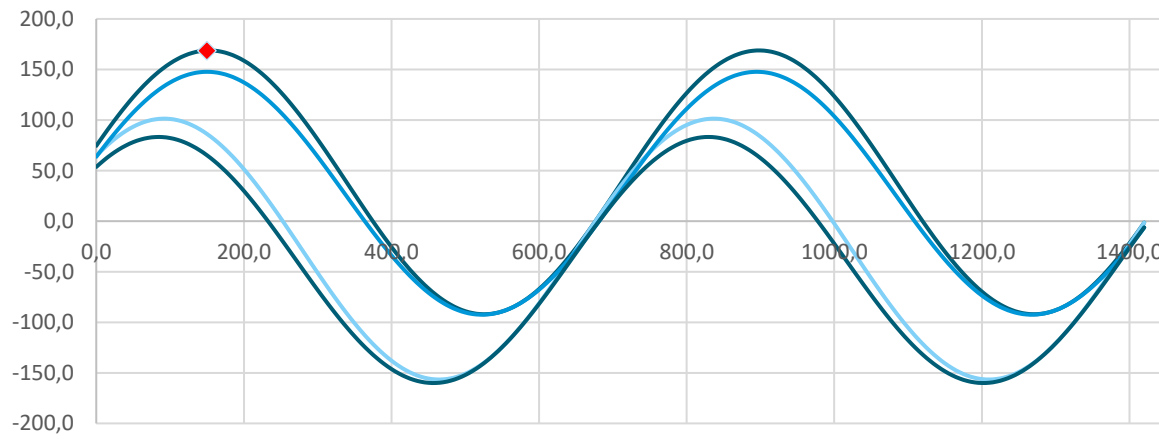
Gebruikte, samengestelde belastingen in de UGT									
					V	H	A	M	
Naam	Soort belasting	ψ_0	Comb factor	$\gamma_f \cdot g \cdot \psi_0$	Kar. Waarde [kN]	[kN]	[m]	[kNm]	
Eigen gewicht constructie	Permanent	1,00	1,40	1,40	5787,0	8101,8	0,0	-1,28	-10333,9
Grond-/waterdrukken	Permanent	1,00	1,40	1,35	512,9	0,0	718,1	19,76	14189,8
bovenbelasting	Variabel	0,70	1,65	1,16	851,2	0,0	1404,5	11,44	16067,6
Kraanbelasting	Variabel	0,70	1,65	1,16	1143,0	1320,2	0,0	5,00	6601,0
Bolderkrachten	Exclusief 1	0,70	1,65	1,16	67,0	0,0	77,4	27,00	2089,4
Afmeerbelasting	Exclusief 1	0,70	1,65	0,00	2000,0	0,0	0,0	27,00	0,0
					Σ [kN]	9422	2201,0		28614,0
					arm [m]	-0,40	14,70		

Waterstanden

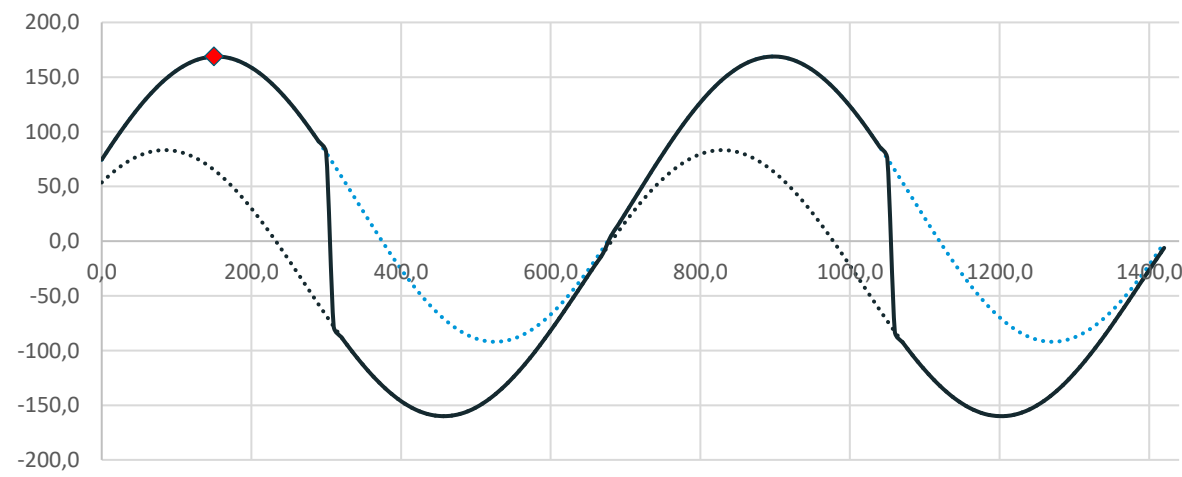
$\mu_{b,HW}$	gemid Hoogwater, buitenwater		177,0 [cm NAP]	
$\mu_{b,LW}$	gemid Laagwater, buitenwater		-108,0 [cm NAP]	
$\sigma_{b,HW}$	standaarddeviatie buitenwaterstand	0,18	[m]	
$\sigma_{g,LW}$	standaarddeviatie grondwaterstand	0,33	[m]	
γ_{GE}	Partiële factor Buitenwaterstand	0,6	[-]	
γ_{GE}	Partiële factor Grondwaterstand	2	[-]	ongunstigst op een kwart periode,
Δt	Vertraging	120	[min]	daarom $\Delta t \leq 745/4$
Δ_{GE}	Toeslag Buitenwaterstand		10,8 [cm]	
Δ_{GE}	Toeslag Grondwaterstand		66,0 [cm]	
$z_{b,o}$	nullijn		34,50 [cm NAP]	
$\dot{z}_b$	amplitude		142,50 [cm]	
p	Periode M2-getij (12u 25min)		745,00 [min]	
$2\pi/\text{periode}$	vaste waarde		0,01 [min]	
$t_{top,g}$	top grondwater		306,25 [min]	
$\dot{z}_g$	amplitude grondwaterstand		75,54 [cm]	
$\mu_{b,HW}$	gemid HW, grondwater		110,04 [cm NAP]	
$\mu_{b,LW}$	gemid LW, grondwater		-41,04 [cm NAP]	
$z_{b,o}$	nullijn		34,50 [cm NAP]	
t_{top}	Top verschil		150,0 [min]	
	Grootte maximaal verschil		168,8 [cm]	
	Grootte verschil grondwater>buitenwater		168,8 [cm]	



Verschil



Maximale verschil



Belastingen			
Lengte	L	100	[m]
Breedte	B	20	[m]
Bovenkant	bk	5	[m]
Onderkant	ok	-22	[m]
Hoogte	H	27	[m]
Doorrekenen van	-	Bolderkracht	
Bolderkracht	F _{bolder}	67	[kN/m']
Afmeerbelasting	F _{afmeer}	2000	[kN/m']
Kraanbelasting	F _{kraan}	1143,00	[kN/m']
afstand tot rand kade	a _{kraan}	5	[m]
Actieve gronddruk	F _{actief}	4292,85	[kN/m']
Momenten arm	a _{actief}	9,24	[m]
Waterdruk	F _{water}	2369,46	[kN/m']
Momenten arm	a _{water}	6,49	[m]
Aantal compartimenten	n	3 (2 VOL)	[-]
Dikte buitenwand	D	0,7	[m]
Dikte compartimentwanden	D	0,4	[m]
Dikte vloer	D	0,8	[m]
Dikte dek (realisatie)	D	0,8	[m]
Hoogte scherm	H	25	[m]
Gewicht licht vulmateriaal	γ	10	[kN/m³]
Gewicht zwaar vulmateriaal	γ	21	[kN/m³]
Gewicht beton	γ	24	[kN/m³]

Aandrijvend	[kN/m]	[m]	[kNm]
horizontale korrelspanning	4292,85	9,24	39646,12
Kraanbelasting	1143,00	5,00	5715,00
Bolderkrachten			0,00

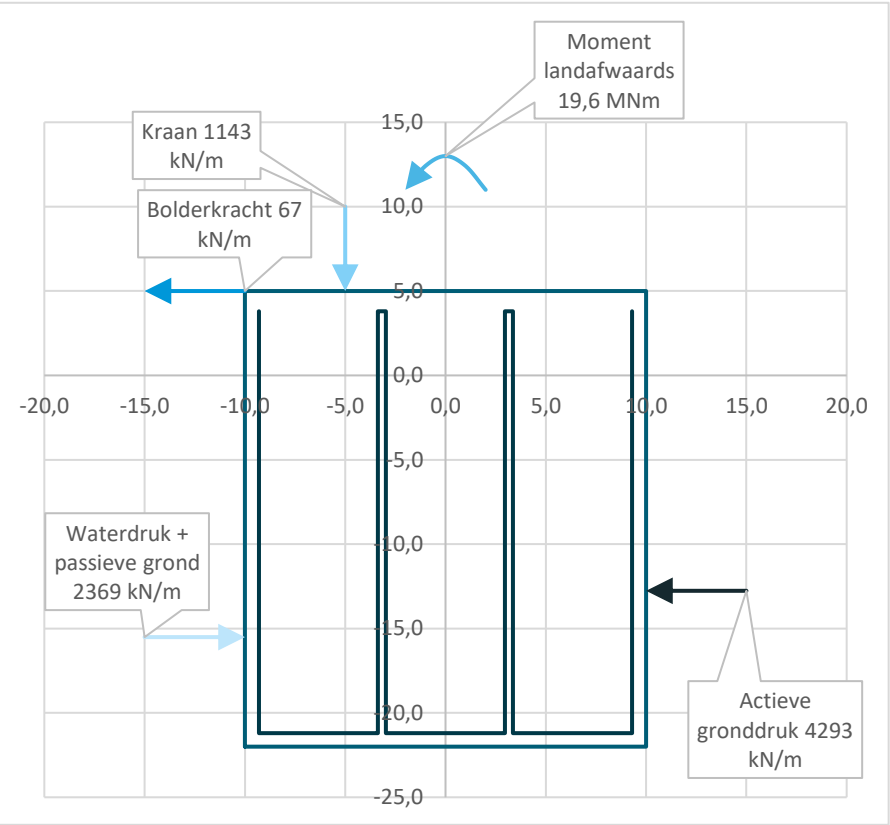
Tegenwerkend	[kN/m]	[m]	
Waterdruk	2369,46	6,49	15380,09
Afmeerbelasting			0,00
Moment tgv compartimenten			10333,89

Eigen gewicht

Buitenwanden [0,7m] + Vloeren [0,8m] & [0,8m]	67,6	m³	1621	kN/m
Vulling	148	m³	7713	kN/m
Compartiwand	20	m³	480	kN/m
Overige vulling	7	m³	156	kN/m
Kraanbelasting			1143	kN/m

			11114	kN/m
		ygem 19,94		kN/m³

Compartimenten	1,0	2,0	3 (1 VOL)	3 (2 VOL)	4,0
Aantal	1	2	3	3	4
Breedte	18,6	9,1	5,9	5,9	4,4
Inhoud per compartiment	465,0	227,5	148,3	148,3	108,8
Arm tussen compartimenten	0,0	9,5	12,7	12,7	14,3
Tweede arm					4,8
γ, moment	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5
Moment, tgv gewicht	0	11887	10334	10334	11364
Gewicht	9765	7053	6082	7713	6743



Uiterste Grenstoestand Belastingen									
Naam	Soort belasting	ψ0	Comb factor	yf:g*ψ0	Kar. Waarde	V [kN]	H [kN]	A [m]	M [kNm]
Eigen gewicht	Permanent	1,00	1,40	1,40	5787,0	8101,8	0,0	-1,28	-10333,9
Grond-/water	Permanent	1,00	1,40	1,40	1072,1	0,0	1501,0	13,55	20336,8
bovenbelastin	Variabel	0,70	1,65	1,65	851,2	0,0	1404,5	11,44	16065,9
Kraanbelastin	Variabel	0,70	1,65	1,16	1143,0	1320,2	0,0	5,00	6600,8
Bolderkrachte	Exclusief 1	0,70	1,65	1,16	67,0	0,0	77,4	27,00	2089,4
Afmeerbelasti	Exclusief 1	0,70	1,65	0,00	2000,0	0,0	0,0	27,00	0,0
Σ [kN]						9422	2983		34760,0
arm [m]						-0,40	12,90		

Karakteristieke waarden	
Moment	
Aandrijvend	45361,1 kNm
Tegenwerkend	25714,0 kNm
Moment landafwaards	19647,1 kNm/m
Horizontale krachten	
Aandrijvend	4292,8
Tegenwerkend	2369,5
Kracht landafwaards	1923,4 kN/m
Verticale krachten	
Aandrijvend	11114,0
Tegenwerkend	4184,0 GLW
Kracht neerwaards	6930,0 kN/m



Bijlage III: Fundering op staal berekening

Witteveen + Bos

24 mei 2019

Civiele Techniek
CT4constructief

Jan Treure
Thomas Kastermans

Project	Afstuderen gewichtsconstructies
Projectcode	AFO
Onderwerp	Geotechnische toetsing
Adviseur	TREJ2
Datum	6-5-2019

TITEI

Berekening van een fundering op staal (strookfundering / plaatfundering) conform Eurocode 7 (EN 1997) met Nederlandse Nationale Bijlage (NEN-EN 1997-7/NB) en Nederlandse Aanvullende Bepalingen voor toepassing van Eurocode 7 (NEN 9907-1).

UITGANGSPUNTEN

geometrie

type fundering			rechthoekige plaat		=	NL
prefab / in-situ			prefab		=	NAP
breedte	B	=	20,00 m		=	RC3
lengte	L	=	100,00 m	volumiek gewicht water	γ_{wd} =	10 kN/m ³

belastingen horizontaal

Belastingen horizontaal			Belastingen verticaal		
rekenwaarde horizontale belasting	H_d	= 220100,0 kN	rekenw. verticale belasting (ongunstig)	$V_{d,max}$	= 942200,0 kN
excentriciteit H	e_{Hd}	= 14,70 m	rekenw. verticale belasting (gunstig)	$V_{d,min}$	= 942200,0 kN
moment door H	M_{Hd}	= 3234630,9 kNm	excentriciteit V (breedte)	$e_{V,B}$	= -0,40 m
hoek H met lengterichting	κ	= 90 °	excentriciteit V (lengte)	$e_{V,L}$	= 0,00 m
moment door H, dwarsrichting	$M_{Hd,B}$	= 3234630,9 kNm	moment door V, dwarsrichting	$M_{Vd,B}$	= -373306,4 kNm
moment door H, lengterichting	$M_{Hd,L}$	= 0,0 kNm	moment door V, langsrichting	$M_{Vd,L}$	= 0,0 kNm

totaal moment

totaal moment	$M_{d\pm}$	=	2861324,5 kNm	laet tussenliggende berekeningen zien voor	ongunstig
totaal moment, lengterichting	$M_{d\parallel}$	=	0,0 kNm	ongunstige en gunstige verticale belasting gelijk (geen verschil in resultaat)	

grondopbouw

maaiveld	Z_{surface}	=	-20,00 m+NAP	effectieve breedte op funderingsniveau	B_{eff}	=	13,93 m
maaiveldhelling (§6.5.2.2(p))	β	=	0,00 °	effectieve lengte op funderingsniveau	L_{eff}	=	100,00 m
funderingsniveau	$Z_{\text{foundation}}$	=	-22,00 m+NAP	effectief funderingsoppervlak	A_{eff}	=	1392,63 m²
freatisch niveau	Z_{phreatic}	=	-1,08 m+NAP				

grondlagen tussen maaiveld en invloedsniveau

laag nr.	grond- soort	b.k. laag [m+NAP]	o.k. laag [m+NAP]	dikte [m]	φ'_k [°]	c'_k [kPa]	c_{ukk} [kPa]	γ_k [kN/m³]	γ_{satk} [kN/m³]	γ'_d [kN/m³]	$\sigma'_{vz,d}$ [kPa]	X	H-X	H-X·c' _d	H-X· φ'_d	H-X· γ'_d
1	zand	-20,00	-20,50	0,50	32,5	0,0	0,0	18	20	8,2	4,1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	klei	-20,50	-21,50	1,00	32,5	0,0	0,0	18	20	8,2	12,3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	zand	-21,50	-22,00	0,50	35,0	0,0	0,0	18	20	8,2	16,4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	zand	-22,00	-60,00	38,00	35,0	0,0	0,0	19	21	9,1	361,8	11,21	251,20	0,00	7602,41	2283,68
5																
6																
7																
8																
9																
10																
	partiële veiligheidsfactoren (materiaal)				1,20	1,50	1,50	1,10				Σ	251,20	0,00	7602,41	2283,68

BEREKENINGEN

afmetingen bezwijkvlak

hoek v. inw. wijring onder funderingsniveau	φ'_k	=	35,0 °	geval a
invloedsbreedte bezwijkvlak	a_e	=	68,11 m	--
invloedsdiepte bezwijkvlak	z_e	=	22,41 m	ongedraineerde toestand conform §6.5.2.2(f)
invloedsniveau	d_o	=	-44,41 m+NAP	n.v.t.

gedraineerde toestand

effectieve verticale spanning funderingsniveau	$\sigma'_{v,z;d}$	=	16,36 kPa	<u>verificatie verticaal draagvermogen</u>		
effectieve gewogen cohesie	C'_{equid}	=	0,00 kPa	verticale belasting (ongunstig)	V_d	= 942200,0 kN
effectieve gewogen hoek v. inw. wrijving	φ'_{equid}	=	30,3 °	verticaal draagvermogen gedraineerd	$V_{R;drd}$	= 1067707,0 kN
effectieve gewogen volumiek gewicht	γ'_{equid}	=	9,09 kN/m³	unity check ($V_d/V_{R;drd} \leq 1,0$)		= 0,88 -
draagkrachtfactor - cohesie	N_c	=	30,78 -			
draagkrachtfactor - bovenbelasting	N_q	=	18,96 -	<u>verificatie horizontale schuifweerstand</u>		
draagkrachtfactor - effectief volumiek gewicht	N_γ	=	20,96 -	horizontale belasting	H_d	= 220100,0 kN
vormfactor - cohesie	S_c	=	1,07 -	δ / φ'	R_{int}	= 0,67 -
vormfactor - bovenbelasting	S_q	=	1,07 -	wrijvingshoek contactvlak (met $\varphi'k = 35,0^\circ$)	δ_d	= 20,2 °
vormfactor - effectief volumiek gewicht	S_γ	=	0,96 -	wrijvingscoëfficiënt	C_f	= 0,37 -
reductiefactor helling belasting - cohesie	i_c	=	0,56 -	schuifweerstand gedraineerd	$H_{R;drd}$	= 346212,0 kN
reductiefactor helling belasting - bovenbelasting	i_q	=	0,59 -	unity check ($H_d/H_{R;drd} \leq 1,0$)		= 0,64 -
reductiefactor helling belasting - eff. vol. gewicht	i_γ	=	0,45 -			
correctiefactor maaiveldhelling - cohesie	λ_c	=	1,00 -			
correctiefactor maaiveldhelling - bovenbelasting	λ_q	=	1,00 -			
correctiefactor maaiveldhelling - eff. vol. gewicht	λ_γ	=	1,00 -			
maximale funderingsdruk	σ'_{maxvd}	=	766,7 kPa			

Project **Afstuderen gewichtsconstructies**
 Projectcode **AFO**
 Onderwerp **Geotechnische toetsing**
 Adviseur **TREJ2**
 Datum **6-5-2019**

kantelstabiliteit
dwarsrichting

excentriciteit dwarsrichting $e_B = 3,04$
 $\frac{1}{3}$ breedte fundering $\frac{1}{3} \cdot B = 6,67 \text{ m}$
 unity check $(e_B / (\frac{1}{3} \cdot B)) \leq 1,0$ $= 0,46$

lengterichting

excentriciteit lengterichting $e_L = 0,00 \text{ m}$
 $\frac{1}{3}$ lengte fundering $\frac{1}{3} \cdot L = 33,33 \text{ m}$
 unity check $(e_L / (\frac{1}{3} \cdot L)) \leq 1,0$ $= 0,00$

SAMENVATTING

verificatie	situatie	verticale belasting	belasting	weerstand	unity check	check
verificatie verticaal draagvermogen	gedraineerd	ongunstig	942200,0	1067707,0	0,88	ok
		gunstig	942200,0	1067707,0	0,88	ok
	gedraineerd (pons)	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
	ongedraineerd	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
verificatie horizontale schuifweerstand		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
	ongedraineerd (squeezezen)	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
	gedraineerd	ongunstig	220100,0	346212,0	0,64	ok
		gunstig	220100,0	346212,0	0,64	ok
verificatie kantelstabiliteit	gedraineerd (pons)	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
	ongedraineerd	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
	dwarsrichting	ongunstig	3,04	6,67	0,46	ok
		gunstig	3,04	6,67	0,46	ok
	lengterichting	ongunstig	0,00	33,33	0,00	ok
		gunstig	0,00	33,33	0,00	ok

Project **Afstuderen gewichtsconstructies**
Projectcode **AFO**
Onderwerp **Geotechnische toetsingbij kleilaag op diepte. (alleen permanente belastingen)**
Adviseur **TREJ2**
Datum **17-5-2019**

TITEL

Berekening van een fundering op staal (strookfundering / plaatfundering) conform Eurocode 7 (EN 1997) met Nederlandse Nationale Bijlage (NEN-EN 1997-7/NB) en Nederlandse Aanvullende Bepalingen voor toepassing van Eurocode 7 (NEN 9097-1).

UITGANGSPUNTEN

geometrie

type fundering		rechthoekige plaat		algemeen		
prefab / in-situ		prefab		taal	=	NL
breedte	B	=	20,00 m	referentieniveau	=	NAP
lengte	L	=	100,00 m	veiligheidsklasse	=	RC3
--		=	--	volumiek gewicht water	γ_{wd}	= 10 kN/m ³

belastingen horizontaal

rekenwaarde horizontale belasting	H_d	=	71900,0 kN
excentriciteit H	e_H	=	19,74 m
moment door H	M_{Hd}	=	1419306,0 kNm
hoek H met lengterichting	κ	=	90 °
moment door H, dwarsrichting	M_{HdB}	=	1419306,0 kNm
moment door H, lengterichting	M_{HdL}	=	0,0 kNm

belastingen verticaal

rekenw. verticale belasting (ongunstig)	V_{dmax}	=	810200,0 kN
rekenw. verticale belasting (gunstig)	V_{dmin}	=	810200,0 kN
excentriciteit V (breedte)	e_{VdB}	=	-1,28 m
excentriciteit V (lengte)	e_{VdL}	=	0,00 m
moment door V, dwarsrichting	M_{VdB}	=	-1037056,0 kNm
moment door V, langsrichting	M_{VdL}	=	0,0 kNm

totaal moment

totaal moment, dwarsrichting	M_{dB}	=	382250,0 kNm
totaal moment, lengterichting	M_{dL}	=	0,0 kNm

maatgevende verticale belasting (ongunstig/gunstig)

laat tussenliggende berekeningen zien voor **ongunstig**
ongunstige en gunstige verticale belasting gelijk (geen verschil in resultaat)

grondopbouw

maaienveld	$Z_{surface}$	=	-20,00 m+NAP
maaienveldhelling (§6.5.2.2(p))	β	=	0,00 °
funderingsniveau	$Z_{foundation}$	=	-22,00 m+NAP
freatisch niveau	$Z_{phreatic}$	=	-1,08 m+NAP

effectief funderingsoppervlak

effectieve breedte op funderingsniveau	B_{eff}	=	19,06 m
effectieve lengte op funderingsniveau	L_{eff}	=	100,00 m
effectief funderingsoppervlak	A_{eff}	=	1905,64 m ²

grondlagen tussen maaiveld en invloedsniveau

laag nr.	grond-soort	b.k. laag [m+NAP]	o.k. laag [m+NAP]	dikte [m]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]	$C_{u,k}$ [kPa]	γ_k [kN/m ³]	$\gamma_{sat,k}$ [kN/m ³]	γ'_d [kN/m ³]	$\sigma'_{vz,d}$ [kPa]	X	H-X	H-X- c'_d	H-X- ϕ'_d	H-X- γ'_d
1	zand	-20,00	-20,50	0,50	32,5	0,0	0,0	18	20	8,2	4,1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	klei	-20,50	-21,50	1,00	32,5	0,0	0,0	18	20	8,2	12,3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	zand	-21,50	-22,00	0,50	35,0	0,0	0,0	18	20	8,2	16,4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	zand	-22,00	-38,00	16,00	35,0	0,0	0,0	19	21	9,1	161,8	25,84	413,45	0,00	12512,71	3758,68
5	klei	-38,00	-39,00	1,00	27,5	13,0	13,0	18,0	18,0	6,4	168,2	17,34	17,34	150,29	406,67	110,35
6	zand	-39,00	-60,00	21,00	35,0	0,0	0,0	19,0	21,0	9,1	359,1	8,42	141,81	0,00	4291,65	1289,16
7																
8																
9																
10																
partiële veiligheidsfactoren (materiaal)					1,20	1,50	1,50	1,10				Σ	572,60	150,29	17211,04	5158,19

BEREKENINGEN

afmetingen bezwijkvlak

hoek v. inv. wrijving onder funderingsniveau	ϕ'_k	=	34,8 °
invloedsbreedte bezwijkvlak	a_e	=	102,17 m
invloedsdiepte bezwijkvlak	z_e	=	33,84 m
invloedsniveau	d_e	=	-55,84 m+NAP

berekeningsgevallen gedraineerde/ongedraineerde toestand

gedraineerde toestand conform §6.5.2.2(h)	geval c
gedraineerde toestand → controle doorpennen?	ja
ongedraineerde toestand conform §6.5.2.2(f)	geval c
ongedraineerde toestand → controle squeezing?	nee

gedraineerde toestand

effectieve verticale spanning funderingsniveau	$\sigma'_{vz,d}$	=	16,36 kPa
effectieve gewogen cohesie	c'_{equid}	=	0,26 kPa
effectieve gewogen hoek v. inv. wrijving	ϕ'_{equid}	=	30,1 °
effectieve gewogen volumiek gewicht	γ'_{equid}	=	9,01 kN/m ³
draagkrachtfactor - cohesie	N_c	=	30,28 -
draagkrachtfactor - bovenbelasting	N_q	=	18,52 -
draagkrachtfactor - effectief volumiek gewicht	N_γ	=	20,28 -
vormfactor - cohesie	s_c	=	1,10 -
vormfactor - bovenbelasting	s_q	=	1,10 -
vormfactor - effectief volumiek gewicht	s_γ	=	0,94 -
reductiefactor helling belasting - cohesie	i_c	=	0,82 -
reductiefactor helling belasting - bovenbelasting	i_q	=	0,83 -
reductiefactor helling belasting - eff. vol. gewicht	i_γ	=	0,76 -
correctiefactor maaiveldhelling - cohesie	λ_c	=	1,00 -
correctiefactor maaiveldhelling - bovenbelasting	λ_q	=	1,00 -
correctiefactor maaiveldhelling - eff. vol. gewicht	λ_γ	=	1,00 -
maximale funderingsdruk	$\sigma'_{max,d}$	=	1523,3 kPa

verificatie verticaal draagvermogen

verticale belasting (ongunstig)	V_d	=	810200,0 kN
verticaal draagvermogen gedraineerd	$V_{R,drd}$	=	2902863,3 kN
unity check ($V_d/V_{R,drd} \leq 1,0$)		=	0,28 -

verificatie horizontale schuifweerstand

horizontale belasting	H_d	=	71900,0 kN
δ / ϕ'	R_{int}	=	0,67 -
wrijvingshoek contactvlak (met $\phi'_k = 35,0^\circ$)	δ_d	=	20,2 °
wrijvingscoëfficiënt	c_d	=	0,37 -
schuifweerstand gedraineerd	$H_{R,drd}$	=	297708,5 kN
unity check ($H_d/H_{R,drd} \leq 1,0$)		=	0,24 -

Project **Afstuderen gewichtsconstructies**
 Projectcode **AFO**
 Onderwerp **Geotechnische toetsing bij kleilaag op diepte. (alleen permanente belastingen)**
 Adviseur **TREJ2**
 Datum **17-5-2019**

kantelstabiliteit
dwarsrichting

excentriciteit dwarsrichting $e_B = 0,47$
 $\frac{1}{3}$ breedte fundering $\frac{1}{3} \cdot B = 6,67 \text{ m}$
 unity check $(e_B / (\frac{1}{3} \cdot B)) \leq 1,0$ $= 0,07 -$

lengterichting

excentriciteit lengterichting $e_L = 0,00 \text{ m}$
 $\frac{1}{3}$ lengte fundering $\frac{1}{3} \cdot L = 33,33 \text{ m}$
 unity check $(e_L / (\frac{1}{3} \cdot L)) \leq 1,0$ $= 0,00 -$

SAMENVATTING

verificatie	situatie	verticale belasting	belasting	weerstand	unity check	check
verificatie verticaal draagvermogen	gedraineerd	ongunstig	810200,0	2902863,3	0,28	ok
		gunstig	810200,0	2902863,3	0,28	ok
	gedraineerd (pons)	ongunstig	1316680,6	#####	0,12	ok
		gunstig	1155527,7	#####	0,11	ok
	ongedraineerd	ongunstig	1316680,6	455593,5	2,89	niet ok
		gunstig	1155527,7	455593,5	2,54	niet ok
verificatie horizontale schuifweerstand	ongedraineerd (squeezezen)	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
	gedraineerd	ongunstig	71900,0	297708,5	0,24	ok
		gunstig	71900,0	297708,5	0,24	ok
	gedraineerd (pons)	ongunstig	71900,0	571183,8	0,13	ok
		gunstig	71900,0	501274,7	0,14	ok
verificatie kantelstabiliteit	ongedraineerd	ongunstig	71900,0	21331,3	3,37	niet ok
		gunstig	71900,0	21331,3	3,37	niet ok
	dwarsrichting	ongunstig	0,47	6,67	0,07	ok
		gunstig	0,47	6,67	0,07	ok
	lengterichting	ongunstig	0,00	33,33	0,00	ok
		gunstig	0,00	33,33	0,00	ok

IV

Bijlage IV: Zettingsberekening

Witteveen + Bos

24 mei 2019

Civiele Techniek
CT4constructief

Jan Treure
Thomas Kastermans

Report for D-Settlement 18.1

Settlement Calculations
Developed by Deltares

Date of report: 7-5-2019
Time of report: 09:22:05
Report with version: 18.1.1.3

Date of calculation: 7-5-2019
Time of calculation: 09:21:43
Calculated with version: 18.1.1.3

File name: P:\..\Verdiepende fase\Geotechnisch\Dsettlement\Caisson

1 Table of Contents

1 Table of Contents	2
2 Echo of the Input	3
2.1 Layer Boundaries	3
2.2 PI-lines	3
2.3 General Data	3
2.4 Soil Profiles	3
2.5 Soil Properties	3
2.6 Rectangular Loads	4
2.7 Verticals	4
3 Results per Vertical	5
3.1 Results for Vertical 1 (X = 44,96 m; Z = 0,00 m)	5
4 Settlements	6
4.1 Settlements	6

2 Echo of the Input

2.1 Layer Boundaries

Boundary number	Co-ordinates [m]				
3 - X -	0,000	100,000			
3 - Y -	-23,000	-23,000			
2 - X -	0,000	100,000			
2 - Y -	-38,000	-38,000			
1 - X -	0,000	100,000			
1 - Y -	-39,000	-39,000			
0 - X -	0,000	100,000			
0 - Y -	-60,000	-60,000			

2.2 PI-lines

PI-line number	Co-ordinates [m]				
1 - X -	0,000	100,000			
1 - Y -	1,000	1,000			

2.3 General Data

Soil model:	NEN Bjerrum
Consolidation model:	Darcy
Strain model:	Linear
Groundwater level:	Initial determined by PI-line number 1
Unit weight of water:	9,81 [kN/m³]
Stress distribution	
- Soil:	Buisman
- Loads:	None
End of consolidation:	10000,00 [days]
No maintain profile	
Pc (initial):	Variable parallel to the initial effective stress
Pc (per step):	Automatic increased to the final effective stresses
Creep rate reference time:	1,000 [days]
No imaginary surface	
With submerging	
(only for non uniform loads)	
- Iteration stop criterium :	0,10 [m]
Load column width	
- Non-Uniform Loads :	1,00 [m]
- Trapeziform Loads :	1,00 [m]

2.4 Soil Profiles

Layer number	Material name	PI-line top	PI-line bottom
3	Schoon zand, vast	1	1
2	Schoon zand, vast	1	1
1	Schoon zand, vast	1	1

2.5 Soil Properties

Layer number	Drained	Unit weight	
		Unsaturated [kN/m³]	Saturated [kN/m³]
3	Yes	19,00	21,00
2	Yes	19,00	21,00
1	Yes	19,00	21,00

Layer number	Storage type	Vert. consolid. coefficient Cv [m²/s]	Vertical permeability [m/s]	Permeability strain mod. [-]	Initial vertical permeability [m/s]
3	Vert. cons.	-	-	-	-

Layer number	Storage type	Vert. consolid. coefficient Cv [m ² /s]	Vertical permeability [m/s]	Permeability strain mod. [-]	Initial vertical permeability [m/s]
2	Vert. cons.	-	-	-	-
1	Vert. cons.	-	-	-	-

Layer number	POP [kN/m ²]	OCR [-]	Equiv. age [days]
3	-	1,10	-
2	-	1,10	-
1	-	1,10	-

Layer number	Secondary swelling type	Secondary swelling factor[-]	Unloading stress ratio[-]
3	Full	-	-
2	Full	-	-
1	Full	-	-

Layer number	Reloading/ swelling ratio RR [-]	Compression ratio CR [-]	Coeff. of sec. compression Ca [-]	Reloading/ swelling index Cr [-]	Compression index Cc [-]	Initial void ratio (e0) [-]
3	0,0013000	0,0038000	0,0000000	-	-	-
2	0,0013000	0,0038000	0,0000000	-	-	-
1	0,0013000	0,0038000	0,0000000	-	-	-

2.6 Rectangular Loads

Load number	Time [days]	Magnitude [kN/m ²]	Dimension		Center			Shape factor [-]
			Width(x) [m]	Width(z) [m]	X [m]	Y [m]	Z [m]	
1	0	471,10	20,00	100,00	50,00	-23,00	0,00	0,00
2	0	1,00	2,00	2,00	45,00	-23,00	0,00	0,00

2.7 Verticals

Vertical number	X co-ordinates [m]				
1	44,961				

Discretisation = 100

3 Results per Vertical

3.1 Results for Vertical 1 (X = 44,96 m; Z = 0,00 m)

Depth [m]	Effective Stress [kPa]	Hydraulic head [m]	Loading [kPa]	Settlement [m]
-23,000	299,052	1,000	299,051	0,059
-23,100	300,244	1,000	299,125	0,058
-23,200	301,582	1,000	299,344	0,058
-23,300	303,055	1,000	299,698	0,057
-23,400	304,651	1,000	300,175	0,056
-23,500	306,356	1,000	300,761	0,055
-23,600	308,158	1,000	301,444	0,055
-23,700	310,046	1,000	302,213	0,054
-23,800	312,011	1,000	303,059	0,054
-23,900	314,045	1,000	303,974	0,053
-24,000	316,141	1,000	304,951	0,053
-24,500	327,268	1,000	310,483	0,050
-25,100	340,922	1,000	317,423	0,047
-26,100	360,250	1,000	325,561	0,043
-27,100	372,464	1,000	326,585	0,040
-28,100	378,390	1,000	321,321	0,037
-29,100	380,547	1,000	312,288	0,034
-30,100	381,168	1,000	301,719	0,031
-30,500	381,329	1,000	297,404	0,030
-31,100	381,665	1,000	291,026	0,029
-31,700	382,221	1,000	284,868	0,027
-32,700	383,798	1,000	275,255	0,025
-33,700	386,252	1,000	266,519	0,023
-34,700	389,522	1,000	258,599	0,022
-35,700	393,492	1,000	251,379	0,020
-36,700	398,036	1,000	244,733	0,019
-37,700	403,039	1,000	238,546	0,017
-38,000	404,615	1,000	236,765	0,017
-38,000	404,615	1,000	236,765	0,017
-38,500	407,310	1,000	233,865	0,016
-39,000	410,080	1,000	231,040	0,015
-39,000	410,081	1,000	231,040	0,015
-41,000	421,791	1,000	220,371	0,013
-42,000	427,951	1,000	215,341	0,012
-43,000	434,277	1,000	210,477	0,011
-45,000	447,361	1,000	201,181	0,009
-47,000	460,952	1,000	192,392	0,007
-49,000	475,003	1,000	184,063	0,006
-49,500	478,583	1,000	182,048	0,006
-51,000	489,480	1,000	176,160	0,005
-53,000	504,362	1,000	168,662	0,003
-55,000	519,624	1,000	161,544	0,002
-57,000	535,246	1,000	154,786	0,001
-59,000	551,207	1,000	148,367	0,000
-60,000	559,308	1,000	145,278	0,000

4 Settlements

4.1 Settlements

Vertical number	X co-ordinate [m]	Z co-ordinate [m]	Surface level [m]	Settlement [m]
1	44,96	0,00	-23,00	0,059

End of Report

Beddingsconstante fundering op staal

Plaat 20*100 m²

Oppervlak 2000 m²

Funderingsdruk 471,1 kN/m²

Optredende zetting 0,059 m

Autonome zetting 0 m

Zetting tgv belasting 0,059 m

$$k_{v,gem} = C = \frac{F}{U} = \frac{\text{Funderingsdruk}}{\text{Verplaatsing}}$$

K_v, laag 5,6 MN/m³ = k_{v,gem}/√2

K_v, gem 8,0 MN/m³

K_v, hoog 11,3 MN/m³ = k_{v,gem}*√2

K_h.laag 40 MN/m²

k_h,gem 65 MN/m²

k_h,hoog 90 MN/m²

		secans-waarde k _h (kN/m ³)					
		P ₀ < p _h < 0,5 p _{ea;h;p;rep}		0,5 p _{ea;h;p;rep} ≤ p _h ≤ 0,8 p _{ea;h;p;rep}		0,8 p _{ea;h;p;rep} < p _h ≤ p _{ea;h;p;rep}	
		1	2	1	2	1	2
zand los matig vast	q _c (MPa)	k _{h,1}		k _{h,2}		k _{h,3}	
	5	12000	27000	6000	13500	3000	6750
	15	20000	45000	10000	22500	5000	11250
	25	40000	90000	20000	45000	10000	22500
klei slap matig vast	c _u (kPa)						
	25	2000	4500	800	1800	500	1125
	50	4000	9000	2000	4500	800	1800
	200	6000	13500	4000	9000	2000	4500
veen slap matig	c _u (kPa)						
	10	1000	2250	500	1125	250	560
	30	2000	4500	800	1800	500	1125

**Tabel 1 Representatieve waarde voor horizontale beddingsconstante
(bron CUR166, 2005)**



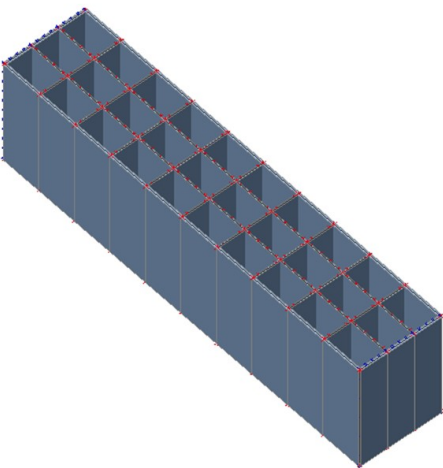
Bijlage V: Engineering rapport eindfase

Witteveen + Bos

24 mei 2019

Civiele Techniek
CT4constructief

Jan Treure
Thomas Kastermans



2. Inhoudsopgave

1. Engineering Rapport t.b.v. Constructieve haalbaarheid Caissons in de haven van Rotterdam	1
2. Inhoudsopgave	2
3. Hoofdstuk	3
3.1. Materialen	3
3.2. Beddingen	3
4. Belastingen	4
4.1. 2D-elementen	4
4.2. Belastingsgevallen	6
4.2.1. Belastingsgevallen - EG1	6
4.2.2. Belastingsgevallen - Grond1	7
4.2.2.1. Vrije oppervlakte last	7
4.2.3. Belastingsgevallen - Grond2	8
4.2.3.1. Vrije oppervlakte last	8
4.2.4. Belastingsgevallen - Afmeer	9
4.2.4.1. Lijnlast op 2D elementrand	9
4.2.5. Belastingsgevallen - Kraanbelasting	10
4.2.5.1. Vrije oppervlakte last	10
4.2.6. Belastingsgevallen - Bolderkracht Y-richting	11
4.2.6.1. Lijnlast op 2D elementrand	11
4.2.7. Belastingsgevallen - Bolderkracht X-richting	12
4.2.7.1. Lijnlast op 2D elementrand	12
4.2.8. Belastingsgevallen - Bolderkracht Z-richting	13
4.2.8.1. Lijnlast op 2D elementrand	13
4.2.9. Belastingsgevallen - Bolderkracht YZ-richting	14
4.2.9.1. Lijnlast op 2D elementrand	14
4.2.10. Belastingsgevallen - Vulling	15
4.2.10.1. Vrije oppervlakte last	15
4.2.11. Belastingsgevallen - Bovenbelasting	16
4.2.11.1. Vlaklast	16
4.3. Combinaties	17
5. Resultaten	21
5.1. Resultaten Buitenwanden	21
5.1.1. Steunpuntsmoment Buitenwand	21
5.1.2. Interne 2D-krachten; m _{xD} -	21
5.1.3. Veldmoment Buitenwand	21
5.1.4. Interne 2D-krachten; m _{xD} +	22
5.1.5. BGT 2D element steunpunt- Interne krachten	23
5.1.6. BGT 2D element - Interne krachten	23
5.2. Resultaten Binnenwanden	24
5.2.1. 2D element - Interne krachten	24
5.2.2. Interne 2D-krachten; m _{xD} -	24
5.2.3. Interne 2D-krachten; m _{xD} +	25
5.2.4. BGT 2D element - Interne krachten	25
5.3. Resultaten vloer	26
5.3.1. 2D element - Interne krachten	26
5.3.2. "veldmoment" myD+	26
5.3.3. "steunpuntsmoment" myD-	26
5.3.4. "veldmoment" mxD+	27
5.3.5. "steunpuntsmoment" mxD-	27
5.3.6. BGT 2D element - Interne krachten	27
5.4. Resultaten dak	28
5.4.1. 2D element - Interne krachten	28
5.4.2. BGT 2D element - Interne krachten	28

3. Hoofdstuk

3.1. Materialen

Naam	Type	ρ [kg/m ³]	Dichtheid in natte toestand [kg/m ³]	E_{mod} [MPa]	μ	α [m/mK]	$f_{c,k,28}$ [MPa]	Kleur
C20/25 (gescheurd)	Beton	2400,0	2600,0	1,0000e+04	0.2	0,00	20,00	
C30/37 (gescheurd)	Beton	2400,0	2400,0	1,0930e+04	0.2	0,00	30,00	

Verklaring van symbolen	
Dichtheid in natte toestand	De waarde van de dichtheid van het kenmerk nieuwe toestand wordt alleen gebruikt als een samengesteld dek wordt ingevoerd en rekening wordt gehouden met de belasting van het eigengewicht.

3.2. Beddingen

Naam	C1x [MN/m ³]	C1z	C1y [MN/m ³]	Stijfheid [MN/m ³]	C2x [MN/m]	C2y [MN/m]
Schoon zand, vast, bovengrens	9,0000e+01	Verend	9,0000e+01	1,1390e+01	9,0000e+01	9,0000e+01
Schoon zand, vast, ondergrens	4,0000e+01	Verend	4,0000e+01	5,7000e+00	4,0000e+01	4,0000e+01
aanliggende caisson	0,0000e+00	Verend	0,0000e+00	4,0000e+01	0,0000e+00	0,0000e+00

Studentenversie

Studentenversie

4.1. 2D-elementen

[illegible]

Naam	Laag	Type	Element type	Materiaal	Dikte type	D.
E107	Compartimenten	vloer (90)	Standaard	C30/37 (gescheurd)	constant	400
E109	Buitenste constructie	vloer (90)	Standaard	C30/37 (gescheurd)	constant	850

Studentenversie

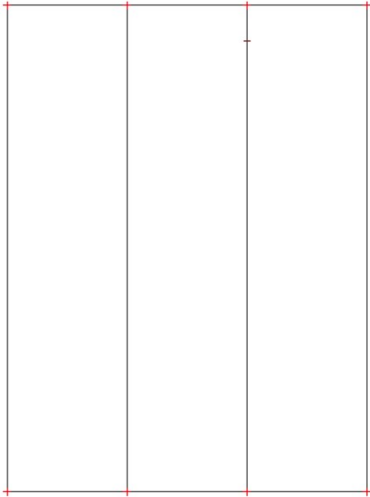
Studentenversie

Studentenversie

4.2. Belastingsgevallen

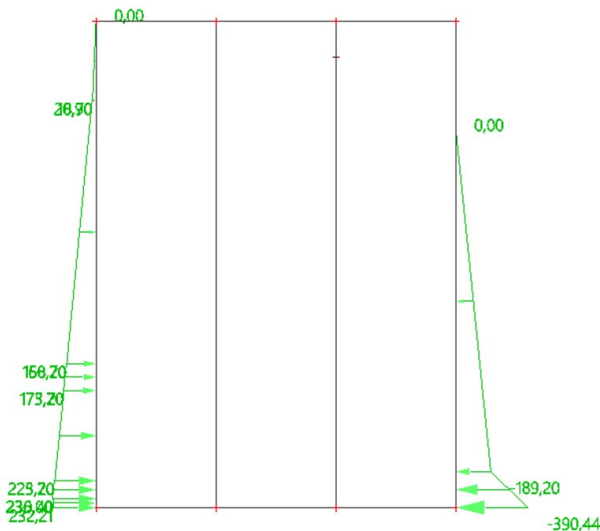
4.2.1. Belastingsgevallen - EG1

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Richting
	Spec	Belastingtype		
EG1	Eigen gewicht Eind	Permanent Eigen gewicht	LG1	-Z



4.2.2. Belastingsgevallen - Grond1

Naam	Omschrijving Spec	Actie type Belastingtype	Lastgroep
Grond1	Gronddrukken eigengewicht	Permanent Standaard	LG1

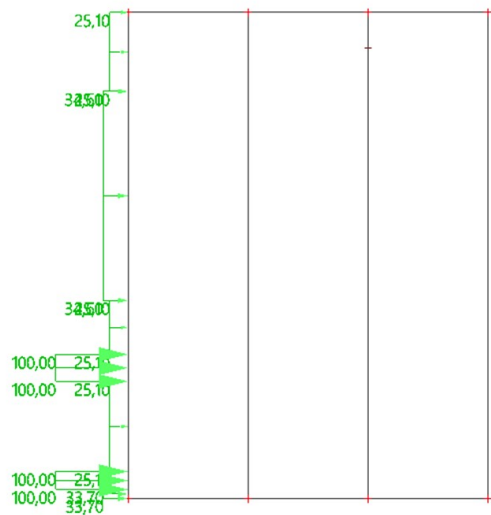


4.2.2.1. Vrije oppervlakte last

Naam	Belastingsgeval	Rich	Type	Verdeling	q1	q2
FF37	Grond1 - Gronddrukken eigengewicht	Y	Kracht	Richting Y	0,00	18,70
FF40	Grond1 - Gronddrukken eigengewicht	Y	Kracht	Richting Y	160,70	175,70
FF41	Grond1 - Gronddrukken eigengewicht	Y	Kracht	Richting Y	173,20	223,20
FF42	Grond1 - Gronddrukken eigengewicht	Y	Kracht	Richting Y	225,70	236,00
FF43	Grond1 - Gronddrukken eigengewicht	Y	Kracht	Richting Y	230,40	232,21
FF44	Grond1 - Gronddrukken eigengewicht	Y	Kracht	Richting Y	0,00	-189,20
FF45	Grond1 - Gronddrukken eigengewicht	Y	Kracht	Richting Y	-189,20	-390,44
FF53	Grond1 - Gronddrukken eigengewicht	Y	Kracht	Richting Y	20,90	158,20

4.2.3. Belastingsgevallen - Grond2

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
Grond2	Gronddrukken bovenbelasting Standaard	Variabel Statisch	LG2	Kort	Geen

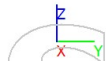
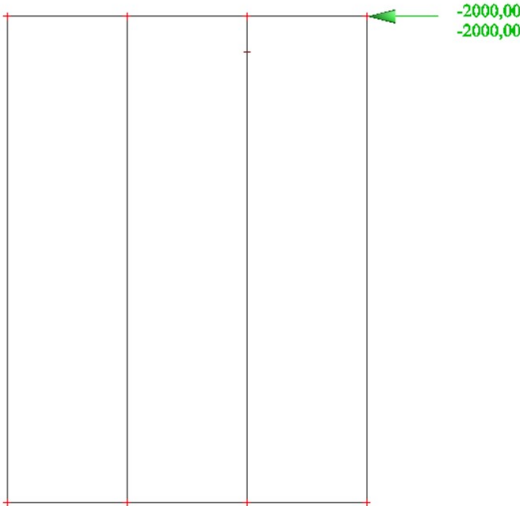


4.2.3.1. Vrije oppervlakte last

Naam	Belastingsgeval	Rich	Type	Verdeling	q1	q2
FF46	Grond2 - Gronddrukken bovenbelasting	Y	Kracht	Richting Y	25,10	25,10
FF47	Grond2 - Gronddrukken bovenbelasting	Y	Kracht	Richting Y	34,60	34,60
FF48	Grond2 - Gronddrukken bovenbelasting	Y	Kracht	Richting Y	25,10	25,10
FF49	Grond2 - Gronddrukken bovenbelasting	Y	Kracht	Richting Y	100,00	100,00
FF50	Grond2 - Gronddrukken bovenbelasting	Y	Kracht	Richting Y	25,10	25,10
FF51	Grond2 - Gronddrukken bovenbelasting	Y	Kracht	Richting Y	100,00	100,00
FF52	Grond2 - Gronddrukken bovenbelasting	Y	Kracht	Richting Y	33,70	33,70

4.2.4. Belastingsgevallen - Afmeer

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
Afmeer	Afmeerbelasting	Variabe	Bolders of Afmeer	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

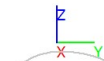
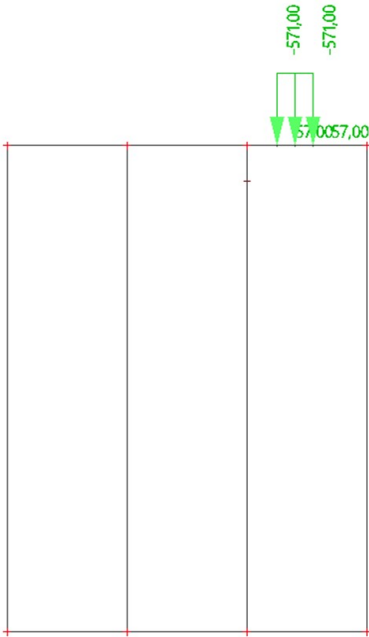


4.2.4.1. Lijnlast op 2D elementrand

Naam	2D-element	Type	Rich	Waarde - P ₁ [kN/m]	Pos x ₁	Rand
	Belastingsgeval	Systeem	Verdeling	Waarde - P ₂ [kN/m]	Pos x ₂	Oors
LFS1	E2	Kracht	Y	-2000,00	0.000	2
	Afmeer - Afmeerbelasting	LCS	Gelijkmatig		1.000	Vanaf begin

4.2.5. Belastingsgevallen - Kraanbelasting

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
Kraanbelasting	Afmeerbelasting Standaard	Variabel Statisch	LG2	Kort	Geen

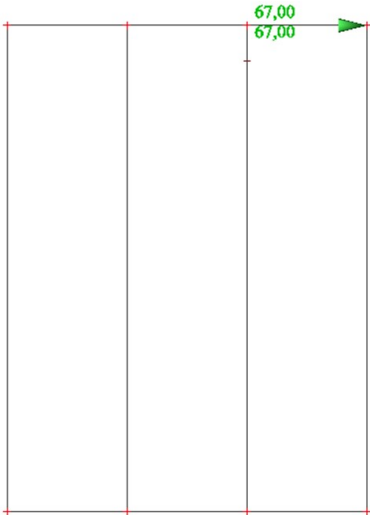


4.2.5.1. Vrije oppervlakte last

Naam	Belastingsgeval	Rich	Type	Verdeling
FF59	Kraanbelasting - Afmeerbelasting	X	Kracht	Gelijkmatig
FF60	Kraanbelasting - Afmeerbelasting	Z	Kracht	Gelijkmatig

4.2.6. Belastingsgevallen - Bolderkracht Y-richting

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
Bolderkracht Y-richting	Spec	Belastingtype	Bolders of Afmeer	Kort	Geen
	Afmeerbelasting	Variabel			
	Standaard	Statisch			

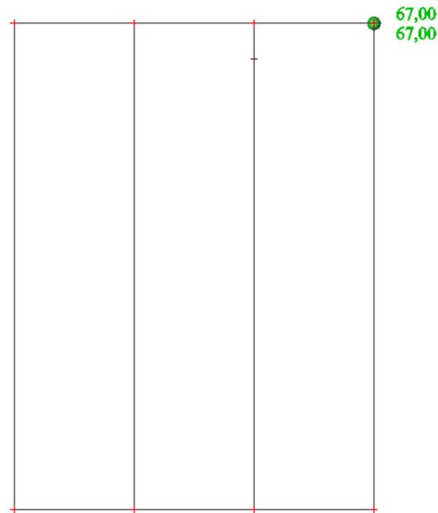


4.2.6.1. Lijnlast op 2D elementrand

Naam	2D-element	Type	Rich	Waarde - P ₁ [kN/m]	Pos x ₁	Rand
	Belastingsgeval	Systeem	Verdeling	Waarde - P ₂ [kN/m]	Pos x ₂	Oors
LFS2	E2	Kracht	Y	67,00	0.000	2
	Bolderkracht Y-richting - Afmeerbelasting	LCS	Gelijkmatig		1.000	Vanaf begin

4.2.7. Belastingsgevallen - Bolderkracht X-richting

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
Bolderkracht X-richting	Afmeerbelasting	Variabel	Bolders of Afmeer	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

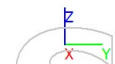
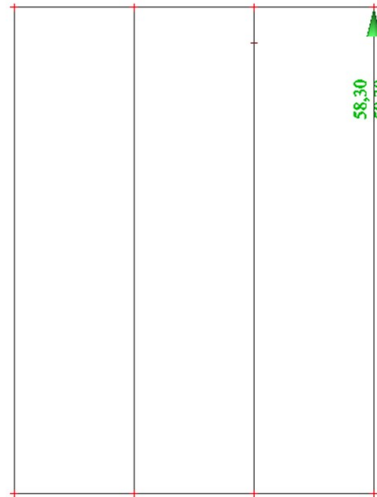


4.2.7.1. Lijnlast op 2D elementrand

Naam	2D-element	Type	Rich	Waarde - P ₁ [kN/m]	Pos x ₁	Rand
	Belastingsgeval	Systeem	Verdeling	Waarde - P ₂ [kN/m]	Pos x ₂	Oors
LFS3	E2	Kracht	X	67,00	0.000	2
	Bolderkracht X-richting - Afmeerbelasting	LCS	Gelijkmatig		1.000	Vanaf begin

4.2.8. Belastingsgevallen - Bolderkracht Z-richting

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
Bolderkracht Z-richting	Spec	Belastingtype	Bolders of Afmeer	Kort	Geen
	Afmeerbelasting	Variabel			
	Standaard	Statisch			



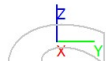
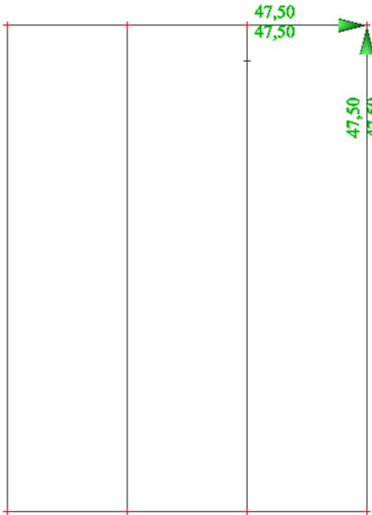
4.2.8.1. Lijnlast op 2D elementrand

Naam	2D-element	Type	Rich	Waarde - P ₁ [kN/m]	Pos x ₁	Rand
	Belastingsgeval	Systeem	Verdeling	Waarde - P ₂ [kN/m]	Pos x ₂	Oors
LFS4	E2	Kracht	Z	58,30	0.000	2
	Bolderkracht Z-richting - Afmeerbelasting	LCS	Gelijkmatig		1.000	Vanaf begin

Studentenversie

4.2.9. Belastingsgevallen - Bolderkracht YZ-richting

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
Bolderkracht YZ-richting	Afmeerbelasting	Variabel	Bolders of Afmeer	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

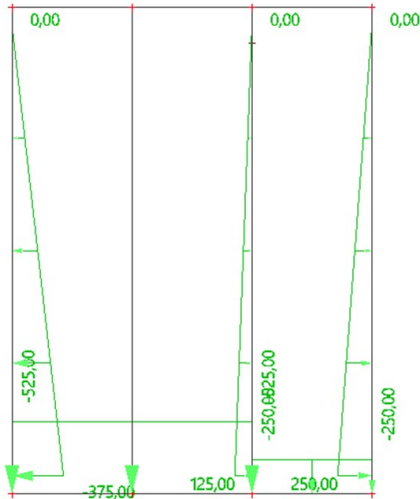


4.2.9.1. Lijnlast op 2D elementrand

Naam	2D-element	Type	Rich	Waarde - P ₁ [kN/m]	Pos x ₁	Rand
	Belastingsgeval	Systeem	Verdeling	Waarde - P ₂ [kN/m]	Pos x ₂	Oors
LFS5	E2	Kracht	Z	47,50	0.000	2
	Bolderkracht YZ-richting - Afmeerbelasting	LCS	Gelijkmatig		1.000	Vanaf begin
LFS6	E2	Kracht	Y	47,50	0.000	2
	Bolderkracht YZ-richting - Afmeerbelasting	LCS	Gelijkmatig		1.000	Vanaf begin

4.2.10. Belastingsgevallen - Vulling

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
Vulling	Eigen gewicht Standaard	Variabel Statisch	LG2	Kort	Geen

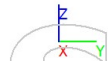
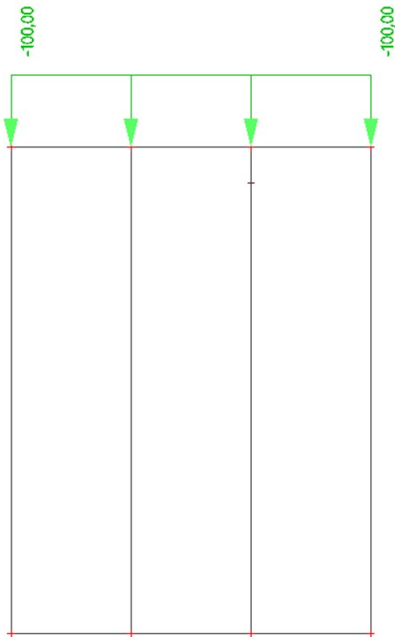


4.2.10.1. Vrije oppervlakte last

Naam	Belastingsgeval	Rich	Type	Verdeling	q1	q2
FF93	Vulling - Eigen gewicht	Y	Kracht	Richting Y	0,00	-375,00
FF94	Vulling - Eigen gewicht	Y	Kracht	Richting Y	0,00	125,00
FF95	Vulling - Eigen gewicht	Y	Kracht	Richting Y	0,00	250,00
FF96	Vulling - Eigen gewicht	Z	Kracht	Gelijkmatig		
FF97	Vulling - Eigen gewicht	Z	Kracht	Gelijkmatig		

4.2.11. Belastingsgevallen - Bovenbelasting

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
Bovenbelasting					
	Spec	Belastingtype			
	Bovenbelasting 100 kPa Standaard	Variabel Statisch	LG2	Kort	Geen



4.2.11.1. Viaklast

Naam	Rich	Type	Waarde	2D-element	Belastingsgeval	Systeem	Loc
SF1	Z	Kracht	-100,00	E2	Bovenbelasting - Bovenbelasting 100 kPa	LCS	Lengte

4.3. Combinaties

Naam	Omschrijving	Type	Belastingsgevallen	Coëff. [-]
UGT1 Eindfase1	Gronddrukken uit Bovenbelasting (ongunstig)	Omhullende - uiterst	EG1 - Eigen gewicht Eind	1,25
			Grond1 - Gronddrukken eigengewicht	1,25
			Grond2 - Gronddrukken bovenbelasting	1,65
			Kraanbelasting - Afmeerbelasting	1,16
			Bolderkracht Y-richting - Afmeerbelasting	1,16
			Bolderkracht X-richting - Afmeerbelasting	1,16
			Bolderkracht Z-richting - Afmeerbelasting	1,16
			Bolderkracht YZ-richting - Afmeerbelasting	1,16
			Vulling - Eigen gewicht	1,25
			Bovenbelasting - Bovenbelasting 100 kPa	1,16
UGT1 Eindfase2	Gronddrukken uit Bovenbelasting (gunstig)	Omhullende - uiterst	EG1 - Eigen gewicht Eind	0,90
			Grond1 - Gronddrukken eigengewicht	0,90
			Grond2 - Gronddrukken bovenbelasting	1,65
			Kraanbelasting - Afmeerbelasting	1,16
			Bolderkracht Y-richting - Afmeerbelasting	1,16
			Bolderkracht X-richting - Afmeerbelasting	1,16
			Bolderkracht Z-richting - Afmeerbelasting	1,16
			Bolderkracht YZ-richting - Afmeerbelasting	1,16
			Vulling - Eigen gewicht	0,90
			Bovenbelasting - Bovenbelasting 100 kPa	1,16
UGT1 Eindfase3	Bolderkracht (ongunstig)	Omhullende - uiterst	EG1 - Eigen gewicht Eind	1,25
			Grond1 - Gronddrukken eigengewicht	1,25
			Grond2 - Gronddrukken bovenbelasting	1,16
			Afmeer - Afmeerbelasting	1,65
			Kraanbelasting - Afmeerbelasting	1,16
			Bolderkracht Y-richting - Afmeerbelasting	1,65
			Bolderkracht X-richting - Afmeerbelasting	1,65
			Bolderkracht Z-richting - Afmeerbelasting	1,65
			Bolderkracht YZ-richting - Afmeerbelasting	1,65
			Vulling - Eigen gewicht	1,25
			Bovenbelasting - Bovenbelasting 100 kPa	1,16
UGT1 Eindfase4	Bolderkracht (gunstig)	Omhullende - uiterst	EG1 - Eigen gewicht Eind	0,90
			Grond1 - Gronddrukken eigengewicht	0,90
			Grond2 - Gronddrukken bovenbelasting	1,16
			Afmeer - Afmeerbelasting	1,65
			Kraanbelasting - Afmeerbelasting	1,16
			Bolderkracht Y-richting - Afmeerbelasting	1,65
			Bolderkracht X-richting - Afmeerbelasting	1,65
			Bolderkracht Z-richting - Afmeerbelasting	1,65
			Bolderkracht YZ-richting - Afmeerbelasting	1,65
			Vulling - Eigen gewicht	0,90
			Bovenbelasting - Bovenbelasting 100 kPa	1,16

Naam	Omschrijving	Type	Belastingsgevallen	Coëff. [-]
UGT1 Eindfase5	kraanbelasting (ongunstig)	Omhullende - uiterst	Bovenbelasting 100 kPa	
			EG1 - Eigen gewicht Eind	1,25
			Grond1 - Gronddrukken eigengewicht	1,25
			Grond2 - Gronddrukken bovenbelasting	1,16
			Kraanbelasting -	1,65
			Afmeerbelasting	
			Bolderkracht Y-richting -	1,16
			Afmeerbelasting	
			Bolderkracht X-richting -	1,16
			Afmeerbelasting	
			Bolderkracht Z-richting -	1,16
			Afmeerbelasting	
			Bolderkracht YZ-richting -	1,16
			Afmeerbelasting	
			Vulling - Eigen gewicht	1,25
UGT1 Eindfase6	kraanbelasting (ongunstig)	Omhullende - uiterst	Bovenbelasting -	1,16
			Bovenbelasting 100 kPa	
			EG1 - Eigen gewicht Eind	0,90
			Grond1 - Gronddrukken eigengewicht	0,90
			Grond2 - Gronddrukken bovenbelasting	1,16
			Kraanbelasting -	1,65
			Afmeerbelasting	
			Bolderkracht Y-richting -	1,16
			Afmeerbelasting	
			Bolderkracht X-richting -	1,16
			Afmeerbelasting	
			Bolderkracht Z-richting -	1,16
			Afmeerbelasting	
			Bolderkracht YZ-richting -	1,16
			Afmeerbelasting	
UGT2 Eindfase1	(ongunstig)	Omhullende - uiterst	Vulling - Eigen gewicht	0,90
			Bovenbelasting -	1,16
			Bovenbelasting 100 kPa	
			EG1 - Eigen gewicht Eind	1,40
			Grond1 - Gronddrukken eigengewicht	1,40
			Grond2 - Gronddrukken bovenbelasting	1,16
			Afmeer - Afmeerbelasting	1,16
			Kraanbelasting -	1,16
			Afmeerbelasting	
			Bolderkracht Y-richting -	1,16
			Afmeerbelasting	
			Bolderkracht X-richting -	1,16
			Afmeerbelasting	
			Bolderkracht Z-richting -	1,16
			Afmeerbelasting	
UGT2 Eindfase2	(gunstig)	Omhullende - uiterst	Bolderkracht YZ-richting -	1,16
			Afmeerbelasting	
			Vulling - Eigen gewicht	1,40
			Bovenbelasting -	1,16
			Bovenbelasting 100 kPa	
			EG1 - Eigen gewicht Eind	0,90
			Grond1 - Gronddrukken eigengewicht	0,90
			Grond2 - Gronddrukken bovenbelasting	1,16
			Afmeer - Afmeerbelasting	1,16
			Kraanbelasting -	1,16
			Afmeerbelasting	
			Bolderkracht Y-richting -	1,16
			Afmeerbelasting	
			Bolderkracht X-richting -	1,16
			Afmeerbelasting	
UGT1 Eindfase7	Bovenbelasting (ongunstig)	Omhullende - uiterst	Bolderkracht Z-richting -	1,16
			Afmeerbelasting	
			Bolderkracht YZ-richting -	1,16
			Afmeerbelasting	
			Vulling - Eigen gewicht	0,90
			Bovenbelasting -	1,16
			Bovenbelasting 100 kPa	
			EG1 - Eigen gewicht Eind	1,25

Naam	Omschrijving	Type	Belastingsgevallen	Coëff. [-]
			Grond1 - Gronddrukken eigengewicht	1,25
			Grond2 - Gronddrukken eigengewicht	1,16
			Bovenbelasting	1,16
			Kraanbelasting - Afmeerbelasting	1,16
			Bolderkracht Y-richting - Afmeerbelasting	1,16
			Bolderkracht X-richting - Afmeerbelasting	1,16
			Bolderkracht Z-richting - Afmeerbelasting	1,16
			Bolderkracht YZ-richting - Afmeerbelasting	1,16
			Vulling - Eigen gewicht	1,25
			Bovenbelasting - Bovenbelasting 100 kPa	1,65
UGT1 Eindfase8	Bovenbelasting (ongunstig)	Omhullende - uiterst	EG1 - Eigen gewicht Eind	0,90
			Grond1 - Gronddrukken eigengewicht	0,90
			Grond2 - Gronddrukken eigengewicht	1,16
			Bovenbelasting	1,16
			Kraanbelasting - Afmeerbelasting	1,16
			Bolderkracht Y-richting - Afmeerbelasting	1,16
			Bolderkracht X-richting - Afmeerbelasting	1,16
			Bolderkracht Z-richting - Afmeerbelasting	1,16
			Bolderkracht YZ-richting - Afmeerbelasting	1,16
			Vulling - Eigen gewicht	0,90
			Bovenbelasting - Bovenbelasting 100 kPa	1,16
BGT Eindfase1		Omhullende - bruikbaarheid	EG1 - Eigen gewicht Eind	1,00
			Grond1 - Gronddrukken eigengewicht	1,00
			Grond2 - Gronddrukken eigengewicht	0,50
			Bovenbelasting	0,50
			Afmeer - Afmeerbelasting	0,00
			Kraanbelasting - Afmeerbelasting	0,00
			Bolderkracht Y-richting - Afmeerbelasting	0,00
			Bolderkracht X-richting - Afmeerbelasting	0,00
			Bolderkracht Z-richting - Afmeerbelasting	0,00
			Bolderkracht YZ-richting - Afmeerbelasting	0,00
			Vulling - Eigen gewicht	1,00
BGT Eindfase2		Omhullende - bruikbaarheid	EG1 - Eigen gewicht Eind	1,00
			Grond1 - Gronddrukken eigengewicht	1,00
			Grond2 - Gronddrukken eigengewicht	0,30
			Bovenbelasting	0,30
			Afmeer - Afmeerbelasting	0,00
			Kraanbelasting - Afmeerbelasting	0,30
			Bolderkracht Y-richting - Afmeerbelasting	0,00
			Bolderkracht X-richting - Afmeerbelasting	0,00
			Bolderkracht Z-richting - Afmeerbelasting	0,00
			Bolderkracht YZ-richting - Afmeerbelasting	0,00
			Vulling - Eigen gewicht	1,00
BGT Eindfase3		Omhullende - bruikbaarheid	EG1 - Eigen gewicht Eind	1,00
			Grond1 - Gronddrukken eigengewicht	1,00
			Grond2 - Gronddrukken eigengewicht	0,30
			Bovenbelasting	0,30
			Afmeer - Afmeerbelasting	0,00
			Kraanbelasting -	0,00

Naam	Omschrijving	Type	Belastingsgevallen	Coëff. [-]
			Afmeerbelasting	
			Bolderkracht Y-richting -	0,30
			Afmeerbelasting	
			Bolderkracht X-richting -	0,30
			Afmeerbelasting	
			Bolderkracht Z-richting -	0,30
			Afmeerbelasting	
			Bolderkracht YZ-richting -	0,30
			Afmeerbelasting	
			Vulling - Eigen gewicht	1,00
BGT Eindfase4		Omhullende - bruikbaarheid	EG1 - Eigen gewicht Eind	1,00
			Grond1 - Gronddrukken eigengewicht	1,00
			Grond2 - Gronddrukken bovenbelasting	0,30
			Afmeer - Afmeerbelasting	0,30
			Kraanbelasting -	0,00
			Afmeerbelasting	
			Bolderkracht Y-richting -	0,00
			Afmeerbelasting	
			Bolderkracht X-richting -	0,00
			Afmeerbelasting	
			Bolderkracht Z-richting -	0,00
			Afmeerbelasting	
			Bolderkracht YZ-richting -	0,00
			Afmeerbelasting	
			Vulling - Eigen gewicht	1,00

Studentenversie

Studentenversie

5. Resultaten

5.1. Resultaten Buitenwanden

5.1.1. Steunpuntsmoment Buitenwand

Lineaire berekening, Extreem : Globaal

Selectie : Benoemde selectie - Buitenwanden

Klasse : Alle UGT

Elementaire ontwerpgrootheden. In knopen, gem. op elem..

Snede	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
Snede3	8083	Alle UGT	-351,69	-47,21	-5,86	-115,08	-864,80	0,00
Snede5	10837	Alle UGT	1662,03	313,09	641,17	113,04	462,42	2417,81
Snede4	10813	Alle UGT	0,00	-501,93	0,00	-191,17	-232,33	0,00
Snede4	8111	Alle UGT	987,34	729,36	611,74	443,78	403,81	714,25
Snede5	8137	Alle UGT	0,00	-410,02	0,00	-263,57	-437,21	0,00
Snede6	9243	Alle UGT	1047,67	354,44	617,95	187,00	36,53	290,46
Snede3	10783	Alle UGT	-139,29	-302,29	-213,25	0,00	-599,56	0,00
Snede5	8137	Alle UGT	1429,76	273,79	2347,89	431,14	411,11	672,47
Snede4	8113	Alle UGT	-116,62	-409,83	0,00	-599,92	-327,31	0,00
Snede3	8084	Alle UGT	423,91	367,38	446,65	800,54	465,89	883,29
Snede5	10837	Alle UGT	0,00	-109,68	0,00	-305,42	-311,59	0,00
Snede5	11913	Alle UGT	307,20	129,12	754,74	350,75	311,06	2044,58
Snede3	8348	Alle UGT	-102,83	-152,49	0,00	-82,24	-1102,06	0,00
Snede3	10787	Alle UGT	478,83	351,19	185,92	319,86	1164,07	2108,64
Snede6	8159	Alle UGT	0,00	-28,31	0,00	-17,79	-483,08	-361,70
Snede3	10784	Alle UGT	243,43	547,42	438,00	523,74	927,03	2850,87
Snede6	12204	Alle UGT	271,90	108,43	639,80	231,44	307,03	1881,80

5.1.2. Interne 2D-krachten; m_xD-

Waardes: m_{xD-}

Lineaire berekening

Klasse: Alle UGT

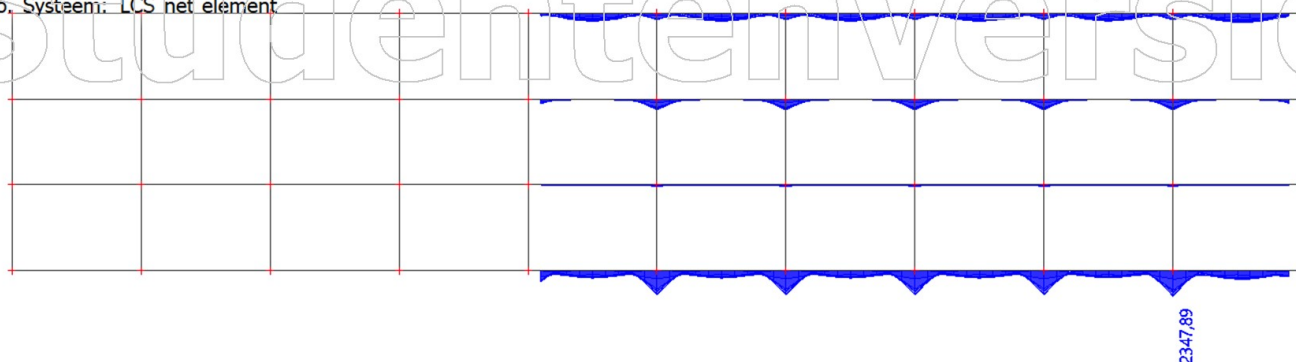
Extreem: Globaal

Selectie: Benoemde selectie -

Buitenwanden

Locatie: In knooppunten gem. bij

macro. Systeem: LCS net element



5.1.3. Veldmoment Buitenwand

Lineaire berekening, Extreem : Globaal

Selectie : Benoemde selectie - Veldmoment buitenwanden

Klasse : Alle UGT

Elementaire ontwerpgrootheden. In knopen, gem. op elem..

Snede	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
Snede9	10243	Alle UGT	-332,23	-57,78	-3,81	-122,35	-1042,76	0,00
Snede16	10033	Alle UGT	1087,85	480,25	649,41	240,38	193,03	445,77
Snede20	12433	Alle UGT	0,00	-441,31	0,00	-167,79	-361,55	0,00
Snede15	10004	Alle UGT	927,55	618,12	592,74	381,53	128,27	506,10
Snede11	10306	Alle UGT	0,00	-122,40	0,00	-105,71	-405,41	-109,50
Snede21	12463	Alle UGT	309,22	122,28	740,09	303,36	434,44	2070,65
Snede9	12943	Alle UGT	-292,94	-234,51	-197,25	0,00	-644,26	0,00
Snede11	10306	Alle UGT	635,12	131,66	1005,83	142,65	316,06	479,45
Snede20	9733	Alle UGT	-55,16	-357,74	0,00	-553,28	-542,69	0,00
Snede9	10244	Alle UGT	385,19	321,55	421,58	754,83	327,94	695,56
Snede16	10033	Alle UGT	0,00	-240,10	0,00	-479,76	575,91	0,00

Snede	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
Snede17	9823	Alle UGT	805,24	180,23	477,04	103,56	126,82	199,93
Snede9	10245	Alle UGT	-45,00	14,46	-16,68	2,28	-1189,00	0,00
Snede9	12939	Alle UGT	428,88	318,70	167,81	292,73	1142,39	2111,26
Snede1	10366	Alle UGT	0,00	-145,13	0,00	-98,82	-239,25	-212,28
Snede9	12942	Alle UGT	233,75	502,96	393,01	489,83	997,36	2813,15
Snede10	12976	Alle UGT	112,16	126,78	166,42	286,59	575,38	2168,40

5.1.4. Interne 2D-krachten; m_xD+

Waardes: **m_xD+**

Lineaire berekening

Klasse: Alle UGT

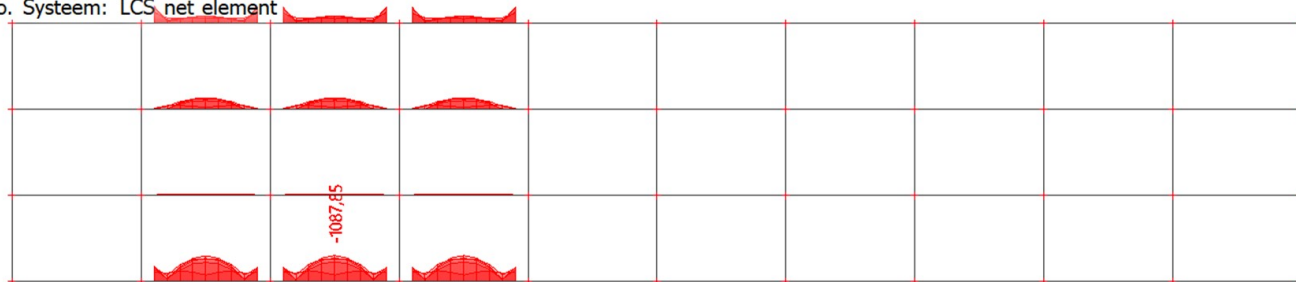
Extreem: Globaal

Selectie: Benoemde selectie -

Veldmoment: buitenwanden

Locatie: In knooppunten gem. bij

macro. Systeem: LCS net element



Studentenversie

Studentenversie

5.1.5. BGT 2D element steunpunt- Interne krachten

Lineaire berekening, Extreem : Globaal

Selectie : Benoemde selectie - Buitenwanden

Klasse : Alle BGT

Elementaire ontwerpgrootheden. In knopen, gem. op elem..

Staaf	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
E55	8072	Alle BGT	-209,70	0,00	-61,60	0,00	-363,71	0,00
E65	10827	Alle BGT	1151,61	212,06	420,06	72,45	76,52	146,95
E65	10802	Alle BGT	0,00	-332,30	0,00	-111,08	-156,24	0,00
E65	10772	Alle BGT	206,45	1104,50	-13,07	0,00	-47,46	0,00
E55	8137	Alle BGT	0,00	-276,50	0,00	-177,28	-146,38	0,00
E69	11862	Alle BGT	105,42	94,47	220,37	145,29	-26,58	0,00
E65	10772	Alle BGT	15,08	34,18	-200,67	0,00	-674,83	0,00
E55	8137	Alle BGT	976,16	183,56	1569,10	286,51	282,66	202,87
E55	8112	Alle BGT	0,00	-253,56	0,00	-420,91	-199,92	-35,15
E55	8072	Alle BGT	64,29	417,04	215,24	1130,05	374,03	177,23
E65	10827	Alle BGT	0,00	-68,61	0,00	-201,83	-183,42	0,00
E69	11972	Alle BGT	215,21	55,45	333,72	72,01	72,20	102,60
E65	10771	Alle BGT	29,17	54,47	-197,25	0,00	-689,48	0,00
E70	12378	Alle BGT	26,15	31,70	10,44	59,75	587,55	179,88
E55	8128	Alle BGT	0,00	-182,49	0,00	-112,70	-300,33	-322,16
E65	10768	Alle BGT	258,83	136,33	142,92	37,57	417,04	457,14
E69	11930	Alle BGT	119,93	50,31	297,76	133,44	44,68	97,38

5.1.6. BGT 2D element - Interne krachten

Lineaire berekening, Extreem : Globaal

Selectie : Benoemde selectie - Veldmoment buitenwanden

Klasse : Alle BGT

Elementaire ontwerpgrootheden. In knopen, gem. op elem..

Snede	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
Snede1	10366	Alle BGT	0,00	-91,83	0,00	-66,69	-162,47	0,00
Snede16	10033	Alle BGT	719,29	296,94	447,19	170,35	102,66	53,55
Snede20	12433	Alle BGT	0,00	-300,01	0,00	-103,45	-186,88	0,00
Snede15	10004	Alle BGT	617,30	418,82	389,25	256,53	59,95	56,42
Snede11	10305	Alle BGT	0,00	-83,37	0,00	-64,04	-179,65	0,00
Snede18	9793	Alle BGT	642,32	164,73	406,89	106,25	53,78	3,25
Snede9	12942	Alle BGT	15,30	-50,77	-68,46	-39,52	-316,30	0,00
Snede11	10305	Alle BGT	423,76	72,99	664,62	95,86	135,43	33,39
Snede20	9733	Alle BGT	0,00	-232,65	0,00	-376,03	-187,37	-77,05
Snede14	9975	Alle BGT	292,22	255,67	211,36	328,22	43,45	69,78
Snede16	10033	Alle BGT	0,00	-170,14	0,00	-296,90	-194,85	0,00
Snede18	12493	Alle BGT	215,70	60,35	433,90	120,10	84,83	122,15
Snede9	12943	Alle BGT	0,00	-70,96	-37,04	-50,29	-321,88	0,00
Snede9	10239	Alle BGT	236,05	149,59	357,84	242,36	277,66	292,65
Snede17	12526	Alle BGT	89,95	71,81	38,57	59,34	56,15	98,98

5.2. Resultaten Binnenwanden

5.2.1. 2D element - Interne krachten

Lineaire berekening, Extreem : Globaal

Selectie : Benoemde selectie - Binnenwanden

Klasse : Alle UGT

Elementaire ontwerpgrootheden. In knopen, gem. op elem..

Staaf	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
E45	5372	Alle UGT	-179,98	0,00	-29,82	0,00	-972,49	0,00
E45	5442	Alle UGT	500,16	178,37	1,62	2,81	178,86	795,09
E45	5437	Alle UGT	0,00	-200,95	0,00	-1,15	-214,20	0,00
E40	4018	Alle UGT	11,10	286,51	8,64	217,11	305,76	58,40
E49	6552	Alle UGT	437,24	109,30	0,23	0,81	100,02	560,58
E40	4018	Alle UGT	-37,53	0,00	-47,36	0,00	-142,12	0,00
E45	5437	Alle UGT	8,17	1,91	1031,74	202,07	363,68	1028,37
E45	5412	Alle UGT	0,00	0,04	0,00	-246,85	0,00	0,00
E45	5372	Alle UGT	31,07	135,46	180,01	904,84	573,26	1670,06
E45	5442	Alle UGT	0,00	0,00	0,00	-177,15	-66,86	0,00
E38	3615	Alle UGT	0,60	2,93	0,19	0,21	137,91	230,30
E83	15120	Alle UGT	0,00	-4,68	0,00	-3,85	-2137,13	-703,52
E93	16990	Alle UGT	0,03	0,03	0,24	0,11	3590,15	1632,09
E106	19460	Alle UGT	0,00	-3,51	0,00	-3,35	-1457,29	-2257,85
E92	16866	Alle UGT	0,34	0,93	0,81	2,75	2360,15	5349,79
E100	18377	Alle UGT	-0,55	0,00	-0,35	0,00	-1538,37	0,00
E37	3300	Alle UGT	2,70	5,15	1,39	3,24	57,82	204,93

5.2.2. Interne 2D-krachten; m_xD-

Waardes: m_xD-

Lineaire berekening

Klasse: Alle UGT

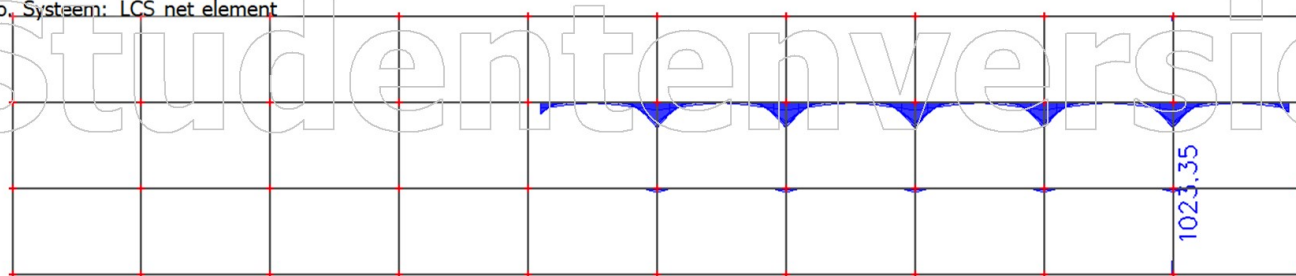
Extreem: Globaal

Selectie: Benoemde selectie -

Binnenwanden

Locatie: In knooppunten gem. bij

macro. Systeem: LCS net element



Studentenversie

5.2.3. Interne 2D-krachten; m_xD+

Waardes: m_xD+

Lineaire berekening

Klasse: Alle UGT

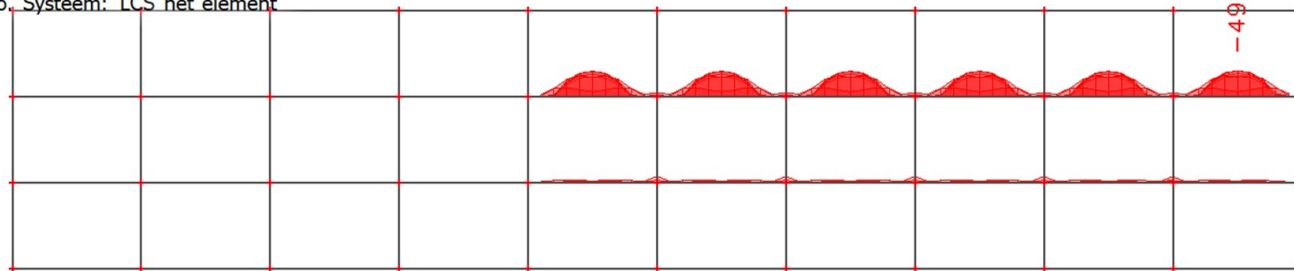
Extreem: Globaal

Selectie: Benoemde selectie -

Binnenwanden

Locatie: In knooppunten gem. bij

macro. Systeem: LCS net element



5.2.4. BGT 2D element - Interne krachten

Lineaire berekening, Extreem : Globaal

Selectie : Benoemde selectie - Binnenwanden

Klasse : Alle BGT

Elementaire ontwerpgrootheden. In knopen, gem. op elem..

Staaft	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
E45	53/2	Alle BGT	-124,76	0,00	-3,33	0,00	-360,85	0,00
E45	5442	Alle BGT	355,41	126,68	0,00	0,00	95,57	0,00
E45	5437	Alle BGT	0,00	-143,49	0,00	0,47	-63,73	0,00
E45	5400	Alle BGT	243,65	202,97	1,98	1,20	208,75	0,00
E38	3618	Alle BGT	0,46	1,08	-0,02	0,00	57,70	35,01
E18	2682	Alle BGT	-9,17	0,00	-6,67	0,00	-23,85	0,00
E45	5437	Alle BGT	2,23	0,14	733,25	143,97	-9,14	0,00
E45	5412	Alle BGT	0,00	0,30	0,00	-175,91	17,05	0,00
E45	5372	Alle BGT	3,38	16,59	124,76	628,63	-97,42	0,00
E45	5442	Alle BGT	1,20	0,29	-0,35	-125,99	4,58	0,00
E84	15302	Alle BGT	0,26	0,15	0,44	0,08	1421,59	240,55
E82	14960	Alle BGT	0,00	0,08	0,41	0,23	-699,02	-152,66
E93	17023	Alle BGT	0,07	0,04	0,01	0,00	1829,51	369,03
E104	19112	Alle BGT	0,00	-0,01	0,21	0,00	0,00	-822,61
E91	16669	Alle BGT	0,19	0,28	-0,01	0,00	510,23	1353,06
E98	17990	Alle BGT	0,00	-0,05	0,21	0,15	-613,91	0,00
E54	8067	Alle BGT	12,52	2,93	9,45	12,01	45,16	46,13

5.3. Resultaten vloer

5.3.1. 2D element - Interne krachten

Lineaire berekening, Extreem : Globaal

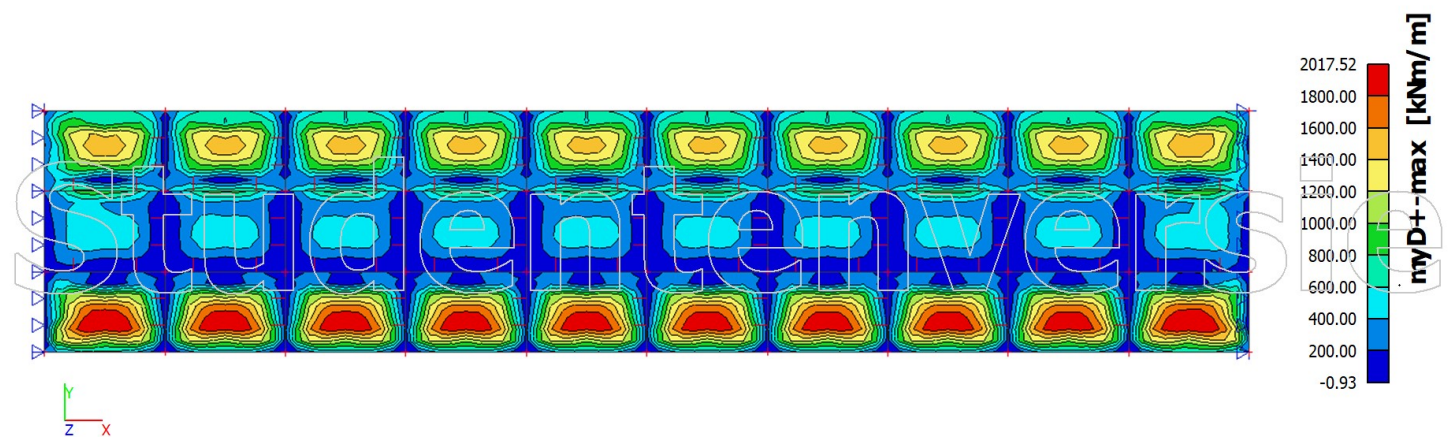
Selectie : Benoemde selectie - Vloeren

Klasse : Alle UGT

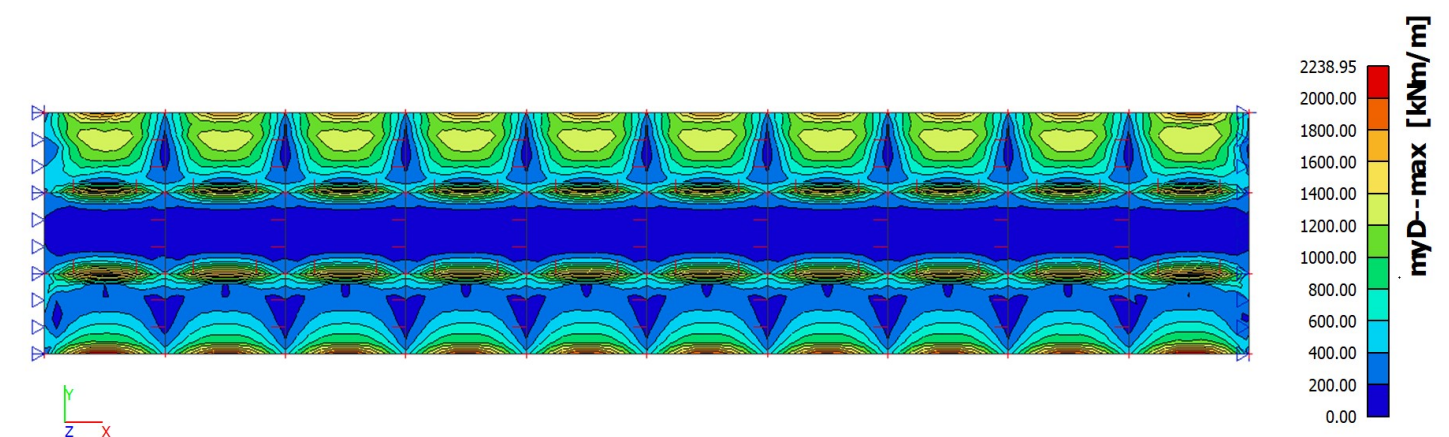
Elementaire ontwerpgrootheden. In knopen, gem. op elem..

Staaf	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
E109	20639	Alle UGT	-764,29	0,00	-876,39	0,00	-518,33	0,00
E109	20854	Alle UGT	1670,14	56,76	1964,09	81,08	415,37	1067,72
E109	20535	Alle UGT	-532,99	-678,02	-15,02	-61,39	261,06	0,00
E109	20499	Alle UGT	1124,33	2017,52	340,47	552,79	345,62	293,12
E109	20005	Alle UGT	0,00	-53,39	0,00	-1,71	-459,05	0,00
E109	20839	Alle UGT	677,19	1299,18	647,58	1303,42	78,62	94,67
E109	19869	Alle UGT	-314,56	0,00	-1169,94	0,00	-693,01	-190,01
E109	19944	Alle UGT	589,18	87,57	2526,32	88,42	454,09	451,51
E109	20824	Alle UGT	0,00	-566,07	-279,30	-336,85	137,81	0,00
E109	20480	Alle UGT	164,21	643,40	458,56	2238,95	759,13	395,35
E109	20499	Alle UGT	-339,84	0,00	-1122,21	0,00	-606,86	-155,05
E109	21559	Alle UGT	70,93	846,28	116,00	1418,51	262,58	297,01
E109	20480	Alle UGT	-413,45	0,00	-96,80	0,00	-1524,88	-1420,33
E109	20204	Alle UGT	203,21	5,11	643,00	478,40	1757,36	320,69
E109	19872	Alle UGT	-394,83	0,00	-78,33	0,00	-1327,24	-1610,36
E109	20615	Alle UGT	267,57	256,92	405,19	336,22	928,60	1622,50
E109	19845	Alle UGT	56,37	0,00	55,92	40,32	562,30	374,68
E109	20899	Alle UGT	374,60	589,10	444,02	1036,86	127,55	29,65

5.3.2. "veldmoment" myD+

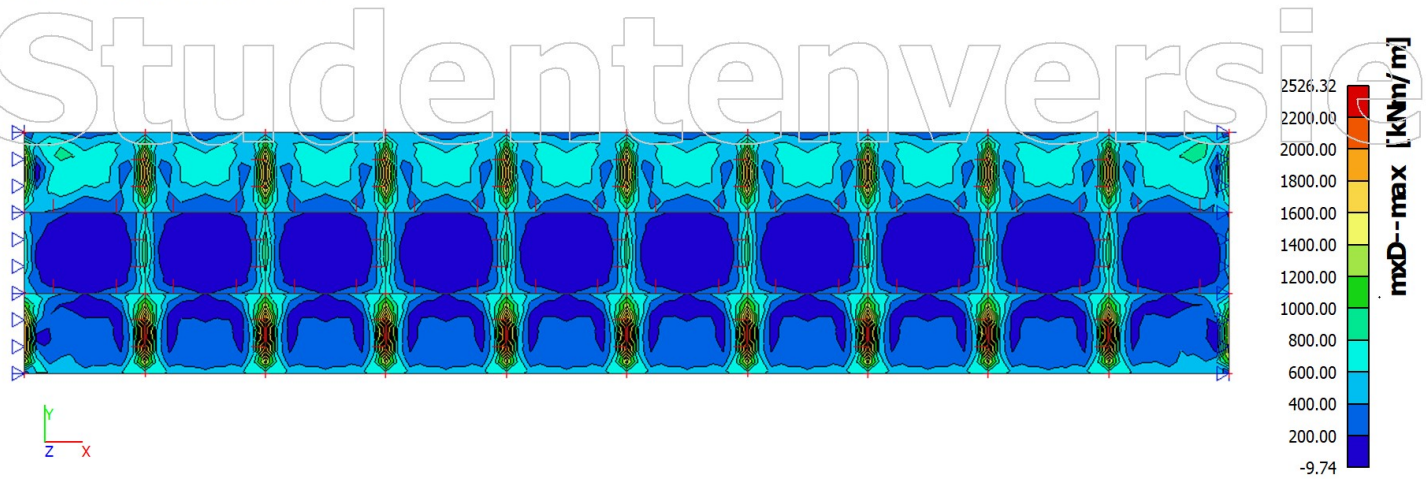


5.3.3. "steunpuntsmoment" myD-

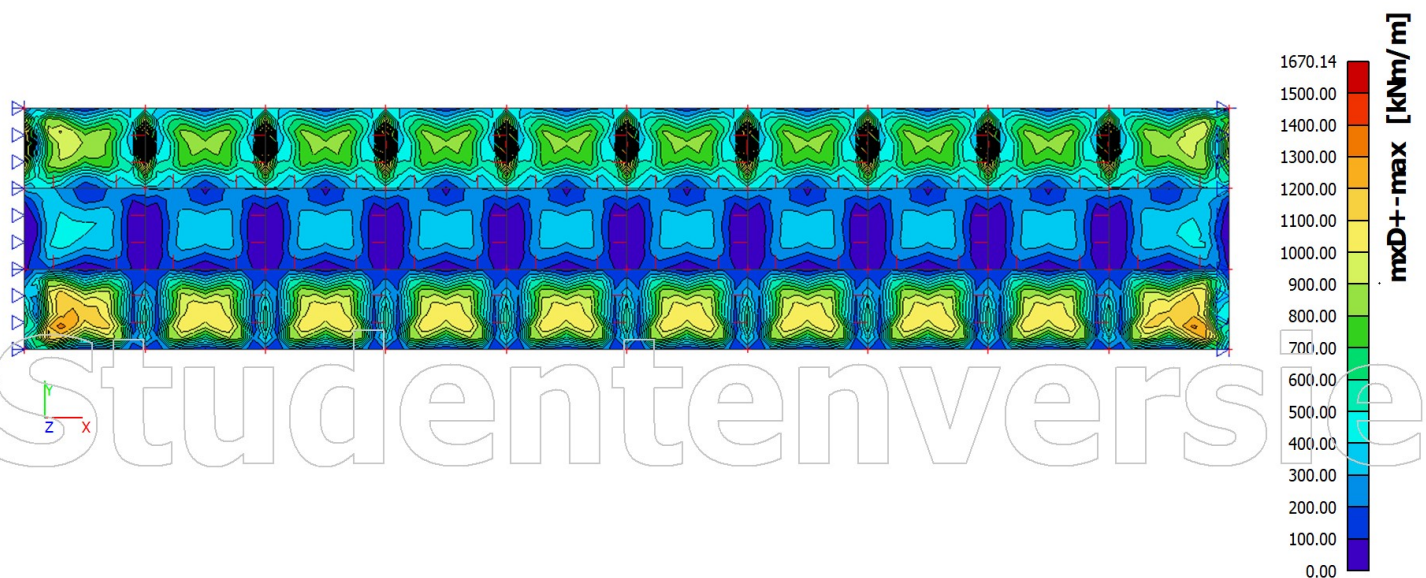


Studentenversie

5.3.4. "veldmoment" mxD+



5.3.5. "steunpuntsmoment" mxD-



5.3.6. BGT 2D element - Interne krachten

Lineaire berekening, Extreem : Globaal

Selectie : Benoemde selectie - Vloeren

Klasse : Alle BGT

Elementaire ontwerpgrootheden. In knopen, gem. op elem..

Staaft	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
E109	20479	Alle BGT	-232,22	0,00	-73,97	0,00	-404,59	0,00
E109	19720	Alle BGT	444,44	607,51	40,41	136,72	45,78	0,00
E109	21244	Alle BGT	-121,52	-245,09	129,30	38,99	103,49	0,00
E109	19735	Alle BGT	395,88	699,63	17,32	7,24	19,24	0,00
E109	20649	Alle BGT	-203,57	0,00	0,00	62,93	-730,53	-267,46
E109	21079	Alle BGT	248,47	363,64	-17,19	0,00	-89,06	0,00
E109	19728	Alle BGT	8,04	16,06	-396,69	0,00	-265,37	0,00
E109	21204	Alle BGT	0,00	35,27	868,48	47,49	20,35	0,00
E109	19804	Alle BGT	43,15	0,00	-116,41	-119,16	-167,53	0,00
E109	20649	Alle BGT	6,61	0,00	206,22	1128,64	0,00	0,00
E109	19735	Alle BGT	0,00	-6,35	-390,54	0,00	-283,56	0,00
E109	21179	Alle BGT	2,63	0,00	189,58	1042,11	0,00	0,00
E109	19726	Alle BGT	-184,60	0,00	36,94	143,47	-853,57	-304,46
E109	20764	Alle BGT	0,00	0,00	211,88	206,33	645,07	172,21
E109	19712	Alle BGT	-116,26	0,00	56,11	191,66	-664,08	-388,68
E109	20484	Alle BGT	186,13	59,72	303,76	106,82	466,70	679,58
E109	19935	Alle BGT	0,00	-39,22	0,00	0,00	-4,68	0,00
E109	21344	Alle BGT	113,71	143,25	0,00	-34,20	39,69	106,69

5.4. Resultaten dak

5.4.1. 2D element - Interne krachten

Lineaire berekening, Extreem : Globaal

Selectie : Benoemde selectie - Dak

Klasse : Alle UGT

Elementaire ontwerpgrootheden. In knopen, gem. op elem..

Staaf	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
E2	164	Alle UGT	-779,13	0,00	15,61	21,77	-432,35	-116,60
E2	250	Alle UGT	1641,70	32,92	0,00	168,20	438,01	151,63
E2	174	Alle UGT	-152,09	-242,93	5,61	0,00	-1610,68	-99,11
E2	836	Alle UGT	230,88	1391,86	8,14	0,00	281,02	270,26
E2	805	Alle UGT	-770,33	0,00	16,84	25,35	-628,70	-124,20
E2	1885	Alle UGT	123,92	1161,55	21,61	36,93	384,11	183,06
E2	831	Alle UGT	5,35	19,77	-410,80	-373,56	-183,68	0,00
E2	164	Alle UGT	-15,47	0,00	808,81	1473,33	212,44	214,73
E2	204	Alle UGT	5,20	20,91	-383,38	-416,76	-305,90	0,00
E2	805	Alle UGT	-15,45	0,00	779,02	1538,61	274,99	215,54
E2	250	Alle UGT	42,32	0,00	0,00	-25,27	-545,48	0,00
E2	565	Alle UGT	0,00	47,79	244,59	312,15	439,40	202,13
E2	168	Alle UGT	-81,94	0,00	-66,55	0,00	-2308,07	-83,90
E2	430	Alle UGT	310,94	203,57	0,00	341,04	1841,86	99,98
E2	144	Alle UGT	2,06	0,00	0,00	-2,23	0,00	-420,40
E2	7	Alle UGT	159,67	87,55	35,06	24,84	812,93	797,23
E2	161	Alle UGT	-83,09	0,00	-25,77	0,00	-2232,62	-96,22
E2	1932	Alle UGT	78,94	223,09	105,94	160,42	396,19	208,72

5.4.2. BGT 2D element - Interne krachten

Lineaire berekening, Extreem : Globaal

Selectie : Benoemde selectie - Dak

Klasse : Alle BGT

Elementaire ontwerpgrootheden. In knopen, gem. op elem..

Staaf	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
E2	806	Alle BGT	-138,58	0,00	21,17	31,42	-29,87	0,00
E2	801	Alle BGT	289,42	10,86	0,00	35,39	197,78	98,06
E2	33	Alle BGT	-24,01	-22,66	9,17	14,02	-45,37	0,00
E2	834	Alle BGT	54,30	278,16	-4,33	0,00	175,51	122,04
E2	805	Alle BGT	-137,82	0,00	20,27	31,52	-44,54	0,00
E2	555	Alle BGT	42,04	270,72	-5,14	0,00	241,04	47,87
E2	761	Alle BGT	10,75	25,54	-74,20	-32,40	135,97	0,00
E2	806	Alle BGT	-20,71	0,00	145,67	270,07	128,65	83,49
E2	204	Alle BGT	7,36	25,90	-52,52	-76,89	-59,12	0,00
E2	805	Alle BGT	-20,02	0,00	140,32	274,12	146,35	82,60
E2	801	Alle BGT	52,77	0,00	0,00	-9,92	17,72	0,00
E2	1435	Alle BGT	-7,79	0,00	29,35	51,84	225,13	74,99
E2	168	Alle BGT	-31,57	0,00	-12,31	0,00	-399,92	0,00
E2	491	Alle BGT	44,38	25,17	0,00	68,76	571,78	42,48
E2	145	Alle BGT	57,19	6,53	0,00	-26,18	-203,26	-154,99
E2	1601	Alle BGT	70,17	71,10	4,26	12,42	214,12	271,15
E2	777	Alle BGT	-26,36	0,00	-10,20	0,00	-373,47	0,00
E2	601	Alle BGT	249,14	15,13	0,00	10,05	313,11	137,13

VI

Bijlage VI: Engineering rapport transportfase

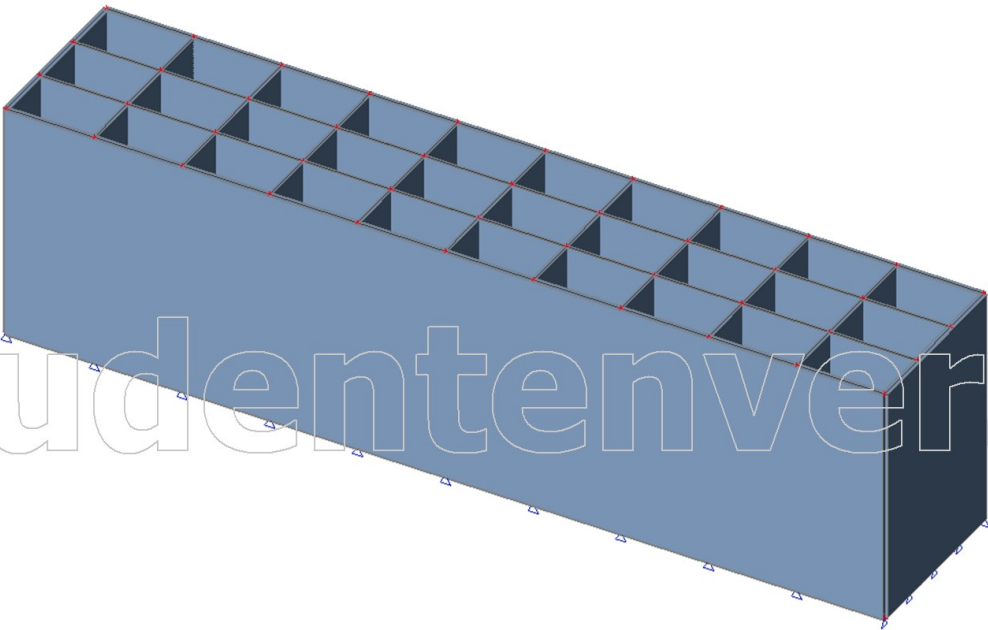
Witteveen + Bos

24 mei 2019

Civiele Techniek
CT4constructief

Jan Treure
Thomas Kastermans

Studentenversie



Studentenversie

Studentenversie

2. Inhoudsopgave

1. Rekenmodel	1
2. Inhoudsopgave	2
3. Uitgangspunten	3
3.1. Materialen	3
3.2. Uitgangspunten	3
4. Belastingen	4
4.1. Belastingsgevallen	4
4.1.1. Belastingsgevallen - BG1	4
4.1.1.1. Golf tijdens transport / Totale waarde	4
4.1.2. Belastingsgevallen - Grootste diepgang	5
4.1.2.1. Golf tijdens transport / Totale waarde	5
4.1.2.2. Vrije oppervlakte last	5
4.1.2.3. Vlaklast	5
4.1.3. Belastingsgevallen - Golf tijdens transport	6
4.1.3.1. Golf tijdens transport / Totale waarde	6
4.1.3.2. Vrije oppervlakte last	6
4.2. Combinaties	7
5. Resultaten transportfase	8
5.1. Buitenwanden - transport	8
5.2. Dek en vloer - transport	8
5.3. Compartimenten - transport	8
6. Resultaten Kantelfase	10
6.1. Buitenwanden - kantel	10
6.2. Vloer + Dek - kantel	10
6.3. Compartimenten - kantel	10
7. Resultaten rechte toestand	12
7.1. Buitenwanden - Rechte toestand	12
7.2. Dek en vloer - Rechte toestand	12
7.3. Compartimenten - Rechte toestand	12

3. Uitgangspunten

3.1. Materialen

Naam	Type	ρ [kg/m ³]	Dichtheid in natte toestand [kg/m ³]	E_{mod} [MPa]	μ	α [m/mK]	$f_{c,k,28}$ [MPa]	Kleur
C30/37 (gescheurd)	Beton	2500,0	2600,0	1,0900e+04	0,2	0,00	30,00	

Verklaring van symbolen

Dichtheid in natte toestand	De waarde van de dichtheid van het kenmerk nieuwe toestand wordt alleen gebruikt als een samengesteld dek wordt ingevoerd en rekening wordt gehouden met de belasting van het eigengewicht.
-----------------------------	---

3.2. Uitgangspunten

Lengte element =	100,0 m
Breedte element =	20,0 m (in eindfase)
Hoogte element =	27,0 m (in eindfase)

Tijdens de transportfase zal het element gekanteld worden, hierdoor kan diepgang beperkt worden. De hoogte en breedte in de transportfase zijn omgedraaid ten opzichte van het de eindfase.

Dikte elementen:

Buitenwanden	(27*100)	700 mm, tpv van verbinding met haakse wand route toepassen
Vloer en Dek	(20*100)	800 mm
Compartimentwanden I_	(25,4*18,6)	400 mm
Compartimentwanden //	(25,4*98,6)	400 mm

De diepgang is als volgt:

Transportfase =	9,58 m (zoet water)
Eindfase =	16,4 m (zoet water)
laagste punt tijdens kantelen =	18,0 m (zoet water)

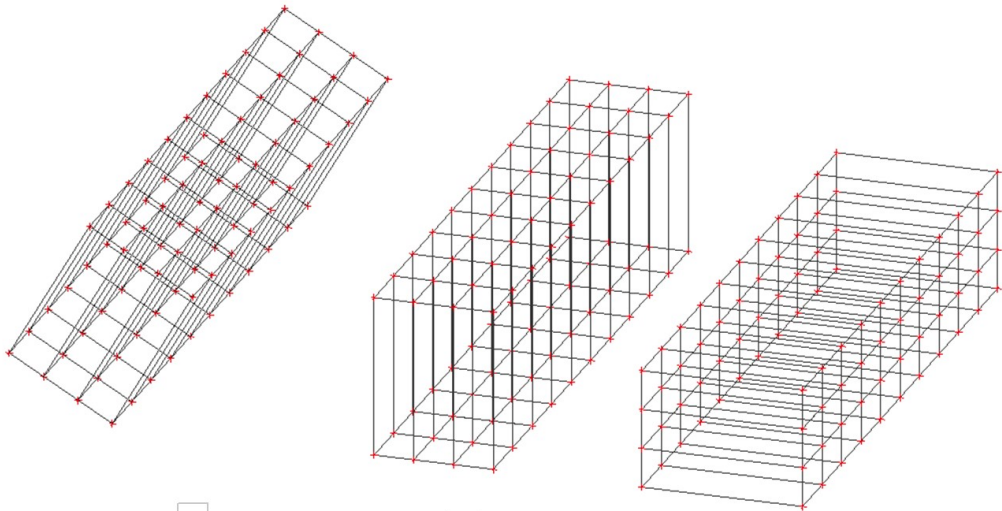
4. Belastingen

4.1. Belastingsgevallen

4.1.1. Belastingsgevallen - BG1

Naam	Omschrijving Spec	Actie type Belastingtype	Lastgroep	Richting
BG1	Eigen gewicht	Permanent Eigen gewicht	LG1	-Z

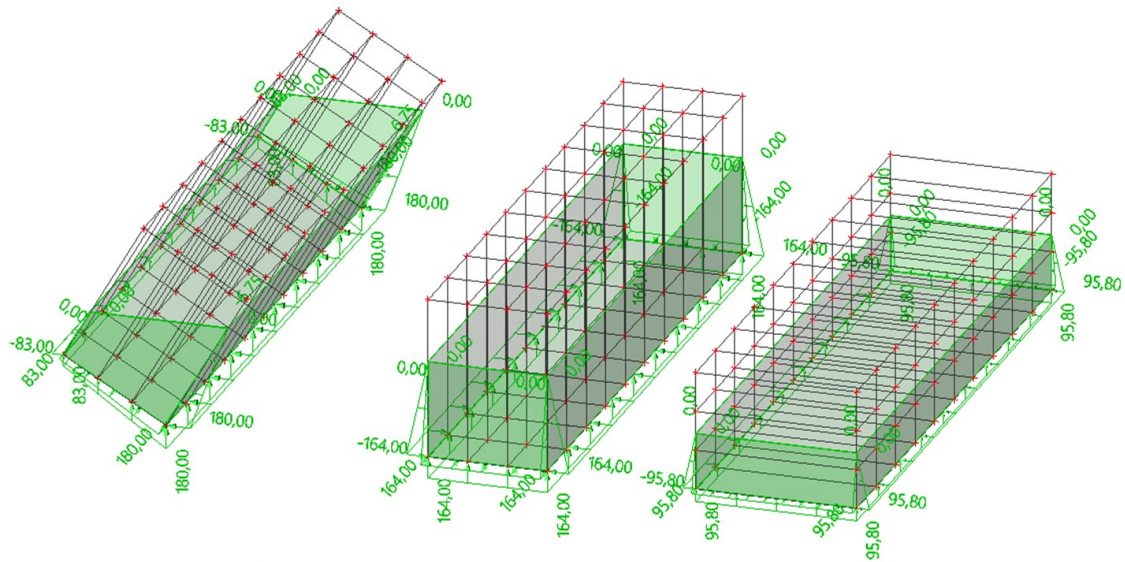
4.1.1.1. Golf tijdens transport / Totale waarde



4.1.2. Belastingsgevallen - Grootste diepgang

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
Grootste diepgang	Grootste diepgang Standaard	Variabel Statisch	Diepgang	Kort	Geen

4.1.2.1. Golf tijdens transport / Totale waarde



4.1.2.2. Vrije oppervlakte last

Naam	Belastingsgeval	Rich	Type	Verdeling	q1 [kN/m ²]	q2 [kN/m ²]
FF9	Grootste diepgang - Grootste diepgang	X	Kracht	Richting Y	164,00	0,00
FF10	Grootste diepgang - Grootste diepgang	X	Kracht	Richting Y	-164,00	0,00
FF11	Grootste diepgang - Grootste diepgang	Y	Kracht	Richting X	164,00	0,00
FF12	Grootste diepgang - Grootste diepgang	Y	Kracht	Richting X	-164,00	0,00
FF17	Grootste diepgang - Grootste diepgang	X	Kracht	Richting X	95,80	0,00
FF18	Grootste diepgang - Grootste diepgang	X	Kracht	Richting X	-95,80	0,00
FF19	Grootste diepgang - Grootste diepgang	Y	Kracht	Richting Y	95,80	0,00
FF20	Grootste diepgang - Grootste diepgang	Y	Kracht	Richting Y	-95,80	0,00
FF30	Grootste diepgang - Grootste diepgang	X	Kracht	3 punten	-180,00	0,00
FF31	Grootste diepgang - Grootste diepgang	Y	Kracht	Richting Y	180,00	0,00
FF32	Grootste diepgang - Grootste diepgang	Y	Kracht	Richting X	-83,00	0,00
FF41	Grootste diepgang - Grootste diepgang	Z	Kracht	Richting Y	180,00	83,00
FF42	Grootste diepgang - Grootste diepgang	X	Kracht	3 punten	180,00	0,00

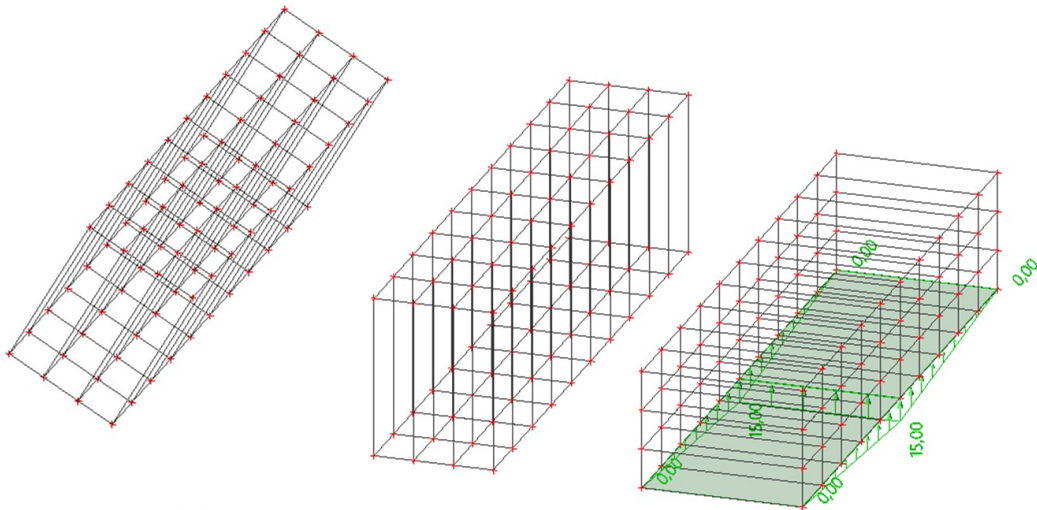
4.1.2.3. Vlaklast

Naam	Rich	Type	Waarde [kN/m ²]	2D-element	Belastingsgeval	Systeem	Loc
SF3	Z	Kracht	164,00	E5	Grootste diepgang - Grootste diepgang	LCS	Lengte
SF7	Z	Kracht	95,80	E18	Grootste diepgang - Grootste diepgang	LCS	Lengte

4.1.3. Belastingsgevallen - Golf tijdens transport

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Duur	'Master' belastingsgeval
	Spec	Belastingtype			
Golf tijdens transport	Lokale stijging waterpeil - trek bovenin?	Variabel	LG2	Kort	Geen
	Standaard	Statisch			

4.1.3.1. Golf tijdens transport / Totale waarde



4.1.3.2. Vrije oppervlakte last

Naam	Belastingsgeval	Rich	Type	Verdeling	q1 [kN/m ²]	q2 [kN/m ²]
FF43	Golf tijdens transport - Lokale stijging waterpeil - trek bovenin?	Z	Kracht	Richting X	0,00	15,00
FF44	Golf tijdens transport - Lokale stijging waterpeil - trek bovenin?	Z	Kracht	Richting X	15,00	0,00

4.2. Combinaties

Naam	Omschrijving	Type	Belastingsgevallen	Coëff. [-]
Eigen gewicht *1.2		Omhullende - uiterst	BG1 - Eigen gewicht Grootste diepgang - Grootste diepgang	1,20 0,90
			Golf tijdens transport - Lokale stijging waterpeil - trek bovenin?	1,00
Waterdruk *1.2		Omhullende - uiterst	BG1 - Eigen gewicht Grootste diepgang - Grootste diepgang	0,90 1,20
			Golf tijdens transport - Lokale stijging waterpeil - trek bovenin?	1,00
BGT		Omhullende - bruikbaarheid	BG1 - Eigen gewicht Grootste diepgang - Grootste diepgang	1,00 1,00
			Golf tijdens transport - Lokale stijging waterpeil - trek bovenin?	1,00

5. Resultaten transportfase

5.1. Buitenwanden - transport

Lineaire berekening, Extreem : Globaal

Selectie : Benoemde selectie - Buitenwanden transport

Klasse : Alle UGT

Elementaire ontwerpgrootheden. In knopen, gem. op elem..

Staaf	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
E20	6505	Alle UGT	-107,27	0,00	54,24	263,43	48,43	0,00
E18	5113	Alle UGT	555,50	130,97	0,00	-59,37	0,00	115,55
E18	5121	Alle UGT	0,00	-192,23	486,77	96,00	-73,80	-90,97
E21	6625	Alle UGT	123,77	544,29	-52,89	0,00	256,17	0,00
E19	5817	Alle UGT	62,12	10,62	0,00	-17,28	-21,71	0,00
E21	6631	Alle UGT	54,24	263,43	-107,27	0,00	48,43	0,00
E18	5116	Alle UGT	0,00	-95,66	986,98	196,20	0,00	0,00
E18	5098	Alle UGT	234,76	108,41	0,00	-190,31	0,00	-55,79
E20	6499	Alle UGT	-52,89	0,00	123,77	544,29	256,17	0,00
E18	5118	Alle UGT	265,40	57,35	0,00	-123,32	0,00	-25,27
E19	5817	Alle UGT	0,00	-14,19	37,63	9,67	-15,11	0,00
E18	5397	Alle UGT	0,00	-176,92	531,81	101,25	-241,16	-368,83
E19	6071	Alle UGT	16,77	0,00	0,00	37,93	1097,47	164,84
E18	5401	Alle UGT	0,00	-176,96	539,97	101,97	0,00	-411,22
E19	6091	Alle UGT	174,85	36,60	0,00	-8,63	694,25	344,39
E18	5371	Alle UGT	-87,36	0,00	53,98	76,94	0,00	-135,29
E19	5820	Alle UGT	16,56	3,62	0,00	0,36	56,53	30,46

Optredende krachten zijn kleiner dan in de eindfase en zijn daardoor niet maatgevend.

5.2. Dek en vloer - transport

Lineaire berekening, Extreem : Globaal

Selectie : Benoemde selectie - dak en vloer transport

Klasse : Alle UGT

Elementaire ontwerpgrootheden. In knopen, gem. op elem..

Staaf	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
E23	7223	Alle UGT	-68,10	0,00	35,44	59,83	53,93	0,00
E23	7220	Alle UGT	191,47	62,70	0,00	-24,08	411,54	311,01
E22	6739	Alle UGT	0,00	-41,96	97,85	31,63	276,74	202,68
E22	6740	Alle UGT	132,94	474,16	-28,69	0,00	-80,48	0,00
E23	7224	Alle UGT	-67,89	0,00	63,89	227,08	-201,50	0,00
E22	7118	Alle UGT	30,54	14,70	0,00	-7,47	57,56	0,00
E22	6740	Alle UGT	36,44	59,83	-68,10	0,00	53,93	0,00
E22	6739	Alle UGT	0,00	-24,08	191,47	62,70	411,54	311,01
E23	7220	Alle UGT	97,85	31,63	0,00	-41,96	276,74	202,68
E23	7224	Alle UGT	-28,69	0,00	132,94	474,16	-80,48	0,00
E22	6740	Alle UGT	63,89	227,08	-67,89	0,00	-201,50	0,00
E23	7568	Alle UGT	0,00	-7,47	30,54	14,70	57,56	0,00
E22	6801	Alle UGT	64,14	239,07	-62,72	0,00	-307,53	-323,94
E22	6979	Alle UGT	17,86	4,52	0,89	36,91	1225,79	199,50
E23	7238	Alle UGT	94,53	0,00	0,00	18,21	72,74	348,22
E22	6803	Alle UGT	4,65	109,69	12,95	0,00	0,00	-53,92
E23	7444	Alle UGT	0,00	27,81	21,95	4,66	1086,07	181,80

Optredende krachten zijn kleiner dan in de eindfase en zijn daardoor niet maatgevend.

5.3. Compartimenten - transport

Lineaire berekening, Extreem : Globaal

Selectie : Benoemde selectie - compartimenten transport

Klasse : Alle UGT

Elementaire ontwerpgrootheden. In knopen, gem. op elem..

Staaf	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
E24	7849	Alle UGT	-18,03	0,00	14,78	20,99	0,00	8,96
E24	7673	Alle UGT	115,34	24,24	0,00	-13,84	64,62	138,43
E24	7650	Alle UGT	0,00	-17,32	29,69	12,99	74,17	88,25
E25	8353	Alle UGT	15,38	58,55	-9,32	0,00	73,86	51,89
E24	7670	Alle UGT	0,00	-12,03	35,01	7,86	53,27	65,89
E24	7669	Alle UGT	44,61	8,53	0,00	-13,02	67,97	91,51
E24	7640	Alle UGT	11,29	40,17	-14,74	0,00	51,94	77,45
E24	7670	Alle UGT	0,00	-7,86	55,33	12,03	113,87	100,38
E24	7673	Alle UGT	67,20	13,84	0,00	-24,24	17,87	76,92
E24	7922	Alle UGT	10,30	18,76	17,18	33,86	0,00	77,31

Staaf	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
E24	7669	Alle UGT	0,00	-4,51	11,25	3,07	60,95	74,92
E30	9561	Alle UGT	0,00	0,00	0,00	0,00	-355,09	0,00
E30	9543	Alle UGT	0,00	0,00	0,00	0,00	645,79	485,52
E24	8054	Alle UGT	-12,75	0,00	10,87	19,14	0,00	-4,35
E26	9048	Alle UGT	-1,00	0,00	-1,63	0,00	-328,83	0,00
E24	7669	Alle UGT	65,02	13,02	0,00	-8,53	135,18	122,06

Optredende krachten zijn kleiner dan in de eindfase en zijn daardoor niet maatgevend.

Studentenversie

Studentenversie

6. Resultaten Kantelfase

6.1. Buitenwanden - kantel

Lineaire berekening, Extreem : Globaal

Selectie : Benoemde selectie - Buitenwanden kantelfase

Klasse : Alle UGT

Elementaire ontwerpgrootheden. In knopen, gem. op elem..

Staaf	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
E72	11703	Alle UGT	-147,74	0,00	0,00	-0,60	0,00	0,00
E72	11707	Alle UGT	567,73	365,39	0,00	-6,13	176,12	122,49
E72	11702	Alle UGT	0,00	-150,38	4,52	0,00	0,00	0,00
E71	11581	Alle UGT	0,00	-122,75	15,15	11,99	0,00	0,00
E70	11053	Alle UGT	85,89	13,89	0,00	-8,36	208,34	103,83
E71	11577	Alle UGT	0,00	-0,60	-147,74	0,00	0,00	0,00
E71	11581	Alle UGT	0,00	-6,13	567,73	365,39	176,12	122,49
E71	11576	Alle UGT	4,52	0,00	0,00	-150,38	0,00	0,00
E72	11707	Alle UGT	15,15	11,99	0,00	-122,75	0,00	0,00
E70	10975	Alle UGT	0,00	-0,65	44,32	11,05	139,89	262,09
E69	10174	Alle UGT	-3,21	0,00	-22,60	0,00	-842,10	0,00
E71	11659	Alle UGT	103,99	47,69	318,70	187,56	1098,30	171,35
E71	11662	Alle UGT	0,00	-111,33	0,00	-13,02	0,00	-237,45
E69	10173	Alle UGT	39,54	144,85	49,37	75,83	603,51	1639,48
E70	11124	Alle UGT	0,00	-9,02	38,63	12,86	115,04	51,71

Optredende trekkracht (Nyd) groter dan in eindfase. Daarom is een aanvullende wapeningsberekening vereist.

6.2. Vloer + Dek - kantel

Lineaire berekening, Extreem : Globaal

Selectie : Benoemde selectie - Dek en vloer kantelfase

Klasse : Alle UGT

Elementaire ontwerpgrootheden. In knopen, gem. op elem..

Staaf	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
E74	12310	Alle UGT	-145,51	0,00	4,32	9,16	0,00	71,35
E74	12306	Alle UGT	189,41	234,08	25,90	38,67	321,45	354,15
E73	11895	Alle UGT	0,00	-193,04	-45,61	0,00	0,00	-325,14
E73	11827	Alle UGT	186,47	292,09	41,08	14,29	0,00	32,59
E73	11836	Alle UGT	-67,47	0,00	-14,94	0,00	0,00	-132,31
E74	12499	Alle UGT	37,04	26,73	155,40	128,16	335,06	230,25
E73	11826	Alle UGT	-17,52	0,00	-180,06	0,00	0,00	27,87
E73	11859	Alle UGT	140,34	93,54	347,92	53,91	64,39	319,60
E73	11949	Alle UGT	0,00	-45,67	0,00	-68,27	0,00	-241,58
E73	11836	Alle UGT	19,62	177,98	91,48	502,94	59,41	186,23
E73	11825	Alle UGT	9,33	44,56	-1,96	0,00	-50,02	0,00
E73	12261	Alle UGT	36,29	163,84	70,21	430,46	0,00	-40,85
E73	11830	Alle UGT	0,00	-49,22	153,99	59,00	-421,56	-323,18
E73	12005	Alle UGT	146,03	67,51	170,36	91,16	667,12	228,03
E73	11825	Alle UGT	0,00	-53,02	152,21	56,75	0,00	-477,70
E73	11992	Alle UGT	29,78	34,08	138,34	128,83	384,60	661,48
E73	11889	Alle UGT	-10,35	0,00	0,00	39,52	0,00	-312,76
E74	12576	Alle UGT	8,51	39,03	0,82	50,42	610,67	23,72

Optredende trekkracht (Nyd) groter dan in eindfase. Daarom is een aanvullende wapeningsberekening vereist.

6.3. Compartimenten - kantel

Lineaire berekening, Extreem : Globaal

Selectie : Benoemde selectie - Compartimenten kantelfase

Klasse : Alle UGT

Elementaire ontwerpgrootheden. In knopen, gem. op elem..

Staaf	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
E75	12935	Alle UGT	-8,31	0,00	0,00	2,27	-256,33	-40,97
E75	12750	Alle UGT	58,42	11,78	0,00	-6,88	114,79	89,07
E75	12806	Alle UGT	0,00	-9,28	14,45	9,07	-57,83	0,00
E76	13635	Alle UGT	4,48	86,06	10,02	0,00	0,00	40,52
E76	13699	Alle UGT	3,91	2,62	0,00	-8,11	50,81	0,00
E81	14629	Alle UGT	0,00	0,00	0,00	0,00	119,63	371,23
E76	13635	Alle UGT	5,08	14,89	-14,70	0,00	-17,03	-36,36
E76	13905	Alle UGT	24,48	11,45	28,79	30,07	303,10	295,40
E75	12750	Alle UGT	36,35	7,26	0,00	-10,50	0,00	-2,12
E76	13695	Alle UGT	23,18	10,65	27,88	30,31	286,38	283,76
E75	13004	Alle UGT	-2,37	0,00	4,63	0,00	-80,53	4,50

Staaf	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
E81	14629	Alle UGT	0,00	0,00	0,00	0,00	345,16	645,51
E81	14715	Alle UGT	0,00	0,00	0,00	0,00	-286,92	-128,78
E80	14589	Alle UGT	0,61	1,14	0,07	0,00	1769,05	80,04
E77	14214	Alle UGT	0,00	-1,16	0,00	-1,28	0,00	-376,70
E80	14542	Alle UGT	0,04	1,21	0,15	0,00	39,32	1297,06
E75	13422	Alle UGT	8,02	31,22	-4,89	0,00	227,49	1001,23

Optredende trekkracht (Nxd) groter dan in eindfase. Daarom is een aanvullende wapeningsberekening vereist.

Studentenversie

Studentenversie

7. Resultaten rechte toestand

7.1. Buitenwanden - Rechte toestand

Lineaire berekening, Extreem : Globaal

Selectie : Benoemde selectie - Buitenwanden recht

Klasse : Alle UGT

Elementaire ontwerpgrootheden. In knopen, gem. op elem..

Staafl	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
E1	3	Alle UGT	-149,10	0,00	46,83	177,74	-449,57	0,00
E2	781	Alle UGT	898,34	166,49	36,39	8,99	-15,08	0,00
E2	707	Alle UGT	0,00	-250,85	0,00	-18,16	-307,09	-304,60
E2	1332	Alle UGT	166,35	631,44	-28,49	0,00	-66,82	0,00
E1	81	Alle UGT	0,00	-158,89	0,00	-6,99	-359,58	0,00
E2	1042	Alle UGT	4,52	10,33	-3,15	0,00	185,50	0,00
E2	703	Alle UGT	46,83	177,74	-149,10	0,00	-449,57	0,00
E1	81	Alle UGT	36,39	8,99	898,34	166,49	-15,08	0,00
E1	7	Alle UGT	0,00	-18,16	0,00	-250,85	-307,09	-304,60
E1	3	Alle UGT	-28,49	0,00	166,35	631,44	-66,82	0,00
E2	781	Alle UGT	0,00	-6,99	0,00	-158,89	-359,58	0,00
E1	342	Alle UGT	-3,15	0,00	4,52	10,33	185,50	0,00
E1	352	Alle UGT	-145,60	0,00	48,50	178,99	-536,90	-475,19
E1	280	Alle UGT	2,01	3,45	4,55	5,63	295,14	70,94
E1	143	Alle UGT	-145,56	0,00	48,32	178,68	-499,29	-475,59
E1	635	Alle UGT	58,60	54,52	80,42	103,44	165,71	134,93
E3	1404	Alle UGT	0,00	-139,58	0,00	-12,86	0,00	-356,86
E3	1482	Alle UGT	1,01	0,00	4,83	7,09	34,03	26,09

Optredende krachten zijn kleiner dan in de eindfase en zijn daardoor niet maatgevend.

7.2. Dek en vloer - Rechte toestand

Lineaire berekening, Extreem : Globaal

Selectie : Benoemde selectie - Dak en vloer recht

Klasse : Alle UGT

Elementaire ontwerpgrootheden. In knopen, gem. op elem..

Staafl	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
E5	1655	Alle UGT	-141,01	0,00	60,14	169,36	-501,48	-44,05
E5	1654	Alle UGT	169,53	277,53	0,00	0,00	0,00	0,00
E5	1667	Alle UGT	0,00	-156,80	157,01	80,69	-436,37	0,00
E5	1659	Alle UGT	149,02	215,75	-60,75	0,00	0,00	0,00
E5	1654	Alle UGT	35,08	16,63	-153,49	-4,47	-311,74	-62,33
E5	1803	Alle UGT	0,00	-5,98	391,57	77,77	0,00	0,00
E6	2162	Alle UGT	25,09	21,63	-21,34	-26,62	143,34	67,32
E5	1655	Alle UGT	-59,49	0,00	207,88	756,73	0,00	0,00
E5	1822	Alle UGT	35,08	16,63	-153,49	-4,47	-311,74	-62,33
E5	1718	Alle UGT	0,00	-17,47	304,32	49,94	0,00	0,00
E5	2048	Alle UGT	0,00	-35,42	200,17	38,42	-694,60	-138,22
E6	2193	Alle UGT	17,30	0,00	0,00	9,27	347,50	54,56
E5	1699	Alle UGT	-139,16	0,00	59,87	176,55	0,00	-680,77
E5	1653	Alle UGT	28,18	27,32	196,82	192,01	243,56	358,16
E5	1882	Alle UGT	0,00	-6,54	108,65	17,54	-112,47	-264,13
E6	2354	Alle UGT	20,90	82,54	-12,55	0,00	234,83	47,56

Optredende krachten zijn kleiner dan in de eindfase en zijn daardoor niet maatgevend.

7.3. Compartimenten - Rechte toestand

Lineaire berekening, Extreem : Globaal

Selectie : Benoemde selectie - compartimenten recht

Klasse : Alle UGT

Elementaire ontwerpgrootheden. In knopen, gem. op elem..

Staafl	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
E7	2694	Alle UGT	-3,14	0,00	0,00	-0,27	-288,74	0,00
E7	2697	Alle UGT	16,03	12,15	0,63	0,20	0,00	0,00
E8	3321	Alle UGT	0,00	-4,19	0,00	-0,31	-209,64	-307,02
E8	3817	Alle UGT	2,40	25,37	0,34	0,04	0,00	0,00
E7	2623	Alle UGT	-0,39	0,00	0,00	0,09	-77,44	-82,00
E13	4457	Alle UGT	0,00	0,00	0,00	0,00	385,17	220,49
E8	3394	Alle UGT	0,00	-0,27	-3,14	0,00	-288,74	0,00
E8	3743	Alle UGT	0,63	0,20	16,03	12,15	0,00	0,00
E7	2557	Alle UGT	0,00	-0,31	0,00	-4,19	-209,64	-307,02
E7	2623	Alle UGT	0,34	0,04	2,40	25,37	0,00	0,00

Staaf	elem	BG	mxD+ [kNm/m]	myD+ [kNm/m]	mxD- [kNm/m]	myD- [kNm/m]	nxD [kN/m]	nyD [kN/m]
E8	3817	Alle UGT	0,00	0,09	-0,39	0,00	-77,44	-82,00
E7	2835	Alle UGT	-2,11	0,00	-0,20	0,00	-438,33	0,00
E13	4457	Alle UGT	0,00	0,00	0,00	0,00	536,13	298,94
E10	4085	Alle UGT	0,00	-0,34	0,00	-0,09	0,00	-447,97
E7	2553	Alle UGT	1,81	2,36	2,07	1,52	451,44	326,52
E9	3956	Alle UGT	0,84	0,14	0,00	-0,13	0,00	-347,21
E8	3742	Alle UGT	0,57	0,00	0,00	4,94	101,92	4,01

Optredende krachten zijn kleiner dan in de eindfase en zijn daardoor niet maatgevend.

Studentenversie

Studentenversie

VII

Bijlage VII: Validatieberekeningen wapening

Witteveen + Bos

24 mei 2019

Civiele Techniek
CT4constructief

Jan Treure
Thomas Kastermans

project: **Afstudeeronderzoek Caisson**
projectcode: **AFO**
onderdeel: **Validatie rekensheet**

gevalideerd: ja rapport: ja
opgesteld door: **TREJ2**
datum opmaak: 27-3-2019

WAPENINGSBEREKENING RECHTHOEKIGE BETONDOORSNEDE VOOR BUIGING MET NORMAALKRACHT

De onderstaande berekening is uitgevoerd volgens de norm NEN-EN 1992-1-1:2011, inclusief NB:2011 en C2:2011.

INVOER

materiaal

keuze betonkwaliteit = **C 30 / 37**
ductiliteitsklasse staal = **B**
karakteristieke sterkte f_{yk} = **500 N/mm²**

ontwerpsituatie:
blijvend/tijdelijk

geometrie

hoogte doorsnede = **800 mm**
breedte doorsnede = **1000 mm**

constructietype:
plaat

belastingen

duur van de belasting = **kortdurend**
normaalkracht N = **0 kN**
normaalkracht N_{Ed} = **0 kN**
buigend moment M = **0 kNm**
buigend moment M_{Ed} = **1000 kNm**

$\delta = 1,00$ (t.b.v. herverdeling moment: $0,7 < \delta < 1,0$)

wapening

constructietype = **S4**
milieuklasse trekzijde = **XS3**
profillering wapening = **geribd**
nominale dekking c_{nom} = **40 mm**
gekozen dekking c_{app} = **80 mm**
 $k_x = c_{app} / c_{nom}$ = **2,00 [-]**

opgelegde vervorming

In rekening te brengen spanning ten gevolge van opgelegde vervorming.
additionele spanning $\Delta\sigma_s$ = **0 N/mm²**

gegevens beton

cilinderdruksterkte f_{cd} = **20 N/mm²**
secans-elast.mod. E_{cm} = **33000 N/mm²**
elast.mod $E_c = f_{ck} / \epsilon_{c3}$ = **17143 N/mm²**
buigtreksterkte f_{ctm} = **2,9 N/mm²**
rek beton ϵ_{c3} = **0,175 %**
rek beton ϵ_{cu3} = **0,350 %**

gegevens staal

Er wordt geen rekening gehouden met een hellende tak van het σ - ϵ diagram.
vloeigrens staal $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ = **435 N/mm²**
elasticiteitsmodulus E_s = **200000 N/mm²**
karakteristieke rek ϵ_{uk} = **5,000 %**
rekenwaarde rek $\epsilon_{ud} = 0,9 \times \epsilon_{uk}$ = **4,500 %**
rek bij vloeien staal ϵ_{spl} = **0,217 %**

UITERSTE GRENSTOESTAND

buigend moment - artikel 6.1

betondrukzone x_u = **100 mm**
breukmoment M_{Rd} = **1000 kNm**
aanwezig moment M_{Ed} = **1000 kNm**

interactie

maatgevende u.c. interactie M + N = **0,95 < 1,0 → OK**
toets: $\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1000 \text{ kNm}}{1000 \text{ kNm}} = 1 < 1,00 \rightarrow \text{OK}$

drukhoogte - artikel 5.5(4) en 5.6.3

gekozen herverdeling δ = **1,00 $\geq$ 0,7 → OK**

rotatiecapaciteit - artikel 5.6.3

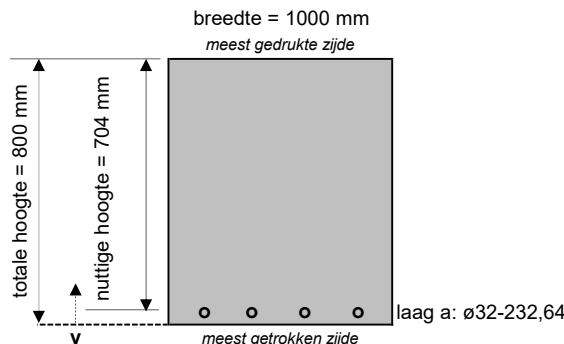
toets: $\frac{x}{d} = \frac{100 \text{ mm}}{800 \text{ mm}} = 0,14 < 0,53 \rightarrow \text{OK}$

minimum wapening - art. 9.2.1.1/NB

minimum wapening $A_{s,min}$ = **1136 mm² → OK**

CONCLUSIE

► toets UGT: OK



	ϕ_{km} [mm]	s [mm]	ϕ_{km} [mm]	s [mm]	A_s [mm ²]	y [mm]	d_s [mm]
laag a	ø32	- 233			3457	96	704
laag b							
laag c							
laag d							

gemiddelde waarden buitenste trekwapening: $\phi_{km} = 32,0 \text{ mm}$

$s_r = 233 \text{ mm}$

gemiddelde waarde totale trekwapening: $d_{s,gem} = 704 \text{ mm}$

[illegible]

project: **Afstudeeronderzoek Caisson**
projectcode: **AFO**
onderdeel: **Validatie rekensheet**

gevalideerd: ja rapport: ja
opgesteld door: **TREJ2**
datum opmaak: 27-3-2019

WAPENINGSBEREKENING RECHTHOEKIGE BETONDOORSNEDE VOOR BUIGING MET NORMAALKRACHT

De onderstaande berekening is uitgevoerd volgens de norm NEN-EN 1992-1-1:2011, inclusief NB:2011 en C2:2011.

INVOER

materiaal

keuze betonkwaliteit = **C 30 / 37**
ductiliteitsklasse staal = **B**
karakteristieke sterkte f_{yk} = **500 N/mm²**

ontwerpsituatie:
blijvend/tijdelijk

geometrie

hoogte doorsnede = **800 mm**
breedte doorsnede = **1000 mm**

constructietype:
plaat

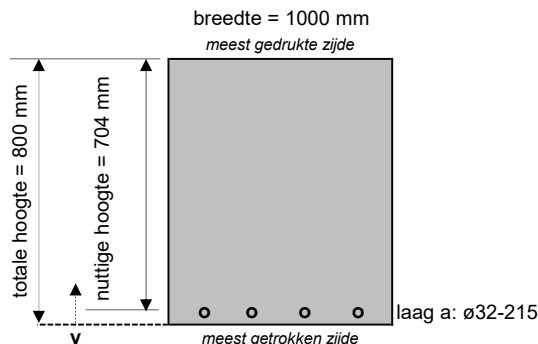
belastingen

duur van de belasting = **kortdurend**
normaalkracht N = **0 kN**
normaalkracht N_{Ed} = **200 kN (trek)**
buigend moment M = **0 kNm**
buigend moment M_{Ed} = **1000 kNm**

$\delta = 1,00$ (t.b.v. herverdeling moment: $0,7 < \delta < 1,0$)

wapening

constructietype = **S4**
milieuklasse trekzijde = **XS3**
profillering wapening = **geribd**
nominale dekking c_{nom} = **40 mm**
gekozen dekking c_{app} = **80 mm**
 $k_x = c_{app} / c_{nom}$ = **2,00 [-]**



	ϕ_{km} [mm]	s [mm]	ϕ_{km} [mm]	s [mm]	A_s [mm ²]	y [mm]	d_s [mm]
laag a	ø32	- 215			3741	96	704
laag b							
laag c							
laag d							

gemiddelde waarden buitenste trekwapening: $\phi_{km} = 32,0$ mm

$s_r = 215$ mm

gemiddelde waarde totale trekwapening: $d_{s,germ} = 704$ mm

opgelegde vervorming

In rekening te brengen spanning ten gevolge van opgelegde vervorming.

additionele spanning $\Delta\sigma_s$ = **0 N/mm²**

gegevens beton

cilinderdruksterkte f_{cd} = **20 N/mm²**
secans-elast.mod. E_{cm} = **33000 N/mm²**
elast.mod $E_c = f_{ck} / \epsilon_{c3}$ = **17143 N/mm²**
buigtreksterkte f_{ctm} = **2,9 N/mm²**
rek beton ϵ_{c3} = **0,175 %**
rek beton ϵ_{cu3} = **0,350 %**

gegevens staal

Er wordt geen rekening gehouden met een hellende tak van het σ - ϵ diagram.

vloegrens staal $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ = **435 N/mm²**
elasticiteitsmodulus E_s = **200000 N/mm²**
karakteristieke rek ϵ_{uk} = **5,000 %**
rekenwaarde rek $\epsilon_{ud} = 0,9 \times \epsilon_{uk}$ = **4,500 %**
rek bij vloeien staal ϵ_{spl} = **0,217 %**

UITERSTE GRENSTOESTAND

buigend moment - artikel 6.1

betondrukzone x_u = **94 mm**
breukmoment M_{Rd} = **1013 kNm**
aanwezig moment M_{Ed} = **1000 kNm**

interactie

maatgevende u.c. interactie M + N = **1 < 1,0 → OK**
toets: $\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1000 \text{ kNm}}{1013 \text{ kNm}} = 0,99 < 1,00 \rightarrow \text{OK}$

drukhoogte - artikel 5.5(4) en 5.6.3

gekozen herverdeling δ = **1,00 $\geq 0,7 \rightarrow \text{OK}$**

rotatiecapaciteit - artikel 5.6.3

toets: $\frac{x}{d} = \frac{94 \text{ mm}}{800 \text{ mm}} = 0,13 < 0,53 \rightarrow \text{OK}$

minimum wapening - art. 9.2.1.1/NB

minimum wapening $A_{s,min}$ = **1176 mm² → OK**

CONCLUSIE

► toets UGT: OK

[illegible]

project: **Afstudeeronderzoek Caisson**
projectcode: **AFO**
onderdeel: **Validatie rekensheet**

gevalideerd: ja rapport: ja
opgesteld door: **TREJ2**
datum opmaak: 27-3-2019

WAPENINGSBEREKENING RECHTHOEKIGE BETONDOORSNEDE VOOR BUIGING MET NORMAALKRACHT

De onderstaande berekening is uitgevoerd volgens de norm NEN-EN 1992-1-1:2011, inclusief NB:2011 en C2:2011.

INVOER

materiaal

keuze betonkwaliteit = **C 30 / 37**
ductiliteitsklasse staal = **B**
karakteristieke sterkte f_{yk} = **500 N/mm²**

ontwerpsituatie:
blijvend/tijdelijk

geometrie

hoogte doorsnede = **800 mm**
breedte doorsnede = **1000 mm**

constructietype:
plaat

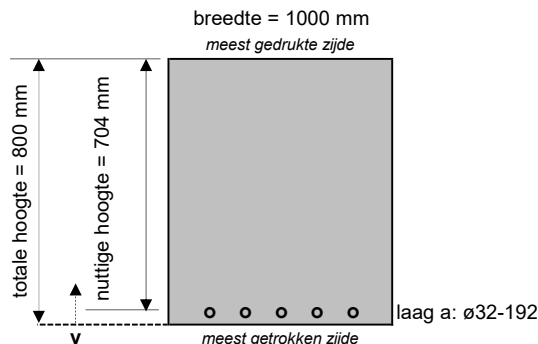
belastingen

duur van de belasting = **kortdurend**
normaalkracht N = **0 kN**
normaalkracht N_{Ed} = **400 kN (trek)**
buigend moment M = **0 kNm**
buigend moment M_{Ed} = **1000 kNm**

$\delta = 1,00$ (t.b.v. herverdeling moment: $0,7 < \delta < 1,0$)

wapening

constructietype = **S4**
milieuklasse trekzijde = **XS3**
profillering wapening = **geribd**
nominale dekking c_{nom} = **40 mm**
gekozen dekking c_{app} = **80 mm**
 $k_x = c_{app} / c_{nom}$ = **2,00 [-]**



	ϕ_{km} [mm]	s [mm]	ϕ_{km} [mm]	s [mm]	A_s [mm ²]	y [mm]	d_s [mm]
laag a	ø32	- 192			4189	96	704
laag b							
laag c							
laag d							

gemiddelde waarden buitenste trekwapening: $\phi_{km} = 32,0$ mm

$s_r = 192$ mm

gemiddelde waarde totale trekwapening: $d_{s,germ} = 704$ mm

opgelegde vervorming

In rekening te brengen spanning ten gevolge van opgelegde vervorming.

additionele spanning $\Delta\sigma_s$ = **0 N/mm²**

gegevens beton

cilinderdruksterkte f_{cd} = **20 N/mm²**
secans-elast.mod. E_{cm} = **33000 N/mm²**
elast.mod $E_c = f_{ck} / \epsilon_{c3}$ = **17143 N/mm²**
buigtreksterkte f_{ctm} = **2,9 N/mm²**
rek beton ϵ_{c3} = **0,175 %**
rek beton ϵ_{cu3} = **0,350 %**

gegevens staal

Er wordt geen rekening gehouden met een hellende tak van het σ - ϵ diagram.

vloegrens staal $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ = **435 N/mm²**
elasticiteitsmodulus E_s = **200000 N/mm²**
karakteristieke rek ϵ_{uk} = **5,000 %**
rekenwaarde rek $\epsilon_{ud} = 0,9 \times \epsilon_{uk}$ = **4,500 %**
rek bij vloeien staal ϵ_{spl} = **0,217 %**

UITERSTE GRENSTOESTAND

buigend moment - artikel 6.1

betondrukzone x_u = **94 mm**
breukmoment M_{Rd} = **1071 kNm**
aanwezig moment M_{Ed} = **1000 kNm**

interactie

maatgevende u.c. interactie M + N = **1 < 1,0 → OK**
toets: $\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1000 \text{ kNm}}{1071 \text{ kNm}} = 0,93 < 1,00 \rightarrow \text{OK}$

drukhoogte - artikel 5.5(4) en 5.6.3

gekozen herverdeling δ = **1,00 $\geq$ 0,7 → OK**

rotatiecapaciteit - artikel 5.6.3

toets: $\frac{x}{d} = \frac{94 \text{ mm}}{800 \text{ mm}} = 0,13 < 0,53 \rightarrow \text{OK}$

minimum wapening - art. 9.2.1.1/NB

minimum wapening $A_{s,min}$ = **1215 mm² → OK**

CONCLUSIE

► toets UGT: OK

[illegible]

project: **Afstudeeronderzoek Caisson**
projectcode: **AFO**
onderdeel: **Validatie rekensheet**

gevalideerd: ja rapport: ja
opgesteld door: **TREJ2**
datum opmaak: 27-3-2019

WAPENINGSBEREKENING RECHTHOEKIGE BETONDOORSNEDE VOOR BUIGING MET NORMAALKRACHT

De onderstaande berekening is uitgevoerd volgens de norm NEN-EN 1992-1-1:2011, inclusief NB:2011 en C2:2011.

INVOER

materiaal

keuze betonkwaliteit = **C 30 / 37**
ductiliteitsklasse staal = **B**
karakteristieke sterkte f_{yk} = **500 N/mm²**

ontwerpsituatie:
blijvend/tijdelijk

geometrie

hoogte doorsnede = **800 mm**
breedte doorsnede = **1000 mm**

constructietype:
plaat

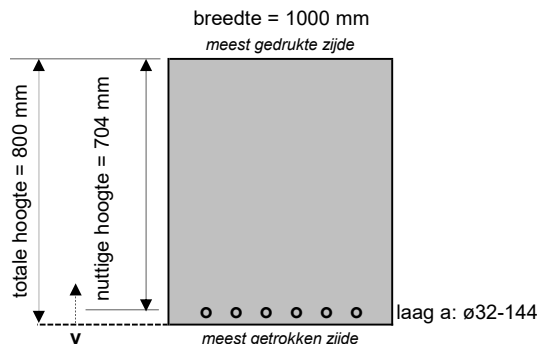
belastingen

duur van de belasting = **kortdurend**
normaalkracht N = **0 kN**
normaalkracht N_{Ed} = **1000 kN (trek)**
buigend moment M = **0 kNm**
buigend moment M_{Ed} = **1000 kNm**

$\delta = 1,00$ (t.b.v. herverdeling moment: $0,7 < \delta < 1,0$)

wapening

constructietype = **S4**
milieuklasse trekzijde = **XS3**
profillering wapening = **geribd**
nominale dekking c_{nom} = **40 mm**
gekozen dekking c_{app} = **80 mm**
 $k_x = c_{app} / c_{nom}$ = **2,00 [-]**



	ϕ_{km} [mm]	s [mm]	ϕ_{km} [mm]	s [mm]	A_s [mm ²]	y [mm]	d_s [mm]
laag a	ø32	- 144			5585	96	704
laag b							
laag c							
laag d							

gemiddelde waarden buitenste trekwapening: $\phi_{km} = 32,0$ mm

$s_r = 144$ mm

gemiddelde waarde totale trekwapening: $d_{s,germ} = 704$ mm

opgelegde vervorming

In rekening te brengen spanning ten gevolge van opgelegde vervorming.

additionele spanning $\Delta\sigma_s$ = **0 N/mm²**

gegevens beton

cilinderdruksterkte f_{cd} = **20 N/mm²**
secans-elast.mod. E_{cm} = **33000 N/mm²**
elast.mod $E_c = f_{ck} / \epsilon_{c3}$ = **17143 N/mm²**
buigtreksterkte f_{ctm} = **2,9 N/mm²**
rek beton ϵ_{c3} = **0,175 %**
rek beton ϵ_{cu3} = **0,350 %**

gegevens staal

Er wordt geen rekening gehouden met een hellende tak van het σ - ϵ diagram.

vloegrens staal $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ = **435 N/mm²**
elasticiteitsmodulus E_s = **200000 N/mm²**
karakteristieke rek ϵ_{uk} = **5,000 %**
rekenwaarde rek $\epsilon_{ud} = 0,9 \times \epsilon_{uk}$ = **4,500 %**
rek bij vloeien staal ϵ_{spl} = **0,217 %**

UITERSTE GRENSTOESTAND

buigend moment - artikel 6.1

betondrukzone x_u = **95 mm**
breukmoment M_{Rd} = **1257 kNm**
aanwezig moment M_{Ed} = **1000 kNm**

interactie

maatgevende u.c. interactie M + N = **1 < 1,0 → OK**
toets: $\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1000 \text{ kNm}}{1257 \text{ kNm}} = 0,8 < 1,00 \rightarrow \text{OK}$

drukhoogte - artikel 5.5(4) en 5.6.3

gekozen herverdeling δ = **1,00 $\geq$ 0,7 → OK**

rotatiecapaciteit - artikel 5.6.3

toets: $\frac{x}{d} = \frac{95 \text{ mm}}{800 \text{ mm}} = 0,13 < 0,53 \rightarrow \text{OK}$

minimum wapening - art. 9.2.1.1/NB

minimum wapening $A_{s,min}$ = **1319 mm² → OK**

CONCLUSIE

► toets UGT: OK

[illegible]

VIII

Bijlage VIII: Wapeningsberekeningen

Witteveen + Bos

24 mei 2019

Civiele Techniek
CT4constructief

Jan Treure
Thomas Kastermans

project: **Afstudeeronderzoek Caisson**
projectcode: **AFO**
onderdeel: **Berekening 1 (Buitenwand tpv route)**

gevalideerd: ja rapport: ja
opgesteld door: **TREJ2**
datum opmaak: 15-5-2019

WAPENINGSBEREKENING RECHTHOEKIGE BETONDOORSNEDE VOOR BUIGING MET NORMAALKRACHT

De onderstaande berekening is uitgevoerd volgens de norm NEN-EN 1992-1-1:2011, inclusief NB:2011 en C2:2011.

INVOER

materiaal

keuze betonkwaliteit = **C 30 / 37**
ductiliteitsklasse staal = **B**
karakteristieke sterkte f_{yk} = **500** N/mm²

ontwerpsituatie:
blijvend/tijdelijk

geometrie

hoogte doorsnede = **1100** mm
breedte doorsnede = **1000** mm

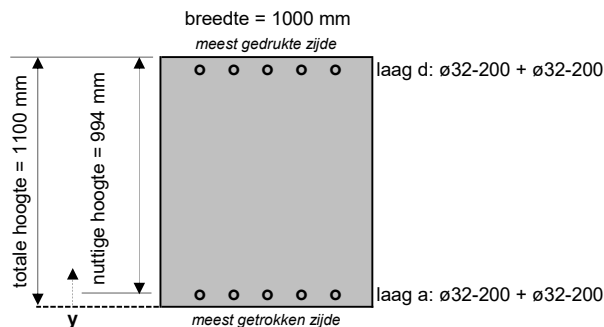
constructietype:
plaat

belastingen

duur van de belasting = **kortdurend**
normaalkracht N = **-80** kN (druk)
normaalkracht N_{Ed} = **470** kN (trek)
buigend moment M = **1160** kNm
buigend moment M_{Ed} = **1670** kNm } $\delta = 1,00$ (t.b.v. herverdeling moment: $0,7 < \delta < 1,0$)

wapening

constructietype = **S4**
milieuklasse trekzijde = **XS3**
profillering wapening = **geribd**
nominale dekking c_{nom} = **45** mm
gekozen dekking c_{app} = **90** mm
 $k_x = c_{app} / c_{nom}$ = **2,00** [-]



	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	A_s [mm ²]	y [mm]	d_s [mm]
laag a	ø32	- 200	ø32	- 200	8042	106	994
laag b							
laag c							
laag d	ø32	- 200	ø32	- 200	8042	994	106

gemiddelde waarden buitenste trekwapening: $\emptyset_{km} = 32,0$ mm

$s_r = 100$ mm

gemiddelde waarde totale trekwapening: $d_{s, gem} = 994$ mm

opgelegde vervorming

In rekening te brengen spanning ten gevolge van opgelegde vervorming.

additionele spanning $\Delta\sigma_s$ = **0** N/mm²

gegevens beton

cilinderdruksterkte f_{cd} = **20** N/mm²
secans-elast.mod. E_{cm} = **33000** N/mm²
elast.mod $E_c = f_{ck} / \epsilon_{c3}$ = **17143** N/mm²
buigtreksterkte f_{ctm} = **2,9** N/mm²
rek beton ϵ_{c3} = **0,175** %
rek beton ϵ_{cu3} = **0,350** %

gegevens staal

Er wordt geen rekening gehouden met een hellende tak van het σ - ϵ diagram.

vloeigrens staal $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ = **435** N/mm²
elasticiteitsmodulus E_s = **200000** N/mm²
karakteristieke rek ϵ_{uk} = **5,000** %
rekenwaarde rek $\epsilon_{ud} = 0,9 \times \epsilon_{uk}$ = **4,500** %
rek bij vloeien staal ϵ_{spl} = **0,217** %

UITERSTE GRENSTOESTAND

buigend moment - artikel 6.1

betondrukzone x_u = **131** mm
breukmoment M_{Rd} = **3006** kNm
aanwezig moment M_{Ed} = **1670** kNm

interactie

maatgevende u.c. interactie M + N = **0,55 < 1,0** → OK

$$\text{toets: } \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1670 \text{ kNm}}{3006 \text{ kNm}} = 0,56 < 1,00 \rightarrow \text{OK}$$

drukhoogte - artikel 5.5(4) en 5.6.3

gekozen herverdeling δ = **1,00** $\geq 0,7$ → OK

rotatiecapaciteit - artikel 5.6.3

$$\text{toets: } \frac{x}{d} = \frac{131 \text{ mm}}{1100 \text{ mm}} = 0,13 < 0,53 \rightarrow \text{OK}$$

minimum wapening - art. 9.2.1.1/NB

minimum wapening $A_{s, min}$ = **1615** mm² → OK

BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTAND

berekening scheurmoment M_r

betondrukzone x_r = **562** mm
scheurmoment M_r = **796** kNm, gescheurd

berekening staalspanning bij M_{rep}

betondrukzone x_{rep} = **312** mm
max. staalsp. σ_s = **157** N/mm²
additioneel $\Delta\sigma_s$ = **0** N/mm²

spanningsbeperking - artikel 7.2

(2) langsscheuren; σ_b = **6,15** N/mm² < $k_1 \times f_{ck}$ = **18** N/mm² Er zullen geen langsscheuren optreden.
(3) lin./niet-lin. kruip; σ_b = **6,15** N/mm² < $k_2 \times f_{ck}$ = **14** N/mm² Er mag rekening gehouden worden met lin. kruip.
(5) treksp. wap.; $\sigma_s + \Delta\sigma_s$ = **157** N/mm² < $k_3 \times f_{yk}$ = **400** N/mm² Onaanvaardbare scheurvorming is vermeden.

scheurbeheersing - artikel 7.3

scheurwijdte w_k = **0,23** mm
max. scheurafstand $s_{r, max}$ = **484** mm
tabel 7.1N → w_{max} = **0,20** mm $\geq \frac{w_k}{k_x} = \frac{0,23 \text{ mm}}{2,00} = 0,11$ mm → OK

minimum wapening - art. 7.3.2

minimum wapening $A_{s, min}$ = **799** mm² → OK

CONCLUSIE

► toets UGT: OK
► toets BGT: OK

project: **Afstudeeronderzoek Caisson**
projectcode: **AFO**
onderdeel: **Berekening 2 (Buitenwand tpv route)**

gevalideerd: ja rapport: ja
opgesteld door: **TREJ2**
datum opmaak: 15-5-2019

WAPENINGSBEREKENING RECHTHOEKIGE BETONDOORSNEDE VOOR BUIGING MET NORMAALKRACHT

De onderstaande berekening is uitgevoerd volgens de norm NEN-EN 1992-1-1:2011, inclusief NB:2011 en C2:2011.

INVOER

materiaal

keuze betonkwaliteit = **C 30 / 37**
ductiliteitsklasse staal = **B**
karakteristieke sterkte f_{yk} = **500** N/mm²

ontwerpsituatie:
blijvend/tijdelijk

geometrie

hoogte doorsnede = **1100** mm
breedte doorsnede = **1000** mm

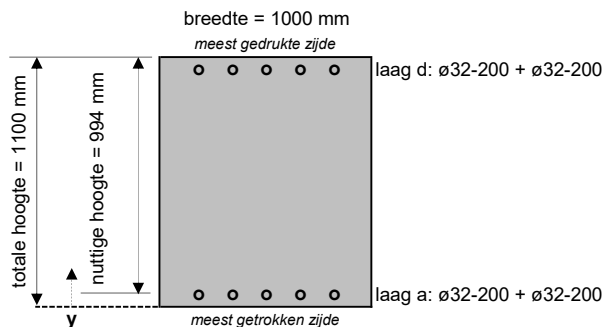
constructietype:
plaat

belastingen

duur van de belasting = **kortdurend**
normaalkracht N = **290** kN (trek)
normaalkracht N_{Ed} = **420** kN (trek)
buigend moment M = **1510** kNm
buigend moment M_{Ed} = **2350** kNm } $\delta = 1,00$ (t.b.v. herverdeling moment: $0,7 < \delta < 1,0$)

wapening

constructietype = **S4**
milieuklasse trekzijde = **XS3**
profillering wapening = **geribd**
nominale dekking c_{nom} = **45** mm
gekozen dekking c_{app} = **90** mm
 $k_x = c_{app} / c_{nom}$ = **2,00** [-]



	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	A_s [mm ²]	y [mm]	d_s [mm]
laag a	ø32	- 200	ø32	- 200	8042	106	994
laag b							
laag c							
laag d	ø32	- 200	ø32	- 200	8042	994	106

gemiddelde waarden buitenste trekwapening: $\emptyset_{km} = 32,0$ mm

$s_r = 100$ mm

gemiddelde waarde totale trekwapening: $d_{s, gem} = 994$ mm

opgelegde vervorming

In rekening te brengen spanning ten gevolge van opgelegde vervorming.
additionele spanning $\Delta\sigma_s$ = **0** N/mm²

gegevens beton

cilinderdruksterkte f_{cd} = **20** N/mm²
secans-elast.mod. E_{cm} = **33000** N/mm²
elast.mod $E_c = f_{ck} / \epsilon_{c3}$ = **17143** N/mm²
buigtreksterkte f_{ctm} = **2,9** N/mm²
rek beton ϵ_{c3} = **0,175** %
rek beton ϵ_{cu3} = **0,350** %

gegevens staal

Er wordt geen rekening gehouden met een hellende tak van het σ - ϵ diagram.
vloeigrens staal $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ = **435** N/mm²
elasticiteitsmodulus E_s = **200000** N/mm²
karakteristieke rek ϵ_{uk} = **5,000** %
rekenwaarde rek $\epsilon_{ud} = 0,9 \times \epsilon_{uk}$ = **4,500** %
rek bij vloeien staal ϵ_{spl} = **0,217** %

UITERSTE GRENSTOESTAND

buigend moment - artikel 6.1

betondrukzone x_u = **132** mm
breukmoment M_{Rd} = **3028** kNm
aanwezig moment M_{Ed} = **2350** kNm

interactie

maatgevende u.c. interactie M + N = **0,74 < 1,0** → OK
toets: $\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{2350 \text{ kNm}}{3028 \text{ kNm}} = 0,78 < 1,00$ → OK

drukhoogte - artikel 5.5(4) en 5.6.3

gekozen herverdeling δ = **1,00** $\geq 0,7$ → OK

rotatiecapaciteit - artikel 5.6.3

toets: $\frac{x}{d} = \frac{132 \text{ mm}}{1100 \text{ mm}} = 0,13 < 0,53$ → OK

minimum wapening - art. 9.2.1.1/NB

minimum wapening $A_{s, min}$ = **1581** mm² → OK

BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTAND

berekening scheurmoment M_r

betondrukzone x_r = **504** mm
scheurmoment M_r = **718** kNm, gescheurd

berekening staalspanning bij M_{rep}

betondrukzone x_{rep} = **282** mm
max. staalsp. σ_s = **228** N/mm²
additioneel $\Delta\sigma_s$ = **0** N/mm²

spanningsbeperking - artikel 7.2

(2) langsscheuren; σ_b = **7,71** N/mm² < $k_1 \times f_{ck}$ = **18** N/mm² Er zullen geen langsscheuren optreden.
(3) lin./niet-lin. kruip; σ_b = **7,71** N/mm² < $k_2 \times f_{ck}$ = **14** N/mm² Er mag rekening gehouden worden met lin. kruip.
(5) treksp. wap.; $\sigma_s + \Delta\sigma_s$ = **228** N/mm² < $k_3 \times f_{yk}$ = **400** N/mm² Onaanvaardbare scheurvorming is vermeden.

scheurbeheersing - artikel 7.3

scheurwijdte w_k = **0,39** mm
max. scheurafstand $s_{r, max}$ = **485** mm
tabel 7.1N → w_{max} = **0,20** mm $\geq \frac{w_k}{k_x} = \frac{0,39 \text{ mm}}{2,00} = 0,19$ mm → OK

minimum wapening - art. 7.3.2

minimum wapening $A_{s, min}$ = **1021** mm² → OK

CONCLUSIE

► toets UGT: OK
► toets BGT: OK

project: **Afstudeeronderzoek Caisson**
projectcode: **AFO**
onderdeel: **Berekening 3 (Buitenwand)**

gevalideerd: ja rapport: ja
opgesteld door: **TREJ2**
datum opmaak: 15-5-2019

WAPENINGSBEREKENING RECHTHOEKIGE BETONDOORSNEDE VOOR BUIGING MET NORMAALKRACHT

De onderstaande berekening is uitgevoerd volgens de norm NEN-EN 1992-1-1:2011, inclusief NB:2011 en C2:2011.

INVOER

materiaal

keuze betonkwaliteit = **C 30 / 37**
ductiliteitsklasse staal = **B**
karakteristieke sterkte f_{yk} = **500 N/mm²**

ontwerpsituatie:
blijvend/tijdelijk

geometrie

hoogte doorsnede = **700 mm**
breedte doorsnede = **1000 mm**

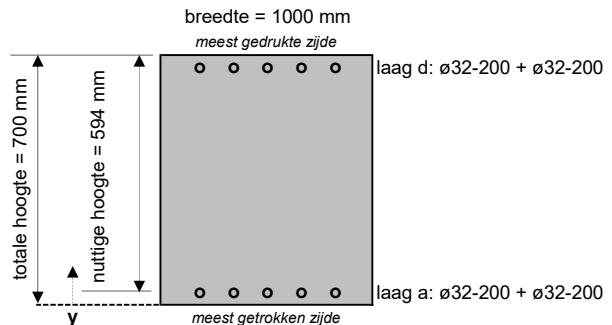
constructietype:
plaat

belastingen

duur van de belasting = **kortdurend**
normaalkracht N = **-110 kN (druk)**
normaalkracht N_{Ed} = **200 kN (trek)**
buigend moment M = **720 kNm**
buigend moment M_{Ed} = **1090 kNm** } $\delta = 1,00$ (t.b.v. herverdeling moment: $0,7 < \delta < 1,0$)

wapening

constructietype = **S4**
milieuklasse trekzijde = **XS3**
profillering wapening = **geribd**
nominale dekking c_{nom} = **45 mm**
gekozen dekking c_{app} = **90 mm**
 $k_x = c_{app} / c_{nom}$ = **2,00 [-]**



	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	A_s [mm ²]	y [mm]	d_s [mm]
laag a	ø32	- 200	ø32	- 200	8042	106	594
laag b							
laag c							
laag d	ø32	- 200	ø32	- 200	8042	594	106

gemiddelde waarden buitenste trekwapening: $\emptyset_{km} = 32,0$ mm

$s_r = 100$ mm

gemiddelde waarde totale trekwapening: $d_{s, gem} = 594$ mm

opgelegde vervorming

In rekening te brengen spanning ten gevolge van opgelegde vervorming.

additionele spanning $\Delta\sigma_s$ = **0 N/mm²**

gegevens beton

cilinderdruksterkte f_{cd} = **20 N/mm²**
secans-elast.mod. E_{cm} = **33000 N/mm²**
elast.mod $E_c = f_{ck} / \epsilon_{c3}$ = **17143 N/mm²**
buigtreksterkte f_{ctm} = **2,9 N/mm²**
rek beton ϵ_{c3} = **0,175 %**
rek beton ϵ_{cu3} = **0,350 %**

gegevens staal

Er wordt geen rekening gehouden met een hellende tak van het σ - ϵ diagram.

vloeigrens staal $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ = **435 N/mm²**
elasticiteitsmodulus E_s = **200000 N/mm²**
karakteristieke rek ϵ_{uk} = **5,000 %**
rekenwaarde rek $\epsilon_{ud} = 0,9 \times \epsilon_{uk}$ = **4,500 %**
rek bij vloeien staal ϵ_{spl} = **0,217 %**

UITERSTE GRENSTOESTAND

buigend moment - artikel 6.1

betondrukzone x_u = **136 mm**
breukmoment M_{Rd} = **1767 kNm**
aanwezig moment M_{Ed} = **1090 kNm**

interactie

maatgevende u.c. interactie M + N = **0,65** Opmerking: betonspanning is getoetst.

$$\text{toets: } \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1090 \text{ kNm}}{1767 \text{ kNm}} = 0,62 < 1,00 \rightarrow \text{OK}$$

drukhoogte - artikel 5.5(4) en 5.6.3

gekozen herverdeling δ = **1,00 $\geq 0,7 \rightarrow \text{OK}$**

rotatiecapaciteit - artikel 5.6.3

$$\text{toets: } \frac{x}{d} = \frac{136 \text{ mm}}{700 \text{ mm}} = 0,23 < 0,53 \rightarrow \text{OK}$$

minimum wapening - art. 9.2.1.1/NB

minimum wapening $A_{s, min}$ = **1106 mm² $\rightarrow \text{OK}$**

BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTAND

berekening scheurmoment M_r

betondrukzone x_r = **364 mm**
scheurmoment M_r = **343 kNm, gescheurd**

berekening staalspanning bij M_{rep}

betondrukzone x_{rep} = **227 mm**
max. staalsp. σ_s = **169 N/mm²**
additioneel $\Delta\sigma_s$ = **0 N/mm²**

spanningsbeperking - artikel 7.2

(2) langsscheuren; σ_b = **8,94 N/mm²** < $k_1 \times f_{ck}$ = **18 N/mm²** Er zullen geen langsscheuren optreden.
(3) lin./niet-lin. kruip; σ_b = **8,94 N/mm²** < $k_2 \times f_{ck}$ = **14 N/mm²** Er mag rekening gehouden worden met lin. kruip.
(5) treksp. wap.; $\sigma_s + \Delta\sigma_s$ = **169 N/mm²** < $k_3 \times f_{yk}$ = **400 N/mm²** Onaanvaardbare scheurvorming is vermeden.

scheurbeheersing - artikel 7.3

scheurwijdte w_k = **0,26 mm**
max. scheurafstand $s_{r, max}$ = **413 mm**
tabel 7.1N $\rightarrow w_{max}$ = **0,20 mm $\geq \frac{w_k}{k_x} = \frac{0,26 \text{ mm}}{2,00} = 0,13 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$**

minimum wapening - art. 7.3.2

minimum wapening $A_{s, min}$ = **540 mm² $\rightarrow \text{OK}$**

CONCLUSIE

► toets UGT: OK
► toets BGT: OK

project: **Afstudeeronderzoek Caisson**
projectcode: **AFO**
onderdeel: **Berekening 4 (Buitenwand)**

gevalideerd: ja rapport: ja
opgesteld door: **TREJ2**
datum opmaak: 15-5-2019

WAPENINGSBEREKENING RECHTHOEKIGE BETONDOORSNEDE VOOR BUIGING MET NORMAALKRACHT

De onderstaande berekening is uitgevoerd volgens de norm NEN-EN 1992-1-1:2011, inclusief NB:2011 en C2:2011.

INVOER

materiaal

keuze betonkwaliteit = **C 30 / 37**
ductiliteitsklasse staal = **B**
karakteristieke sterkte f_{yk} = **500** N/mm²

ontwerpsituatie:
blijvend/tijdelijk

geometrie

hoogte doorsnede = **700** mm
breedte doorsnede = **1000** mm

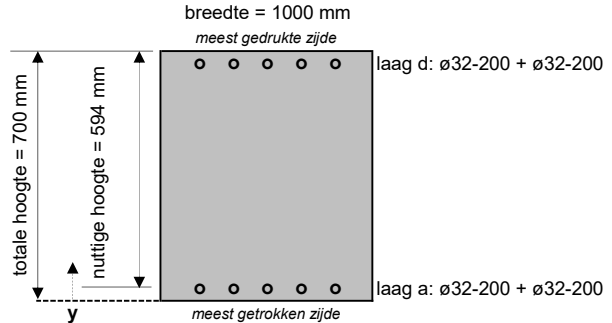
constructietype:
plaat

belastingen

duur van de belasting = **kortdurend**
normaalkracht N = **-140** kN (druk)
normaalkracht N_{Ed} = **320** kN (trek)
buigend moment M = **670** kNm
buigend moment M_{Ed} = **1010** kNm } $\delta = 1,00$ (t.b.v. herverdeling moment: $0,7 < \delta < 1,0$)

wapening

constructietype = **S4**
milieuklasse trekzijde = **XS3**
profillering wapening = **geribd**
nominale dekking c_{nom} = **45** mm
gekozen dekking c_{app} = **90** mm
 $k_x = c_{app} / c_{nom}$ = **2,00** [-]



	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	A_s [mm ²]	y [mm]	d_s [mm]
laag a	ø32	- 200	ø32	- 200	8042	106	594
laag b							
laag c							
laag d	ø32	- 200	ø32	- 200	8042	594	106

gemiddelde waarden buitenste trekwapening: $\emptyset_{km} = 32,0$ mm

$s_r = 100$ mm

gemiddelde waarde totale trekwapening: $d_{s, gem} = 594$ mm

opgelegde vervorming

In rekening te brengen spanning ten gevolge van opgelegde vervorming.

additionele spanning $\Delta\sigma_s$ = **0** N/mm²

gegevens beton

cilinderdruksterkte f_{cd} = **20** N/mm²
secans-elast.mod. E_{cm} = **33000** N/mm²
elast.mod $E_c = f_{ck} / \epsilon_{c3}$ = **17143** N/mm²
buigtreksterkte f_{ctm} = **2,9** N/mm²
rek beton ϵ_{c3} = **0,175** %
rek beton ϵ_{cu3} = **0,350** %

gegevens staal

Er wordt geen rekening gehouden met een hellende tak van het σ - ϵ diagram.

vloeigrens staal $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ = **435** N/mm²
elasticiteitsmodulus E_s = **200000** N/mm²
karakteristieke rek ϵ_{uk} = **5,000** %
rekenwaarde rek $\epsilon_{ud} = 0,9 \times \epsilon_{uk}$ = **4,500** %
rek bij vloeien staal ϵ_{spl} = **0,217** %

UITERSTE GRENSTOESTAND

buigend moment - artikel 6.1

betondrukzone x_u = **134** mm
breukmoment M_{Rd} = **1738** kNm
aanwezig moment M_{Ed} = **1010** kNm

interactie

maatgevende u.c. interactie M + N = **0,6** Opmerking: betonspanning is getoetst.

$$\text{toets: } \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1010 \text{ kNm}}{1738 \text{ kNm}} = 0,58 < 1,00 \rightarrow \text{OK}$$

drukhoogte - artikel 5.5(4) en 5.6.3

gekozen herverdeling δ = **1,00** $\geq 0,7 \rightarrow \text{OK}$

rotatiecapaciteit - artikel 5.6.3

$$\text{toets: } \frac{x}{d} = \frac{134 \text{ mm}}{700 \text{ mm}} = 0,22 < 0,53 \rightarrow \text{OK}$$

minimum wapening - art. 9.2.1.1/NB

minimum wapening $A_{s, min}$ = **1123** mm² $\rightarrow \text{OK}$

BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTAND

berekening scheurmoment M_r

betondrukzone x_r = **368** mm
scheurmoment M_r = **347** kNm, gescheurd

berekening staalspanning bij M_{rep}

betondrukzone x_{rep} = **230** mm
max. staalsp. σ_s = **155** N/mm²
additioneel $\Delta\sigma_s$ = **0** N/mm²

spanningsbeperking - artikel 7.2

(2) langsscheuren; σ_b = **8,35** N/mm² < $k_1 \times f_{ck}$ = **18** N/mm² Er zullen geen langsscheuren optreden.
(3) lin./niet-lin. kruip; σ_b = **8,35** N/mm² < $k_2 \times f_{ck}$ = **14** N/mm² Er mag rekening gehouden worden met lin. kruip.
(5) treksp. wap.; $\sigma_s + \Delta\sigma_s$ = **155** N/mm² < $k_3 \times f_{yk}$ = **400** N/mm² Onaanvaardbare scheurvorming is vermeden.

scheurbeheersing - artikel 7.3

scheurwijdte w_k = **0,23** mm
max. scheurafstand $s_{r, max}$ = **412** mm
tabel 7.1N $\rightarrow w_{max}$ = **0,20** mm $\geq \frac{w_k}{k_x} = \frac{0,23 \text{ mm}}{2,00} = 0,11$ mm $\rightarrow \text{OK}$

minimum wapening - art. 7.3.2

minimum wapening $A_{s, min}$ = **528** mm² $\rightarrow \text{OK}$

CONCLUSIE

► toets UGT: OK
► toets BGT: OK

project: **Afstudeeronderzoek Caisson**
projectcode: **AFO**
onderdeel: **Berekening 5 (Buitenwand druk)**

gevalideerd: ja rapport: ja
opgesteld door: **TREJ2**
datum opmaak: 15-5-2019

WAPENINGSBEREKENING RECHTHOEKIGE BETONDOORSNEDE VOOR BUIGING MET NORMAALKRACHT

De onderstaande berekening is uitgevoerd volgens de norm NEN-EN 1992-1-1:2011, inclusief NB:2011 en C2:2011.

INVOER

materiaal

keuze betonkwaliteit = **C 30 / 37**
ductiliteitsklasse staal = **B**
karakteristieke sterkte f_{yk} = **500** N/mm²

ontwerpsituatie:
blijvend/tijdelijk

geometrie

hoogte doorsnede = **700** mm
breedte doorsnede = **1000** mm

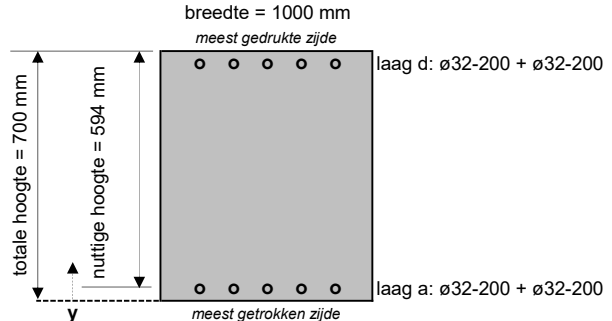
constructietype:
plaat

belastingen

duur van de belasting = **kortdurend**
normaalkracht N = **-300** kN (druk)
normaalkracht N_{Ed} = **-1190** kN (druk)
buigend moment M = **250** kNm
buigend moment M_{Ed} = **50** kNm } $\delta = 1,00$ (t.b.v. herverdeling moment: $0,7 < \delta < 1,0$)

wapening

constructietype = **S4**
milieuklasse trekzijde = **XS3**
profillering wapening = **geribd**
nominale dekking c_{nom} = **45** mm
gekozen dekking c_{app} = **90** mm
 $k_x = c_{app} / c_{nom}$ = **2,00** [-]



	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	A_s [mm ²]	y [mm]	d_s [mm]
laag a	ø32	- 200	ø32	- 200	8042	106	594
laag b							
laag c							
laag d	ø32	- 200	ø32	- 200	8042	594	106

gemiddelde waarden buitenste trekwapening: $\emptyset_{km} = 32,0$ mm

$s_r = 100$ mm

gemiddelde waarde totale trekwapening: $d_{s, gem} = 594$ mm

opgelegde vervorming

In rekening te brengen spanning ten gevolge van opgelegde vervorming.

additionele spanning $\Delta\sigma_s$ = **0** N/mm²

gegevens beton

cilinderdruksterkte f_{cd} = **20** N/mm²
secans-elast.mod. E_{cm} = **33000** N/mm²
elast.mod $E_c = f_{ck} / \epsilon_{c3}$ = **17143** N/mm²
buigtreksterkte f_{ctm} = **2,9** N/mm²
rek beton ϵ_{c3} = **0,175** %
rek beton ϵ_{cu3} = **0,350** %

gegevens staal

Er wordt geen rekening gehouden met een hellende tak van het σ - ϵ diagram.

vloeigrens staal $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ = **435** N/mm²
elasticiteitsmodulus E_s = **200000** N/mm²
karakteristieke rek ϵ_{uk} = **5,000** %
rekenwaarde rek $\epsilon_{ud} = 0,9 \times \epsilon_{uk}$ = **4,500** %
rek bij vloeien staal ϵ_{spl} = **0,217** %

UITERSTE GRENSTOESTAND

buigend moment - artikel 6.1

betondrukzone x_u = **170** mm
breukmoment M_{Rd} = **2099** kNm
aanwezig moment M_{Ed} = **50** kNm

interactie

maatgevende u.c. interactie M + N = **0,15 < 1,0** → OK
toets: $\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{50 \text{ kNm}}{2099 \text{ kNm}} = \mathbf{0,02 < 1,00}$ → OK

drukhoogte - artikel 5.5(4) en 5.6.3

gekozen herverdeling δ = **1,00** $\geq 0,75$ → OK

rotatiecapaciteit - artikel 5.6.3

toets: $\frac{x}{d} = \frac{170 \text{ mm}}{700 \text{ mm}} = \mathbf{0,29 < 0,53}$ → OK

minimum wapening - art. 9.2.1.1/NB

minimum wapening $A_{s,min}$ = **0** mm² → OK

BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTAND

berekening scheurmoment M_r

betondrukzone x_r = **387** mm
scheurmoment M_r = **367** kNm, ongescheurd

berekening staalspanning bij M_{rep}

betondrukzone x_{rep} = **279** mm
max. staalsp. σ_s = **43** N/mm²
additioneel $\Delta\sigma_s$ = **0** N/mm²

spanningsbeperking - artikel 7.2

(2) langsscheuren; σ_b = **3,28** N/mm² < $k_1 \times f_{ck}$ = **18** N/mm² Er zullen geen langsscheuren optreden.
(3) lin./niet-lin. kruip; σ_b = **3,28** N/mm² < $k_2 \times f_{ck}$ = **14** N/mm² Er mag rekening gehouden worden met lin. kruip.
(5) treksp. wap.; $\sigma_s + \Delta\sigma_s$ = **43** N/mm² < $k_3 \times f_{yk}$ = **400** N/mm² Onaanvaardbare scheurvorming is vermeden.

scheurbeheersing - conform §4.3.3 'Betonconstructies onder Temperatuur- en Krimpvervormingen', prof. dr. ir. K. van Breugel.

scheurwijdte w_k = **0,02** mm (onvoltooid scheurenpatroon)
max. scheurafstand $s_{r,max}$ = **401** mm
tabel 7.1N → w_{max} = **0,20** mm $\geq \frac{w_k}{k_x} = \frac{0,02 \text{ mm}}{2,00} = \mathbf{0,01}$ mm → OK

minimum wapening - art. 7.3.2

minimum wapening $A_{s,min}$ = **471** mm² → OK

CONCLUSIE

► toets UGT: OK
► toets BGT: OK

project: **Afstudeeronderzoek Caisson**
projectcode: **AFO**
onderdeel: **Berekening 6 (compartmentwand)**

gevalideerd: ja rapport: ja
opgesteld door: **TREJ2**
datum opmaak: 16-5-2019

WAPENINGSBEREKENING RECHTHOEKIGE BETONDOORSNEDE VOOR BUIGING MET NORMAALKRACHT

De onderstaande berekening is uitgevoerd volgens de norm NEN-EN 1992-1-1:2011, inclusief NB:2011 en C2:2011.

INVOER

materiaal

keuze betonkwaliteit = **C 30 / 37**
ductiliteitsklasse staal = **B**
karakteristieke sterkte f_{yk} = **500** N/mm²

ontwerpsituatie:
blijvend/tijdelijk

geometrie

hoogte doorsnede = **460** mm
breedte doorsnede = **1000** mm

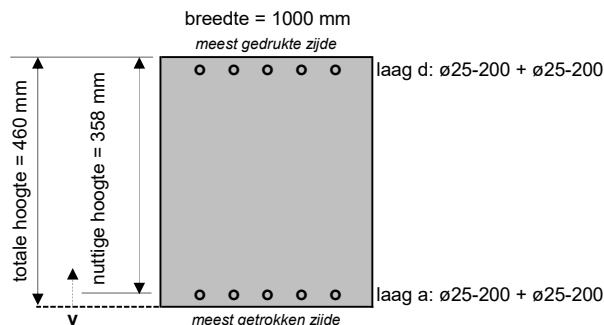
constructietype:
plaat

belastingen

duur van de belasting = **kortdurend**
normaalkracht N = **95** kN (trek)
normaalkracht N_{Ed} = **180** kN (trek)
buigend moment M = **355** kNm
buigend moment M_{Ed} = **500** kNm } $\delta = 1,00$ (t.b.v. herverdeling moment: $0,7 < \delta < 1,0$)

wapening

constructietype = **S4**
milieuklasse trekzijde = **XS2**
profillering wapening = **geribd**
nominale dekking c_{nom} = **45** mm
gekozen dekking c_{app} = **90** mm
 $k_x = c_{app} / c_{nom}$ = **2,00** [-]



	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	A_s [mm ²]	y [mm]	d_s [mm]
laag a	ø25	- 200	ø25	- 200	4909	103	358
laag b							
laag c							
laag d	ø25	- 200	ø25	- 200	4909	358	103

gemiddelde waarden buitenste trekwapening: $\emptyset_{km} = 25,0$ mm

$s_r = 100$ mm

gemiddelde waarde totale trekwapening: $d_{s, \text{gem}} = 358$ mm

opgelegde vervorming

In rekening te brengen spanning ten gevolge van opgelegde vervorming.

additionele spanning $\Delta\sigma_s$ = **0** N/mm²

gegevens beton

cilinderdruksterkte f_{cd} = **20** N/mm²
secans-elast. mod. E_{cm} = **33000** N/mm²
elast. mod $E_c = f_{ck} / \epsilon_{c3}$ = **17143** N/mm²
buigtreksterkte f_{ctm} = **2,9** N/mm²
rek beton ϵ_{c3} = **0,175** %
rek beton ϵ_{cu3} = **0,350** %

gegevens staal

Er wordt geen rekening gehouden met een hellende tak van het σ - ϵ diagram.

vloeigrens staal $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ = **435** N/mm²
elasticiteitsmodulus E_s = **200000** N/mm²
karakteristieke rek ϵ_{uk} = **5,000** %
rekenwaarde rek $\epsilon_{ud} = 0,9 \times \epsilon_{uk}$ = **4,500** %
rek bij vloeien staal ϵ_{spl} = **0,217** %

UITERSTE GRENSTOESTAND

buigend moment - artikel 6.1

betondrukzone x_u = **111** mm
breukmoment M_{Rd} = **621** kNm
aanwezig moment M_{Ed} = **500** kNm

interactie

maatgevende u.c. interactie M + N = **0,7 < 1,0 → OK**
toets: $\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{500 \text{ kNm}}{621 \text{ kNm}} = \mathbf{0,8 < 1,00 \rightarrow OK}$

drukhoogte - artikel 5.5(4) en 5.6.3

gekozen herverdeling δ = **1,00 $\geq 0,78 \rightarrow OK$**

rotatiecapaciteit - artikel 5.6.3

toets: $\frac{x}{d} = \frac{111 \text{ mm}}{460 \text{ mm}} = \mathbf{0,31 < 0,53 \rightarrow OK}$

minimum wapening - art. 9.2.1.1/NB

minimum wapening $A_{s, \text{min}}$ = **826** mm² → OK

BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTAND

berekening scheurmoment M_r

betondrukzone x_r = **216** mm
scheurmoment M_r = **118** kNm, gescheurd

berekening staalspanning bij M_{rep}

betondrukzone x_{rep} = **138** mm
max. staalsp. σ_s = **251** N/mm²
additioneel $\Delta\sigma_s$ = **0** N/mm²

spanningsbeperking - artikel 7.2

(2) langsscheuren; σ_b = **13,49** N/mm² < $k_1 \times f_{ck}$ = **18** N/mm² Er zullen geen langsscheuren optreden.
(3) lin./niet-lin. kruip; σ_b = **13,49** N/mm² < $k_2 \times f_{ck}$ = **14** N/mm² Er mag rekening gehouden worden met lin. kruip.
(5) treksp. wap.; $\sigma_s + \Delta\sigma_s$ = **251** N/mm² < $k_3 \times f_{yk}$ = **400** N/mm² Onaanvaardbare scheurvorming is vermeden.

scheurbeheersing - artikel 7.3

scheurwijdte w_k = **0,40** mm
max. scheurafstand $s_{r, \text{max}}$ = **399** mm
tabel 7.1N $\rightarrow w_{\text{max}}$ = **0,20** mm $\geq \frac{w_k}{k_x} = \frac{0,4 \text{ mm}}{2,00} = \mathbf{0,20 \text{ mm} \rightarrow OK}$

minimum wapening - art. 7.3.2

minimum wapening $A_{s, \text{min}}$ = **556** mm² → OK

CONCLUSIE

► toets UGT: OK
► toets BGT: OK

project: **Afstudeeronderzoek Caisson**
projectcode: **AFO**
onderdeel: **Berekening 7 (compartmentwand tpv route)**

gevalideerd: ja rapport: ja
opgesteld door: **TREJ2**
datum opmaak: 16-5-2019

WAPENINGSBEREKENING RECHTHOEKIGE BETONDOORSNEDE VOOR BUIGING MET NORMAALKRACHT

De onderstaande berekening is uitgevoerd volgens de norm NEN-EN 1992-1-1:2011, inclusief NB:2011 en C2:2011.

INVOER

materiaal

keuze betonkwaliteit = **C 30 / 37**
ductiliteitsklasse staal = **B**
karakteristieke sterkte f_{yk} = **500 N/mm²**

ontwerpsituatie:
blijvend/tijdelijk

geometrie

hoogte doorsnede = **800 mm**
breedte doorsnede = **1000 mm**

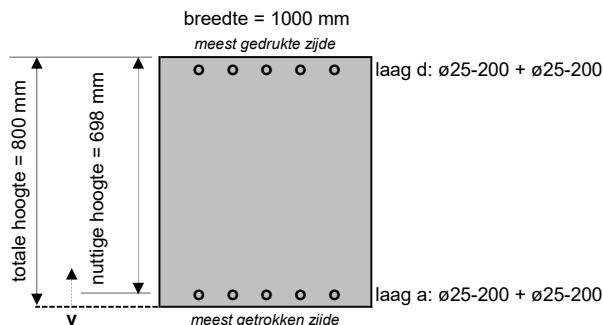
constructietype:
plaat

belastingen

duur van de belasting = **kortdurend**
normaalkracht N = **-10 kN (druk)**
normaalkracht N_{Ed} = **370 kN (trek)**
buigend moment M = **740 kNm**
buigend moment M_{Ed} = **1040 kNm** } $\delta = 1,00$ (t.b.v. herverdeling moment: $0,7 < \delta < 1,0$)

wapening

constructietype = **S4**
milieuklasse trekzijde = **XS2**
profillering wapening = **geribd**
nominale dekking c_{nom} = **45 mm**
gekozen dekking c_{app} = **90 mm**
 $k_x = c_{app} / c_{nom}$ = **2,00 [-]**



	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	A_s [mm ²]	y [mm]	d_s [mm]
laag a	ø25	- 200	ø25	- 200	4909	103	698
laag b							
laag c							
laag d	ø25	- 200	ø25	- 200	4909	698	103

gemiddelde waarden buitenste trekwapening: $\emptyset_{km} = 25,0$ mm

$s_r = 100$ mm

gemiddelde waarde totale trekwapening: $d_{s, gem} = 698$ mm

opgelegde vervorming

In rekening te brengen spanning ten gevolge van opgelegde vervorming.

additionele spanning $\Delta\sigma_s$ = **0 N/mm²**

gegevens beton

cilinderdruksterkte f_{cd} = **20 N/mm²**
secans-elast.mod. E_{cm} = **33000 N/mm²**
elast.mod $E_c = f_{ck} / \epsilon_{c3}$ = **17143 N/mm²**
buigtreksterkte f_{ctm} = **2,9 N/mm²**
rek beton ϵ_{c3} = **0,175 %**
rek beton ϵ_{cu3} = **0,350 %**

gegevens staal

Er wordt geen rekening gehouden met een hellende tak van het σ - ϵ diagram.

vloeigrens staal $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ = **435 N/mm²**
elasticiteitsmodulus E_s = **200000 N/mm²**
karakteristieke rek ϵ_{uk} = **5,000 %**
rekenwaarde rek $\epsilon_{ud} = 0,9 \times \epsilon_{uk}$ = **4,500 %**
rek bij vloeien staal ϵ_{spl} = **0,217 %**

UITERSTE GRENSTOESTAND

buigend moment - artikel 6.1

betondrukzone x_u = **107 mm**
breukmoment M_{Rd} = **1259 kNm**
aanwezig moment M_{Ed} = **1040 kNm**

interactie

maatgevende u.c. interactie M + N = **0,79 < 1,0 → OK**
toets: $\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1040 \text{ kNm}}{1259 \text{ kNm}} = \mathbf{0,83 < 1,00 \rightarrow OK}$

drukhoogte - artikel 5.5(4) en 5.6.3

gekozen herverdeling δ = **1,00 $\geq 0,7 \rightarrow OK$**

rotatiecapaciteit - artikel 5.6.3

toets: $\frac{x}{d} = \frac{107 \text{ mm}}{800 \text{ mm}} = \mathbf{0,15 < 0,53 \rightarrow OK}$

minimum wapening - art. 9.2.1.1/NB

minimum wapening $A_{s,min}$ = **1225 mm² → OK**

BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTAND

berekening scheurmoment M_r

betondrukzone x_r = **402 mm**
scheurmoment M_r = **384 kNm, gescheurd**

berekening staalspanning bij M_{rep}

betondrukzone x_{rep} = **210 mm**
max. staalsp. σ_s = **242 N/mm²**
additioneel $\Delta\sigma_s$ = **0 N/mm²**

spanningsbeperking - artikel 7.2

(2) langsscheuren; σ_b = **8,90 N/mm²** < $k_1 \times f_{ck}$ = **18 N/mm²** Er zullen geen langsscheuren optreden.
(3) lin./niet-lin. kruip; σ_b = **8,90 N/mm²** < $k_2 \times f_{ck}$ = **14 N/mm²** Er mag rekening gehouden worden met lin. kruip.
(5) treksp. wap.; $\sigma_s + \Delta\sigma_s$ = **242 N/mm²** < $k_3 \times f_{yk}$ = **400 N/mm²** Onaanvaardbare scheurvorming is vermeden.

scheurbeheersing - artikel 7.3

scheurwijdte w_k = **0,38 mm**
max. scheurafstand $s_{r,max}$ = **476 mm**
tabel 7.1N $\rightarrow w_{max}$ = **0,20 mm $\geq \frac{w_k}{k_x} = \frac{0,38 \text{ mm}}{2,00} = 0,19 \text{ mm} \rightarrow OK$**

minimum wapening - art. 7.3.2

minimum wapening $A_{s,min}$ = **598 mm² → OK**

CONCLUSIE

► toets UGT: OK
► toets BGT: OK

project: **Afstudeeronderzoek Caisson**
projectcode: **AFO**
onderdeel: **Berekening 8 (compartmentwand druk)**

gevalideerd: ja rapport: ja
opgesteld door: **TREJ2**
datum opmaak: 16-5-2019

WAPENINGSBEREKENING RECHTHOEKIGE BETONDOORSNEDE VOOR BUIGING MET NORMAALKRACHT

De onderstaande berekening is uitgevoerd volgens de norm NEN-EN 1992-1-1:2011, inclusief NB:2011 en C2:2011.

INVOER

materiaal

keuze betonkwaliteit = **C 30 / 37**
ductiliteitsklasse staal = **B**
karakteristieke sterkte f_{yk} = **500 N/mm²**

ontwerpsituatie:
blijvend/tijdelijk

geometrie

hoogte doorsnede = **800 mm**
breedte doorsnede = **1000 mm**

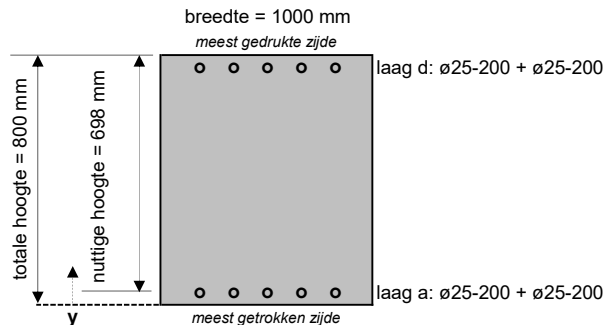
constructietype:
plaat

belastingen

duur van de belasting = **kortdurend**
normaalkracht N = **-830 kN (druk)**
normaalkracht N_{Ed} = **-2260 kN (druk)**
buigend moment M = **10 kNm**
buigend moment M_{Ed} = **10 kNm** } $\delta = 1,00$ (t.b.v. herverdeling moment: $0,7 < \delta < 1,0$)

wapening

constructietype = **S4**
milieuklasse trekzijde = **XS2**
profillering wapening = **geribd**
nominale dekking c_{nom} = **45 mm**
gekozen dekking c_{app} = **90 mm**
 $k_x = c_{app} / c_{nom}$ = **2,00 [-]**



	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	A_s [mm ²]	y [mm]	d_s [mm]
laag a	ø25	- 200	ø25	- 200	4909	103	698
laag b							
laag c							
laag d	ø25	- 200	ø25	- 200	4909	698	103

gemiddelde waarden buitenste trekwapening: $\emptyset_{km} = 25,0$ mm

$s_r = 100$ mm

gemiddelde waarde totale trekwapening: $d_{s, gem} = 698$ mm

opgelegde vervorming

In rekening te brengen spanning ten gevolge van opgelegde vervorming.

additionele spanning $\Delta\sigma_s$ = **0 N/mm²**

gegevens beton

cilinderdruksterkte f_{cd} = **20 N/mm²**
secans-elast.mod. E_{cm} = **33000 N/mm²**
elast.mod $E_c = f_{ck} / \epsilon_{c3}$ = **17143 N/mm²**
buigtreksterkte f_{ctm} = **2,9 N/mm²**
rek beton ϵ_{c3} = **0,175 %**
rek beton ϵ_{cu3} = **0,350 %**

gegevens staal

Er wordt geen rekening gehouden met een hellende tak van het σ - ϵ diagram.

vloeigrens staal $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ = **435 N/mm²**
elasticiteitsmodulus E_s = **200000 N/mm²**
karakteristieke rek ϵ_{uk} = **5,000 %**
rekenwaarde rek $\epsilon_{ud} = 0,9 \times \epsilon_{uk}$ = **4,500 %**
rek bij vloeien staal ϵ_{spl} = **0,217 %**

UITERSTE GRENSTOESTAND

buigend moment - artikel 6.1

betondrukzone x_u = **188 mm**
breukmoment M_{Rd} = **2026 kNm**
aanwezig moment M_{Ed} = **10 kNm**

interactie

maatgevende u.c. interactie M + N = **0,52 < 1,0 → OK**

$$\text{toets: } \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{10 \text{ kNm}}{2026 \text{ kNm}} = 0 < 1,00 \rightarrow \text{OK}$$

drukhoogte - artikel 5.5(4) en 5.6.3

gekozen herverdeling δ = **1,00 $\geq$ 0,73 → OK**

rotatiecapaciteit - artikel 5.6.3

$$\text{toets: } \frac{x}{d} = \frac{188 \text{ mm}}{800 \text{ mm}} = 0,27 < 0,53 \rightarrow \text{OK}$$

minimum wapening - art. 9.2.1.1/NB

minimum wapening $A_{s, min}$ = **0 mm² → OK**

BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTAND

berekening scheurmoment M_r

betondrukzone x_r = **495 mm**
scheurmoment M_r = **502 kNm, ongescheurd**

berekening staalspanning bij M_{rep}

betondrukzone x_{rep} = **1203 mm**
max. staalsp. σ_s = **-6 N/mm²**
additioneel $\Delta\sigma_s$ = **0 N/mm²**

spanningsbeperking - artikel 7.2

(2) langsscheuren; σ_b = **1,22 N/mm²** < $k_1 \times f_{ck}$ = **18 N/mm²** Er zullen geen langsscheuren optreden.
(3) lin./niet-lin. kruip; σ_b = **1,22 N/mm²** < $k_2 \times f_{ck}$ = **14 N/mm²** Er mag rekening gehouden worden met lin. kruip.
(5) treksp. wap.; $\sigma_s + \Delta\sigma_s$ = **6 N/mm²** < $k_3 \times f_{yk}$ = **400 N/mm²** Onaanvaardbare scheurvorming is vermeden.

scheurbeheersing - conform §4.3.3 'Betonconstructies onder Temperatuur- en Krimpvervormingen', prof. dr. ir. K. van Breugel.

scheurwijdte w_k = **0,00 mm (onvoltooid scheurenpatroon)**
max. scheurafstand $s_{r, max}$ = **306 mm**
tabel 7.1N $\rightarrow w_{max}$ = **0,20 mm $\geq \frac{w_k}{k_x} = \frac{0 \text{ mm}}{2,00} = 0,00 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$**

minimum wapening - art. 7.3.2

minimum wapening $A_{s, min}$ = **349 mm² → OK**

CONCLUSIE

► toets UGT: OK
► toets BGT: OK

project: **Afstudeeronderzoek Caisson**
projectcode: **AFO**
onderdeel: **Berekening 9 (vloer+dek)**

gevalideerd: ja rapport: ja
opgesteld door: **TREJ2**
datum opmaak: 16-5-2019

WAPENINGSBEREKENING RECHTHOEKIGE BETONDOORSNEDE VOOR BUIGING MET NORMAALKRACHT

De onderstaande berekening is uitgevoerd volgens de norm NEN-EN 1992-1-1:2011, inclusief NB:2011 en C2:2011.

INVOER

materiaal

keuze betonkwaliteit = **C 30 / 37**
ductiliteitsklasse staal = **B**
karakteristieke sterkte f_{yk} = **500** N/mm²

ontwerpsituatie:
blijvend/tijdelijk

geometrie

hoogte doorsnede = **800** mm
breedte doorsnede = **1000** mm

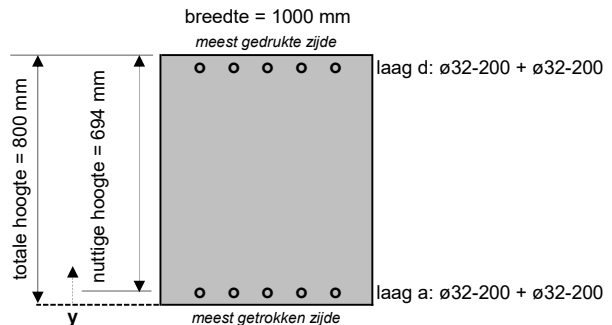
constructietype:
plaat

belastingen

duur van de belasting = **kortdurend**
normaalkracht N = **50** kN (trek)
normaalkracht N_{Ed} = **420** kN (trek)
buigend moment M = **450** kNm
buigend moment M_{Ed} = **1670** kNm } $\delta = 1,00$ (t.b.v. herverdeling moment: $0,7 < \delta < 1,0$)

wapening

constructietype = **S4**
milieuklasse trekzijde = **XS3**
profillering wapening = **geribd**
nominale dekking c_{nom} = **45** mm
gekozen dekking c_{app} = **90** mm
 $k_x = c_{app} / c_{nom}$ = **2,00** [-]



	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	A_s [mm ²]	y [mm]	d_s [mm]
laag a	ø32	- 200	ø32	- 200	8042	106	694
laag b							
laag c							
laag d	ø32	- 200	ø32	- 200	8042	694	106

gemiddelde waarden buitenste trekwapening: $\emptyset_{km} = 32,0$ mm

$s_r = 100$ mm

gemiddelde waarde totale trekwapening: $d_{s, gem} = 694$ mm

opgelegde vervorming

In rekening te brengen spanning ten gevolge van opgelegde vervorming.

additionele spanning $\Delta\sigma_s$ = **0** N/mm²

gegevens beton

cilinderdruksterkte f_{cd} = **20** N/mm²
secans-elast.mod. E_{cm} = **33000** N/mm²
elast.mod $E_c = f_{ck} / \epsilon_{c3}$ = **17143** N/mm²
buigtreksterkte f_{ctm} = **2,9** N/mm²
rek beton ϵ_{c3} = **0,175** %
rek beton ϵ_{cu3} = **0,350** %

gegevens staal

Er wordt geen rekening gehouden met een hellende tak van het σ - ϵ diagram.

vloeigrens staal $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ = **435** N/mm²
elasticiteitsmodulus E_s = **200000** N/mm²
karakteristieke rek ϵ_{uk} = **5,000** %
rekenwaarde rek $\epsilon_{ud} = 0,9 \times \epsilon_{uk}$ = **4,500** %
rek bij vloeien staal ϵ_{spl} = **0,217** %

UITERSTE GRENSTOESTAND

buigend moment - artikel 6.1

betondrukzone x_u = **132** mm
breukmoment M_{Rd} = **2042** kNm
aanwezig moment M_{Ed} = **1670** kNm

interactie

maatgevende u.c. interactie M + N = **0,76** Opmerking: betonspanning is getoetst.

$$\text{toets: } \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1670 \text{ kNm}}{2042 \text{ kNm}} = 0,82 < 1,00 \rightarrow \text{OK}$$

drukhoogte - artikel 5.5(4) en 5.6.3

gekozen herverdeling δ = **1,00** $\geq 0,7 \rightarrow \text{OK}$

rotatiecapaciteit - artikel 5.6.3

$$\text{toets: } \frac{x}{d} = \frac{132 \text{ mm}}{800 \text{ mm}} = 0,19 < 0,53 \rightarrow \text{OK}$$

minimum wapening - art. 9.2.1.1/NB

minimum wapening $A_{s, min}$ = **1232** mm² $\rightarrow \text{OK}$

BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTAND

berekening scheurmoment M_r

betondrukzone x_r = **393** mm
scheurmoment M_r = **419** kNm, gescheurd

berekening staalspanning bij M_{rep}

betondrukzone x_{rep} = **237** mm
max. staalsp. σ_s = **95** N/mm²
additioneel $\Delta\sigma_s$ = **0** N/mm²

spanningsbeperking - artikel 7.2

(2) langsscheuren; σ_b = **4,21** N/mm² < $k_1 \times f_{ck}$ = **18** N/mm² Er zullen geen langsscheuren optreden.
(3) lin./niet-lin. kruip; σ_b = **4,21** N/mm² < $k_2 \times f_{ck}$ = **14** N/mm² Er mag rekening gehouden worden met lin. kruip.
(5) treksp. wap.; $\sigma_s + \Delta\sigma_s$ = **95** N/mm² < $k_3 \times f_{yk}$ = **400** N/mm² Onaanvaardbare scheurvorming is vermeden.

scheurbeheersing - artikel 7.3

scheurwijdte w_k = **0,12** mm
max. scheurafstand $s_{r, max}$ = **433** mm
tabel 7.1N $\rightarrow w_{max}$ = **0,20** mm $\geq \frac{w_k}{k_x} = \frac{0,12 \text{ mm}}{2,00} = 0,06$ mm $\rightarrow \text{OK}$

minimum wapening - art. 7.3.2

minimum wapening $A_{s, min}$ = **633** mm² $\rightarrow \text{OK}$

CONCLUSIE

► toets UGT: OK
► toets BGT: OK

project: **Afstudeeronderzoek Caisson**
projectcode: **AFO**
onderdeel: **Berekening 10 (vloer+dek)**

gevalideerd: ja rapport: ja
opgesteld door: **TREJ2**
datum opmaak: 16-5-2019

WAPENINGSBEREKENING RECHTHOEKIGE BETONDOORSNEDE VOOR BUIGING MET NORMAALKRACHT

De onderstaande berekening is uitgevoerd volgens de norm NEN-EN 1992-1-1:2011, inclusief NB:2011 en C2:2011.

INVOER

materiaal

keuze betonkwaliteit = **C 30 / 37**
ductiliteitsklasse staal = **B**
karakteristieke sterkte f_{yk} = **500 N/mm²**

ontwerpsituatie:
blijvend/tijdelijk

geometrie

hoogte doorsnede = **800 mm**
breedte doorsnede = **1000 mm**

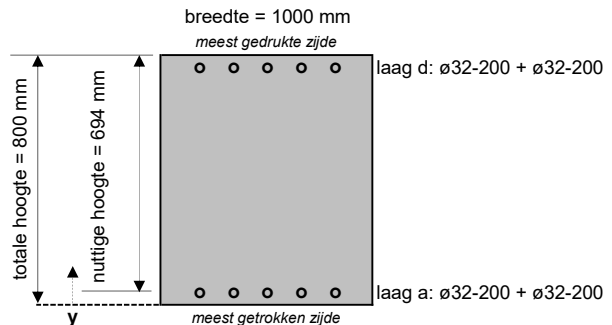
constructietype:
plaat

belastingen

duur van de belasting = **kortdurend**
normaalkracht N = **0 kN**
normaalkracht N_{Ed} = **350 kN (trek)**
buigend moment M = **700 kNm**
buigend moment M_{Ed} = **2020 kNm** } $\delta = 1,00$ (t.b.v. herverdeling moment: $0,7 < \delta < 1,0$)

wapening

constructietype = **S4**
milieuklasse trekzijde = **XS3**
profillering wapening = **geribd**
nominale dekking c_{nom} = **45 mm**
gekozen dekking c_{app} = **90 mm**
 $k_x = c_{app} / c_{nom}$ = **2,00 [-]**



	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	A_s [mm ²]	y [mm]	d_s [mm]
laag a	ø32	- 200	ø32	- 200	8042	106	694
laag b							
laag c							
laag d	ø32	- 200	ø32	- 200	8042	694	106

gemiddelde waarden buitenste trekwapening: $\emptyset_{km} = 32,0$ mm

$s_r = 100$ mm

gemiddelde waarde totale trekwapening: $d_{s, gem} = 694$ mm

opgelegde vervorming

In rekening te brengen spanning ten gevolge van opgelegde vervorming.

additionele spanning $\Delta\sigma_s$ = **0 N/mm²**

gegevens beton

cilinderdruksterkte f_{cd} = **20 N/mm²**
secans-elast. mod. E_{cm} = **33000 N/mm²**
elast. mod $E_c = f_{ck} / \epsilon_{c3}$ = **17143 N/mm²**
buigtreksterkte f_{ctm} = **2,9 N/mm²**
rek beton ϵ_{c3} = **0,175 %**
rek beton ϵ_{cu3} = **0,350 %**

gegevens staal

Er wordt geen rekening gehouden met een hellende tak van het σ - ϵ diagram.

vloeigrens staal $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ = **435 N/mm²**
elasticiteitsmodulus E_s = **200000 N/mm²**
karakteristieke rek ϵ_{uk} = **5,000 %**
rekenwaarde rek $\epsilon_{ud} = 0,9 \times \epsilon_{uk}$ = **4,500 %**
rek bij vloeien staal ϵ_{spl} = **0,217 %**

UITERSTE GRENSTOESTAND

buigend moment - artikel 6.1

betondrukzone x_u = **133 mm**
breukmoment M_{Rd} = **2063 kNm**
aanwezig moment M_{Ed} = **2020 kNm**

interactie

maatgevende u.c. interactie M + N = **0,93** Opmerking: betonspanning is getoetst.

$$\text{toets: } \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{2020 \text{ kNm}}{2063 \text{ kNm}} = 0,98 < 1,00 \rightarrow \text{OK}$$

drukhoogte - artikel 5.5(4) en 5.6.3

gekozen herverdeling δ = **1,00 $\geq 0,7 \rightarrow$ OK**

rotatiecapaciteit - artikel 5.6.3

$$\text{toets: } \frac{x}{d} = \frac{133 \text{ mm}}{800 \text{ mm}} = 0,19 < 0,53 \rightarrow \text{OK}$$

minimum wapening - art. 9.2.1.1/NB

minimum wapening $A_{s, min}$ = **1219 mm² $\rightarrow$ OK**

BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTAND

berekening scheurmoment M_r

betondrukzone x_r = **400 mm**
scheurmoment M_r = **426 kNm, gescheurd**

berekening staalspanning bij M_{rep}

betondrukzone x_{rep} = **243 mm**
max. staalsp. σ_s = **144 N/mm²**
additioneel $\Delta\sigma_s$ = **0 N/mm²**

spanningsbeperking - artikel 7.2

(2) langsscheuren; σ_b = **6,62 N/mm²** < $k_1 \times f_{ck}$ = **18 N/mm²** Er zullen geen langsscheuren optreden.
(3) lin./niet-lin. kruip; σ_b = **6,62 N/mm²** < $k_2 \times f_{ck}$ = **14 N/mm²** Er mag rekening gehouden worden met lin. kruip.
(5) treksp. wap.; $\sigma_s + \Delta\sigma_s$ = **144 N/mm²** < $k_3 \times f_{yk}$ = **400 N/mm²** Onaanvaardbare scheurvorming is vermeden.

scheurbeheersing - artikel 7.3

scheurwijdte w_k = **0,20 mm**
max. scheurafstand $s_{r, max}$ = **432 mm**
tabel 7.1N $\rightarrow w_{max}$ = **0,20 mm $\geq \frac{w_k}{k_x} = \frac{0,2 \text{ mm}}{2,00} = 0,10 \text{ mm} \rightarrow$ OK**

minimum wapening - art. 7.3.2

minimum wapening $A_{s, min}$ = **602 mm² $\rightarrow$ OK**

CONCLUSIE

► toets UGT: OK
► toets BGT: OK

project: **Afstudeeronderzoek Caisson**
projectcode: **AFO**
onderdeel: **Berekening 11 (vloer+dek)**

gevalideerd: ja rapport: ja
opgesteld door: **TREJ2**
datum opmaak: 16-5-2019

WAPENINGSBEREKENING RECHTHOEKIGE BETONDOORSNEDE VOOR BUIGING MET NORMAALKRACHT

De onderstaande berekening is uitgevoerd volgens de norm NEN-EN 1992-1-1:2011, inclusief NB:2011 en C2:2011.

INVOER

materiaal

keuze betonkwaliteit = **C 30 / 37**
ductiliteitsklasse staal = **B**
karakteristieke sterkte f_{yk} = **500 N/mm²**

ontwerpsituatie:
blijvend/tijdelijk

geometrie

hoogte doorsnede = **800 mm**
breedte doorsnede = **1000 mm**

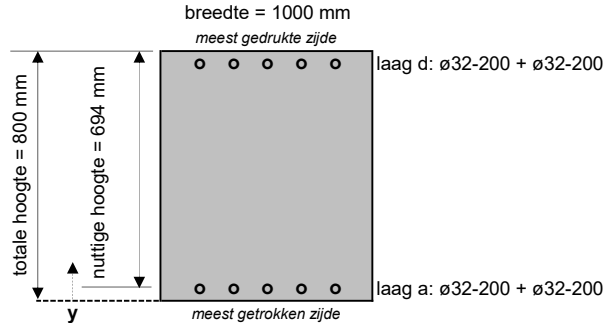
constructietype:
plaat

belastingen

duur van de belasting = **kortdurend**
normaalkracht N = **-270 kN (druk)**
normaalkracht N_{Ed} = **-700 kN (druk)**
buigend moment M = **400 kNm**
buigend moment M_{Ed} = **1170 kNm** } $\delta = 1,00$ (t.b.v. herverdeling moment: $0,7 < \delta < 1,0$)

wapening

constructietype = **S4**
milieuklasse trekzijde = **XS3**
profillering wapening = **geribd**
nominale dekking c_{nom} = **45 mm**
gekozen dekking c_{app} = **90 mm**
 $k_x = c_{app} / c_{nom}$ = **2,00 [-]**



	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	A_s [mm ²]	y [mm]	d_s [mm]
laag a	ø32	- 200	ø32	- 200	8042	106	694
laag b							
laag c							
laag d	ø32	- 200	ø32	- 200	8042	694	106

gemiddelde waarden buitenste trekwapening: $\emptyset_{km} = 32,0$ mm

$s_r = 100$ mm

gemiddelde waarde totale trekwapening: $d_{s, gem} = 694$ mm

opgelegde vervorming

In rekening te brengen spanning ten gevolge van opgelegde vervorming.

additionele spanning $\Delta\sigma_s$ = **0 N/mm²**

gegevens beton

cilinderdruksterkte f_{cd} = **20 N/mm²**
secans-elast. mod. E_{cm} = **33000 N/mm²**
elast. mod $E_c = f_{ck} / \epsilon_{c3}$ = **17143 N/mm²**
buigtreksterkte f_{ctm} = **2,9 N/mm²**
rek beton ϵ_{c3} = **0,175 %**
rek beton ϵ_{cu3} = **0,350 %**

gegevens staal

Er wordt geen rekening gehouden met een hellende tak van het σ - ϵ diagram.

vloeigrens staal $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ = **435 N/mm²**
elasticiteitsmodulus E_s = **200000 N/mm²**
karakteristieke rek ϵ_{uk} = **5,000 %**
rekenwaarde rek $\epsilon_{ud} = 0,9 \times \epsilon_{uk}$ = **4,500 %**
rek bij vloeien staal ϵ_{spl} = **0,217 %**

UITERSTE GRENSTOESTAND

buigend moment - artikel 6.1

betondrukzone x_u = **157 mm**
breukmoment M_{Rd} = **2369 kNm**
aanwezig moment M_{Ed} = **1170 kNm**

interactie

maatgevende u.c. interactie M + N = **0,59** Opmerking: betonspanning is getoetst.

$$\text{toets: } \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1170 \text{ kNm}}{2369 \text{ kNm}} = 0,49 < 1,00 \rightarrow \text{OK}$$

drukhoogte - artikel 5.5(4) en 5.6.3

gekozen herverdeling δ = **1,00 $\geq 0,7 \rightarrow \text{OK}$**

rotatiecapaciteit - artikel 5.6.3

$$\text{toets: } \frac{x}{d} = \frac{157 \text{ mm}}{800 \text{ mm}} = 0,23 < 0,53 \rightarrow \text{OK}$$

minimum wapening - art. 9.2.1.1/NB

minimum wapening $A_{s, min}$ = **918 mm² $\rightarrow \text{OK}$**

BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTAND

berekening scheurmoment M_r

betondrukzone x_r = **434 mm**
scheurmoment M_r = **467 kNm, ongescheurd**

berekening staalspanning bij M_{rep}

betondrukzone x_{rep} = **286 mm**
max. staalsp. σ_s = **66 N/mm²**
additioneel $\Delta\sigma_s$ = **0 N/mm²**

spanningsbeperking - artikel 7.2

(2) langsscheuren; σ_b = **3,98 N/mm²** < $k_1 \times f_{ck}$ = **18 N/mm²** Er zullen geen langsscheuren optreden.
(3) lin./niet-lin. kruip; σ_b = **3,98 N/mm²** < $k_2 \times f_{ck}$ = **14 N/mm²** Er mag rekening gehouden worden met lin. kruip.
(5) treksp. wap.; $\sigma_s + \Delta\sigma_s$ = **66 N/mm²** < $k_3 \times f_{yk}$ = **400 N/mm²** Onaanvaardbare scheurvorming is vermeden.

scheurbeheersing - conform §4.3.3 'Betonconstructies onder Temperatuur- en Krimpvervormingen', prof. dr. ir. K. van Breugel.

scheurwijdte w_k = **0,05 mm** (onvoltooid scheurenpatroon)
max. scheurafstand $s_{r, max}$ = **422 mm**
tabel 7.1N $\rightarrow w_{max}$ = **0,20 mm $\geq \frac{w_k}{k_x} = \frac{0,05 \text{ mm}}{2,00} = 0,02 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$**

minimum wapening - art. 7.3.2

minimum wapening $A_{s, min}$ = **508 mm² $\rightarrow \text{OK}$**

CONCLUSIE

► toets UGT: OK
► toets BGT: OK

project: **Afstudeeronderzoek Caisson**
projectcode: **AFO**
onderdeel: **Berekening 12 (vloer+dek druk)**

gevalideerd: ja rapport: ja
opgesteld door: **TREJ2**
datum opmaak: 16-5-2019

WAPENINGSBEREKENING RECHTHOEKIGE BETONDOORSNEDE VOOR BUIGING MET NORMAALKRACHT

De onderstaande berekening is uitgevoerd volgens de norm NEN-EN 1992-1-1:2011, inclusief NB:2011 en C2:2011.

INVOER

materiaal

keuze betonkwaliteit = **C 30 / 37**
ductiliteitsklasse staal = **B**
karakteristieke sterkte f_{yk} = **500 N/mm²**

ontwerpsituatie:
blijvend/tijdelijk

geometrie

hoogte doorsnede = **800 mm**
breedte doorsnede = **1000 mm**

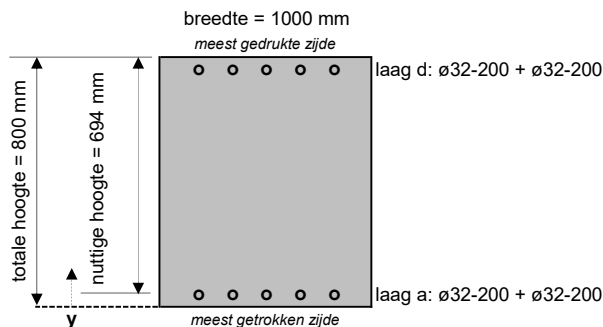
constructietype:
plaat

belastingen

duur van de belasting = **kortdurend**
normaalkracht N = **-860 kN (druk)**
normaalkracht N_{Ed} = **-1610 kN (druk)**
buigend moment M = **190 kNm**
buigend moment M_{Ed} = **0 kNm** } $\delta = 1,00$ (t.b.v. herverdeling moment: $0,7 < \delta < 1,0$)

wapening

constructietype = **S4**
milieuklasse trekzijde = **XS3**
profillering wapening = **geribd**
nominale dekking c_{nom} = **45 mm**
gekozen dekking c_{app} = **90 mm**
 $k_x = c_{app} / c_{nom}$ = **2,00 [-]**



	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	A_s [mm ²]	y [mm]	d_s [mm]
laag a	ø32	- 200	ø32	- 200	8042	106	694
laag b							
laag c							
laag d	ø32	- 200	ø32	- 200	8042	694	106

gemiddelde waarden buitenste trekwapening: $\emptyset_{km} = 32,0$ mm

$s_r = 100$ mm

gemiddelde waarde totale trekwapening: $d_{s, gem} = 694$ mm

opgelegde vervorming

In rekening te brengen spanning ten gevolge van opgelegde vervorming.
additionele spanning $\Delta\sigma_s$ = **0 N/mm²**

gegevens beton

cilinderdruksterkte f_{cd} = **20 N/mm²**
secans-elast.mod. E_{cm} = **33000 N/mm²**
elast.mod $E_c = f_{ck} / \epsilon_{c3}$ = **17143 N/mm²**
buigtreksterkte f_{ctm} = **2,9 N/mm²**
rek beton ϵ_{c3} = **0,175 %**
rek beton ϵ_{cu3} = **0,350 %**

gegevens staal

Er wordt geen rekening gehouden met een hellende tak van het σ - ϵ diagram.
vloeigrens staal $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ = **435 N/mm²**
elasticiteitsmodulus E_s = **200000 N/mm²**
karakteristieke rek ϵ_{uk} = **5,000 %**
rekenwaarde rek $\epsilon_{ud} = 0,9 \times \epsilon_{uk}$ = **4,500 %**
rek bij vloeien staal ϵ_{spl} = **0,217 %**

UITERSTE GRENSTOESTAND

buigend moment - artikel 6.1

betondrukzone x_u = **182 mm**
breukmoment M_{Rd} = **2626 kNm**
aanwezig moment M_{Ed} = **0 kNm**

interactie

maatgevende u.c. interactie M + N = **0,23 < 1,0 → OK**

$$\text{toets: } \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{0 \text{ kNm}}{2626 \text{ kNm}} = 0 < 1,00 \rightarrow \text{OK}$$

drukhoogte - artikel 5.5(4) en 5.6.3

gekozen herverdeling δ = **1,00 $\geq$ 0,73 → OK**

rotatiecapaciteit - artikel 5.6.3

$$\text{toets: } \frac{x}{d} = \frac{182 \text{ mm}}{800 \text{ mm}} = 0,26 < 0,53 \rightarrow \text{OK}$$

minimum wapening - art. 9.2.1.1/NB

minimum wapening $A_{s, min}$ = **0 mm² → OK**

BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTAND

berekening scheurmoment M_r

betondrukzone x_r = **492 mm**
scheurmoment M_r = **555 kNm, ongescheurd**

berekening staalspanning bij M_{rep}

betondrukzone x_{rep} = **635 mm**
max. staalsp. σ_s = **2 N/mm²**
additioneel $\Delta\sigma_s$ = **0 N/mm²**

spanningsbeperking - artikel 7.2

(2) langsscheuren; σ_b = **2,22 N/mm²** < $k_1 \times f_{ck}$ = **18 N/mm²** Er zullen geen langsscheuren optreden.
(3) lin./niet-lin. kruip; σ_b = **2,22 N/mm²** < $k_2 \times f_{ck}$ = **14 N/mm²** Er mag rekening gehouden worden met lin. kruip.
(5) treksp. wap.; $\sigma_s + \Delta\sigma_s$ = **2 N/mm²** < $k_3 \times f_{yk}$ = **400 N/mm²** Onaanvaardbare scheurvorming is vermeden.

scheurbeheersing - conform §4.3.3 'Betonconstructies onder Temperatuur- en Krimpvervormingen', prof. dr. ir. K. van Breugel.

scheurwijdte w_k = **0,00 mm (onvoltooid scheurenpatroon)**
max. scheurafstand $s_{r, max}$ = **343 mm**
tabel 7.1N → w_{max} = **0,20 mm $\geq \frac{w_k}{k_x} = \frac{0 \text{ mm}}{2,00} = 0,00 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$**

minimum wapening - art. 7.3.2

minimum wapening $A_{s, min}$ = **349 mm² → OK**

CONCLUSIE

► toets UGT: OK
► toets BGT: OK

project: **Afstudeeronderzoek Caisson**
projectcode: **AFO**
onderdeel: **Berekening 13 (Buitenwand kantelfase)**

gevalideerd: ja rapport: ja
opgesteld door: **TREJ2**
datum opmaak: 16-5-2019

WAPENINGSBEREKENING RECHTHOEKIGE BETONDOORSNEDE VOOR BUIGING MET NORMAALKRACHT

De onderstaande berekening is uitgevoerd volgens de norm NEN-EN 1992-1-1:2011, inclusief NB:2011 en C2:2011.

INVOER

materiaal

keuze betonkwaliteit = **C 30 / 37**
ductiliteitsklasse staal = **B**
karakteristieke sterkte f_{yk} = **500 N/mm²**

ontwerpsituatie:
blijvend/tijdelijk

geometrie

hoogte doorsnede = **700 mm**
breedte doorsnede = **1000 mm**

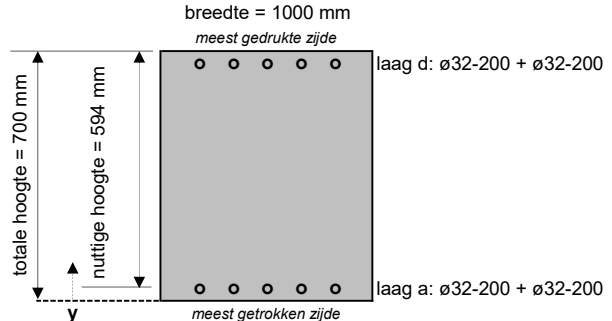
constructietype:
plaat

belastingen

duur van de belasting = **kortdurend**
normaalkracht N = **1640 kN (trek)**
normaalkracht N_{Ed} = **1640 kN (trek)**
buigend moment M = **150 kNm**
buigend moment M_{Ed} = **150 kNm** } $\delta = 1,00$ (t.b.v. herverdeling moment: $0,7 < \delta < 1,0$)

wapening

constructietype = **S4**
milieuklasse trekzijde = **XS3**
profillering wapening = **geribd**
nominale dekking c_{nom} = **45 mm**
gekozen dekking c_{app} = **90 mm**
 $k_x = c_{app} / c_{nom}$ = **2,00 [-]**



	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	A_s [mm ²]	y [mm]	d_s [mm]
laag a	ø32	- 200	ø32	- 200	8042	106	594
laag b							
laag c							
laag d	ø32	- 200	ø32	- 200	8042	594	106

gemiddelde waarden buitenste trekwapening: $\emptyset_{km} = 32,0$ mm

$s_r = 100$ mm

gemiddelde waarde totale trekwapening: $d_{s, gem} = 594$ mm

opgelegde vervorming

In rekening te brengen spanning ten gevolge van opgelegde vervorming.
additionele spanning $\Delta\sigma_s$ = **0 N/mm²**

gegevens beton

cilinderdruksterkte f_{cd} = **20 N/mm²**
secans-elast.mod. E_{cm} = **33000 N/mm²**
elast.mod $E_c = f_{ck} / \epsilon_{c3}$ = **17143 N/mm²**
buigtreksterkte f_{ctm} = **2,9 N/mm²**
rek beton ϵ_{c3} = **0,175 %**
rek beton ϵ_{cu3} = **0,350 %**

gegevens staal

Er wordt geen rekening gehouden met een hellende tak van het σ - ϵ diagram.

vloeigrens staal $f_{yk} = f_{yk} / \gamma_s$ = **435 N/mm²**
elasticiteitsmodulus E_s = **200000 N/mm²**
karakteristieke rek ϵ_{uk} = **5,000 %**
rekenwaarde rek $\epsilon_{ud} = 0,9 \times \epsilon_{uk}$ = **4,500 %**
rek bij vloeien staal ϵ_{spl} = **0,217 %**

UITERSTE GRENSTOESTAND

buigend moment - artikel 6.1

betondrukzone x_u = **110 mm**
breukmoment M_{Rd} = **1412 kNm**
aanwezig moment M_{Ed} = **150 kNm**

interactie

maatgevende u.c. interactie M + N = **0,31 < 1,0 → OK**
toets: $\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{150 \text{ kNm}}{1412 \text{ kNm}} = 0,11 < 1,00 \rightarrow \text{OK}$

drukhoogte - artikel 5.5(4) en 5.6.3

gekozen herverdeling δ = **1,00 $\geq 0,7 \rightarrow \text{OK}$**

rotatiecapaciteit - artikel 5.6.3

toets: $\frac{x}{d} = \frac{110 \text{ mm}}{700 \text{ mm}} = 0,18 < 0,53 \rightarrow \text{OK}$

minimum wapening - art. 9.2.1.1/NB

minimum wapening $A_{s, min}$ = **2614 mm² → OK**

BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTAND

berekening scheurmoment M_r

betondrukzone x_r = **0 mm**
scheurmoment M_r = **119 kNm, gescheurd**

berekening staalspanning bij M_{rep}

betondrukzone x_{rep} = **0 mm**
max. staalsp. σ_s = **140 N/mm²**
additioneel $\Delta\sigma_s$ = **0 N/mm²**

spanningsbeperking - artikel 7.2

(2) langsscheuren; σ_b = **0,00 N/mm²** < $k_1 \times f_{ck}$ = **18 N/mm²** Er zullen geen langsscheuren optreden.
(3) lin./niet-lin. kruip; σ_b = **0,00 N/mm²** < $k_2 \times f_{ck}$ = **14 N/mm²** Er mag rekening gehouden worden met lin. kruip.
(5) treksp. wap.; $\sigma_s + \Delta\sigma_s$ = **140 N/mm²** < $k_3 \times f_{yk}$ = **400 N/mm²** Onaanvaardbare scheurvorming is vermeden.

scheurbeheersing - artikel 7.3

scheurwijdte w_k = **0,21 mm**
max. scheurafstand $s_{r, max}$ = **511 mm**
tabel 7.1N $\rightarrow w_{max}$ = **0,20 mm $\geq \frac{w_k}{k_x} = \frac{0,21 \text{ mm}}{2,00} = 0,11 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$**

minimum wapening - art. 7.3.2

minimum wapening $A_{s, min}$ = **2585 mm² → OK**

CONCLUSIE

► toets UGT: OK
► toets BGT: OK

project: **Afstudeeronderzoek Caisson**
projectcode: **AFO**
onderdeel: **Berekening 14 (compartimentwand kantelfase)**

gevalideerd: ja rapport: ja
opgesteld door: **TREJ2**
datum opmaak: 16-5-2019

WAPENINGSBEREKENING RECHTHOEKIGE BETONDOORSNEDE VOOR BUIGING MET NORMAALKRACHT

De onderstaande berekening is uitgevoerd volgens de norm NEN-EN 1992-1-1:2011, inclusief NB:2011 en C2:2011.

INVOER

materiaal

keuze betonkwaliteit = **C 30 / 37**
ductiliteitsklasse staal = **B**
karakteristieke sterkte f_{yk} = **500 N/mm²**

ontwerpsituatie:
blijvend/tijdelijk

geometrie

hoogte doorsnede = **460 mm**
breedte doorsnede = **1000 mm**

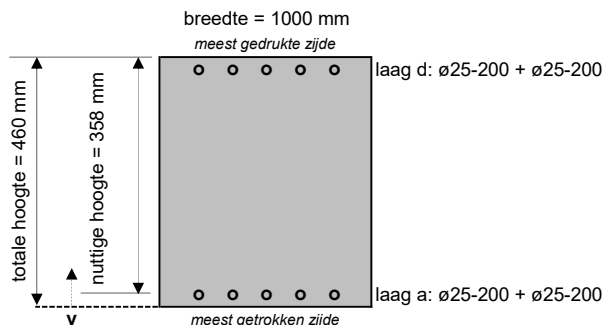
constructietype:
plaat

belastingen

duur van de belasting = **kortdurend**
normaalkracht N = **1770 kN (trek)**
normaalkracht N_{Ed} = **1770 kN (trek)**
buigend moment M = **10 kNm**
buigend moment M_{Ed} = **10 kNm** } $\delta = 1,00$ (t.b.v. herverdeling moment: $0,7 < \delta < 1,0$)

wapening

constructietype = **S4**
milieuklasse trekzijde = **XS3**
profillering wapening = **geribd**
nominale dekking c_{nom} = **45 mm**
gekozen dekking c_{app} = **90 mm**
 $k_x = c_{app} / c_{nom}$ = **2,00 [-]**



	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	$\emptyset_{km}$ [mm]	s [mm]	A_s [mm ²]	y [mm]	d_s [mm]
laag a	ø25	- 200	ø25	- 200	4909	103	358
laag b							
laag c							
laag d	ø25	- 200	ø25	- 200	4909	358	103

gemiddelde waarden buitenste trekwapening: $\emptyset_{km} = 25,0$ mm

$s_r = 100$ mm

gemiddelde waarde totale trekwapening: $d_{s, gem} = 358$ mm

opgelegde vervorming

In rekening te brengen spanning ten gevolge van opgelegde vervorming.

additionele spanning $\Delta\sigma_s$ = **0 N/mm²**

gegevens beton

cilinderdruksterkte f_{cd} = **20 N/mm²**
secans-elast.mod. E_{cm} = **33000 N/mm²**
elast.mod $E_c = f_{ck} / \epsilon_{c3}$ = **17143 N/mm²**
buigtreksterkte f_{ctm} = **2,9 N/mm²**
rek beton ϵ_{c3} = **0,175 %**
rek beton ϵ_{cu3} = **0,350 %**

gegevens staal

Er wordt geen rekening gehouden met een hellende tak van het σ - ϵ diagram.

vloeigrens staal $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ = **435 N/mm²**
elasticiteitsmodulus E_s = **200000 N/mm²**
karakteristieke rek ϵ_{uk} = **5,000 %**
rekenwaarde rek $\epsilon_{ud} = 0,9 \times \epsilon_{uk}$ = **4,500 %**
rek bij vloeien staal ϵ_{spl} = **0,217 %**

UITERSTE GRENSTOESTAND

buigend moment - artikel 6.1

betondrukzone x_u = **82 mm**
breukmoment M_{Rd} = **406 kNm**
aanwezig moment M_{Ed} = **10 kNm**

interactie

maatgevende u.c. interactie M + N = **0,43 < 1,0 → OK**
toets: $\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{10 \text{ kNm}}{406 \text{ kNm}} = 0,02 < 1,00 \rightarrow \text{OK}$

drukhoogte - artikel 5.5(4) en 5.6.3

gekozen herverdeling δ = **1,00 $\geq 0,7 \rightarrow \text{OK}$**

rotatiecapaciteit - artikel 5.6.3

toets: $\frac{x}{d} = \frac{82 \text{ mm}}{460 \text{ mm}} = 0,23 < 0,53 \rightarrow \text{OK}$

minimum wapening - art. 9.2.1.1/NB

minimum wapening $A_{s, min}$ = **2854 mm² → OK**

BRUIKBAARHEIDSGRENSTOESTAND

berekening scheurmoment M_r

betondrukzone x_r = **0 mm**
scheurmoment M_r = **##### kNm, ongescheurd**

berekening staalspanning bij M_{rep}

betondrukzone x_{rep} = **0 mm**
max. staalsp. σ_s = **188 N/mm²**
additioneel $\Delta\sigma_s$ = **0 N/mm²**

spanningsbeperking - artikel 7.2

(2) langsscheuren; σ_b = **0,00 N/mm²** < $k_1 \times f_{ck}$ = **18 N/mm²** Er zullen geen langsscheuren optreden.
(3) lin./niet-lin. kruip; σ_b = **0,00 N/mm²** < $k_2 \times f_{ck}$ = **14 N/mm²** Er mag rekening gehouden worden met lin. kruip.
(5) treksp. wap.; $\sigma_s + \Delta\sigma_s$ = **188 N/mm²** < $k_3 \times f_{yk}$ = **400 N/mm²** Onaanvaardbare scheurvorming is vermeden.

scheurbeheersing - conform §4.3.3 'Betonconstructies onder Temperatuur- en Krimpvervormingen', prof. dr. ir. K. van Breugel.

scheurwijdte w_k = **0,24 mm (onvoltooid scheurenpatroon)**
max. scheurafstand $s_{r, max}$ = **552 mm**
tabel 7.1N $\rightarrow w_{max}$ = **0,20 mm $\geq \frac{w_k}{k_x} = \frac{0,24 \text{ mm}}{2,00} = 0,12 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$**

minimum wapening - art. 7.3.2

minimum wapening $A_{s, min}$ = **2366 mm² → OK**

CONCLUSIE

► toets UGT: OK
► toets BGT: OK

IX

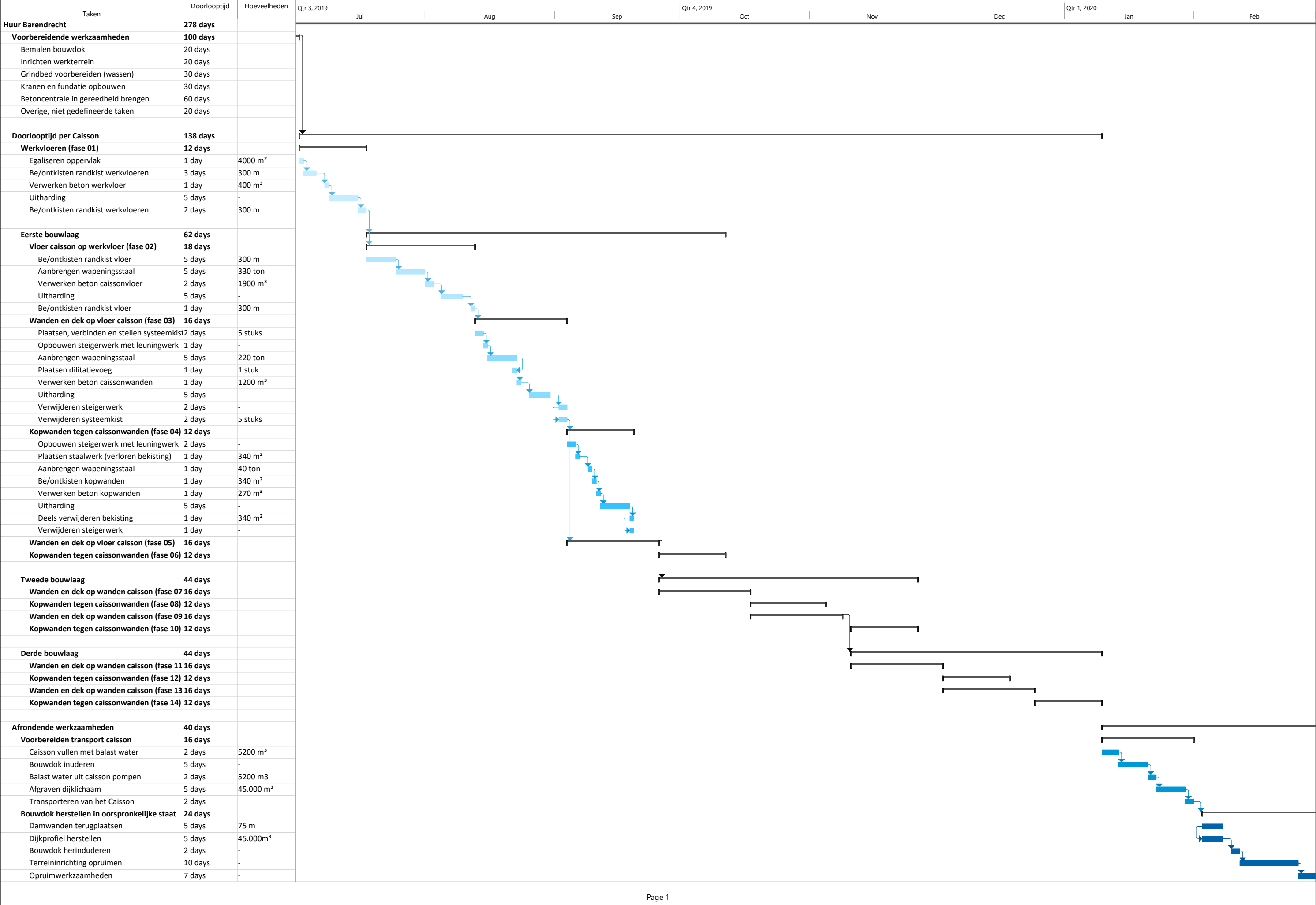
Bijlage IX: Planning

Witteveen + Bos

24 mei 2019

Civiele Techniek
CT4constructief

Jan Treure
Thomas Kastermans





Bijlage X: Referentiedocument kostendeskundige

Witteveen + Bos

24 mei 2019

Civiele Techniek
CT4constructief

Jan Treure
Thomas Kastermans

NOTULEN KOSTENRAMING OVERLEG

Onderwerp	Kostenraming
Projectcode	Afstuderen Havenconstructies
Datum	15 april 2019
Auteur(s)	TREJ2
Aanwezigen	SCHE4, KAST2, TREJ2

1. Opening

Thomas en ik zijn door Arjan Luttikholt door verwezen naar Erik Schulte. Hij is kostendeskundige bij Witteveen+Bos en stemde in om met ons mee te denken en ons te voorzien van een aantal kengetallen over de prijzen per eenheid.

2. Inhoudelijk overleg

Thomas had Erik al een mailtje gestuurd met daarin onderdelen waarvan we waarschijnlijk een prijs per eenheid nodig zouden hebben. Erik heeft dit tijdens ons gesprek steeds een beetje verder aangevuld.

Als eerste hebben we het over het project in het algemeen gehad. We hebben Erik het project uitgelegd, kort even over de bouwfaserings en het kantelproces gesproken.

Op basis van het gestuurde bestand van Thomas zijn we door de voorgestelde kosten van het project gegaan. In de onderstaande opsomming volgt uit een korte toelichting per onderdeel:

1. Huur bouwdok Barendrecht; Dit bleek ook gelijk het lastigste onderdeel te zijn. Volgens Erik: "We hebben er geen idee van". Rijkswaterstaat is eigenaar van dit bouwdok. Het blijkt echt heel lastig om te kunnen bepalen. Erik stelde voor om een groot bedrag aan te nemen. Als het project dusdanig groot zou zijn, zullen de kosten van de huur van het dok ook relatief afnemen. Erik's voorstel; voor de huurprijs van het bouwdok, €1 miljoen per jaar. (misschien is dit wel te veel)
2. Bouwdok bemalen; verwaarloosbaar vergeleken met de huurprijs. Desnoods zet je er een ton neer, voor de energiekosten.
3. Grindbed; reeds aanwezig. Nieuw grind is €20 per m³, dus een aanname voor het wassen van €5 per m³ is mogelijk. Erik wist dat in het verleden het grindbed gewassen was. Ook is het onwaarschijnlijk dat het volledige volume gewassen moet worden.
4. Huur kranen; volledig naar draagkracht en reikwijdte van de kraan. Net wat nodig is voor het project. Een voorbeeld van een torenkraan werd door Erik gegeven. De torenkraan kost ongeveer €5K per week en €100K vaste kosten (denk ook aan kraanfundatie)
5. Een ontgraving van het dok Barendrecht werd voorgesteld, zodat het niveauverschil opgelost kon worden. Dit blijkt niet nodig. Stel je zou moeten ontgraven, reken dan met €5/m³. waarin de kosten om af te voeren groter zijn dan de kosten van het ontgraven zelf.
6. Werkvloer, reken met €40-€50 per m²
7. Alle beton gelijk, gewoon als mortel, reken met €110 per m³
8. Wapening, ongeveer 150 kg/m³ tot 180 kg/m³. Bij grote constructies (zoals dit caisson) heb je weinig maatwerk (knippen/buigen) nodig. €1,20/kg voor leveren en aanbrengen van het wapening

wordt als conservatieve aanname gebruikt. Grote vlakken, rechte constructie, geen maatwerk. Dus deze aanname is echt wel conservatief.

9. Bekistingen is erg lastig. Een systeemkist is erg duur, maar kan snel hergebruikt worden. Traditionele bekisting is goedkoper voor kleine constructies: €50 - €75 per m² + €35 per m² voor ondersteuning. Een inschatting voor een systeemkist is volgens Erik €750K tot 1milj per stuk. Dit heeft veel invloed voor de kostprijs, afhankelijk van de projectgrootte. Dit wordt vooral planning gedreven.
10. Dijk baggeren, €7,5/m³
11. Damwand verwijderen €25/m²
12. Huur sleepboten, dit zou verwerkt kunnen worden in operatiekosten. Voor tunnelementen is dit ongeveer €1,5 tot €2,0milj per stuk. Dit is voor het transporteren en afzinken. Dit is vanaf het dok tot aan de eindlocatie. Dit is inclusief balasttanks en bulkhead. Deze zijn voor tunnelementen benodigd, maar hier kan mogelijk op bespaard worden voor de caissons. Volledige dek lay-out is hierin opgenomen. Dit zijn alle tijdelijke opstellingen om dat object te kunnen vervoeren. Verschillende prijzen werden door Erik voor sleep/duwboten gegeven, dit varieerde tussen €7,5K en €12,5K per week per stuk.
13. K&L en meetapparatuur is ingegrepen in de operatiekosten.
14. Extra term die opgenomen moet worden is de fundatielaag onder het caisson.
15. Aanvullen en aanbrengen zand is tot €10/m³, dit is wanneer zand via de weg getransporteerd wordt naar de project locatie. Voor gebaggerd zand wordt €7,5/m³ aangehouden.
16. Geotextiel verwaarloosbaar, nader te detailleren
17. Deksluif; dit was bedacht als constructieve verbinding tussen de caissons. Een nokken verbinding op de kopwand zou een oplossing kunnen zijn. €750/m³ voor een zwaargewapend constructief element.

Voor alle onderdelen geldt dat het de directe kosten zijn. Altijd in een drie-eenheid. Materiaal, Materieel en Arbeid.

Naast deze kosten wordt er ook nog een percentage opgenomen voor het bepalen van directe bouwkosten, indirecte bouwkosten, voorziene bouwkosten, Risico's bouwkosten, Engineeringskosten en overige bijkomende kosten. Uit dit alles volgen de totale investeringskosten.

Het is verstandig in de SSK (standaardsystematiek voor kostenraming) wel de percentages in te vullen (ook wanneer deze gelijk is aan 0), om vervolgens te vermelden dat bijvoorbeeld de Engineering niet meegerekend wordt.

Bijvoorbeeld: "We zijn uitgegaan van de voorziene bouwkosten, exclusief Risicoreservering en Engineerskosten"

Voor een combiwand noemde Erik dat er gerekend wordt met ongeveer €50K per strekkende meter, voor 25 meter grondkerende hoogte.

Argumenten voor het realiseren van een caisson kunnen bijvoorbeeld zijn:

- Modulair bouwen
- Demontabel
- Snel
- Weinig overlast te plaatse



Erik Schulte

Kostendeskundige Witteveen + Bos



Thomas Kastermans



Jan Treure

