

***Technische haalbaarheid van het
hangende strand concept met
geotextiele containers***



**Richard de Rover
Juni 2006**

Technische haalbaarheid van het hangende strand concept met geotextiele containers

*student : Richard de Rover
studienr.: 9712348
Sliedrecht, juni 2006*

Begeleider Van den Herik
Dhr. R. Veldhoen



Begeleiders TU Delft
Prof.dr.ir. M.J.F. Stive
Ir. H.J. Verhagen



Voorwoord

Voor u ligt het eindrapport van mijn minor afstudeeronderzoek getiteld “Technische haalbaarheid van het hangende strand concept met geotextiele containers”. Dit rapport dient ter afsluiting van het minor afstudeeronderzoek, welk een onderdeel is van mijn studie Civiele Techniek aan de Technische Universiteit Delft.

Het onderzoek, bestaande uit een literatuurstudie, is uitgevoerd in samenwerking met Van den Herik B.V.

Bovengenoemd bedrijf wil ik dan ook hartelijk bedanken voor het verlenen van de mogelijkheid tot het volbrengen van mijn minor afstudeeronderzoek.

Voor wat betreft de begeleiding wil ik in eerste instantie prof.dr.ir. M.J.F. Stive en ir. H.J. Verhagen van de Technische Universiteit Delft en dhr. R. Veldhoen van Van den Herik B.V. bedanken voor de verleende ondersteuning en gegeven adviezen. Verder wil ik Peter Clements bedanken voor de praktische adviezen met betrekking tot geotextiele containers.

Richard de Rover

Sliedrecht, juni 2006

Samenvatting

Als gevolg van erosie langs de kust van Nederland worden er periodiek zandsuppleties uitgevoerd om te voorkomen dat de basiskustlijn verder landinwaarts verplaatst. Bij zeer steile onderwateroevers kan erosiebestrijding met zandsuppleties problematisch zijn, de zuidwestkust van Walcheren is zo'n probleem locatie. De vraag rijst dan ook of voor dit gebied de erosie bestreden kan worden met andere methoden. Voor een vervangende oplossing van de zandsuppleties kan aan een hangend strand gedacht worden. Een hangend strand bestaat uit een onder water gelegen golfbreker waarachter het strand opgehoogd is. Normaliter worden golfbrekers uit stortsteen of betonnen elementen geconstrueerd. De laatste jaren wordt er steeds vaker gekeken naar oplossingen, die goedkoper zijn dan het gebruik van stortsteen en betonnen elementen. Een alternatief kan het gebruik van geotextiele containers zijn, welke aanzienlijk lager zijn in kosten. Met betrekking tot het toepassen van geotextiele containers voor constructies in kustgebieden is echter niet veel ervaring. Het doel van dit onderzoek is dan ook als volgt:

“Het onderzoeken of het technisch haalbaar is om een hangend strand voor de zuidwestkust van Walcheren te realiseren met een onderwaterdam bestaande uit geotextiele containers”.

Het accent van het onderzoek ligt hierbij voornamelijk op het onderzoeken of

1. het toepassen van het hangende strand principe in het onderzoeksgebied voordelen biedt ten opzichte van de huidige zandsuppleties, en
2. het technisch haalbaar is om de onder water gelegen golfbreker te construeren met geotextiele containers.

Het onderzoek wordt uitgevoerd voor het kustgedeelte van zuidwest Walcheren tussen Jarkus raaien 2484 – 2583 met een totale lengte van 1000m.

Ad 1.

Voor de bepaling van de erosie is uitgegaan van de waterstanden bij N.A.P., GHW en GHHWS. Aan de hand van de sediment transport formules van Rouse/ Einstein en Kalinske-Frijlink is bepaald dat de maatgevende erosie optreedt bij GHHWS (+2.24m N.A.P.) en een significante golfhoogte van 2.34m. Voor deze situatie is een zo optimaal mogelijk voorontwerp van het dwarsprofiel van het hangende strand met onderwaterdam gemaakt, om zo de erosie te minimaliseren. Uit dit onderzoek is gebleken dat, in het geval van het optimale dwarsprofiel, de erosie per jaar $6700m^3$ voor het onderzoeksgebied bedraagt, wat in vergelijking tot de huidige erosie van $30000m^3$ per jaar een factor 4.5 lager is. Deze uiteindelijke erosie vormt een ontgrondingskuil achter de dam met een breedte van 8.40m en een diepte van 1.33m, dit kan echter verholpen worden door bodembescherming of zandsuppleties achter de dam toe te passen.

Het hangende strand heeft tevens een positief effect op de duinafslag bij stormvloed, hiervoor heeft Rijkswaterstaat de normfrequentie 1/4000 gesteld. Bij het optreden van de storm behorende bij deze normfrequentie zal het evenwichtsprofiel van het strand, 2.70m minder landinwaarts komen te liggen voor de situatie met hangend strand in vergelijking tot de huidige situatie.

Evalueren we de verwaarloosde optredende fenomenen en gedane aannames en kijken we in welke mate deze effect hebben op de berekende erosie, dan blijkt dat, met het in rekening

brengen van deze fenomenen en aannames, de uiteindelijke erosie 30% lager uitvalt dan de in eerste instantie berekende $6700m^3$ per jaar.

Ad. 2.

Voor het bepalen van de afmetingen van de geotextiele containers is de ontwerpstorm met een significante golfhoogte van 3.6m gebruikt. Deze storm is bepaald voor een economische levensduur van 50 jaar van de golfbreker en heeft een kans van optreden van 1/225 per jaar. Als veiligheidsfactor voor de afmetingen van de geotextiele container is 1.2 aangehouden. Voor de stabiliteit van de onderwaterdam bestaande uit geotextiele containers is naar de volgende faalmechanismen gekeken:

- stabiliteit stapeling geotextiele containers
- stabiliteit individuele geotextiele container onder golven
- kritieke stroomsnelheid boven de kruin van de constructie
- invloed verweking van de geotextiele container
- interne stabiliteit geotextiele container

Hieruit is gebleken dat, de stabiliteit van de individuele geotextiele container onder golven, maatgevend is voor de dikte van de geotextiele container. De afmetingen van de geotextiele containers, bepaald aan de hand van de faalmechanismen, zijn dan $d = 2.3m$ en $b = 5.0m$ bij een vullingsgraad van 0.80, voor de lengte is 25.0m aangenomen. Uit de berekeningen is tevens gebleken dat de wrijvingsfactor van de geotextiele containers onderling een grote variatie heeft, wat de nauwkeurigheid van de bepaling van de stabiliteit niet ten goede komt. Voor de plaatsing van de elementen wordt gebruik gemaakt van een geleid systeem® met een nauwkeurigheid van plaatsing van orde 0.25 – 0.50m, welk afhankelijk is van de omstandigheden waaronder gewerkt wordt.

Aan de hand van de bepaalde geotextiele containers en het voorontwerp van het dwarsprofiel zijn 4 alternatieven voor het detailontwerp gegenereerd. Hierbij is gekeken naar de volgende aspecten:

- bodembescherming aan de voet van de onderwaterdam
- beschermende toplaag geotextiele containers
- dimensies onderwaterdam bestaande uit geotextiele containers
- bodembescherming onder de dam

Uiteindelijk is gekozen voor het detailontwerp bestaande uit een stapeling van 2 lagen geotextiele containers met totaal 6 elementen, waarvan 2 op de kruin van de constructie. Dit ontwerp is gekozen met het oog op de kosten en de stabiliteit van de constructie. Onder de dam is gebruik gemaakt van zinkstukken om de stabiliteit van de constructie te vergroten. Voor het gehele onderzoekgebied zijn uiteindelijk in totaal 240 geotextiele containers en $20000m^2$ aan zinkstuk nodig voor de constructie van de onder water gelegen golfbreker. Voor iedere container is $244m^3$ zand en $310m^2$ geotextiel doek nodig. Totaal geeft dit voor de gehele constructie $58560m^3$ zand en $74400m^2$ geotextiel doek, dat nodig is voor het construeren van de onderwaterdam. Vergelijken we de kosten van een onderwaterdam bestaande uit geotextiele containers met de kosten van een onderwaterdam bestaande uit breuksteen, dan zien we dat de onderwaterdam bestaande uit geotextiele containers meer dan € 2.000.000,- goedkoper is dan een onderwaterdam bestaande uit breuksteen (dit bedrag geeft de orde grootte van het kostenverschil aan).

Inhoudsopgave

Voorwoord	1
Samenvatting	2
Hoofdstuk 1: Inleiding	6
1.1 Algemene inleiding	6
1.2 Probleemstelling	8
1.3 Doel van het minor afstudeeronderzoek	8
1.4 Afbakening onderzoek	8
1.5 Onderzoekmethode	9
1.6 Opzet van het minor afstudeerrapport	10
Hoofdstuk 2: Morfologische randvoorwaarden	11
2.1 Inleiding	11
2.2 Golfklimaat	11
2.2.1 Inleiding	11
2.2.2 Bepaling ontwerp storm	11
2.3 Plaatselijk getij	15
2.4 Getijstroom	16
2.5 Bodemprofiel en bodemgesteldheid kustlijn	17
2.5.1 Bodemprofiel onderzoekgebied	17
2.5.2 Bodemgesteldheid onderzoekgebied	18
2.6 Samenvatting	18
Hoofdstuk 3: Voorontwerp hangend strand met onderwaterdam	19
3.1 Inleiding	19
3.2 Bepaling maatgevende golfhoogtes	19
3.3 Positie onderwaterdam in het dwarsprofiel	21
3.4 Bepaling breedte onderwaterdam	22
3.5 Bepaling ligging kruin onderwaterdam t.o.v. N.A.P.	24
3.5.1 Golfhoogtes achter de onderwaterdam	24
3.5.2 Sediment transport als functie van de diepte	25
3.6 Bepaling ligging hangend strand t.o.v. kruin dam	28
3.7 Vorming ontgrondingkuil achter de dam	30
3.8 Duinafslag in situatie met onderwaterdam	31
3.9 Evaluatie erosieproces	33
3.10 Samenvatting	35
Hoofdstuk 4: Vorm en afmetingen geotextiele container	36
4.1 Inleiding	36
4.2 Stabiliteit geotextiele containers	36
4.2.1 Berekening stabiliteit stapeling geotextiele containers	37
4.2.2 Stabiliteit onder golven	41



4.2.3 Kritieke stroomsnelheid	43
4.2.4 Invloed verweking	44
4.2.5 Dimensies geotextiele container	46
4.2.6 Interne stabiliteit geotextiele container	48
4.2.6.1 Vervorming geotextiele container door horizontale afschuiving	49
4.2.6.2 Vervorming door interne rotatie	50
4.3 Nauwkeurigheid plaatsing geotextiele container	50
4.4 Samenvatting	52
Hoofdstuk 5: Detailontwerp onderwaterdam	53
5.1 Inleiding	53
5.2 Bodembescherming aan de voet van de onderwaterdam	53
5.3 Beschermende toplaag geotextiele containers	54
5.4 Dimensies onderwaterdam bestaande uit geotextiele containers	54
5.5 Bodembescherming onder de dam	54
5.6 Stabiliteit talud	55
5.7 Alternatieven onderwaterdam	55
5.8 Bepaling hoeveelheden	55
5.9 Kosten vergelijking	55
5.10 Samenvatting	56
Hoofdstuk 6: Uitvoering	57
6.1 Inleiding	57
6.2 Uitvoering van het hangende strand met onderwaterdam	57
Hoofdstuk 7: Conclusies en aanbevelingen	58
7.1 Conclusies	58
7.1.1 Conclusies met betrekking tot het hangende strand	58
7.1.2 Conclusies met betrekking tot de onderwaterdam van geotextiele containers	58
7.2 Aanbevelingen	59
Literatuurlijst	60
Figurenlijst	61
Tabellenlijst	62
Grafiekenlijst	62
Symbolenlijst	63
Bijlagen	66

Hoofdstuk 1: Inleiding

1.1 Algemene inleiding

Als gevolg van erosie langs de kust van Nederland worden er periodiek zandsuppleties uitgevoerd om te voorkomen dat de basiskustlijn verder landinwaarts verplaatst en zo de veiligheid van de achterliggende gebieden in het geding brengt (zie figuur 1.1).



figuur 1.1: Zandsuppletie voor de Nederlandse kust (bron RIKZ)

Op deze manier kan momenteel overal aan de Nederlandse kust de basiskustlijn succesvol worden gehandhaafd. Na een tiental jaren suppletie ervaring rijst op enkele locaties de vraag of ook in de toekomst handhaving van de basiskustlijn met zandsuppleties mogelijk blijft. Bij een normale zandige vooroever zal erosie vroeger of later worden gecompenseerd door onderwatersuppleties of door zeewaarts zandtransport vanuit de basiskustlijnzone. Bij zeer steile onderwateroevers kan erosiebestrijding met zandsuppleties problematisch zijn, de zuidwestkust van Walcheren is zo'n probleem locatie.

De onderwateroever van dit gedeelte van Walcheren wordt gevormd door de noordoostelijke geulwand van de getijgeul Oostgat. Deze geul is in de loop der eeuwen oostwaarts verplaatst. Door de resistente ondergrond en door kustverdediging met strandhoofden is de geulmigratie verminderd. De noordoostelijke geulwand is hierbij versteild. Sinds 1984 worden in het kustvak strand- en duinfrontsuppleties uitgevoerd, resulterend in een vooruitgang van het strand en het duin. Door de steile vooroever kunnen er echter slechts kleinschalige zandsuppleties toegepast worden.

Een alternatief voor deze suppleties kan de aanleg van een hangend strand zijn, in Nederland is het principe van het hangende strand nog niet toegepast, in het buitenland echter wel met wisselende resultaten.

Het principe van een hangend strand bestaat uit een onderwaterdam met daarachter een opgespoten strand. In plaats gebruik te maken van het conventionele breuksteen voor de onderwaterdam is het aantrekkelijk om te kijken of de onderwaterdam geconstrueerd kan worden met geotextiele containers. Een geotextiele container is in principe een grote geteoxtiele zak gevuld met zand (of een ander soortgelijk materiaal), die met behulp van een splijtbak op de juiste positie gestort kan worden. Het voordeel van deze geotextiele containers is dat deze goedkoper zijn dan het gebruik van breuksteen en tevens betrekkelijk eenvoudig te verwijderen zijn, wanneer dat gewenst is (er hoeft slechts een scheur gemaakt te worden in het geotextiel en het vulmateriaal stroomt uit de container, waardoor de constructie vrij makkelijk te verwijderen is). Dit voordeel geeft tevens het nadeel dat de geotextiele containers eerder kapot gaan, waardoor de constructie bestaande uit geotextiele containers vaker op schade gecontroleerd moeten worden. Het gebruik van geotextiele elementen in de waterbouw is niets nieuws, een mooi voorbeeld hiervan is een project in Mexico (Bahia Principe Tulum, zie figuren 1.2 en 1.3), waar de kustlijn verdedigd is met golfbrekers bestaande uit geotextiele containers. Er is zelfs geconstateerd dat het strand zeewaarts aangroeit door de aanleg van deze golfbrekers.



figuur 1.2: Golfbrekers voor de kust van Mexico bestaande uit geotextiele containers (bron Nicolon)



figuur 1.3: Golfbrekers voor de kust van Mexico bestaande uit geotextiele containers (bron Nicolon)

1.2 Probleemstelling

De probleemstelling waarop in dit minor afstudeerrapport een antwoord wordt gegeven is:

Is het technisch haalbaar om voor de zuidwestkust van Walcheren een hangend strand met een onderwaterdam bestaande uit geotextiele containers te realiseren?

Om deze probleemstelling te kunnen beantwoorden zijn de volgende deelvragen geformuleerd:

- Wat zijn de morfologische randvoorwaarden van het betreffende gebied?
- Wat zijn de optimale afmetingen van de onderwaterdam voor een stabiel hangend strand in de gegeven situatie?
- Wat zijn de afmetingen van de geotextiele container die gebruikt kan worden?
- Wat is de stabiliteit van de dam bestaande uit geotextiele containers?
- Wat is de nauwkeurigheid van de geplaatste geotextiele containers onder invloed van de stroming en golven?

1.3 Doel van het minor afstudeeronderzoek

Het doel van dit minor afstudeeronderzoek is: *“Het onderzoeken of het technisch haalbaar is om een hangend strand voor de zuidwestkust van Walcheren te realiseren met een onderwaterdam bestaande uit geotextiele containers”*.

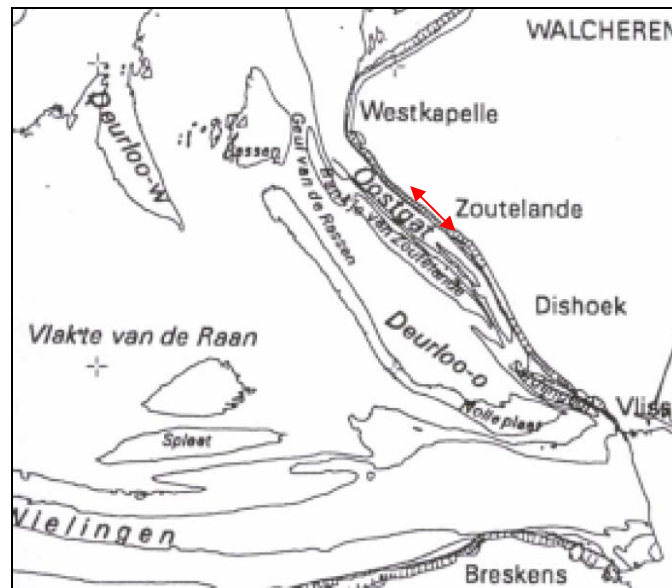
1.4 Afbakening onderzoek

Zoals in de inleiding reeds vermeld is, is het concept hangend strand het meest aantrekkelijk voor kustgedeeltes met een steil verlopend onderwaterprofiel, hierdoor kunnen er slechts kleinschalige strandsuppleties toegepast worden met korte tussenperiodes. Voor deze situaties kan het aantrekkelijker zijn om naar een alternatief te kijken. Steile vooroevers vindt men in Nederland vooral aan de kust van Zeeland en de Wadden eilanden in de nabijheid van een getijgeul.

Om het onderzoek niet te groot te maken is een gedeelte van de zuidwestkust van Walcheren gekozen waar het concept “hangend strand met geotextiele containers” voor uitgewerkt zal worden. Het betreft de kustlijn tussen de Jarkus raaien 2484 – 2583, dit gebied heeft een totale lengte van 1000m en ligt ter hoogte van Zoutelande.

Er is voor deze locatie gekozen, omdat dit gedeelte van de kustlijn in Walcheren aan de getijgeul Oostgat ligt (zie figuur 1.4), deze geul ligt langs de gehele zuidwestkust van Walcheren en is net buiten de strandhoofden gelegen met een maximale diepte van ongeveer –25m NAP. Tevens bestaat de zeewering uit een smalle strook duinen wat de situatie kritiek maakt met betrekking tot de veiligheid van het achterliggende gebied.

Aan dit gedeelte van de kustlijn zijn strandhoofden gelegen, de onderwaterdam van geotextiele containers zal aan het uiteinde van deze strandhoofden gesitueerd worden, waarachter het hangend strand opgespoten kan worden. Er zal in het onderzoek eerst gekeken worden of een hangend strand in de gegeven situatie haalbaar is en voordelen biedt ten opzichte van de huidige situatie. Vervolgens zal tijdens het onderzoek vooral gekeken worden naar de technische haalbaarheid van de onderwaterdam bestaande uit geotextiele containers en de praktische uitvoerbaarheid hiervan.



figuur 1.4: Overzichtkaart zuidwestkust Walcheren met de getijgeul Oostgat en het onderzoeksgebied

1.5 Onderzoekmethode

Om tot een beantwoording van de probleemstelling te kunnen komen zal allereerst een literatuuronderzoek worden verricht. Dit literatuuronderzoek zal bestaan uit het opzoeken en bestuderen van relevante literatuur met betrekking tot geotextiele containers en hangende stranden.

Vervolgens worden aan de hand van de bestudeerde literatuur de benodigde gegevens bepaald en verkregen, hierbij wordt onder andere gedacht aan het getij, golfhoogtes, windopzet etc.

Aan de hand van deze verkregen gegevens zal een voorontwerp van het hangende strand met onderwaterdam gemaakt worden, waarbij hoofdzakelijk gekeken wordt naar de erosie achter de dam. Met dit voorontwerp kunnen vervolgens de afmetingen van de te gebruiken geotextiele containers bepaald worden. Met dit als gegeven wordt een detailontwerp gemaakt voor het dwarsprofiel van het hangende strand concept met geotextiele containers. Hierbij zal vooral aandacht besteedt worden aan de stabiliteit van de geotextiele containers. Er zal tevens gekeken worden naar het al dan niet optreden van ontgroning voor en achter de constructie en in het geval van het optreden daarvan of bodembescherming noodzakelijk is en tevens of een toplaag van breuksteen op de geotextiele containers van toepassing is. Naast het bepalen van de technische haalbaarheid zal er gekeken worden naar de uitvoering van de onderwaterdam.

1.6 Opzet van het minor afstudeerrapport

Het rapport is als volgt opgebouwd.

In Hoofdstuk 2 zijn de morfologische randvoorwaarden bepaald, die gelden voor het onderzoeksgebied. Aan de hand van deze randvoorwaarden zal het hangend strand concept met een onderwaterdam bestaande uit geotextiele containers ontworpen worden.

In Hoofdstuk 3 wordt bepaald wat de optimale afmetingen van het hangend strand en de onderwaterdam zijn. Van het uiteindelijke dwarsprofiel zal een voorontwerp gemaakt worden. Aan de hand van dit voorontwerp wordt gekeken of het toepassen van het hangend strand voordelen biedt ten opzichte van de huidige situatie.

Het bepalen van de vereiste afmetingen van de geotextiele container, om de stabiliteit van de constructie te garanderen, wordt in Hoofdstuk 4 behandeld.

In Hoofdstuk 5 wordt een detailontwerp gemaakt aan de hand van het voorontwerp en de bepaalde geotextiele container.

Vervolgens zal er gekeken worden naar de uitvoering van de onderwaterdam in Hoofdstuk 6.

De conclusies en aanbevelingen zijn tenslotte opgenomen in Hoofdstuk 7.

Hoofdstuk 2: Morfologische randvoorwaarden

2.1 Inleiding

Voor iedere constructie die ontworpen wordt, gelden specifieke randvoorwaarden waar het ontwerp aan moet voldoen. Deze randvoorwaarden zijn voor iedere situatie weer anders, om tot een zinvolle constructie te komen, zal de constructie aan de hand van de voor het gekozen onderzoekgebied geldende randvoorwaarden ontworpen moeten worden. In dit hoofdstuk zullen deze randvoorwaarden bepaald worden. Voor het hangende strand met onderwaterdam zijn vooral de morfologische randvoorwaarden en het bodemprofiel en gesteldheid van belang, deze worden dan ook bepaald.

2.2 Golfklimaat

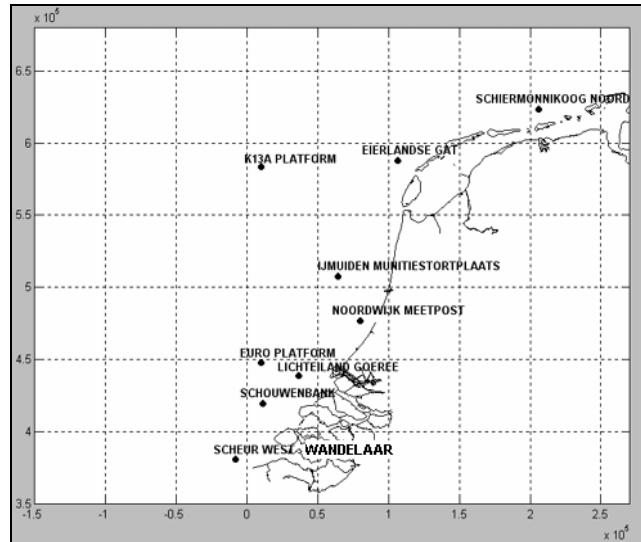
2.2.1 Inleiding

Voor het bepalen van de duinafslag in de huidige situatie en de nieuwe situatie met de onderwaterdam en hangend strand zijn de gegevens met betrekking tot het golfklimaat voor de betreffende situatie benodigd. Deze gegevens zijn tevens nodig om de structurele erosie achter de onderwaterdam te kwantificeren. In beide situaties, duinafslag en structurele erosie, is een andere significante golfhoogte (H_s) van toepassing. Om tot deze H_s te komen moet de kans van optreden van een ontwerp storm met een bepaalde H_s bepaald worden. Voor beide gevallen geldt een andere kans van optreden met daarbij behorend een specifieke H_s . Rijkswaterstaat geeft voor de duinen en zeeweringen in Zeeland de ontwerpeis dat de veiligheid van het achterland nog gewaarborgd wordt bij een ontwerp storm met een bepaalde H_s met een kans van optreden van 1 keer in de 4000 jaar. Voor de structurele erosie is geen ontwerpeis gegeven met betrekking tot de kans van optreden van H_s , maar deze zal vele malen lager liggen dan de eis van 1 keer in de 4000 jaar, omdat niet direct de veiligheid van het achterland in het geding komt. De ontwerpeis voor de H_s met betrekking tot de structurele erosie zal dan ook in de orde grootte van kans van optreden van 1 keer per jaar à 1 keer in de 10 jaar zijn.

2.2.2 Bepaling ontwerp storm

Voor het bepalen van de maatgevende golven is gebruik gemaakt van de golfgegevens op de internetsite www.golfklimaat.nl, deze gegevens kunnen niet zonder meer gebruikt worden in berekeningen voor constructies, met deze gegevens zal eerst een grafiek gemaakt moeten worden met daarin de optredende significante golfhoogtes voor een ontwerp storm met een overschrijdingskans van 1 keer in de x aantal jaren.

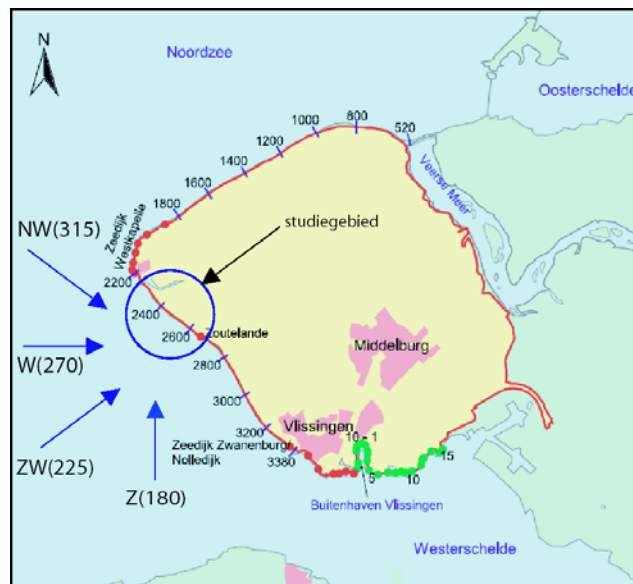
De meetgegevens die gebruikt zijn, zijn afkomstig van het meetstation SCW: Scheur West Wandelaar. In Nederland overheersen de stormen uit westelijke richting, zoals in figuur 2.1 te zien is, zijn in dit geval de golfgegevens van het meetstation SCW voor de zuidwestkust van Walcheren van belang bij de maatgevende windrichting.



figuur 2.1: Golfmeetstations in de Noordzee (bron www.golfklimaat.nl)

In bijlage 1 zijn de gegevens met betrekking tot de windrichtingafhankelijke simultane kansverdeling van $H_{1/3}$ gegeven (voor H_s geldt $H_s = H_{1/3}$, deze waarden mogen dus gebruikt worden).

Zoals in bijlage 1 te zien is, is de windroos opgedeeld in delen van 45° , voor de berekening van H_s is het gedeelte van de windroos van 180° tot 315° genomen. Dit gedeelte komt overeen met de windrichtingen zuid, zuidwest, west en noordwest, deze windrichtingen zijn gekozen, omdat de golven die van invloed zijn op de zuidwestkust van Walcheren alleen uit deze richtingen kunnen komen. Het betreffende kustvak wordt voor golven uit het noorden afgeschermd door het noordelijke gedeelte van Walcheren en in het oosten ligt slechts land (zie figuur 2.2).

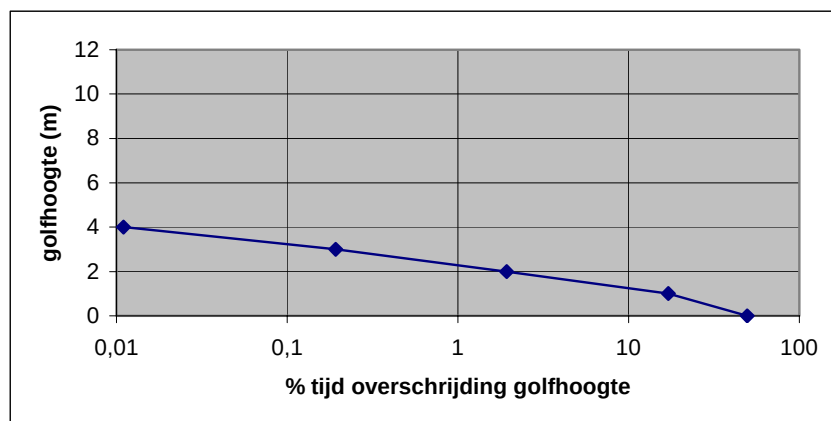


figuur 2.2: Maatgevende golfval richtingen ten opzichte van het studiegebied met Jarkus raaien

De waarden voor de gegeven windrichtingen zijn overgenomen uit bijlage 1 en in tabel 2.1 weergegeven. Aan de hand van tabel 2.1 kan een overschrijdingsgrafiek gemaakt worden, waarin het percentage van de tijd weergegeven staat dat een bepaalde golfhoogte overschreden wordt (zie grafiek 2.1).

hoogte (m)	percentage van het totaal			totaal %	cum. %
	180° - 225°	225° - 270°	270° - 315°		
> 10.00	0	0	0	0	0
9.00 - 10.00	0	0	0	0	0
8.00 - 9.00	0	0	0	0	0
7.00 - 8.00	0	0	0	0	0
6.00 - 7.00	0	0	0	0	0
5.00 - 6.00	0	0	0	0	0
4.00 - 5.00	0	0	0.011	0	0
3.00 - 4.00	0	0.031	0.150	0	0
2.00 - 3.00	0,048	0,619	1	1,742	1,742
1.00 - 2.00	3	8	4	15,13	16,872
0.00 - 1.00	14	13	5	32,392	49,264
				andere richtingen:	50,736
				totaal:	100

tabel 2.1: Windrichting afhankelijke kansverdeling van H_s



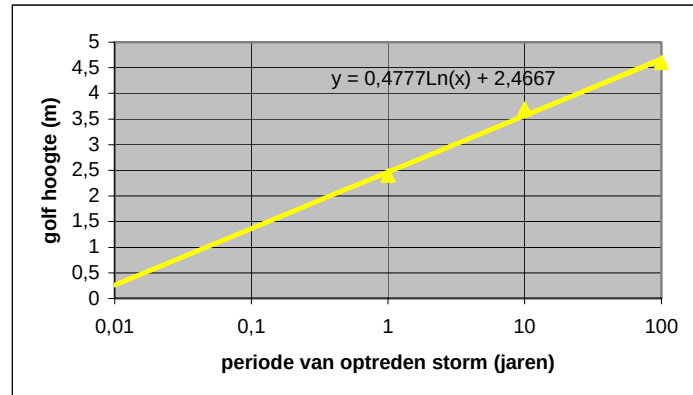
grafiek 2.1: Percentage van de tijd dat een golfhoogte wordt overschreden

Voor het ontwerp van een constructie kan deze grafiek echter niet gebruikt worden. Hiervoor is de kans op een storm met een bepaalde H_s nodig. Deze gegevens kunnen uit grafiek 2.1 gehaald worden.

De duur van de ontwerp storm is onbekend, daarom wordt er voor de duur van 6, 8 en 12uur de ontwerp storm met significante golfhoogtes uitgewerkt.

Stel dat de storm 12 uur duurt, dan geldt:

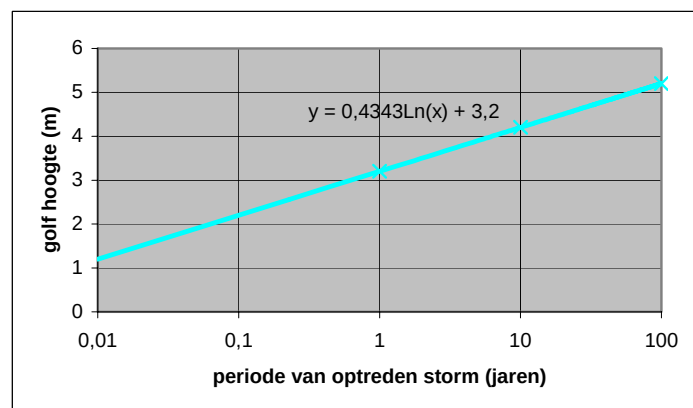
Aantal stormen per jaar: 730	kans van optreden	significante golfhoogte
1 per jaar storm: 100/730	= 0.13%	=> $H_s = 2.4\text{m}$
1 per 10 jaar storm: 10/730	= 0.013%	=> $H_s = 3.7\text{m}$
1 per 100 jaar storm: 1/730	= 0.0013%	=> $H_s = 4.6\text{m}$



grafiek 2.2: Periode van optreden H_s bij een ontwerp storm van 12 uur

Stel dat de storm 8 uur duurt, dan geldt:

Aantal stormen per jaar: 1095	kans van optreden	significante golfhoogte
1 per jaar storm: 100/1095	= 0.091%	=> $H_s = 3.2\text{m}$
1 per 10 jaar storm: 10/1095	= 0.0091%	=> $H_s = 4.2\text{m}$
1 per 100 jaar storm: 1/1095	= 0.00091%	=> $H_s = 5.2\text{m}$

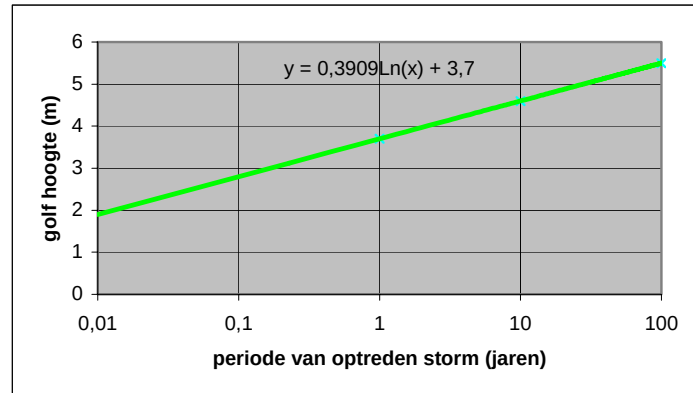


grafiek 2.3: Periode van optreden H_s bij een ontwerp storm van 8 uur



Stel dat de storm 6 uur duurt, dan geldt:

Aantal stormen per jaar: 1460	kans van optreden	significante golfhoogte
1 per jaar storm: 100/1460	= 0.068%	=> $H_s = 3.7\text{m}$
1 per 10 jaar storm: 10/1460	= 0.0068%	=> $H_s = 4.6\text{m}$
1 per 100 jaar storm: 1/1460	= 0.00068%	=> $H_s = 5.5\text{m}$



grafiek 2.4: Periode van optreden H_s bij een ontwerp storm van 6 uur

Voor de duur van de ontwerp storm is uiteindelijk een duur van 8 uur gekozen, met overwegend west georiënteerde wind in Nederland is een storm duur van 8 uur realistisch en maatgevend. Een storm duur van 6 uur is te kort en een storm duur van 12 uur is te lang. Aan de hand van grafiek 2.3 en de bijbehorende functie kan nu voor elke frequentie van optreden van een storm de significante golfhoogte bepaald worden.

2.3 Plaatselijk getij

Voor het getij van het te onderzoeken gebied zijn de getijgegevens voor Westkapelle en Vlissingen van de site www.waternormalen.nl gebruikt (zie bijlage 2). Hieruit valt op te maken dat het getijverschil langs de kust van Walcheren, van Westkapelle tot Vlissingen toeneemt. Het getij in het studiegebied zal dan ook verschillen met het getij in beide plaatsen. Met het gegeven dat de afstand van het studiegebied tot Westkapelle 3000m is, kan het getij in het betreffende gebied bepaald worden (zie tabel 2.2). In bijlage 2 zijn tevens de waterstanden met de overschrijdingsfrequenties voor Westkapelle en Vlissingen gegeven, in deze waterstanden zijn de windopzet en golfloop meegenomen.

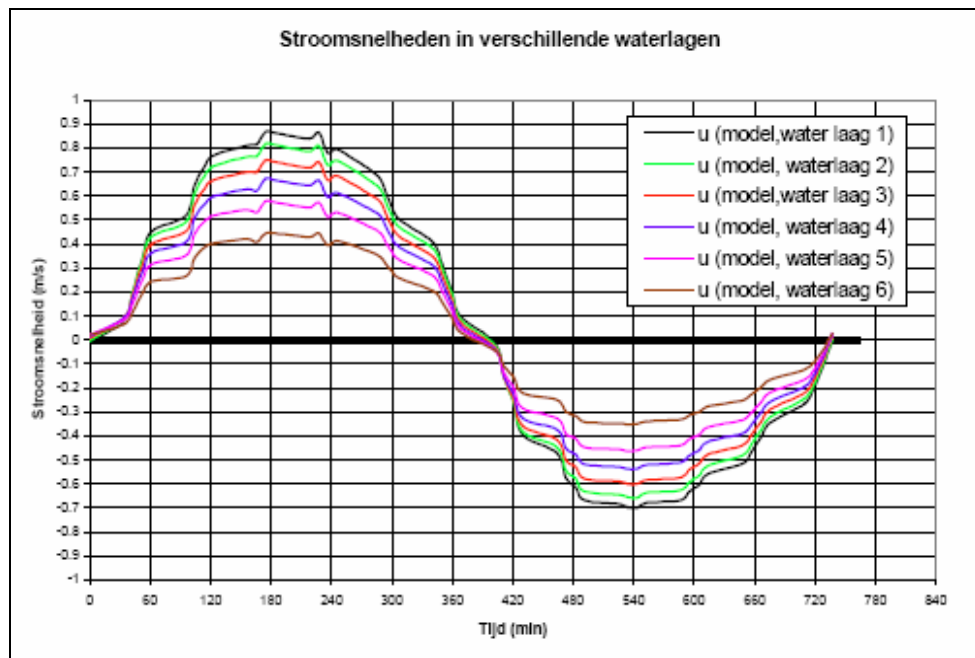


gemiddelde waterstanden studiegebied			
type tij	HW-stand (cm + NAP)	LW-stand (cm + NAP)	tijverschil cm
gemiddeld tij	187	-164	351
spring tij	224	-183	407
doodtij	142	-134	276
gemiddeld waterstand	-2		

tabel 2.2: Getij gegevens van het onderzoekgebied

2.4 Getijstroom

Zoals reeds vermeld ligt de kust ter hoogte van Zoutelande aan de getijgeul Oostgat, hier vinden onder invloed van het getij grote stroomsnelheden plaats, deze stroming is een belangrijke factor in het huidige erosie patroon. Er zal onderzocht moeten worden in hoeverre deze stroming invloed heeft op de erosie in de nieuwe situatie met onderwaterdam en hangend strand. In [5] is onderzoek gedaan naar de stroomsnelheden aan de oostflank van het Oostgat in de huidige situatie, de bevindingen staan weergegeven in grafiek 2.5 en tabel 2.3.



grafiek 2.5: Stroomsnelheden in m/s over de noordoostelijke geulwand Oostgat bij gemiddeld getij (bron [5])

Laag	Gedeelte van waterdiepte [%]	Diepteligging [m]	Dikte [m]
1 (aan wateroppervlak)	40	0.0 - 4.0	4.0
2	30	4.0 - 7.0	3.0
3	16	7.0 - 8.6	1.6
4	8	8.6 - 9.4	0.8
5	4	9.4 - 9.8	0.4
6	2	9.8 - 10.0	0.2
Totaal:	100	0.0 - 10.0	10.0

tabel 2.3: Gemiddelde diepteligging en dikte van de waterlagen bij een diepte van 10m (bron [5])

Tevens zijn de volgende gegevens bekend over de stroomsnelheden in het Oostgat (zie tabel 2.4).

locatie/tijd t.o.v. HW	HW -6h	HW -4h	HW -2h	HW	HW +2h	HW +4h	HW +6h
Oostgat Westkapelle	46	118	82	0	87	57	0

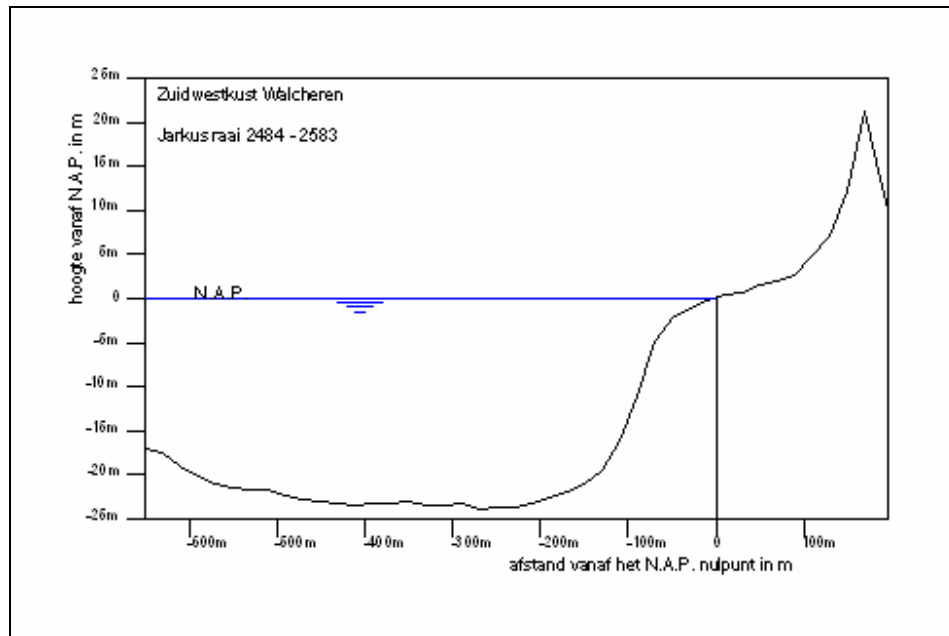
tabel 2.4: Optredende gemiddelde stroomsnelheden tijdens springtij in cm/s in de laag van 0 tot 5m beneden het wateroppervlak (bron RIKZ)

Uit grafiek 2.5 valt op te maken dat de maatgevende stroomsnelheid ten gevolge van het getij in de waterlaag van 0 tot 5m onder de waterlijn rond de 0.8 m/s ligt en afneemt naarmate de diepte toeneemt. In tabel 2.4 is te zien dat de maximale stroomsnelheid een grootte van 1.2 m/s haalt. Deze waarde is maatgevender, omdat bij hogere waterstanden en windopzet de stroomsnelheden deze orde grootte hebben.

2.5 Bodemprofiel en bodemgesteldheid kustlijn

2.5.1 Bodemprofiel onderzoekgebied

Voor het ontwerpen van de onderwaterdam met hangend strand is het dwarsprofiel van de onderwateroever en duinvoet van het te onderzoeken gebied nodig. Jaarlijks worden er lodingen en hoogtemetingen uitgevoerd door het RIKZ (Rijksinstituut voor Kust en Zee) ter hoogte van de Jarkus raaien, aan de hand van deze metingen kunnen dwarsprofielen gemaakt worden van het betreffende kustgebied. De metingen van Walcheren zijn verkregen via RIKZ, uit deze metingen is gebleken dat voor het te bestuderen gebied (tussen Jarkus raai 2484 – 2583) de dwarsprofielen weinig van elkaar verschillen (de diepte- en hoogtelijnen lopen vrijwel parallel aan elkaar). Er kan daarom volstaan worden met 1 dwarsprofiel, die gebruikt wordt over de gehele lengte van het te onderzoeken gebied (zie figuur 2.3 en tabel 2.5). In het dwarsprofiel is goed de steile onderwateroever van de noordoostelijke geulwand te zien.



figuur 2.3: Dwarsprofiel noordoostelijke geulwand Oostgat en duin van onderzoek gebied

Voor het talud van de onderwateroever gelden de volgende waarden:

diepte verschil			talud
N.A.P.	-	-1.30m N.A.P.	1:35
-1.30m N.A.P.	-	-5.10m N.A.P.	1:11
-5.10m N.A.P.	-	-15.0m N.A.P.	1:3.5

tabel 2.5: Taludwaarden voor de onderwateroever Oostgat

2.5.2 Bodemgesteldheid onderzoekgebied

De bodem van het onderzoek gebied bestaat uit Noordzee zand, er wordt tevens van uit gegaan dat dit materiaal zich tot op grote diepte van de bodem bevindt. Voor de korreldiameters geldt $D_{50} = 220\mu\text{m}$ en $D_{90} = 290\mu\text{m}$.

2.6 Samenvatting

In de voorgaande paragrafen van dit hoofdstuk zijn de randvoorwaarden voor het onderzoekgebied uitgewerkt. Aan de hand van deze randvoorwaarden zal de constructie ontworpen worden. Voor het overzicht worden de bevindingen van dit hoofdstuk nog een keer kort herhaald. Voor de ontwerpstorm met een bepaalde H_s is een duur van 8 uur voor de storm maatgevend gebleken (zie grafiek 2.3). In tabel 2.2 zijn de waarden van het plaatselijk getij weergegeven. De stroomsnelheid van dit getij is gesteld op 1.2m/s. Voor het dwarsprofiel van onderwateroever en duinvoet geldt figuur 2.3, welk voor heel het onderzoekgebied gebruikt kan worden. De bodem waar de constructie op gesitueerd wordt bestaat uit Noordzee zand met korreldiameters $D_{50} = 220\mu\text{m}$ en $D_{90} = 290\mu\text{m}$.

Hoofdstuk 3: Voorontwerp van het hangende strand met onderwaterdam

3.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zal aan de hand van de in Hoofdstuk 2 gevonden randvoorwaarden een voorontwerp van het hangende strand met onderwaterdam gemaakt worden. De optimale afmetingen van het hangende strand en onderwaterdam zijn afhankelijk van de erosie die optreedt als gevolg van de morfologische randvoorwaarden. De maatgevende mate van erosie zal eerst bepaald worden, waarna de afmetingen van het hangende strand met onderwaterdam bepaald kunnen worden.

3.2 Bepaling maatgevende golfhoogtes

Voor het bepalen van de erosie van het hangende strand achter de dam is uitgegaan van 3 situaties (waterniveaus), N.A.P., GHW en GHHWS. Voor deze waterniveaus zal gekeken worden wat de maatgevende situatie is voor de erosie. Allereerst zal gekeken moeten worden welke golfhoogtes bij deze waterniveaus maatgevend zijn. Deze golfhoogtes zijn afhankelijk van de waterdiepte (h). Aan de zuidwestzijde van de getijgeul Oostgat ligt de zandbank “Bankje van Zoutelande”, de diepte van het water boven deze zandbank zal bij de verschillende waterniveaus maatgevend zijn voor de golfhoogtes die de onderwaterdam kunnen bereiken (afhankelijk van de diepte breken de golven). Bij het berekenen van deze golfhoogtes wordt gebruik gemaakt van de H_s behorende bij de ontwerp storm met een kans van optreden van 1 keer in de x aantal jaren.

- **N.A.P.:** Voor de waterdiepte ter hoogte van het “Bankje van Zoutelande” bij een waterstand van N.A.P. geldt: $h = 2.08\text{m}$.

Gaan we uit van een H_s met een kans van optreden van 100 keer per jaar, dan geeft dit een H_s van 1.2m (zie grafiek 2.3)

Voor de golfperiode, behorende bij een willekeurige H_s , is voor de Noordzee de volgende relatie opgesteld: $T = 3.59H_s^{0.45}$ (s) (3.1)

Bij deze T hoort een L_0 van: $L_0 = \frac{9.81(T)^2}{2\pi}$ (m) (3.2)

Met $H_s = 1.2\text{m}$ geeft dit: $T = 3.89\text{s}$
 $L_0 = 23.6\text{m}$

We weten nu de verhouding tussen de diepte (h) en de L_0 , $h/L_0 = 2.08/23.6 = 0.09$

Met dit als gegeven kan de golflengte voor de betreffende diepte bepaald worden:

$$h/L = 0.1322 \quad \Rightarrow \quad L = 15.7\text{m}$$

Vervolgens kan nu de golfhoogte berekend worden, waarvoor breken optreedt, met de volgende formule:

$$H_b = 0.142L \left(\tanh \frac{2\pi}{L} h \right) \quad (\text{m}) \quad (3.3)$$

dit geeft: $H_b = 1.52\text{m}$

Hieruit blijkt dat de H_s met een kans van optreden van 100 keer per jaar voldoet (breekt niet). Voor een waterstand van N.A.P. geldt dus als maatgevende significante golfhoogte: $H_s = 1.2\text{m}$.

Deze berekening kan tevens voor GHW en GHHWS gemaakt worden.

- **GHW:** Voor de waterdiepte ter hoogte van het “Bankje van Zoutelande” bij een waterstand van GHW geldt: $h = (2.08\text{m} + 1.87\text{m}) = 3.95\text{m}$.
Gaan we uit van een H_s met een kans van optreden van 10 keer per jaar, dan geeft dit een H_s van 2.2m (zie grafiek 2.3)
Dit geeft de volgende waarden: $T = 5.12\text{s}$
 $L_0 = 40.9\text{m}$
 $L = 28.6\text{m}$
 $H_b = 2.84\text{m}$

Hieruit blijkt dat de H_s met een kans van optreden van 10 keer per jaar voldoet (breekt niet). Voor een waterstand van GHW geldt dus als maatgevende significante golfhoogte: $H_s = 2.2\text{m}$.

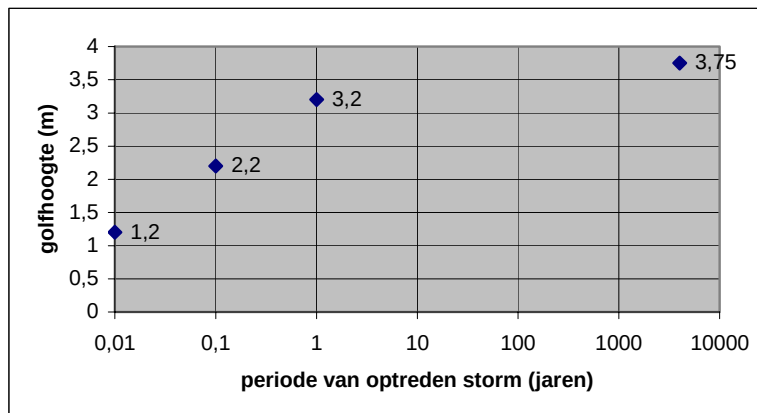
- **GHHWS:** Voor de waterdiepte ter hoogte van het “Bankje van Zoutelande” bij een waterstand van GHHWS geldt: $h = (2.08\text{m} + 2.24\text{m}) = 4.32\text{m}$.
Gaan we uit van een H_s met een kans van optreden van 1 keer per jaar, dan geeft dit een H_s van 3.2m (zie grafiek 2.3)
Dit geeft de volgende waarden: $T = 6.06\text{s}$
 $L_0 = 57.3\text{m}$
 $L = 36.4\text{m}$
 $H_b = 3.26\text{m}$

Hieruit blijkt dat de H_s met een kans van optreden van 1 keer per jaar voldoet (breekt niet) Voor een waterstand van GHHWS geldt dus als maatgevende significante golfhoogte: $H_s = 3.2\text{m}$.

In [10] wordt voor de ontwerpeis van de zeeweringen in Zeeland de normfrequentie van 1/4000 (kans van optreden 1 keer in de 4000 jaar) gehanteerd. Voor het onderzoek gebied (Jarkus raai 2484 – 2583) zijn de volgende gegevens in [10] gegeven:

Rekenpeil 2006 (m +N.A.P.): 5.35m
 H_s (m): 3.75m
 T (s): 8.12s

In grafiek 3.1 is de H_s volgens [10], samen met de significante golfhoogtes berekend voor N.A.P., GHW en GHHWS, uitgezet tegen de kans van optreden.



grafiek 3.1: Periode van optreden van H_s bij een ontwerpstorm van 8 uur voor de kust van het onderzoek gebied

Uit de deze grafiek valt af te leiden dat door de breking van de golven de significante golfhoogtes dicht bij de kust lager uitvallen dan berekend voor het meetstation SCW, dit is met het oog op het diepte verschil logisch. Tevens valt te constateren dat naarmate de periode van optreden groter wordt, de toename van de significante golfhoogte stagneert in plaats van lineair toeneemt zoals voor het meetstation SCW berekend is. Dit komt doordat dichtbij de kust de diepte afhankelijk van de waterstand beperkte waarden heeft, de golven kunnen dus niet bij een steeds groter wordende periode van optreden in waarde lineair toenemen. Dit zou namelijk betekenen, dat als men uitgaat van een lineaire functie, de golfhoogte vele malen groter dan de diepte wordt, dit is uiteraard onmogelijk. De H_s zal dan ook, zoals uit grafiek 3.1 blijkt, een bepaalde limiet waarde hebben. De maatgevende significante golfhoogte voor de structurele erosie achter de dam zal dan ook waarschijnlijk in de buurt van de berekende significante golfhoogte bij GHHWS van 3.2m liggen.

3.3 Positie onderwaterdam in het dwarsprofiel

Voor het bepalen van de ligging van de onderwaterdam zal gekeken moeten worden waar de meeste golven breken (de brandingzone). Hier vindt namelijk het meeste transport plaats van het sediment. Door de dam in deze brandingzone te positioneren, zullen de golven op deze dam breken, zodat het sediment transport proces onderbroken wordt en er minder erosie plaatsvindt.

Voor de situaties N.A.P., GHW en GHHWS met de daarbij berekende golfhoogtes zal berekend worden bij welke waterdiepte (h) de golven breken. Er wordt hier voor de eenvoud uitgegaan van de golfhoogte/ diepte verhouding die uit de lineaire golf theorie volgt: $H_b/h \cong 0.78$ (de golven zijn niet lineair maar het geeft een goede benadering).

Voor N.A.P. geldt: $H_b = 1.2\text{m} \Rightarrow h = H_b/0.78 = 1.54\text{m}$

Ten opzichte van N.A.P. geeft dit: $\Rightarrow h = 1.54\text{m}$

Voor GHW(+1.87m N.A.P.) geldt: $H_b = 2.2\text{m} \Rightarrow h = H_b/0.78 = 2.82\text{m}$

Ten opzichte van N.A.P. geeft dit: $\Rightarrow h = 2.82\text{m} - 1.87\text{m} = 0.95\text{m}$

Voor GHHWS(+2.24m N.A.P.) geldt: $H_b = 3.2\text{m} \Rightarrow h = H_b/0.78 = 4.10\text{m}$

Ten opzichte van N.A.P. geeft dit: $\Rightarrow h = 4.10\text{m} - 2.24\text{m} = 1.86\text{m}$

Hier valt uit op te maken dat de golven breken bij een diepte van ongeveer -2.00m N.A.P. en minder. De kleinere golven zullen bij een kleinere diepte pas breken, terwijl grotere golven al bij grotere diepte zullen breken. Door de dam op een diepte van rond de -5.0m N.A.P. construeren zullen afhankelijk van de hoogte van de kruin van de dam, de meeste golven breken. De kleinere golven die achter de dam breken zullen waarschijnlijk sediment transport veroorzaken, dit transport wordt echter zeewaarts geblokkeerd door de dam. Doordat de strandhoofden (met een lengte tussen de 170 – 190m) eindigen bij een diepte van -1.70m N.A.P., zullen deze verlengd moeten worden tot de diepte van -5.0m N.A.P. (variërend rond een lengte van 40m). Er kan voor gekozen worden om alleen de buitenste 2 strandhoofden van het onderzoeksgebied te verlengen om zo de kosten te verlagen. Er zal dan wel onderzocht moeten worden wat voor effect dit heeft op de grootte van de erosie. De positie van de dam kan niet te ver zeewaarts liggen, omdat de getijgeul als vaargeul gebruikt wordt. Tevens is het talud van de geulwand erg steil na een diepte van -5.1m N.A.P. en gaat met betrekking tot de kosten de voorkeur uit van een minimaal mogelijke verlenging van de strandhoofden. Voor de positie van de onderwaterdam in de dwarsdoorsnede van het duinprofiel zie bijlage 3.

3.4 Bepaling breedte onderwaterdam

Voor de erosie achter de onderwaterdam is de golfhoogte achter deze dam maatgevend, deze golfhoogte (H_t , transmissie golf) is afhankelijk van de breedte van de dam (b) en de waterdiepte boven de dam (R_c). Allereerst zal de breedte van de dam bepaald worden.

Naar de hoogte van de transmissiegolf achter geotextiele elementen is nog zeer weinig onderzoek gedaan, enkele onderzoeken zijn gedaan door Danish Hydraulics (DHI, 1970) en Tanaka et al (1990), beide onderzoeken hebben betrekking op geotextiele tubes. Deze onderzoeken kunnen hier echter niet gebruikt worden voor de bepaling van de transmissiegolf achter de geotextiele containers, omdat in het onderzoek van DHI de breedte van de dam niet gevarieerd kan worden. Voor het onderzoek van Tanaka et al geldt hetzelfde, hier kan namelijk de waterhoogte boven de dam niet gevarieerd worden. De

mogelijkheid tot het variëren van de breedte van de dam en de waterdiepte erboven is hier juist essentieel om de optimale breedte en de hoogte van de dam te kunnen bepalen.

R.J. de Jong (1996) heeft onderzoek gedaan naar de golftransmissie achter ondoorlatende rubblemount breakwaters, de formule die naar aanleiding van de resultaten van dit

onderzoek opgesteld is, zal hier gebruikt worden voor de bepaling van de breedte en de hoogte van de onderwaterdam. Het onderzoek is echter gedaan met golfbrekers zonder zandaanvulling aan de achterzijde van de golfbreker en ander materiaal voor de constructie van de dam (beton of steenslag in plaats van geotextiele elementen). In de context van dit onderzoek is er wel sprake van zandaanvulling achter de dam en geotextiele elementen als toplaag, wat niet overeenkomt met de proefopstelling van het onderzoek van R.J. de Jong. Er is echter aangenomen dat de golfhoogtes berekend met de formules van R.C. de Jong een goede benadering zijn voor de golfhoogtes in de situatie van dit onderzoek (zelfde orde grootte).

De bevindingen van R.C. de Jong staan vermeldt in [3] en zijn als volgt:

Wave transmission by submerged breakwaters:

$$K_t = a \frac{R_c}{H_{si}} + b \quad (\text{R.J. de Jong}) \quad (3.4)$$

waarin:

$$a = -0.4$$

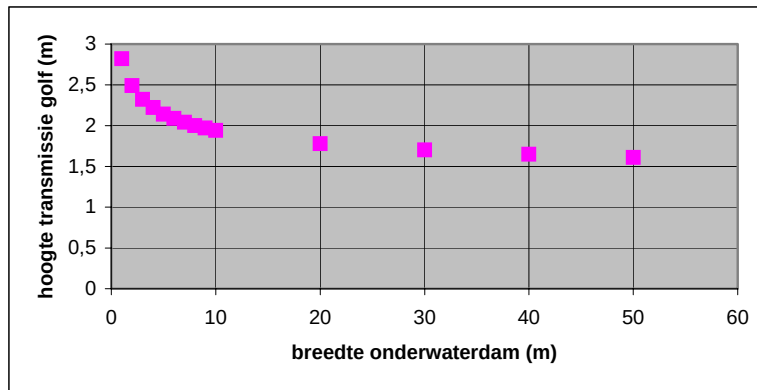
$$b = 0.64 \left(\frac{B}{H_{si}} \right)^{-0.31} \left(1 - e^{-0.5\xi} \right) \quad \text{voor doorlatende golfbrekers}$$

$$b = 0.80 \left(\frac{B}{H_{si}} \right)^{-0.31} \left(1 - e^{-0.5\xi} \right) \quad \text{voor ondoorlatende golfbrekers}$$

$$\text{Breaker index: } \xi = \tan \alpha \left(\frac{H_s}{L_0} \right)^{-0.5}$$

Er wordt voor de onderwaterdam van dit onderzoek uitgegaan, dat de constructie ondoorlatend is (de constructie met geotextiele containers is ondoorlatend te beschouwen ten opzichte van gestort steen) en een talud aan de zeezijde van 1:3 heeft (met de plaatsing nauwkeurigheid van splijtbakken is een talud van maximaal 1:2 te realiseren, 1:3 is dus een redelijke aanname).

Voor de bepaling van de breedte van de dam zal gekeken worden naar de situatie bij GHHWS, hiervoor geldt $H_s = 3.2\text{m}$ en de waterhoogte boven de dam, $R_c = 2.74\text{m}$ bij een ligging van de kruin -0.5m N.A.P.. Variëren we nu de breedte van kruin is de volgende grafiek af te leiden (zie grafiek 3.2).



grafiek 3.2: Hoogte transmissie golf als functie van de dam breedte

Uit de grafiek valt af te leiden dat tussen een kruinbreedte van 0 tot 5m de golfhoogte het meest afneemt en bij een kruinbreedte groter dan 10m de afname van de golfhoogte stagneert. Aan de hand van de bovenstaande bevindingen kan geconcludeerd worden dat een kruinbreedte tussen de 0 en 10m het meest effectief is. Er wordt dan ook gekozen voor een kruinbreedte van 5m, zodat de constructie niet te groot wordt (lagere kosten en geen fraai gezicht als de constructie bij laag water te zien is) en toch een aanzienlijke reductie van de golfhoogte geeft.

3.5 Bepaling ligging kruin onderwaterdam t.o.v. N.A.P.

3.5.1 Golfhoogtes achter de onderwaterdam

Voor de ligging van de kruin van de onderwaterdam t.o.v. N.A.P. (R_c) wordt er gekeken naar 3 situaties: N.A.P., -0,5m N.A.P. en -1,0m N.A.P.. Met de 3 waterstanden N.A.P., GHW en GHHWS komt dit op 9 verschillende situaties. Voor elk van deze situaties zal gekeken worden wat het sediment transport is over de dam richting zee. Aan de hand van deze gegevens zal bepaald worden wat de optimale ligging van de kruin t.o.v. N.A.P. is en bij welke waterstand het sediment transport maatgevend is voor de totale erosie in m^3 per jaar. De volgende situaties zijn te onderscheiden (zie tabel 3.1):

	Rc (m t.o.v N.A.P.)		
waterstand (m)	0m	-0,5m	-1,0m
N.A.P.	0,3	0,5	0,7

	Rc (m t.o.v GHW)		
waterstand (m)	-1,87m	-2,37m	-2,87m
GHW (+1,87m N.A.P.)	1,4	1,6	1,8

	Rc (m t.o.v GHHWS)		
waterstand (m)	-2,24m	-2,74m	-3,24m
GHHWS (+2,24m N.A.P.)	1,94	2,14	2,34

tabel 3.1: Hoogte van de transmissie golf (m) als functie van de waterstand en R_c

De golfhoogtes in tabel 3.1 zijn berekend aan de hand van de formule van R.J. de Jong.

3.5.2 Sediment transport als functie van de diepte

Voor de bepaling van het sediment transport zijn meerdere onderzoeken gedaan, dit heeft geleid tot verscheidene methodes tot het bepalen van sediment transport. Meerdere van deze methodes staan beschreven in [12]. Deze methodes zijn ontwikkeld voor sediment transport onder invloed van stroming en stroming met golven gecombineerd. Er wordt echter aangenomen dat in de situatie achter de dam geen stroming op zal treden (er zal altijd wel enige mate van stroming plaats vinden, deze wordt hier verwaarloosd). De stroming van het getij loopt voornamelijk evenwijdig aan de onderwaterdam en heeft door de dam een verwaarloosbare invloed op het strandvak achter de dam. Hierdoor hebben we te maken met een situatie waarin alleen golven van toe passing zijn op de erosie.

Voor de kwantificering van erosie onder invloed van golven is echter geen methode of theorie bekend. Er zal daarom een benadering gedaan moeten worden om de grootte te kunnen bepalen van de erosie achter de dam onder invloed van de golven. Door de orbitaal beweging onder de golven zal zand van de bodem in suspensie komen en heen en weer getransporteerd worden. Door deze beweging zal sediment over de dam in de getijgeul verdwijnen en door de stroming van het getij meegevoerd worden. Dit sediment transport is permanent verlies, door de grootte van dit sediment transport te bepalen, is bekend wat de erosie is in de situatie met hangend strand en onderwaterdam.

De stroomsnelheid en verplaatsing van het water onder een golf zijn afhankelijk van de hoogte van de golf en de diepte van het water. Het sediment heeft een zodanige korrelgrootte dat deze beweging zonder vertraging gevolgd wordt. De amplitudes van de stroomsnelheid en de verplaatsing ter hoogte van de bodem kunnen met de volgende formules bepaald worden:

$$\hat{a}_0 = \frac{\hat{u}_0 T}{2\pi} \quad \text{amplitude verplaatsing} \quad (\text{m}) \quad (3.5)$$

$$\hat{u}_0 = \frac{\omega H}{2} \frac{1}{\sinh(kh)}, \quad \text{voor } z = 0 \quad \text{amplitude stroomsnelheid} \quad (\text{m/s}) \quad (3.6)$$

Sediment transport in suspensie

Om het sediment transport over de dam te kunnen bepalen, is de concentratie verdeling van het sediment over de diepte nodig. Rouse en Einstein hebben voor het zwevende sediment transport de volgende verdeling opgesteld:

concentratie distributie (Rouse/ Einstein)

$$c(z) = c_a \left[\frac{h-z}{z} \frac{a}{h-a} \right]^{Z_*} \quad \text{concentratie distributie} \quad (3.7)$$



waarin:

$z_* = \frac{w}{\kappa V_*}$	Rouse getal	(-)
$\kappa = 0.4$	Von Karman coëfficiënt	(-)
$v_* = \frac{v\sqrt{g}}{C}$	shear stress velocity	(m/s)
$C = 18 \log(12h/r)$	Chézy coëfficiënt	($m^{1/2}/s$)
$v = \hat{u}_0$	diepte gemiddelde stroomsnelheid	(m/s)
w	valsnelheid sediment deeltje	(m/s)

Bodem transport sediment

Voor het bepalen van de verdeling van de sediment concentratie over de diepte, is de bodemconcentratie van het sediment nodig. Deze kan met behulp van de volgende formules bepaald worden:

$$S_b = \delta_b c_\delta \bar{v}_b \quad \text{bodem transport sediment} \quad (m^3 / m / s) \quad (3.8)$$

waarin:

$$c_\delta = c_a = \frac{S_b}{\delta_b \bar{v}_b} \quad \text{concentratie in de bodemlaag} \quad (m^3 / m^3)$$

$$\bar{v}_b = 6.34 v_* \quad \text{gemiddelde snelheid in de bodemlaag} \quad (m / s)$$

$$\delta = a = 0.15 \left(\frac{\hat{a}_0}{r} \right)^{-0.25} \hat{a}_0 \quad (\text{turbulent}) \quad \text{dikte van de bodemlaag} \quad (m)$$

$$r \quad \text{bottom roughness} \quad (m)$$

Het bodem transport is echter niet bekend, hiervoor zijn geen methodes bekend om deze te berekenen in het geval van alleen golven. Het is echter geoorloofd om een formule te gebruiken die het proces van het bodem transport goed beschrijft voor onder stroming. Hier



wordt gebruikt gemaakt van de zogenaamde Kalinske-Frijlink formule voor bodem transport onder stroming:

Bodem transport onder invloed van stroming

$$S_b = 5D_{50}\sqrt{\mu v_*} \exp\left[-0.27 \frac{\Delta C^2 D_{50}}{\mu v_*^2}\right] \text{ bodem transport sediment} \quad (m^3 / m / s) \quad (3.9)$$

waarin:

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \quad \text{relatieve dichtheid} \quad (-)$$

$$\mu = \left(\frac{C}{C_{90}}\right)^{1.5} \quad \text{ripple factor} \quad (-)$$

$$\rho_s \quad \text{soortelijk gewicht sediment} \quad (kg / m^3)$$

$$\rho \quad \text{soortelijk gewicht water} \quad (kg / m^3)$$

Door de sediment concentratie te vermenigvuldigen met de stroomsnelheid onder de golf kan het sediment transport als functie van de diepte bepaald worden. De stroomsnelheid onder de golf als functie van de diepte is afhankelijk van kh , voor $kh \ll 1$ geldt dat de stroming constant is over de diepte. Voor de situatie achter de dam geldt een kh van 0.6 – 0.7, er kan dus aangenomen worden dat de stroming constant verdeeld over de diepte verdeeld is. Deze bewering is niet helemaal juist, omdat men met deze kh waarden net tegen het overgangsgedrag zit van 2 verdelingen. Wanneer de verdeling van de stroming over de diepte bepaald wordt, blijkt dat deze aanname er 5% naast zit, dit is acceptabel. Vooral omdat de betreffende verdelingen op de lineaire golf theorie berust en in het geval van golven op zee hier geen sprake van is. Bij gebrek aan een betere methode wordt deze theorie gebruikt. Er zijn namelijk geen methoden bekend om de stroomsnelheid als functie van de diepte onder niet lineaire golven te bepalen. Voor de diepte gemiddelde stroomsnelheid wordt $v = \hat{u}_0$ genomen, dit is de stroomsnelheid amplitude aan de bodem.

Aan de hand van de volgende waarden, die representatief zijn voor de Noordzee, kan voor elk van de 9 situaties met gegeven waterstanden en golfhoogtes het sediment transport als functie van de diepte bepaald worden.

r	=	0.06	(m)
ρ_s	=	2650	(kg / m ³)
ρ	=	1030	(kg / m ³)
D_{50}	=	220	(μm)
D_{90}	=	290	(μm)
w	=	0.023	(m/s)



Door de gegevens van de 9 situaties in de bovenstaande formules in te voeren, is voor elke situatie het sediment transport als functie van de diepte verkregen (zie bijlage 4). Uit de grafieken van bijlage 4 valt af te leiden dat het grootste sediment transport plaats vindt bij GHHWS, voor deze situatie wordt dan ook gekozen ter bepaling van de uiteindelijke grootte van het sediment transport. Aan de hand van de grafieken is tevens te zien dat bij een kruinhoogte van -1.0m N.A.P. het sediment transport het grootst is, ondanks dit grote sediment transport (t.o.v. de andere kruinhoogtes), wordt er toch gekozen om de kruin op -1.0m N.A.P. te situeren. Dit wordt gedaan om te voorkomen dat de dam te ver en te lang boven water uit komt wat het uitzicht niet ten goede komt (het beleid van Rijkswaterstaat is geen harde constructies voor de Nederlandse kust).

3.6 Bepaling ligging hangend strand t.o.v. kruin dam

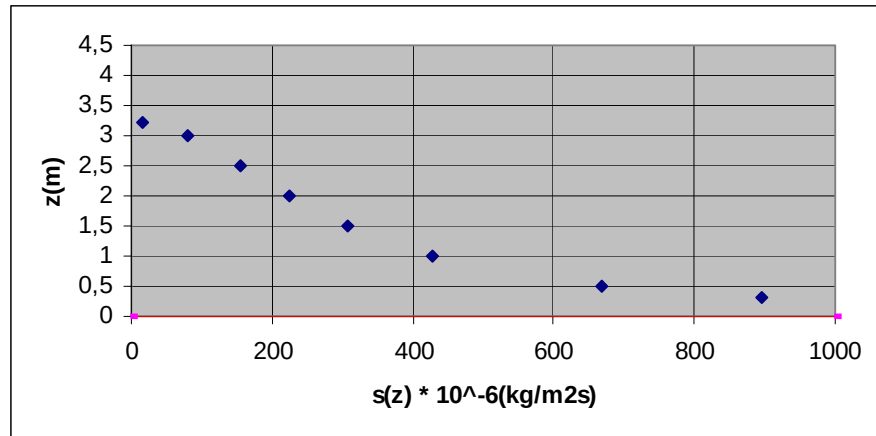
Voor de in 3.2 genoemde situatie, GHHWS en de ligging van de kruin op -1.0m N.A.P., zal bepaald worden wat de optimale ligging van het hangende strand is t.o.v. de kruin van de onderwaterdam. Er wordt uitgegaan van 3 situaties: 0m onder de kruin, 0.5m onder de kruin en 1.0m onder de kruin.

Aan de hand van deze situaties kunnen de bijbehorende grafieken met betrekking tot het sediment transport bepaald worden (zie grafieken 3.3, 3.4 en 3.5). Door de oppervlakten onder de grafieken te bepalen is voor iedere situatie de totale hoeveelheid sediment transport per meter per jaar bekend. Van het sediment transport zal echter niet de totale hoeveelheid over de dam verplaatsen. De waterdiepte boven het zand is onderverdeeld in 2 gedeelten, het gedeelte dat boven de kruin ligt en het gedeelte dat onder de kruin ligt. De scheiding tussen deze gedeelten is in de grafieken aangegeven met een rode lijn. Van het bovenste gedeelte zal het meeste sediment over de dam heen gaan, hiervoor is van een percentage van 60% uitgegaan, voor het onderste gedeelte van de waterkolom zal een veel lager percentage verloren gaan over de dam, hiervoor is een percentage van 10% aangehouden.

Met deze percentages kan voor elke situatie het totale sediment transport per jaar per strekkende meter bepaald worden. Deze waarden zijn echter in kg , om ze om te rekenen naar m^3 worden deze waarden gedeeld door de volumieke massa van het sediment.

Voor de bodem van het strand op 0m onder de kruin geldt:

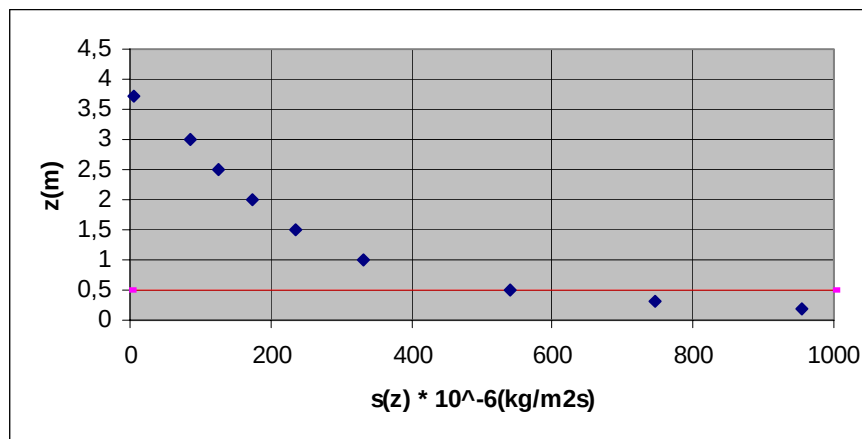
het totale sediment transport = $12.5 \text{ m}^3 / \text{jaar} * m$ (deze waarde zal in werkelijkheid groter zijn, omdat het strand in de begin situatie op gelijke hoogte met de kruin ligt, waardoor meer erosie optreedt)



grafiek 3.3: Sediment transport als functie van de diepte, h=0m onder de kruin

Voor de bodem van het strand op 0.5m onder de kruin geldt:

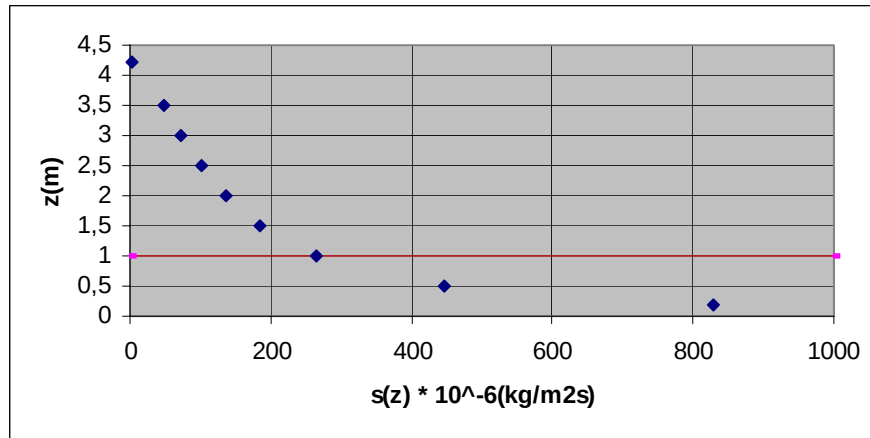
het totale sediment transport = $6.7 \text{ m}^3 / \text{jaar} * m$



grafiek 3.4: Sediment transport als functie van de diepte, h=0.5m onder de kruin

Voor de bodem van het strand op 1.0m onder de kruin geldt:

$$\text{het totale sediment transport} = 3.9 \text{ m}^3 / \text{jaar} * m$$



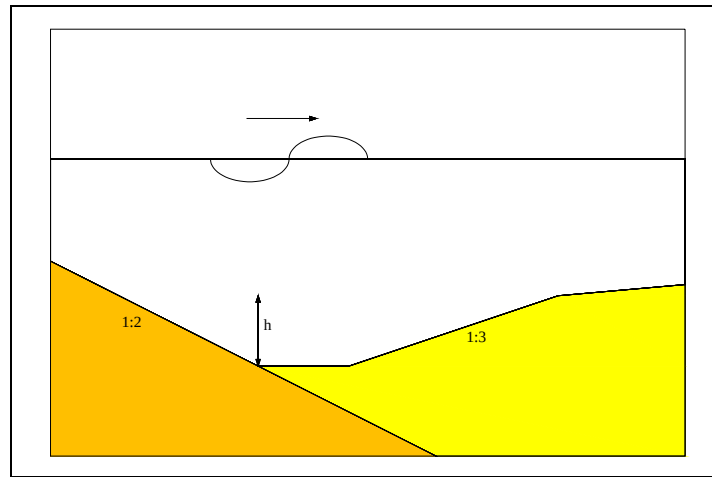
grafiek 3.5: Sediment transport als functie van de diepte, $h=1.0\text{m}$ onder de kruin

Het blijkt dus dat bij een diepte van het hangend strand van 1.0m ten op zichten van de kruin van de dam het minste sediment transport plaatsvindt. Met het huidige profiel van het strand komt dit echter op een ophoging van het strand van 0.32m direct achter de dam. Dit is vrij weinig om een hangend strand te creëren, daarom wordt er gekozen voor een diepte van het hangende strand van 0.5m ten op zichten van de kruin van de dam, waarbij een ophoging van 0.82m benodigd is ten op zichten van het huidige profiel van het strand direct achter de dam.

Met een sediment transport van $6.7 \text{ m}^3 / \text{jaar} * m$, komt het totale sediment transport voor het onderzoek gebied (Jarkus raai 2484 – 2583, 1000m) op $6700 \text{ m}^3 / \text{jaar}$. In de huidige situatie ligt de erosie per jaar voor het onderzoek gebied tussen de $23000 \text{ m}^3 / \text{jaar}$ - $30000 \text{ m}^3 / \text{jaar}$ (bron [10]). Door de aanleg van de onderwaterdam met hangend strand wordt een reductie met een factor van 3.5 à 4.5 ten opzichte van de huidige erosie behaald, dit is een aanzienlijke hoeveelheid.

3.7 Vorming ontgrondingkuil achter de dam

De erosie zal voor het grootste gedeelte direct achter de dam plaats vinden, hierdoor zal een ontgrondingkuil ontstaan. De afmetingen van deze kuil zullen vooral van invloed zijn op de stabiliteit van het talud van het opgespoten hangend strand zijn, bij een te grote kuil kan dit tot instabiliteit leiden van dit talud. De afmetingen van de kuil in de gegeven situatie met een erosie van $6.7 \text{ m}^3 / \text{jaar} * m$ zullen globaal bepaald worden. Als we uitgaan van het volgende profiel (zie figuur 3.1) kunnen de diepte en de breedte van de ontgrondingkuil bepaald worden.



figuur 3.1: Ontgrondingkuil achter dam

Het talud aan de landzijde van de dam is 1:2 voor het talud van de kuil is 1:3 aangenomen dit is het steilst mogelijke talud voor zand. Door nu het volume van zandtransport per strekkende meter per jaar gelijk te stellen aan het volume van de kuil, kan de diepte en breedte bepaald worden van de kuil. Voor de breedte van de bodem van de kuil wordt de amplitude van de verplaatsing van het sediment bij de gegeven situatie genomen, deze heeft een waarde van 1.73m.

$$V = S = 6.7m^3$$

$$V = h^2 + 1.73h + 1.5h^2 = 6.7$$

$$= 2.5h^2 + 1.73h - 6.7 = 0 \quad \Rightarrow \quad h = 1.33m$$

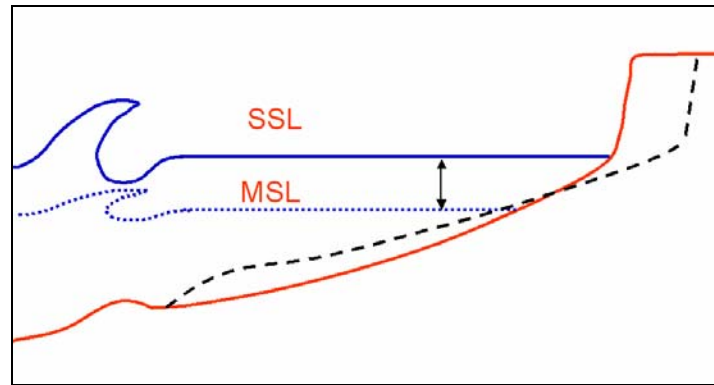
$$\Rightarrow \quad b = 8.40m$$

In werkelijkheid zal de diepte minder groot zijn en de breedte juist groter. Het profiel zal namelijk een evenwicht situatie aannemen met een veel flauwer talud, waardoor de kuil door zand van verder strandwaarts aangevuld zal worden en een ondieper en breder profiel zal krijgen.

Er kan voor gekozen worden om bodembescherming toe te passen en zo de erosie tegen te gaan. Een andere mogelijkheid is om een aantal jaren het erosieproces (vorming van de ontgrondingkuil) te volgen en aan de hand van de bevindingen te besluiten om bodembescherming of periodieke zandsuppletie toe te passen.

3.8 Duinafslag in situatie met onderwaterdam

Bij stormen vindt er duinafslag plaats, waarvan de grootte afhankelijk is van het waterniveau en de significante golfhoogte. Als gevolg van deze duinafslag zal er zich een evenwichtsprofiel instellen welke als volgt er uit zal zien (zie figuur 3.2).



figuur 3.2: Instellen evenwichtsprofiel na een storm

Het verloop van dit evenwichtsprofiel kan met behulp van de methode van Vellinga (1984) bepaald worden. Deze methode beschrijft het talud dat zich instelt wanneer, een duinkust aan een storm met een bepaalde H_s wordt blootgesteld met de volgende formule:

$$\left(\frac{7.6}{H_{so}}\right)y = 0.4714 \left[\left(\frac{7.6}{H_{so}}\right)^{1.28} \left(\frac{w}{0.0268}\right)^{0.56} x + 18 \right]^{0.5} - 2.0 \quad (3.10)$$

met:

- H_{so} = significante golfhoogte in diep water (m)
- w = valsnelheid van zand in zeewater bij 5°C (m/s)
- x = horizontale afstand tot de duinvoet (m)
- y = diepte onder het waterniveau behorende bij het evenwichtsprofiel (m)

Deze vergelijking beschrijft het profiel van de waterlijn ($x=0$, $y=0$) tot het punt waar het flauwe talud eindigt en overgaat in een steiler talud van 1:12.5. Dit punt is te bepalen met de volgende vergelijking:

$$x = 250 \left(\frac{h}{7.6} \right)^{1.28} \left(\frac{0.0268}{w} \right)^{0.56} \quad (m) \quad (3.11)$$

en

$$y = 5.717 \left(\frac{H}{7.6} \right) \approx 0.75H \quad (m) \quad (3.12)$$

Met behulp van deze formules kunnen de evenwichtsprofielen bepaald worden voor een ontwerpstorm bij de huidige situatie en in de nieuwe situatie met onderwaterdam. Aan de hand van deze profielen kan bepaald worden of de onderwaterdam ook effect heeft op de duinafslag tijdens een storm. De evenwichtsprofielen zullen bepaald worden aan de hand van de gegevens voor de normfrequentie van 1/4000. Voor de significante golfhoogte in de situatie zonder onderwaterdam geldt $H_{so} = 3.75\text{m}$ en voor de situatie met onderwaterdam $H_{so} = 3.28\text{m}$, beide bij een waterniveau van +5.35m N.A.P.. In bijlage 5 valt te zien dat in

het geval van de situatie met onderwaterdam de kustlijn met 2.7m minder landinwaarts gaat. De onderwaterdam heeft dus wel degelijk effect op de duinafslag, dit kan een voordeel zijn voor eventuele bebouwing dat aan het duin staat. De duinafslag is tevens bepaald voor de situatie bij GHHWS, hier is nagenoeg geen verandering in het evenwichtsprofiel waar te nemen. De effectiviteit van de onderwaterdam op de duinafslag neemt dus af naarmate het waterniveau en de daarbij horende significante golfhoogte afnemen.

3.9 Evaluatie erosieproces

Ter bepaling van de erosie achter de dam zijn meerdere aannames gedaan en effecten verwaarloosd, waardoor de berekeningen minder gecompliceerd zijn. Deze effecten zijn in de werkelijkheid wel van toepassing op het erosieproces, er zal gekeken worden wat de mate van invloed van deze effecten en aannames is op de grootte van de bepaalde erosie.

De volgende effecten zijn verwaarloosd:

- het Stokes effect met als gevolg een retourstroom richting zee
- de hoek van invallende golven met als gevolg langstroom
- de werking van de getijstroom in het strandvak
- verlies van sediment door de dam
- constante stroomsnelheid over de diepte

Het Stokes effect

Als gevolg van de golven die de kust oplopen, wordt er een kleine stroming in de richting van de kust gegenereerd, de zogenaamde Stokes drift. Dit water zal ook weer terug naar zee getransporteerd moeten worden, dit gebeurt door een retour stroom dicht bij de bodem. Deze stroming kan een grootte hebben tot orde 0.10m/s, met de grote hoeveelheid sedimentconcentratie bij de bodem, geeft dit een extra sedimenttransport zeewaarts. Deze stroming zal echter over de dam moeten, waarvoor een percentage aan genomen is van 10% (1/7 deel van het totale transport) dat van het sediment transport onder de dam, achter de dam verdwijnt. De snelheid van deze retourstroom is met een orde grootte van 0.10m/s in vergelijking met stroomsnelheden berekend onder de golven (orde 1.0m/s, maximaal 1.8m/s) 10 à 20 kleiner.

Hieruit blijkt dat als gevolg van de retourstroom de erosie met orde 5% zal toenemen.

De hoek van inval van de golven

Er is van uitgegaan dat de golven loodrecht op de dam invallen, dit zal echter niet altijd het geval zijn. Als gevolg hiervan zal een langstroom optreden evenwijdig aan de dam, deze langstroom zal echter geblokkeerd worden door de strandhoofden en bij hogere waterstanden zal het sediment transport toenemen ten gevolge van deze langstroom. Er wordt vanuit gegaan, dat het een toename levert aan het totale sediment transport in de orde van 10%.

De werking van de getijstroom in het strandvak

Als gevolg van het getij vinden er stroomsnelheden van maximaal 1.2m/s plaats op een diepte tot -5m N.A.P., deze stroming is voornamelijk evenwijdig aan de onderwaterdam gericht. Er is van uit gegaan dat deze stroming geen invloed heeft op het sediment transport. Dit is niet helemaal gerechtvaardigd, er zal als gevolg van de getijstroom een circulatie

stroom in het strandvak optreden. Deze is afhankelijk van de waterdiepte boven de dam. De maximale stroomsnelheid zal echter onder invloed van de onderwaterdam aanzienlijk lager liggen dan 1.2m/s. Tevens wordt het sediment transport (als gevolg van de langsstroom) geblokkeerd door de strandhoofden (geheel bij laag water en gedeeltelijk bij hoog water). Met dit als gegeven kan terecht gesteld worden dat het sediment transport klein is onder invloed van deze langsstroom. Er wordt vanuit gegaan, dat het een toename levert aan het totale sediment transport van orde 10%. Onder invloed van het getij zal het strandvak respectievelijk vol- en leeglopen. Hierdoor treden stromingen haaks op de onderwaterdam op. De stroomsnelheden die hierbij optreden zijn in de orde van 0.05 m/s en dus verwaarloosbaar.

Verlies van sediment door de dam

Als gevolg van het stijghoogte verschil tussen de voorkant en de achterkant van de dam onder invloed van de golven, kan er afhankelijk van de pakking van de geotextiele containers een transport door de dam ontstaan richting zee. Hierdoor kan er sediment achter de dam verloren gaan, dit verlies zal verwaarloosbaar zijn ten opzichte van de erosie onder invloed van de golven. De constructie is namelijk dicht gestapeld en door de grote breedte van de dam moet het sediment een lange weg af leggen.

Constance stroomsnelheid over de diepte

In 3.4.2 is uitgegaan van een constante stroomsnelheid verdeling onder de golven, dit gaf een afwijking van 5% ten opzichte van de werkelijke snelheidsverdeling. Het totale sediment transport is evenredig met de stroomsnelheid wat een verhoging van 5% van de het totale sediment transport inhoud.

De volgende aannamen zijn gedaan:

- voor de diepte gemiddelde stroomsnelheid is de amplitude genomen
- de diepte wordt groter naarmate de erosie vordert

De diepte gemiddelde stroomsnelheid

Voor de diepte gemiddelde stroomsnelheid is de amplitude van de stroomsnelheid ter hoogte van de bodem als gevolg van de golven genomen. Deze stroomsnelheid is echter niet constant maar heeft een oscillerend karakter. Het sediment transport is afhankelijk van deze stroomsnelheid (grotere stroomsnelheid meer transport). De maatgevende stroomsnelheid zal dan ook tussen de amplitude en de helft daarvan liggen. Stellen we de diepte gemiddelde stroomsnelheid gelijk aan 0.8 keer de amplitude, dan geeft dit een reductie van 20%. Het sediment transport is namelijk evenredig met de stroomsnelheid.

Groter wordende diepte als gevolg van de erosie

Naarmate de erosie vordert zal de diepte van de ontgrondingskuil groter worden. De sediment concentratie is afhankelijk van de diepte, naarmate de diepte groter wordt, zullen de grootste concentraties onder de kruin van de dam komen te liggen, wat afname van het sediment transport inhoud. Uit de grafieken 3.3, 3.4 en 3.5 met de bijbehorende hoeveelheden totaal sediment transport, valt af te leiden dat per 0.5m dat het strand verder onder kruin van de onderwaterdam komt te liggen, het totale sediment transport met 40% afneemt. De ontgrondingskuil heeft een uiteindelijke diepte van 1.33m. Stel dat we over de tijd uitgaan van een diepte van 0.5m (de diepte zal in de loop van de tijd toenemen van 0 tot

1.33m en niet al het sediment zal uit de kuil komen) geeft dit een reductie van 40% van het totale sediment transport.

Conclusies

Als de verwaarloosde effecten in rekening gebracht worden en de aannames aangescherpt, is het totale sediment transport 30% lager dan eerst berekend. Dit komt neer op een totaal sediment transport van $4.69 \text{ m}^3 / \text{jaar} \cdot \text{m}$. Met een eerste berekening van $6.7 \text{ m}^3 / \text{jaar} \cdot \text{m}$ is dit een goede eerste benadering geweest.

Uit het aantal van niet te berekenen effecten en aannames en tevens het feit dat er maar weinig bekend is over sediment transport onder invloed van golven, moet het berekende sediment transport van $6.7 \text{ m}^3 / \text{jaar} \cdot \text{m}$ meer gezien worden als een orde grootte.

3.10 Samenvatting

Het erosie proces zal voor het grootste gedeelte in de brandingzone plaats vinden. Door de dam op -5.1m N.A.P. en circa 40m van de strandhoofden te positioneren, wordt dit proces onderbroken. De strandhoofden moeten, rekening houdend met deze positie, met circa 40m verlengd worden (voor de positie van de onderwaterdam in de dwarsdoorsnede van het duinprofiel zie bijlage 3). Er kan voor gekozen worden om alleen de buitenste 2 strandhoofden van het onderzoeksgebied te verlengen om zo de kosten te verlagen. Er zal dan wel onderzocht moeten worden wat voor effect dit heeft op de grootte van de erosie.

Voor de bepaling van de erosie is uitgegaan van de situaties bij N.A.P., GHW en GHHWS. Aan de hand van erosie formules van Rouse/ Einstein en Kalinske-Frijlink is bepaald dat de maatgevende erosie optreedt bij GHHWS ($+2.24\text{m N.A.P.}$) en een significante golfhoogte van 2.34m. Met dit als gegeven is het uiteindelijke voorontwerp van de constructie gemaakt (zie bijlage 6). Er is gekozen om het huidige bodemprofiel op de plaats van de dam uit te baggeren tot een diepte van -5.10m N.A.P. Het vrijgekomen materiaal kan dan als vulling van de geotextiele containers gebruikt worden. Het baggeren van het cunet wordt gedaan, zodat de dam niet op een talud komt te liggen (het huidige talud is 1:11 wat vrij steil is), waardoor de constructie stabiel is.

De uiteindelijke erosie in de nieuwe situatie is $6.7\text{m}^3 / \text{jaar} \cdot \text{m}$, dit is een factor 3.5 à 4.5 lager dan in de huidige situatie. Als gevolg van deze erosie zal zich achter de dam een ontgrondingskuil ontwikkelen, deze heeft uiteindelijk een diepte van 1.33m en breedte van 8.40m. De constructie heeft tevens een positief effect op de duinafslag bij stormvloed (normfrequentie 1/4000), deze zal 2.70m minder landinwaarts zijn. Als we de erosie verder evalueren en alle aannames hierin meenemen, blijkt dat de erosie uiteindelijk 30% lager is dan berekend, wat gunstig is.

Hoofdstuk 4: Bepaling type en afmetingen geotextiele container

4.1 Inleiding

De afmetingen van de gebruiken geotextiele containers zijn afhankelijk van de beoogde levensduur van de gehele constructie en de daarbij behorende kans van falen. Voor de normfrequentie van de zeeeringen in Zeeland geldt zoals al eerder vermeldt de eis van 1/4000. Deze eis is niet van toepassing op de constructie van geotextiele containers, deze wordt namelijk niet ontworpen voor het direct bijdragen aan de veiligheid van Walcheren achter de duinen. Voor golfbrekers is een economische levensduur van 50 jaar gebruikelijk. Dit betekent niet dat we de ontwerpstorm met een kans van optreden van 1/50 kunnen gebruiken. Voor de kans dat de constructie in zijn levensduur dan faalt, kan bepaald worden met:

$$p = 1 - \exp(-fT_L) \quad (-) \quad (4.1)$$

waarin:

p = kans van falen van de golfbreker één of meer keer in de periode T_L

T_L = economische levensduur van de golfbreker in jaren

f = kans van optreden van de ontwerp storm per jaar

met een levensduur van 50 jaar en een kans van optreden van 1/50 per jaar geeft dit:

$$p = 0.63 \quad (-)$$

Dit houdt in dat de golfbreker met een kans van 63% zal falen in zijn levensduur, dit is niet acceptabel. Voor golfbrekers is een kans van 20% veelal gebruikelijk uit de bovenstaande formule valt nu af te leiden dat voor de ontwerp storm geldt een kans van optreden van 1/225, deze zal dan ook gebruikt worden voor het ontwerp van de onderwaterdam. Met dit gegeven kan uit grafiek 3.1 de ontwerp H_s bepaald worden, deze is voor de ontwerpstorm met een periode van optreden van 1 keer in de 225 jaar 3.6m.

4.2 Stabiliteit geotextiele containers

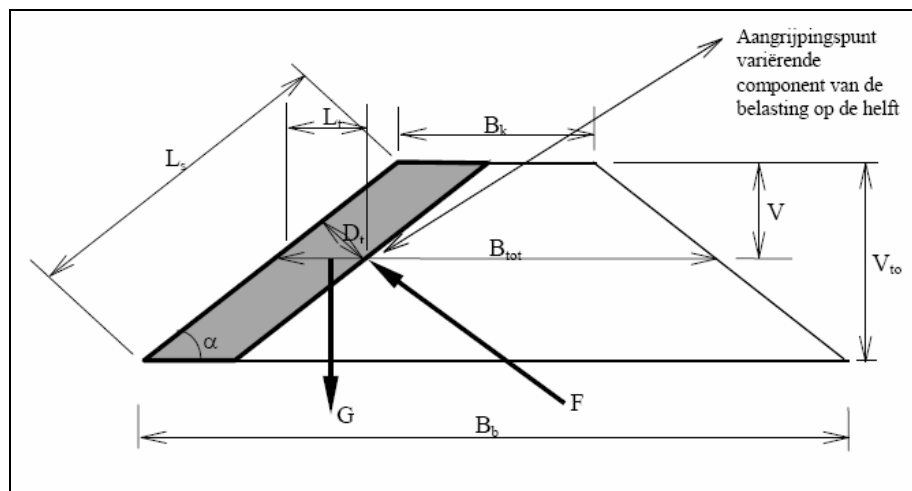
Nu de afmetingen van de onderwaterdam bepaald zijn, kunnen de dimensies van geotextiele container bepaald worden. Deze dimensies zijn afhankelijk van de stabiliteit van de geotextiele container onder invloed van golven. De invloed van deze golven is afhankelijk van de ligging van de geotextiele containers ten op zichten van de stil waterlijn. In [4,6,8 en 9] zijn verschillende ontwerp formules gegeven voor het berekenen van de stabiliteit van geotextiele containers, deze zijn onderverdeeld in meerdere toetsingen waaraan de geotextiele container moet voldoen, te weten:

- stabiliteit stapeling geotextiele containers
- stabiliteit individuele geotextiele container onder golven
- kritieke stroomsnelheid boven de kruin van de constructie
- invloed verweking van de geotextiele container
- interne stabiliteit geotextiele container

Aan de hand van de bovenstaande methoden worden in de volgende paragrafen de optimale afmetingen van de geotextiele containers bepaald. Deze methoden berusten echter op proef ondervonden resultaten, er zal dus bij het hanteren van deze empirische formules de nodige voorzichtigheid in acht genomen moeten worden. Voor het ontwerpen van de geotextiele containers wordt veelal een veiligheidsfactor van 1.2 gebruikt, deze zal dan ook gehanteerd worden voor de bepaling van de afmetingen van de geotextiele containers.

4.2.1 Berekening stabiliteit stapeling geotextiele containers

Beschouwen we de stabiliteit van de stapeling van de constructie, dan zal de stapeling van geotextiele containers aan de zeezijde maatgevend zijn. Deze staan bloot aan de invloed van de golven. In [6] is afgeleid dat de afschuiving het meest kritiek zal zijn bij een stapeling rond de stilwaterlijn. Afschuiving kan dan maatgevend zijn ten opzichte van de instabiliteit van de bovenste elementen, als de taludhelling steil is en het element groot is ten opzichte van de golfhoogte. Door het drukverschil van de waterdruk binnen en buiten de constructie tijdens golfaanval, kan instabiliteit van de stapeling optreden en uiteindelijk afschuiving van de stapeling. Dit geldt echter niet met een zandaanvulling achter de dam, in deze situatie wordt gesteld dat de waterdruk in de constructie de waterdruk buiten de constructie zonder vertraging volgt. Tijdens de uitvoering van de dam is er echter nog geen sprake van zandaanvulling achter de dam, de stabiliteit van de stapeling zal dan ook gecontroleerd worden met het oog op de uitvoering.



figuur 4.1: Afmetingen en krachten werkende op de onderwaterdam

Het drukverschil over de buitenste laag geotextiele containers aan de zeezijde is vooral afhankelijk van de golfhoogte en van het water niveau ten opzichte van de kruin van de stapeling. Het proces dat hierbij belangrijk is, vindt plaats op het moment dat er een golfdal aan de zeezijde van de stapeling zit. Op dat moment is er een lage druk aan de zeezijde en een hoge druk aan de achterzijde van de stapeling. Dit leidt tot een naar buiten gericht drukverhang in de stapeling, dat groter is naarmate de stapeling kleiner is. De afmetingen en de op de constructie werkende krachten zijn in figuur 4.1 weergegeven, deze zijn nodig voor

het bepalen van de stabiliteit van de stapeling. In [4] zijn de volgende empirische relaties opgesteld op basis van proefresultaten met maximale stijghoogteverschillen over de buitenste laag geotextiele containers:

$$\frac{\Phi}{H_s} = 0.24 \ln \left(\frac{D_t}{B_{tot}} + 0.04 \right) + 0.77 \quad \text{geldt als } b/D_k = \pm 6 \quad (4.2)$$

$$\frac{\Phi}{H_s} = 0.31 \ln \left(\frac{D_t}{B_{tot}} + 0.04 \right) + 1.00 \quad \text{geldt als } b/D_k = \pm 3.5 \quad (4.3)$$

$$\frac{D_t}{B_{tot}} = \frac{L_t \sin \alpha}{B_{tot}} \quad (4.4)$$

waarin:

Φ = verwachtingswaarde van stijghoogteverschil over buitenste laag geotextiele containers (m)

D_t = hoogte afschuifbare laag geotextiele containers (m)

B_{tot} = totale breedte van de beschouwde laag geotextiele containers (m)

Door deze vergelijkingen aan te passen kan ook de naar buiten gerichte druk P bepaald worden, die op de buitenste laag geotextiele containers van de constructie werkt:

$$P = \rho_w g H \left\{ 0.24 \ln \left(\frac{D_t}{B_{tot}} + 0.04 \right) + 0.77 \right\} \quad \text{geldt als } b/D_k = \pm 6 \quad (kN / m^2) \quad (4.5)$$

$$P = \rho_w g H \left\{ 0.31 \ln \left(\frac{D_t}{B_{tot}} + 0.04 \right) + 1.00 \right\} \quad \text{geldt als } b/D_k = \pm 3.5 \quad (kN / m^2) \quad (4.6)$$

Vermenigvuldigen we de deze druk met het totale oppervlak waar deze druk op werkt, dan is de totale naar buiten gerichte kracht F bekend, $F = P \cdot L_s$.

Voor de hoek met de horizontaal, waaronder de geotextiele containers kunnen glijden wordt gesteld:

$$\beta = \alpha - \psi \quad (^\circ) \quad (4.7)$$

met:

β = afschuivingcoëfficiënt van de geotextiele containers ($^\circ$)

α = taludhelling ($^\circ$)

ψ = dilitantiehoek ($^\circ$)

De hoek β , waaronder de geotextiele containers zouden kunnen glijden, is voor de stapeling verondersteld $\beta = 0^\circ$ te zijn, omdat de geotextiele containers behoorlijk plat zijn en een duidelijk contactvlak hebben. Voor $\beta = 0^\circ$ geldt voor de gemobiliseerde wrijvingscoëfficiënt tussen de geotextiele containers:

$$f = \frac{F \sin \alpha}{G - F \cos \alpha}, \quad \text{voor } f \text{ moet gelden: } f > \tan 30^\circ \text{ à } \tan 35^\circ \quad (-) \quad (4.8)$$

(0.58 à 0.70)

gekozen is voor $f = 0.65$

Voor G (de neerwaartse kracht als gevolg van het gewicht van de stapeling) geldt:

$$G = (\rho_s - \rho_w \cdot (1 - n)) \cdot I_t \cdot g \quad (kN/m) \quad (4.9)$$

waarin:

I_t	=	het volume van een container per strekkende meter	(m^3)
ρ_s	=	soortelijk gewicht sediment	(kg / m^3)
ρ_w	=	soortelijk gewicht water	(kg / m^3)
n	=	poriëngehalte	$(-)$
g	=	valversnelling	(m / s^2)

voor F kan nu gesteld worden:

$$F = \frac{f \cdot G}{(\sin \alpha + f \cdot \cos \alpha)} \quad (kN/m) \quad (4.10)$$

Met deze formules kan uiteindelijk de kritieke golfhoogte (H_k) waar instabiliteit bij optreedt bepaald worden, hiervoor geldt:

$$H_k = \frac{P_c}{\rho_w g \left\{ 0.24 \ln \left(\frac{D_t}{B_{tot}} + 0.04 \right) + 0.77 \right\}} \quad \text{geldt als } b/D_k = \pm 6 \quad (m) \quad (4.11)$$

$$H_k = \frac{P_c}{\rho_w g \left\{ 0.31 \ln \left(\frac{D_t}{B_{tot}} + 0.04 \right) + 1.00 \right\}} \quad \text{geldt als } b/D_k = \pm 3.5 \quad (m) \quad (4.12)$$

Gaan we uit van een geotextiele container met een breedte van 3.0m en een dikte van 1.0m als uitgangspunt, dan kan de kritieke golfhoogte bepaald worden. Deze golfhoogte zal dan groter moeten zijn dan de optredende golfhoogte bij het waterniveau ter hoogte van de kruin:

$$H_k > H_s$$

deze H_s zal eerst bepaald worden.

Voor deze golfhoogte is de diepte ter hoogte van “het bankje van Zoutelande” maatgevend, deze diepte is bij een waterniveau van N.A.P. 2.08m. De kruin van de constructie ligt op een diepte van -1.0m N.A.P., bij een waterstand ter hoogte van de kruin komt dit op een diepte van 1.08m. Voor deze diepte is een significante golfhoogte van 0.85m maatgevend, deze zal dan ook gebruikt worden voor de stabiliteitsberekening. Voor de gegeven situatie gelden de volgende waarden:

I_t	=	12	(m^3)
f	=	0.65	$(-)$
ρ_s	=	2650	(kg / m^3)
ρ_w	=	1030	(kg / m^3)
n	=	0.4	$(-)$
g	=	9.81	(m / s^2)
D_t	=	0.93	(m)
B_{tot}	=	12	(m)
L_s	=	12.97	(m)
D_k	=	1.0	(m)
α	=	18	$(^\circ)$

voor G geldt:

$$G = (\rho_s - \rho_w \cdot (1 - n)) \cdot I_t \cdot g$$

$$G = 239.2 \text{ (kN / m)}$$

invullen van G met f en α in:

$$F = \frac{f \cdot G}{(\sin \alpha + f \cdot \cos \alpha)} \quad \text{geeft}$$

$$F = 228 \text{ (kN / m)}$$

Voor P geldt nu:

$$P = F / L_s$$

$$P = 17.6 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$



Met deze gegevens kan nu H_k berekend worden, er geldt: $b/D_k = 3.0$, de volgende formule moet dus gebruikt worden:

$$H_k = \frac{P_c}{\rho_w g \left\{ 0.31 \ln \left(\frac{D_t}{B_{tot}} + 0.04 \right) + 1.00 \right\}} \quad \text{geldt als } b/D_k = \pm 3.5$$

Hier uit volgt $H_k = 5.2\text{m}$, dit is vele malen groter dan H_s van 0.85m , dit is een factor 6 verschil. De geotextiele container voldoet dus ruim aan de gestelde veiligheidsfactor van 1.2, hij zou zelfs een stuk kleiner kunnen. We weten echter nog niet wat de uitkomsten zijn voor de andere toetsingen en een extra grote veiligheidsfactor zal zeker nodig zijn met het oog op de aard van de formules. De gemobiliseerde wrijvingscoëfficiënt alleen al heeft een variatie van $0.58 - 0.70$ (wat veel zegt over de nauwkeurigheid van deze factor).

4.2.2 Stabiliteit onder golven

In [9] wordt voor de stabiliteit van individuele geotextiele containers onder invloed van golfaanval de volgende vergelijking gegeven:

$$\frac{H_s}{\Delta_t D_k} \leq F \quad (-) \quad (4.13)$$

met:

$$\begin{aligned} H_s &= \text{significante golfhoogte} & (m) \\ \Delta_t &= \text{relatieve volumieke massa van de geotextiele container} & (-) \\ D_k &= \text{kenmerkende dikte van de geotextiele container na het storten} & (m) \end{aligned}$$

$F = 1$, voor geotextiele containers op de kruin van de constructie en bovendien minder dan over een hoogte van H_s onder water ligt, bijvoorbeeld in getijden gebieden (-).

$F = 2$, voor geotextiele containers die meer dan de hoogte H_s onder de stilwaterlijn liggen (-).

Voor de ontwerpeis is een kans van falen van 1 keer in de 225 jaar gesteld, uit grafiek 3.1 volgde een H_s van 3.6m bij deze ontwerpeis. Met behulp van de bovenstaande formule kan nu gekeken worden, wat de vereiste gemiddelde dikte van de geotextiele container is na het storten. Voor het element op de kruin geldt dat $F = 1$, als het element minder dan over een hoogte van H_s onder water ligt. De waterdiepte bij de ontwerp H_s is niet bekend, hiervoor wordt een waterstand van $+4.05\text{m}$ N.A.P. genomen met een kans van optreden 1 keer in de 100 jaar, dit is voor bij de ontwerp H_s een redelijke aanname. Er zal ook gekeken worden naar de eis van $1/4000$ en de situaties bij N.A.P., GHW en GHHWS met bijbehorende

gegevens en aan de hand hiervan wordt bepaald wat de maatgevende dikte van het element is op de kruin van de constructie.

Ontwerpeis normfrequentie: 1/4000

Voor de waterdiepte boven de dam geldt: $h = 5.35\text{m} + 1.0\text{m} = 6.35\text{m}$

Voor de H_s geldt: $H_s = 3.75\text{m}$

Er geldt nu dat aan $F = 2$ moet worden voldaan.

Ontwerpeis normfrequentie: 1/225

Voor de waterdiepte boven de dam geldt: $h = 4.05\text{m} + 1.0\text{m} = 5.05\text{m}$

Voor de H_s geldt: $H_s = 3.60\text{m}$

Er geldt nu dat aan $F = 2$ moet worden voldaan.

GHHW

Voor de waterdiepte boven de dam geldt: $h = 2.24\text{m} + 1.0\text{m} = 3.24\text{m}$

Voor de H_s geldt: $H_s = 3.20\text{m}$

Er geldt nu dat aan $F = 2$ moet worden voldaan.

GHW

Voor de waterdiepte boven de dam geldt: $h = 1.87\text{m} + 1.0\text{m} = 2.87\text{m}$

Voor de H_s geldt: $H_s = 2.20\text{m}$

Er geldt nu dat aan $F = 2$ moet worden voldaan.

N.A.P.

Voor de waterdiepte boven de dam geldt: $h = 1.0\text{m}$

Voor de H_s geldt: $H_s = 1.2\text{m}$

Er geldt nu dat aan $F = 1$ moet worden voldaan.

Uit het bovenstaande blijkt dat voor de eis $F = 1$ het waterniveau N.A.P. met bijbehorende H_s maatgevend is. Tevens valt af te leiden dat voor de eis 1/225 met $H_s = 3.6$ de eis $F = 1$ niet geldt, hiervoor geldt $F = 2$, deze eis zal ook gebruikt worden voor de containers onder de kruin. Vullen we voor beide gevallen N.A.P. en 1/225 de bijbehorende formules in dan geeft dit:

N.A.P.

$$\frac{H_s}{\Delta_t D_k} \leq F, \text{ met}$$

$$H_s = 1.2\text{m}$$

$$\Delta_t = (1-n) \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} = (1-0.4) \frac{2650-1030}{1030} = 0.95$$

$$F = 1$$

Geeft dit voor D_k een waarde van 1.26m



Normfrequentie 1/225

$$\frac{H_s}{\Delta_t D_k} \leq F, \text{ met}$$

$$H_s = 3.6\text{m}$$

$$\Delta_t = 0.95$$

$$F = 2$$

Geeft dit voor D_k een waarde van 1.9m

Hier uit volgt dat de maatgevende dikte 1.9m is, wat neerkomt met de veiligheidsfactor van 1.2 op een dikte van 2.27m, er wordt een D_k van 2.3m genomen (een geotextiele container is niet net als betonelement op de centimeter nauwkeurig te maken het heeft dan ook geen zin om hierop te dimensioneren).

4.2.3 Kritieke stroomsnelheid

Voor de kritieke stroomsnelheid boven de kruin van de stapeling wordt in [9] een ontwerpformule gegeven:

$$\frac{u_{cr}}{\sqrt{g \Delta_t D_k}} < 0.5 \text{ à } 1.0 \quad (4.14)$$

waarin:

$$u_{cr} = \text{kritieke stroomsnelheid boven de kruin van de constructie} \quad (\text{m/s})$$

met gegeven dat geldt:

$$g = 9.81 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

$$\Delta_t = 0.95$$

$$D_k = 2.3\text{m}$$

voor de kritieke stroomsnelheid over de kruin van de dam moet dan gelden:

$$u_{cr} < 2.32 \text{ à } 4.63 \text{ m/s}$$

Uit de berekeningen in Hoofdstuk 3 blijkt dat de stroomsnelheid in de orde van 1m/s boven de dam is, onder invloed van de golven. Het element voldoet dus ruim aan de eis, te meer omdat de formule geldt voor stationaire stroming, in het geval van golven is de stroming niet stationair wat gunstiger is.

4.2.4 Invloed verweking

Bij cyclische belasting heeft losgepakt zand de neiging te verdichten. Als de poriën praktisch verzadigd zijn met water, zoals bij geotextiele containers onder water al snel het geval is, wordt water uit de poriën gedreven tijdens deze verdichting. De poriënwaterstroming die daarvoor nodig is, vereist een verschil tussen de poriënwaterdruk binnen en buiten de geotextiele container. Bij cyclische belasting van geotextiele containers met losgepakt verzadigd zand ontstaat dus een wateroverspanning. Onder bepaalde voorwaarden kan die wateroverspanning zelfs gelijk worden aan het gewicht van de bovenliggende grond. Dan heerst er complete verweking.

Na de afstroming van een zekere hoeveelheid poriënwater zal het zand enigszins verdicht zijn, waardoor de gevoeligheid voor verdichting en dus ook voor verdere generatie van wateroverspanning minder wordt. Op den duur is het zand zo vastgepakt dat er geen wateroverspanning meer wordt gegenereerd.

Verweking kan in meer of mindere mate zorgen voor instabiliteit van de constructie, er zal dan ook gekeken worden of er voor de te beschouwen situatie verweking optreedt. In [9] wordt er gesteld dat als er aan de volgende vergelijkingen wordt voldaan er geen verweking in de geotextiele containers optreedt.

Er moet gelden:

$$T_d = \frac{d^2}{c_v} = \frac{\rho_w g d^2 \alpha}{k} \ll 300s \quad (s) \quad (4.15)$$

$$T_n = \frac{\Delta n}{((1-n)\alpha\psi_0)} \ll 3000s \quad (s) \quad (4.16)$$

waarin:

T_d = kenmerkende drainage periode (s)

T_n = kenmerkende verdichtingsperiode (s)

d = drainage afstand $\approx$ hoogte container (m)

c_v = consolidatiecoëfficiënt voor het korrelskelet bij ontlasting (m^2 / s)

k = doorlatendheid van het vulmateriaal (zand) (m/s)

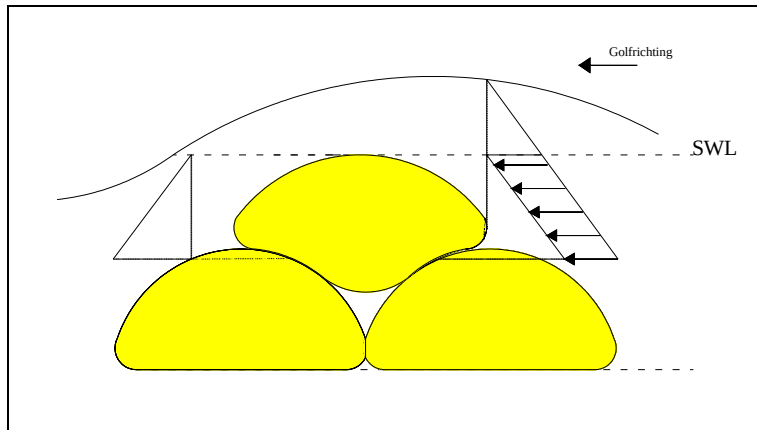
n = poriëngehalte (m)

Δn = afname poriëngehalte gedurende een min of meer constante golfbelasting (-)

α = eendimensionale compressibiliteit van het korrelskelet bij ontlasting (m^2 / kN)

ψ_0 = generatie van wateroverspanning bij ongedraineerde belasting ($N / m^2 s$)

Zoals in 4.2.1 reeds vermeld is, geldt de meest kritieke situatie, als de stilwaterlijn zich ter hoogte van de kruin bevindt, wanneer een golf zich boven het element bevindt en een golfdal ervoor. In de container heest de waterspanning van de golftop, terwijl buiten het element de druk van de stilwaterlijn heerst, dit geeft een maximaal drukverschil (zie figuur 4.2).



figuur 4.2: Drukverschil over een geotextiele container onder een golf

Voor de golfhoogte bij deze waterstand geldt een H_s van 0.85m met $T = 3.59H_s^{0.45}$ geldt $T = 3.33s$. Vervolgens gelden de volgende waarden voor het zand in de elementen:

d	$= 2.3$	(m)
k	$= 10^{-5}$	(m/s)
n	$= 0.4$	$(-)$
Δn	$= 0.01$	$(-)$
α	$= 3 \cdot 10^{-8}$	(m^2 / kN)
ψ_0	$\approx \rho g d / 30T \approx 202$	$(N / m^2 s)$

Invullen van deze waarden in de formules geeft:

$$T_d = \frac{d^2}{c_v} = \frac{\rho_w g d^2 \alpha}{k} \ll 300s \quad \Rightarrow \quad 160s \ll 300s$$

$$T_n = \frac{\Delta n}{((1-n)\alpha\psi_0)} \ll 3000s \quad \Rightarrow \quad 2388s \ll 3000s$$

De dikte van de elementen voldoet dus aan de gestelde eisen. Uit het bovenstaande blijkt dat T_n groter wordt naarmate de periode van de significante golfhoogte toeneemt. Afhankelijk van de initiële golfhoogte op diep water kan bij de gestelde golfhoogte van 0.85m ook een

grotere periode optreden (de golf breekt bij ondiep water, terwijl de golfperiode ongewijzigd blijft). Voor windgolven kunnen er golfperiodes van 15 à 20s optreden. Als de geotextiele containers op deze golfperiodes ontworpen worden, neemt de dikte van de geotextiele container een waarde van orde 10m aan. Dit is geen realistische afmeting van dikte. De dikte van de elementen op de kruin van de constructie wordt op 2.3m gehouden. Onder invloed van grotere golfperiodes zal er verweking optreden en vervormen de geotextiele containers op de kruin. Deze vervorming van de geotextiele containers op de kruin van de constructie leidt echter niet tot instabiliteit van de gehele constructie. Tevens geldt het proces van verdichting alleen in de beginfase van de levensduur van de constructie. Na enige tijd zullen de elementen volledig verdicht zijn en treedt er geen vervorming meer van de elementen op. Het optreden van verweking en vervorming in de elementen op de kruin van de onderwaterdam is dus toelaatbaar.

4.2.5 Dimensies geotextiele container

Aan de hand van de bepaalde vereiste dikte van de geotextiele container kunnen de dimensies van de geotextiele container bepaald worden. Deze afmetingen zijn afhankelijk van de vulgraad. In [4] is een methode gegeven voor de bepaling van deze afmetingen afhankelijk van de vulgraad.

$$A = f \pi R^2 \quad \text{oppervlakte} \quad (m^2) \quad (4.17)$$

$$B = 2\alpha^2 r \quad \text{breedte} \quad (m) \quad (4.18)$$

$$H = (1 + \alpha)r \quad \text{hoogte} \quad (m) \quad (4.19)$$

waarin:

f = vullingsgraad

$\alpha = b/r$

r = kromtestraal van de ellips op de horizontale as = de straal van de kwartcirkels (m)

b = halve boog van een ellips (m)

R = de straal van de denkbeeldige cirkel bij 100% vulling

In tabel 4.1 zijn de afmetingen van de geotextiele container als functie van de vulgraad en R gegeven .

$f(-)$	$r(m)$	$b(m)$	$h(m)$
1.00	1.00R	2.00R	2.00R
0.95	0.70R	2.28R	1.59R
0.90	0.58R	2.40R	1.42R
0.85	0.50R	2.49R	1.29R
0.80	0.43R	2.56R	1.17R
0.75	0.37R	2.63R	1.07R
0.70	0.32R	2.69R	0.98R
0.65	0.28R	2.74R	0.89R
0.60	0.24R	2.79R	0.81R

tabel 4.1: Afmetingen geotextiele container als functie van de vullingsgraad (bron [3])



Aan de hand van deze tabel kunnen de afmetingen van de container bepaald worden aan de hand van de vereiste dikte van 2.3m.

Voor een vulgraad van 0.70 geldt:

$$A = 0.70\pi R^2$$

$$B = 2.69R$$

$$H = 0.98R$$

$$r = 0.32R$$

om een hoogte van 2.3m te krijgen voor de dikte van de geotextiele elementen, moet gelden:

$$R = \frac{2.3}{0.98} = 2.35m$$

voor B geldt nu:

$$B = 2.69R = 6.3m$$

voor de omtrek geldt:

$$O = 2\pi \cdot 2.35 = 14.8m$$

Voor een vulgraad van 0.80 geldt:

$$A = 0.80\pi R^2$$

$$B = 2.56R$$

$$H = 1.17R$$

$$r = 0.43R$$

om een hoogte van 2.0m te krijgen voor de dikte van de geotextiele elementen, moet gelden:

$$R = \frac{2.3}{1.17} = 1.97m$$

voor B geldt nu:

$$B = 2.56R = 5.0m$$

voor de omtrek geldt:

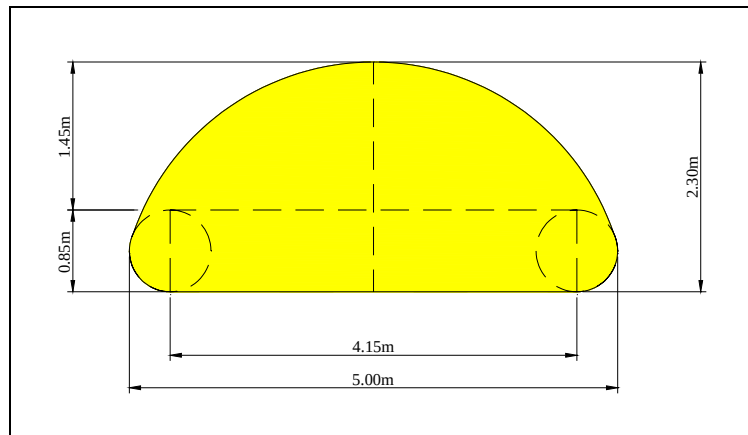
$$O = 2\pi \cdot 1.97 = 12.4m$$

Er wordt uiteindelijk voor een vulgraad van 0.80 gekozen, dit scheelt per element 2.4m doek wat, over en lengte van het totale onderzoek gebied van 1000m, aanzienlijk in de kosten scheelt. Een grotere vulgraad scheelt nog meer doek, maar zal de vorm van het element steeds meer richting de cirkel doen gaan, dit zal de stabiliteit van het element niet



ten goede komen. Tevens neemt de breedte af waardoor er meer elementen nodig zijn om het dwarsprofiel van de dam op te vullen.

Met een vullingsgraad van 0.80 komt de geotextiele container er als volgt uit te zien (zie figuur 4.3). Voor de lengte wordt 25.0m aangehouden, dit is een veelvoud van de standaard breedte van 5.25m van het geotextiele doek dat de fabrikant levert (0.25m van de breedte van het doek wordt gebruikt om de doeken aan elkaar te naaien).



figuur 4.3: Vorm en afmetingen geotextiele container na plaatsing bij een vullingsgraad van 0.80

4.2.6 Interne stabiliteit geotextiele container

In [9] worden ontwerp formules beschreven met betrekking tot de interne stabiliteit van geotextiele containers. Deze formules zijn gebaseerd op elementen met zand als vulmateriaal. De interne stabiliteit wordt getoetst op de volgende 2 principes:

- vervorming van het element door horizontale afschuiving
- vervorming door interne rotatie

Aan de hand van deze 2 methoden zal de interne stabiliteit van de bepaalde elementen getoetst worden. De interne stabiliteit wordt bepaald aan de hand van een kracht die horizontaal gericht is op het element. Deze F stelt het drukverschil voor aan de 2 zijden van het element, zoals al in 4.2.1 vermeld is, geldt de meest kritieke situatie bij de stilwaterlijn ter hoogte van de kruin (zie figuur 4.2). De golfhoogte bij deze waterstand is een H_s van 0.85m, voor het drukverschil wordt $\frac{1}{2}H_s$ genomen (door de golflengte zal het niet voorkomen dat er een golftop achter de container is en een golfdal ervoor waardoor het drukverschil H_s is).

Voor deze kracht F geldt nu vervolgens:

$$F = \frac{1}{2} \rho g (d_g + d_c)^2 - \frac{1}{2} \rho g d_c^2 \quad (\text{kN} / \text{m}) \quad (4.20)$$

waarin:

$$\begin{aligned} g &= 9.81 \quad \text{m} / \text{s}^2 && (\text{valversnelling}) \\ \rho &= 1030 \quad \text{kg} / \text{m}^3 && (\text{dichtheid water}) \\ d_g &= 0.43 \quad \text{m} && (\text{halve hoogte golf}) \\ d_c &= 2.3 \quad \text{m} && (\text{dikte geotextiel container}) \end{aligned}$$

hier uit volgt dat voor F geldt, $F = 11 \text{ kN} / \text{m}$.

4.2.6.1 Vervorming geotextiele container door horizontale afschuiving

Voor de in [9] beschreven formule ter bepaling van de vervorming van het element door horizontale afschuiving geldt:

$$F_{h,s} = W \cdot \tan \Phi_{s-g} \quad (\text{kN} / \text{m}) \quad (4.21)$$

met

$$\begin{aligned} F_{h,s} &= \text{de maximale horizontale kracht op de} && (\text{kN} / \text{m}) \\ &\quad \text{geotextiele container voordat afschuiven optreedt} \\ W &= \text{gewicht van de geotextiele container} && (\text{kN} / \text{m}) \\ \Phi_{s-g} &= \text{de wrijvingshoek tussen de bodem en} && (^{\circ}) \\ &\quad \text{het geotextiel} \end{aligned}$$

Om $F_{h,s}$ te kunnen bepalen moet eerst W berekend worden, dit zal vervolgens gedaan worden. Voor de volumieke massa van een volledig met water verzadigd zand gevulde geotextiele container geldt:

$$\begin{aligned} \rho &= (1-n)\rho_s + n\rho_w \\ &= (1-0.4)*2650 + 0.4*1030 \\ &= 2002 \quad \text{kg} / \text{m}^3 \end{aligned}$$

voor de volumieke massa van een container onder water geldt dan:

$$\rho = \rho_c - \rho_w = 2002 - 1030 = 972 \quad \text{kg} / \text{m}^3$$

Voor het oppervlakte van de container geldt $A = 0.80\pi R^2$, dit geeft een volume van $9.75 \text{ m}^3 / \text{m}$.

Voor W geldt nu $W = \rho g V = 92.97 \text{ kN} / \text{m}$.

De geotextiele container op de kruin is maatgevend, deze heeft dus een andere container als bodem voor Φ_{s-g} kan dus de reeds eerder bepaalde wrijvingscoëfficiënt tussen geotextielen van 0.65 gebruikt worden. Met W en Φ_{s-g} gegeven, geldt $F_{h,s} = 60 \text{ kN/m}$. Dit is een verschil met een factor 5.5 ten opzichte van de belasting, de veiligheidsfactor van 1.2 wordt dus ruim behaald.

4.2.6.2 Vervorming door interne rotatie

Voor de in [9] beschreven formule ter bepaling van de vervorming van het element door interne rotatie geldt:

$$F_{h,r} = 0.23S^2(\gamma - \gamma_w)(1.1 - f^2) \tan \Phi \quad (\text{kN/m}) \quad (4.22)$$

waarin:

$F_{h,r}$	= maximale horizontale kracht tegen interne rotatie	(kN/m)
S	= totale lengte van het contactvlak tussen de containers	(m)
γ	= dichtheid van het zand	(kg/m^3)
γ_w	= dichtheid van het water	(kg/m^3)
f	= vulgraad container	$(-)$
Φ	= wrijvingshoek van het zand	$(^\circ)$

Voor de bepaalde geotextiele container gelden de volgende waarden:

S	= 4.15	(m)
γ	= 2650	(kg/m^3)
γ_w	= 1030	(kg/m^3)
f	= 0.80	$(-)$
$\tan \Phi$	= 0.35	$(-)$

Wanneer we dit invullen in de vergelijking geldt $F_{h,r} = 1033.2 \text{ kN/m}$. Dit een verschil met een factor 94 ten opzichte van de belasting, de veiligheidsfactor van 1.2 wordt dus ruim behaald.

4.3 Nauwkeurigheid plaatsing geotextiele container

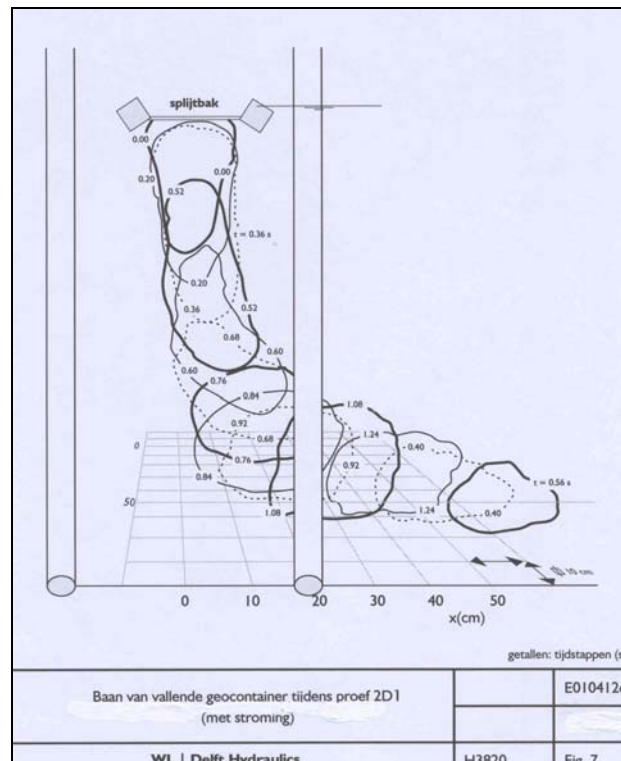
Voor het plaatsen van geotextiele containers worden splijtbakken gebruikt, waaruit de containers op de bodem gestort worden. De te behalen nauwkeurigheid van de plaatsing is onder invloed van stroming en golven afhankelijk van de diepte. In [1] en [7] is onderzoek gedaan naar de plaatsingnauwkeurigheid van geotextiele containers. Dit onderzoek heeft



uitgewezen dat bij grote diepten de afwijking een orde grootte heeft van meters (schaalproeven vertaald naar de werkelijkheid) zie figuur 4.4. In het geval van storten onder invloed van golven en stroming kan deze afwijking oplopen tot tientallen meters.

Tijdens het verlaten van de splijtbak en tijdens de impact met de bodem vinden er in het geotextiele doek grote trekspanningen plaats. In de praktijk blijkt dat dit regelmatig tot bezwijken van het geotextiel of de verbindingsnaad leidt. Om deze redenen (plaatsing nauwkeurigheid en bezwijken geotextiele containers) heeft men bij Van den Herik er voor gekozen om een systeem te ontwikkelen, waarmee de geotextiele containers geleid geplaatst kunnen worden [2]. Voor het plaatsen van de geotextiele containers zal dan ook gebruik gemaakt worden van dit systeem. Voor de diepte waar de containers geplaatst moeten worden geldt $d = -5.1\text{m N.A.P.}$, de nauwkeurigheid van het storten is bij deze diepte in de orde van $0.25 - 0.50\text{m}$, afhankelijk van de omstandigheden waarin gewerkt wordt. Voor het plaatsen van de geotextiele containers met het geleide systeem kan dus veilig gesteld worden dat deze nauwkeurigheid ook bereikt wordt. Met de stroming kan met behulp van DGPS rekening gehouden worden, de enige onnauwkeurigheid komt dan van de golven. Deze zullen echter bij de bepaalde afmetingen van de containers weinig invloed op de plaatsingsnauwkeurigheid hebben.

De geotextiele containers worden in de situatie van het geleidesysteem zo gevuld, dat het vulmateriaal net onder de waterlijn blijft. In 4.2.6.1 is berekend dat voor het soortelijke gewicht van de geotextiele container onder water geldt, $\rho = 972 \text{ kg/m}^3$. De geotextiele containers hebben een oppervlakte van 9.75 m^2 , dit geeft een gewicht van 9477 kg/m voor een geotextiele container. Het geleidesysteem kan een geotextiele container met een gewicht van ruim 10000 kg/m plaatsen [2]. Hier uit blijkt dat de containers door het geleidesysteem geplaatst kunnen worden.



figuur 4.4: Schaalproef met storten van geotextiele containers bij stroming

4.4 Samenvatting

Voor het bepalen van de afmetingen van de geotextiele containers is de ontwerpstorm met een significante golfhoogte van 3.6m gebruikt. Deze storm heeft een kans van optreden van 1/225. Als veiligheidsfactor voor de afmetingen van de geotextiele container is 1.2 aangehouden. Voor de stabiliteit is naar de volgende faalmechanismen gekeken:

- stabiliteit stapeling geotextiele containers
- stabiliteit individuele geotextiele container onder golven
- kritieke stroomsnelheid boven de kruin van de constructie
- invloed verweking van de geotextiele container
- interne stabiliteit geotextiele container

Hieruit is gebleken dat de stabiliteit van de individuele geotextiele container onder golven maatgevend is voor de dikte van de geotextiele container. De afmetingen van de geotextiele containers komen dan op $d = 2.3\text{m}$ en $b = 5.0\text{m}$ (zie figuur 4.3) bij een vullingsgraad van 0.80. Uit de berekeningen is tevens gebleken dat de wrijvingsfactor van de geotextiele containers voor de nauwkeurigheid van de bepaling van de stabiliteit een grote variatie hebben, wat de nauwkeurigheid niet ten goede komt.

Voor de plaatsing van de elementen wordt gebruikt gemaakt van het geleide systeem® met een nauwkeurigheid van plaatsing van orde 0.25 – 0.50m.

Hoofdstuk 5: Detailontwerp onderwaterdam

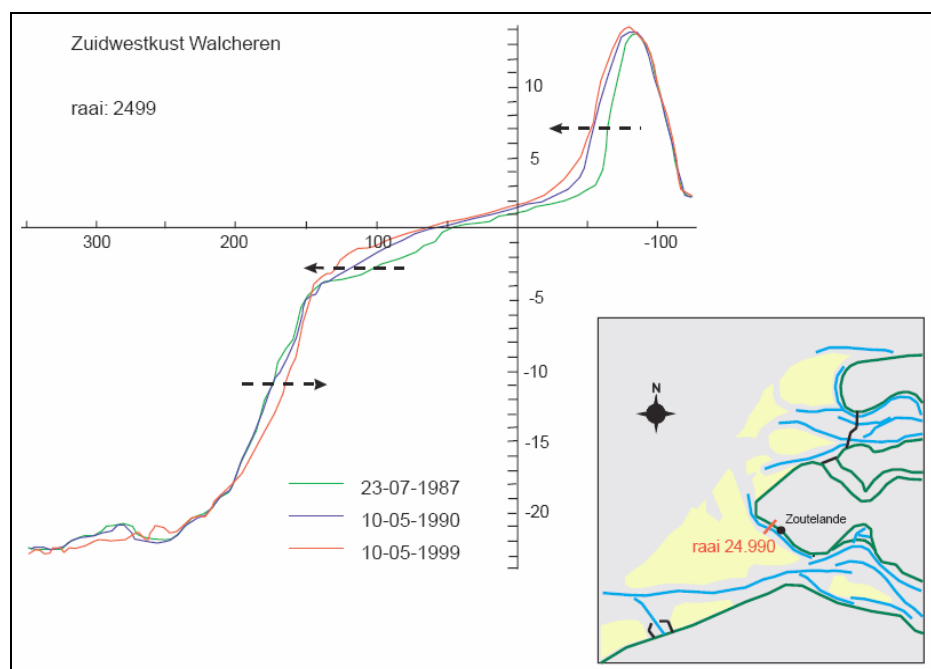
5.1 Inleiding

Aan de hand van het voorontwerp van de onderwaterdam en de bepaalde geotextiele containers kan nu een detailontwerp gemaakt worden. Er zullen voor dit detailontwerp meerdere alternatieven gemaakt worden, waarna één alternatief gekozen zal worden voor het definitieve detailontwerp.

5.2 Bodembescherming aan de voet van de onderwaterdam

In figuur 5.1 is te zien dat de laatste jaren, onder invloed van strandsuppleties, profiel versteiling optreedt van de noordoostelijke geulwand van het Oostgat. Deze profiel versteiling begint bij -5.0m N.A.P. , dit is precies waar de onderwaterdam gesitueerd is. Onder invloed van de nieuwe situatie met hangend strand en onderwaterdam zal deze profiel versteiling kunnen toenemen. De hoeveelheid sediment dat het getij mee voert (als gevolg van de erosie van de kustlijn) is in de nieuwe situatie verminderd met een factor 3.5 à 4.5, om dit te compenseren zal de stroming dit ergens anders vandaan moeten halen. Een gedeelte hiervan zal van de noordoostelijke geulwand voor de onderwaterdam eroderen, dit betekent verdere profiel versteiling wat instabiliteit van de constructie kan inhouden.

Om dit effect te voorkomen kan er voor gekozen worden om de dam meer landwaarts te leggen of bodembescherming toe te passen. Het is tevens mogelijk om de situatie voor een aantal jaar te monitoren en afhankelijk van de resultaten (mate van erosie en profiel versteiling) te besluiten of bodembescherming nodig is. De constructie wordt voor de veiligheid van de stabiliteit meer landwaarts gelegd.



figuur 5.1: Profiel versteiling zuidwestkust Walcheren (bron RIKZ)

5.3 Beschermende top laag geotextiele containers

Als gevolg van recreatie scheepvaart (bv. van ankers), vandalisme en uv straling (zonlicht) kan het geotextiel zijn sterkte verliezen of kapot gaan, waardoor uiteindelijk bezwijken van de geotextiele container kan optreden. Om deze verschijnselen tegen te gaan, kan er voor gekozen worden om een bescherm laag van stortsteen op de dam aan te brengen. Het huidige beleid van Rijkswaterstaat houdt echter in, dat er geen harde constructies voor de Nederlandse kust mogen worden aangebracht. Er wordt daarom gekozen om gebruik te maken van een geotextiel dat beter tegen uv straling bestand is of voor een bescherm laag op het geotextiel. Dit geotextiel zal geen extra bescherming geven tegen recreatie scheepvaart en vandalisme, de geotextiele containers zullen dan met regelmaat gecontroleerd moeten worden op eventuele schade. Er kan ook voor gekozen worden om een geotextiel doek over de onderwaterdam aan te brengen, welk dan als bescherming dient tegen uv straling en schade als gevolg van recreatie scheepvaart en vandalisme.

5.4 Dimensies onderwaterdam bestaande uit geotextiele containers

In Hoofdstuk 4 zijn de vereiste afmetingen van de te gebruiken geotextiele container bepaald (zie figuur 4.3), deze container zal gebruikt worden om de onderwaterdam te construeren. De hoeveelheid en stapeling elementen zal de uiteindelijke afmetingen van de dam bepalen. Het uiteindelijke dwarsprofiel zal minimaal aan het dwarsprofiel uit Hoofdstuk 3 moeten voldoen.

Voor de dikte van de elementen is een hoogte van 2.3m bepaald, dit komt neer op een totale hoogte van 4.6m bij een stapeling van 2 lagen elementen. De bovenste elementen zullen als gevolg van openingen tussen de containers in de onderste laag enigszins in deze openingen zakken. Er wordt van uitgegaan dat dit een verlaging van de dam van 0.40m inhoud. De hoogte van de dam komt nu op 4.2m, de kruin komt hierdoor 0.10m hoger te liggen dan bepaald was. Dit kan gecompenseerd worden om de dam dieper te leggen (dieper baggeren), er is echter gekozen om dit niet te doen. De dam heeft zo een overhoogte tegen eventuele zetting (wat in eerste instantie niet verwacht wordt) en de variatie in de dikte van de geotextiele containers.

5.5 Bodembescherming onder de dam

Om de krachten van de geotextiele containers beter over de bodem te verdelen kunnen zinkstukken worden gebruikt. Met baggeren is het namelijk onmogelijk om de bodem vlak te houden. Deze zinkstukken kunnen tevens dienen als bodembescherming aan de voorzijde van de dam, zodat de stabiliteit van de voorste containers gewaarborgd blijft. Er zal onderzocht moeten worden of het gebruik van zinkstukken nodig is, wanneer het gebruik van zinkstukken niet nodig blijkt te zijn kan dit aanzienlijk in kosten schelen.

5.6 Stabiliteit talud

Het uiteindelijke talud aan de zeezijde van de onderwaterdam heeft als gevolg van de vorm van de geotextiele containers een talud van 1:1. Dit talud is voor de stabiliteit van de stapeling te steil. Door een extra geotextiele container aan de voet van de dam te plaatsen wordt een talud van 1:3 verkregen welk wel stabiel is en waar ook in de berekeningen vanuit is gegaan. De extra container werkt als een soort voet die de stabiliteit van de toplaag garandeert, dit principe wordt ook bij golfbrekers van stortsteen en betonnen elementen toegepast.

5.7 Alternatieven onderwaterdam

Aan de hand van de in de vorige paragrafen beschreven toepassingen, zijn 4 alternatieven gegenereerd (zie bijlage 7). De alternatieven bestaan uit 2 constructies met alleen grote elementen (die bepaald zijn) en 2 constructies met als toplaag grote elementen en als kern kleinere containers met afmetingen $d=1.0\text{m}$ en $b=2.2\text{m}$. Voor elk van deze alternatieven is een constructie met en zonder zinkstukken gemaakt, omdat de standaard maat van zinkstukken 5.0m is, is voor de breedtes een veelvoud van deze maat genomen. Er is uiteindelijk voor alternatief 2 gekozen, omdat er voor een constructie bestaande uit alleen grote elementen minder geotextiel doek nodig is en standaardisering van de afmetingen van de elementen de kosten verlaagd. Tevens is er voor zinkstukken onder dam gekozen om de constructie stabiel te maken en erosie voor de dam te verminderen (met het oog op de stabiliteit van de voorste containers). Het valt aan te bevelen om te onderzoeken of het gebruik van zinkstukken als bodembescherming echt nodig is dit kan aanzienlijk in de kosten schelen.

5.8 Bepaling hoeveelheden

Nu de dwarsdoorsnede van de onderwaterdam bepaald is, kunnen de hoeveelheden bepaald worden. De doorsnede van de dam is opgebouwd uit 6 geotextiele containers en een bodembescherming van 20m breed. Met een totale breedte van 1000m van het onderzoeksgebied kunnen de totale hoeveelheden bepaald worden. De geotextiele containers hebben lengte van 25.0m delen we de lengte van het totale gebied door deze lengte komen we op 40 containers in de lengte. Met 6 containers in de doorsnede komen we in totaal op 240 containers die gebruikt worden. Voor iedere container is 244m^3 zand en 310m^2 geotextiel doek nodig. Totaal geeft dit voor de gehele constructie 58560m^3 zand en 74400m^2 geotextiel doek, dat nodig is voor het construeren van de onderwaterdam. Voor de zinkstukken is totaal een oppervlakte van 20000m^2 nodig.

5.9 Kosten vergelijking

Kosten voor de onderwaterdam bestaande uit geotextiele containers

Voor de kosten van de geotextiele containers wordt per stuk € 1.500,- gerekend, totaal komt dit op € 360.000,-. De kosten voor de zinkstukken inclusief stortsteen bedragen € 33,50 per

m^2 , dit geeft een totaal van € 670.000,- voor de kosten van de zinkstukken. De kosten voor de onderwaterdam bestaande uit geotextiele containers bedragen in totaal: € 1.030.000,-.

Kosten voor de onderwaterdam bestaande uit breuksteen

Voor de kosten van de breuksteen wordt € 48,- per m^3 gerekend. Het volume van de totale onderwaterdam bedraagt 50.000 m^3 , hiermee komen de totale kosten voor breuksteen op € 2.400.000,-. De kosten voor de zinkstukken zijn hetzelfde als voor de onderwaterdam bestaande uit geotextiele containers, € 670.000,-. De kosten voor de onderwaterdam bestaande uit breuksteen bedragen in totaal: € 3.070.000,-.

Vergelijken we deze kosten met elkaar dan zien we dat de onderwaterdam bestaande uit geotextiele containers meer dan € 2.000.000,- goedkoper is dan een onderwaterdam bestaande uit breuksteen (dit bedrag geeft de orde grootte van het kostenverschil aan).

Voor de onderwaterdam bestaande uit geotextiele containers kan gekeken worden of de zinkstukken nodig zijn, wat aanzienlijk in de kosten scheelt. De zinkstukken zijn wel nodig voor de onderwaterdam bestaande uit breuksteen. In beide kosten berekeningen zijn de verwerkingskosten en bijkomende kosten niet meegenomen, er wordt aangenomen dat deze in beide gevallen ongeveer gelijk zijn.

5.10 Samenvatting

Voor het detailontwerp zijn 4 alternatieven gegenereerd, hierbij is gekeken naar de volgende aspecten:

- bodembescherming aan de voet van de onderwaterdam
- beschermende toplaag geotextiele containers
- dimensies onderwaterdam bestaande uit geotextiele containers
- bodembescherming onder de dam

Uiteindelijk is gekozen voor alternatief 2 (zie bijlage 7) met het oog op de kosten en de stabiliteit van de constructie. Dit alternatief bestaat uit een stapeling van 2 lagen geotextiele containers met totaal 6 elementen, waarvan 2 op de kruin van de constructie. Onder de dam is gebruik gemaakt van zinkstukken om de stabiliteit van de constructie te vergroten. Het valt aan te bevelen om te onderzoeken of het gebruik van zinkstukken als bodembescherming echt nodig is dit kan aanzienlijk in de kosten schelen. Voor het gehele onderzoeksgebied zijn in totaal 240 geotextiele containers en 20000 m^2 zinkstuk nodig. Voor iedere container is 244 m^3 zand en 310 m^2 geotextiel doek nodig. Totaal geeft dit voor de gehele constructie 58560 m^3 zand en 74400 m^2 geotextiel doek, dat nodig is voor het construeren van de onderwaterdam. Vergelijken we de kosten van een onderwaterdam bestaande uit geotextiele containers met de kosten van een onderwaterdam bestaande uit breuksteen, dan zien we dat de onderwaterdam bestaande uit geotextiele containers meer dan € 2.000.000,- goedkoper is dan een onderwaterdam bestaande uit breuksteen (dit bedrag geeft de orde grootte van het kostenverschil aan).

Hoofdstuk 6: Uitvoering

6.1 Inleiding

Aan de hand van het ontworpen detailontwerp van het dwarsprofiel, zal een globale beschrijving van de uitvoering gegeven worden. Hierbij zal de uitvoering onderverdeeld worden in meerdere fasen.

6.2 Uitvoering van het hangende strand met onderwaterdam

Fase 1

Om de dam op de vereiste diepte te kunnen construeren, zal een cunet uitgebaggerd worden afhankelijk van de ligging van de bodem, op de positie waar de onderwaterdam komt te liggen. De minimale breedte van dit cunet zal 20m bedragen tot een diepte van -5.1m N.A.P. (deze diepte is een orde grootte, omdat nooit op de 10cm nauwkeurig gebaggerd kan worden). Het sediment dat daarbij vrijkomt, zal opgeslagen worden en in een latere fase gebruikt worden als vulmateriaal voor de geotextiele containers.

Fase 2

Vervolgens kan, als het cunet uitgebaggerd is, begonnen worden met het plaatsen van de zinkstukken. Voor het plaatsen hiervan kan een laag grind op de zinkstukken gestort worden, waardoor de zinkstukken naar de gewenste positie op de bodem zakken.

Fase 3

Als al een gedeelte van de zinkstukken geplaatst is, kan begonnen worden met het plaatsen van de eerste laag geotextiele containers. Hierbij kan gebruik gemaakt worden van het geleide systeem ontwikkeld door Van den Herik. De containers worden, op een ponton, ter hoogte van de waterlijn gevuld met het gebaggerde zand uit het cunet, om vervolgens vanaf het ponton met kabels op de gewenste positie geplaatst te worden.

Fase 4

Als al een gedeelte van de eerste laag geotextiele containers geplaatst is, kan de tweede laag containers op de eerste laag geplaatst worden. Deze zullen in half steens verband (versprongen) met de eerste laag geplaatst worden om zo de constructie stabiel te maken.

Fase 5

Tot slot wordt na het gereed komen van de onderwaterdam het hangende strand opgespoten worden achter deze dam.

Doordat de onderwaterdam vrij ondiep ligt zal er bij de planning van de uitvoering vooral gekeken moeten worden bij welke waterstanden er nog gewerkt kan worden en met welk materieel. Dit is vooral van toepassing op het plaatsen van de tweede laag geotextiele containers. Er zal waarschijnlijk met getijvensters gewerkt moeten worden.

Hoofdstuk 7: Conclusies en aanbevelingen

7.1 Conclusies

7.1.1 Conclusies met betrekking tot het hangende strand

In Hoofdstuk 3 is gebleken dat het hangende strand concept een goed alternatief is voor de jaarlijkse strandsuppleties in het onderzoekgebied van zuidwest Walcheren. Met de bepaalde ligging en dwarsdoorsnede van het hangende strand met onderwaterdam, wordt een reductie behaald met een factor 4.5 ten opzichte van de huidige erosie. Dit houdt in dat er veel minder frequent strandsuppleties uitgevoerd moeten worden. Tevens blijkt voor de duinafslag dat bij stormvloed met de normfrequentie van 1/4000 (optreden van 1 keer in de 4000 jaar) het evenwichtsprofiel van de duinvoet en het duin met 2.7m minder landwaarts komt liggen. Door deze verschuiving van het evenwichtsprofiel neemt de veiligheid van het achterland en eventuele bebouwing aan de duinvoet toe.

Door de verwaarlozingen en aannames kritisch te evalueren, blijkt dat grootte van de uiteindelijke erosie 30% lager komt te liggen. Gezien de aard van de gebruikte methodes, die gebruikt zijn voor de berekening van de erosie, moet de grootte van de uiteindelijke erosie meer als orde grootte benaderd worden.

Als gevolg van de erosie ontwikkelt zich achter de onderwaterdam een ontgrondingskuil. Er kan besloten worden om bodembescherming of zandsuppletie toe te passen om deze ontwikkeling tegen te gaan en zo de stabiliteit van het hangende strand te garanderen.

De strandhoofden moeten uiteindelijk met circa 45m verlengd worden. Voor deze verlenging van de strandhoofden kan gekeken worden of geotextiele containers gebruikt kunnen worden.

7.1.2 Conclusies met betrekking tot de onderwaterdam van geotextiele containers

De mogelijkheid om de onderwaterdam te construeren met behulp van geotextiele containers is in Hoofdstuk 4 bekeken.

De stabiliteit van de constructie is afhankelijk van de afmetingen van de geotextiele containers. Voor het bepalen van deze afmetingen zijn verschillende stabiliteit controles uitgevoerd, aan de hand van deze controles blijkt dat, de stabiliteit van de individuele geotextiele container onder golven en de verweking van de geotextiele container, maatgevend zijn voor de dikte van de containers (geldend voor het onderzoek gebied, met andere randvoorwaarden gelden andere eisen).

De wrijvingsfactor van de geotextiele containers onderling heeft een grote variatie, waardoor de berekening van de stapeling bestaande uit containers een grote onnauwkeurigheid heeft. Deze stabiliteit voorwaarde is echter niet maatgevend. De onnauwkeurigheid van deze berekening is dan ook niet van invloed op de uiteindelijke waarde van de dikte van de geotextiele containers.

Voor een stabiele onderwaterdam met een economische levensduur van 50 jaar zijn uiteindelijk geotextiele containers met een dikte van 2.3m nodig. Met een vullingsgraad van 0.80 komt dit neer op elementen van hoogte 2.3m, breedte 5.0m en lengte 25.0m (de lengte is een veelvoud van de standaard maat die geleverd wordt)

Voor de stabiliteit van de constructie worden er zinkstukken gebruikt. Uiteindelijk zijn er voor de constructie van de onderwaterdam met een lengte van het onderzoekgebied, 240

geotextiele containers en 20000 m^2 zinkstuk nodig. Voor iedere container is 244 m^3 zand en 310 m^2 geotextiel doek nodig. Totaal geeft dit voor de gehele constructie 58560 m^3 zand en 74400 m^2 geotextiel doek, dat nodig is voor het construeren van de onderwaterdam. Vergelijken we de kosten van een onderwaterdam bestaande uit geotextiele containers met de kosten van een onderwaterdam bestaande uit breuksteen, dan zien we dat de onderwaterdam bestaande uit geotextiele containers meer dan € 2.000.000,- goedkoper is dan een onderwaterdam bestaande uit breuksteen (dit bedrag geeft de orde grootte van het kostenverschil aan).

Geotextiele containers kunnen dus goed gebruikt worden voor de constructie van de onderwaterdam in plaats van breuksteen of betonelementen. Het plaatsen van geotextiele elementen van deze afmetingen (gewicht) vereist speciaal materieel. Met het geleide systeem® dat door Van den Herik ontwikkeld is, is het mogelijk elementen met deze afmetingen (gewicht) te plaatsen. Door het gewicht van de elementen werken er grotere spanningen in het geotextiele doek, waardoor duurder doek gebruikt moet worden. Het valt dus aan te bevelen om de kostenanalyse meer in detail uit te werken, waarin het gebruik van breuksteen of betonelementen met het gebruik van geotextiele containers voor de constructie van de onderwaterdam vergeleken wordt.

7.2 Aanbevelingen

In het onderzoek zijn meerdere aannames gedaan bij gebrek aan nauwkeurige informatie en/of theoretische kennis met betrekking tot het nauwkeurig beschrijven van bepaalde processen.

Als gevolg van de beperkte tijd die voor dit onderzoek beschikbaar was, zijn deze aannames niet verder onderzocht. Het valt aan te bevelen om de volgende onderwerpen verder te onderzoeken:

- het sediment transport onder invloed van golven;
- het stromingsgedrag achter de onderwaterdam onder invloed van het getij en de golven;
- het gedrag van golven die invallen op een onderwaterdam bestaande uit geotextiele containers (golfransmissie);
- de draagkracht van de bodem, waarop geconstrueerd wordt;
- verdere specificatie van het sediment (korrelgroottes);
- het optreden van ontgrondingskuilen voor en achter de onderwaterdam;
- het versteilen van de noordoostelijke geulwand;
- de plaatsingsnauwkeurigheid van de geotextiele containers met het geleide systeem.

Verder wordt er ook aangeraden om de volgende onderwerpen verder te onderzoeken:

- de stabiliteit van geotextiele containers onder golven en stroming;
- de uitvoering van de onderwaterdam met geotextiele containers;
- het te gebruiken geotextiele doek voor de geotextiele containers;
- de kosten analyse met betrekking tot het gebruik van geotextiele containers in plaats van breuksteen of betonelementen;
- een risico analyse met betrekking tot de kans op schade van de geotextiele containers als gevolg van scheepvaart, vissers en toerisme.

Literatuurlijst

- [1] Bezuijen, A., 2001, Delft Cluster (DC1-321 –4), Brutusbak proeven, Delft.
- [2] Clements, P., 2005, Van den Herik B.V., Geleide geotextiele container: Het gecontroleerd plaatsen van geo-elementen, Sliedrecht.
- [3] D'Angremond, K. en van Roode, F.C., 2001, Breakwaters and closure dams, Delft.
- [4] CUR, 2006, concept CUR-publicatie, Ontwerpen met Geotextiele zandelementen, Gouda.
- [5] Hordijk, D., 2002, Geulwandsuppletie Oostgat Westerschelde, Werkendam.
- [6] Klein Breteler, M., Stolk, C. en de Groot, M.B., 2003, Delft Cluster (DC1-321 –12), Afrondende studies geotextiele containeronderzoek, Delft.
- [7] Klein Breteler, M., Uittenboogaard, R.E. en Eysink, W.D., 2001, Delft Cluster (DC1-321 –5), Storten in golven en stromen, Delft.
- [8] Lambeek, J.J.P. en Klein Breteler, M., 2001, Delft Cluster (DC1-321 –7), Geotechnische stabiliteit geotextiele containers, Delft.
- [9] Pilarczyk, K.W., 2000, Geosynthetics and Geosystems in Hydraulic and Coastal Engineering, Delft.
- [10] RIKZ, 2001, Hydraulische Randvoorwaarden 2001 voor het toetsen van primaire waterkeringen, Delft.
- [11] Ruig de, J.H.M. en Roelse, P., 1992, Zeewaartse kustverdediging Zeeuwsch-Vlaanderen, Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat, Delft.
- [12] Van de Graaff, J., 2004, Coastal morphology and coastal protection, Delft.

Figurenlijst

Hoofdstuk 1

- figuur 1.1: Zandsuppletie voor de Nederlandse kust (bron RIKZ)
- figuur 1.2: Golfbrekers voor de kust van Mexico bestaande uit geotextiele containers (bron Nicolon)
- figuur 1.3: Golfbrekers voor de kust van Mexico bestaande uit geotextiele containers (bron Nicolon)
- figuur 1.4: Overzichtkaart zuidwestkust Walcheren met de getijgeul Oostgat

Hoofdstuk 2

- figuur 2.1: Golfmeetstations in de Noordzee (bron www.golfklimaat.nl)
- figuur 2.2: Maatgevende golfval richtingen ten opzichte van het studiegebied met Jarkus raaien
- figuur 2.3: Dwarsprofiel noordoostelijke geulwand Oostgat en duin van onderzoek gebied

Hoofdstuk 3

- figuur 3.1: Ontgrondingkuil achter dam
- figuur 3.2: Instellen evenwichtsprofiel na een storm

Hoofdstuk 4

- figuur 4.1: Afmetingen en krachten werkende op de onderwaterdam
- figuur 4.2: Drukverschil over een geotextiele container onder een golf
- figuur 4.3: Vorm en afmetingen geotextiele container na plaatsing bij een vullingsgraad van 0.80
- figuur 4.4: Schaalproef met storten van geotextiele containers bij stroming

Hoofdstuk 5

- figuur 5.1: Profiel versteiling zuidwestkust Walcheren (bron RIKZ)



Tabellenlijst

Hoofdstuk 2

- tabel 2.1: Windrichting afhankelijke kansverdeling van H_s
- tabel 2.2: Getij gegevens van het onderzoekgebied
- tabel 2.3: Gemiddelde diepteligging en dikte van de waterlagen bij een diepte van 10m (bron [5])
- tabel 2.4: Optredende gemiddelde stroomsnelheden tijdens springtij in cm/s in de laag van 0 tot 5m beneden het wateroppervlak (bron RIKZ)
- tabel 2.5: Taludwaarden voor de onderwateroever Oostgat

Hoofdstuk 3

- tabel 3.1: Hoogte van de transmissie golf (m) als functie van de waterstand en R_c

Hoofdstuk 4

- tabel 4.1: Afmetingen geotextiele container als functie van de vullingsgraad (bron [4])

Grafiekenlijst

Hoofdstuk 2

- grafiek 2.1: Percentage van de tijd dat een golfhoogte wordt overschreden
- grafiek 2.2: Periode van optreden H_s bij een ontwerp storm van 12 uur
- grafiek 2.3: Periode van optreden H_s bij een ontwerp storm van 8 uur
- grafiek 2.4: Periode van optreden H_s bij een ontwerp storm van 6 uur
- grafiek 2.5: Stroomsnelheden in m/s over de noordoostelijke geulwand Oostgat (bron [5])

Hoofdstuk 3

- grafiek 3.1: Periode van optreden van H_s bij een ontwerpstorm van 8 uur voor de kust van het onderzoek gebied
- grafiek 3.2: Hoogte transmissie golf als functie van de dam breedte
- grafiek 3.3: Sediment transport als functie van de diepte, $h=0m$ onder de kruin
- grafiek 3.4: Sediment transport als functie van de diepte, $h=0.5m$ onder de kruin
- grafiek 3.5: Sediment transport als functie van de diepte, $h=1.0m$ onder de kruin

Symbolenlijst

Romeinse letters

$\hat{a}_0$	amplitude verplaatsing	(m)
A	oppervlakte geotextiele container	(m ²)
b	breedte van de onderwaterdam	(m)
b	halve boog van een ellips	(m)
B	breedte kruin onderwaterdam	(m)
B	breedte geotextiele container	(m)
B_{tot}	totale breedte van de beschouwde laag geotextiele containers	(m)
c	concentratie distributie	(–)
c_a	concentratie in de bodemlaag	(m ³ / m ³)
c_v	consolidatiecoëfficiënt voor het korrelskelet bij ontlasting	(m ² / s)
C	Chézy coëfficiënt	(m ^{1/2} / s)
d	drainage afstand	(m)
d_c	dikte geotextiele container	(m)
d_g	halve golfhoogte	(m)
D_k	kenmerkende dikte van geotextiele container na storten	(m)
D_t	hoogte afschuifbare laag geotextiele containers	(m)
D_{50}	korreldiameter waarvan 50% van de korrels een kleinere diameter heeft	(μm)
D_{90}	korreldiameter waarvan 90% van de korrels een kleinere diameter heeft	(μm)
f	vulgraad	(–)
f	kans van optreden van de ontwerp storm per jaar	(–)
f	gemobiliseerde wrijvingscoëfficiënt tussen geotextiele containers	(–)
F	drukkracht op stapeling geotextiele containers	(kN / m)
$F_{h,r}$	maximale horizontale kracht tegen interne rotatie	(kN / m)
$F_{h,s}$	maximale horizontale kracht op de container voor afschuiven optreedt	(kN / m)
g	valversnelling	(m / s ²)
G	neerwaartse kracht als gevolg van het gewicht van de stapeling	(kN / m)
h	waterdiepte	(m)
H	hoogte geotextiele container	(m)
H_b	golfhoogte waarvoor breken optreedt	(m)
H_k	kritieke golfhoogte	(m)

H_s	significante golfhoogte	(m)
H_{si}	invallende golfhoogte	(m)
H_{so}	significante golfhoogte in diep water	(m)
H_t	transmissie golf	(m)
$H_{1/3}$	gemiddelde van de hoogste 1/3 van de golfhoogtes in een golfveld	(m)
I_t	het volume van een geotextiele container per strekkende meter	(m ³)
k	doorlatendheid van het vulmateriaal	(m / s)
k	golfgetal	(-)
K_t	transmissie coëfficiënt	(-)
L	golflengte	(m)
L_0	golflengte in diep water	(m)
n	poriëngehalte	(-)
Δn	afname poriëngehalte gedurende min of meer constante golbelasting	(-)
O	omtrek geotextiele container	(m)
p	kans van falen	(-)
P	druk op de stapeling geotextiele containers	(kN / m ²)
r	botom roughness	(m)
r	kromtestraal van de ellips op de horizontale as	(m)
R	de straal van de denkbeeldige cirkel bij 100% vulling	(m)
R_c	waterdiepte boven de onderwaterdam	(m)
S	totale lengte van het contactvlak tussen de geotextiele containers	(m)
S_b	bodem transport van het sediment	(m ³ / m / s)
T	golfperiode	(s)
T_d	kenmerkende drainage periode	(s)
T_L	economische levensduur van de onderwaterdam	(jaren)
T_n	kenmerkende verdichtingsperiode	(s)
u_{cr}	kritieke stroomsnelheid boven de kruin van de constructie	(m / s)
$\hat{u}_0$	amplitude stroomsnelheid	(m / s)
V	volume ontgrondingkuil	(m ³)
w	valsnelheid sediment deeltje	(m / s)
W	gewicht van de geotextiele container	(kN / m)
x	horizontale afstand tot duinvoet	(m)
y	diepte onder het waterniveau behorende bij het evenwichtsprofiel	(m)
z_*	Rouse getal	(-)

Griekse letters

α	taludhelling	($^{\circ}$)
α	eendimensionale compressibiliteit van het korrelskelet bij ontlasting	(m^2/kN)
β	afschuivingcoëfficiënt van de geotextiele containers	($^{\circ}$)
δ	dikte van de bodemlaag	(m)
Δ	relatieve dichtheid	($-$)
Δ_t	relatieve dichtheid van de geotextiele container	($-$)
Φ	wrijvingshoek van het zand	($^{\circ}$)
Φ	verwachtingswaarde van stijghoogteverschil over de containers	(m)
Φ_{s-g}	wrijvingshoek tussen de bodem en de geotextiele container	($^{\circ}$)
γ	dichtheid van het zand	(kg / m^3)
γ_w	dichtheid van het water	(kg / m^3)
κ	Von Karman coëfficiënt	($-$)
μ	ripple factor	($-$)
v	diepte gemiddelde stroomsnelheid	(m / s)
$\bar{v}_b$	gemiddelde stroomsnelheid in de bodemlaag	(m / s)
v_*	shear stress velocity	(m / s)
ρ	soortelijk gewicht water	(kg / m^3)
ρ_s	soortelijk gewicht sediment	(kg / m^3)
ξ	breaker index	($-$)
ψ	dilatantie hoek	($^{\circ}$)
ψ_0	generatie van wateroverspanning bij ongedraineerde toestand	($\text{N}/\text{m}^2\text{s}$)

Bijlagen

- Bijlage 1: Windrichtingafhankelijke simultane kansverdeling van $H_{1/3}$ voor SCW
- Bijlage 2: Getij waterstanden Westkapelle en Vlissingen
- Bijlage 3: Positie van de onderwaterdam in de dwarsdoorsnede van het duinprofiel
- Bijlage 4: Grafieken sediment transport als functie van de diepte
- Bijlage 5: CAD-tekening evenwichtsprofielen na stormvloed
- Bijlage 6: CAD-tekening voorontwerp onderwaterdam
- Bijlage 7: CAD-tekeningen alternatieven detail ontwerp onderwaterdam

Bijlage 1: SCW, windrichtingafhankelijke simultane kansverdeling van H1_3 en wind_dir, periode jaar

	0.00 - 45.00	45.00 - 90.00	90.00 - 135.00	135.00 - 180.00	180.00 - 225.00	225.00 - 270.00	270.00 - 315.00	315.00 - 360.00	all
0.00 - 1.00	7.116	8.748	7.579	10.117	13.725	13.461	5.206	5.885	71.837
1.00 - 2.00	2.875	2.551	0.254	0.274	3.221	7.928	3.981	3.662	24.746
2.00 - 3.00	0.295	0.131	0.000	0.000	0.048	0.619	1.075	0.861	3.030
3.00 - 4.00	0.040	0.004	0.000	0.001	0.000	0.031	0.150	0.141	0.368
4.00 - 5.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011	0.007	0.019
5.00 - 6.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6.00 - 7.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7.00 - 8.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8.00 - 9.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9.00 - 10.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
> 10.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
all	10.325	11.435	7.833	10.392	16.995	22.040	10.424	10.556	100.000

Bijlage 2: Getij waterstanden Westkapelle en Vlissingen

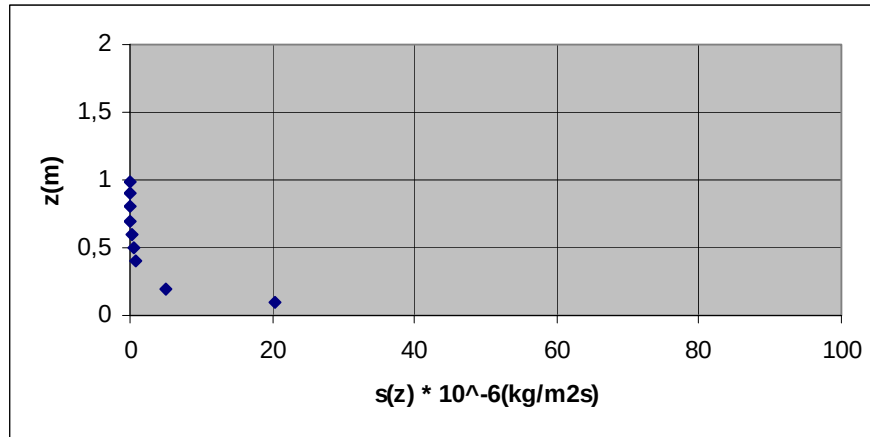
Westkapelle		Slotgemiddelden	
(Noordzee)		1991.0	
Algemene gegevens			
1 apr 1872	Aanvang waarnemingen		
1885	Peilschrijver geplaatst		
1 jan 1987	DNM geplaatst		
Gemiddelde waterstanden			
type tij	HW-stand cm + NAP	LW-stand cm + NAP	tijverschil cm
gemiddeld tij	179	-157	336
springtij	216	-175	391
doodtij	134	-129	263
gem. waterstand		-3	
Gemiddelde havengetallen			
waarden maansverloop			
type tij cq grootheid	HW-tijd u:min	tijd u:min	LW-tijd u:min
gemiddeld tij	0:35		7:06
springtij	0:29		6:58
doodtij	0:41		7:19
duur rijzing		5:54	
duur daling		6:31	
Gemiddelde over- en onderschrijdings frequentie per jaar			
geldig voor de toestand 1985			
overschrijding hoogwaterstanden		onderschrijding laagwaterstanden	
frequentie	stand cm + NAP	frequentie	stand cm + NAP
1x per 10.000 jaar	510	1x per 10 jaar	-270
1x per 4.000 jaar	490	1 x per jaar	-245
1x per 1.000 jaar	455		
1x per 100 jaar	405	LLWS 1985.0	-205
1x per 10 jaar	350		
1x per 2 jaar (grenspeil)	315		
1x per jaar	305		
basispeil	510		
ontwerppeil	490		

Vlissingen		Slotgemiddelden (Westerschelde) 1991.0	
Algemene gegevens			
1782	Aanvang waarnemingen		
26 jul 1877	Peilschrijver geplaatst		
11 nov 1986	DNM geplaatst		
Gemiddelde waterstanden			
type tij	HW-stand	LW-stand	tijverschil
	cm	cm	cm
	+ NAP	+ NAP	
gemiddeld tij	205	-181	386
springtij	243	-204	447
doodtij	155	-147	302
gem. waterstand		-1	
Gemiddelde havengetallen waarden maansverloop			
type tij cq grootheid	HW-tijd	tijd	LW-tijd
	u:min	u:min	u:min
gemiddeld tij	0:55		7:23
springtij	0:53		7:21
doodtij	0:55		7:30
duur rijzing		5:57	
duur daling		6:28	
Gemiddelde over- en onderschrijdings frequentie per jaar geldig voor de toestand 1985			
overschrijding hoogwaterstanden		onderschrijding laagwaterstanden	
frequentie	stand	frequentie	stand
	cm		cm
	+ NAP		+ NAP
1x per 10.000 jaar	550	1x per 100 jaar	-335
1x per 1.000 jaar	495	1x per 10 jaar	-305
1x per 100 jaar	440	1 x per jaar	-280
1x per 50 jaar	425		
1x per 20 jaar	400	LLWS 1985.0	-232
1x per 10 jaar	385		
1x per 5 jaar	370		
1x per 2 jaar (grenspeil)	350		
1x per jaar	330		
2x per jaar	320		
5x per jaar	305		
basispeil	550		
ontwerppeil	530		

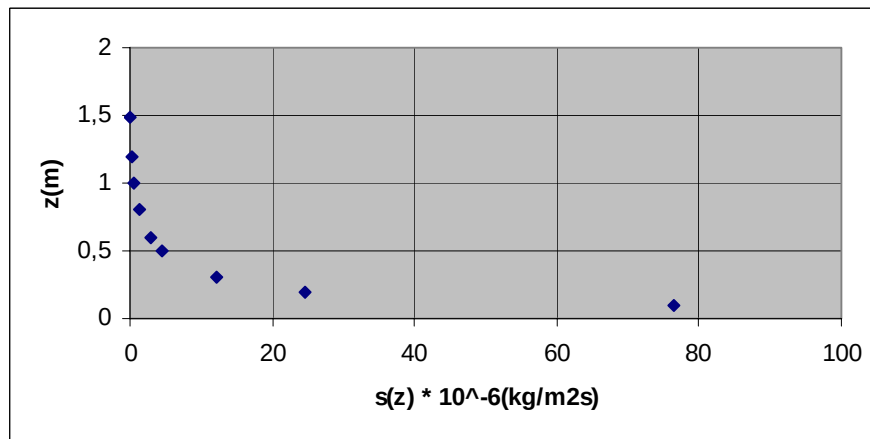


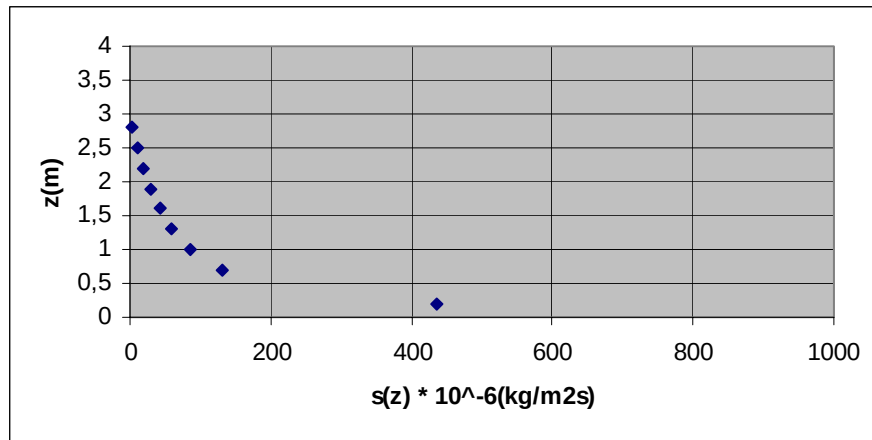
Bijlage 4: Grafieken sediment transport als functie van de diepte.

Diepte hangend strand t.o.v. bovenkant dam -1.0m, diepte bovenkant dam t.o.v. N.A.P. voor 3 situaties: N.A.P., -0.5m N.A.P., -1.0m N.A.P.

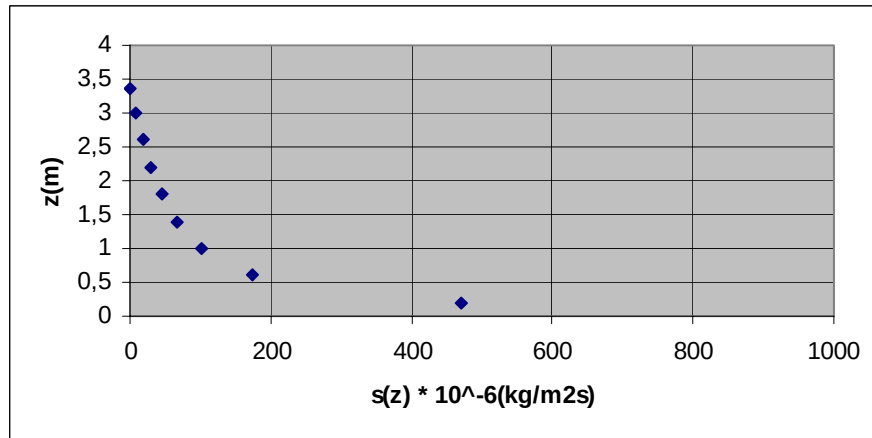


sediment transport als functie van de diepte t.o.v. N.A.P. : h=1.0m, H=0.3m

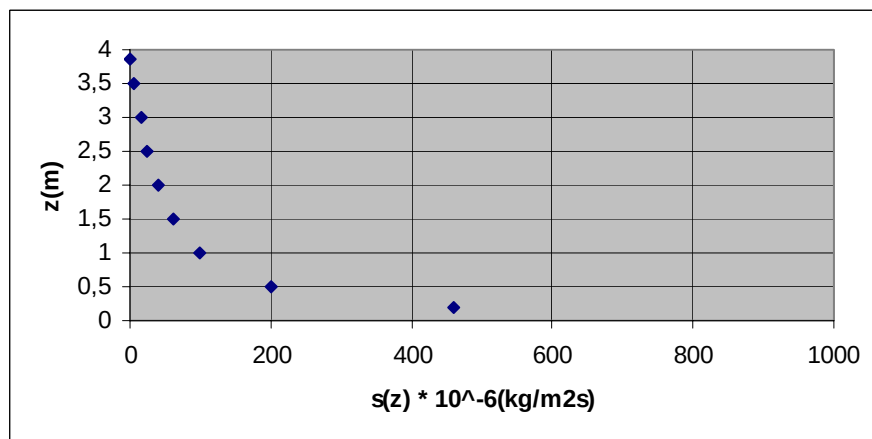




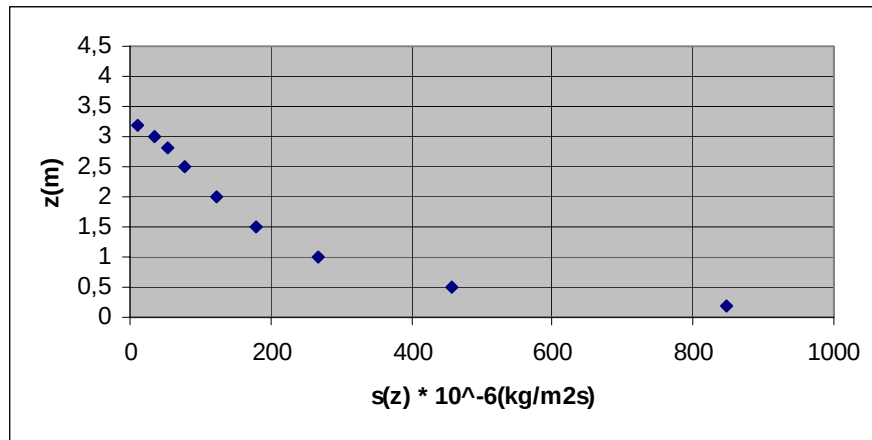
sediment transport als functie van de diepte t.o.v. G.H.W. : h=2.87m, H=1.4m



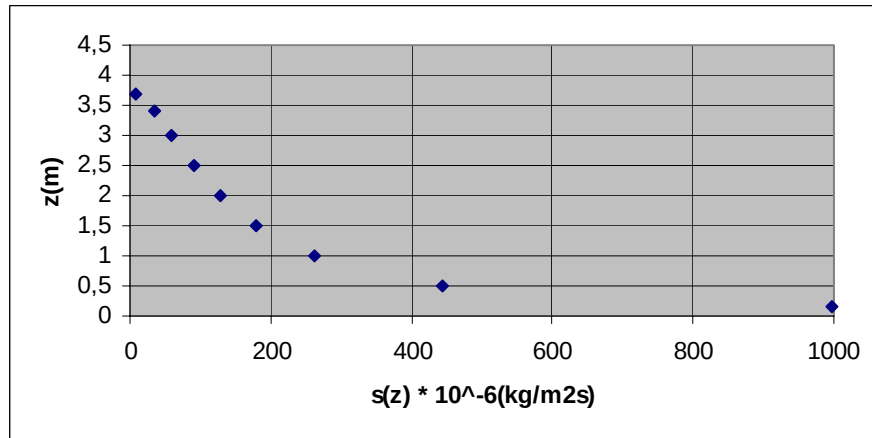
sediment transport als functie van de diepte t.o.v. G.H.W. : h=3.37m, H=1.6m



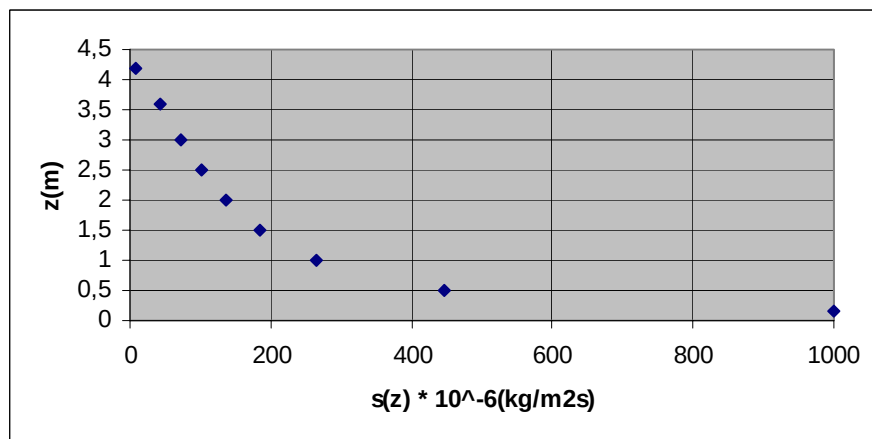
sediment transport als functie van de diepte t.o.v. G.H.W. : h=3.87m, H=1.8m



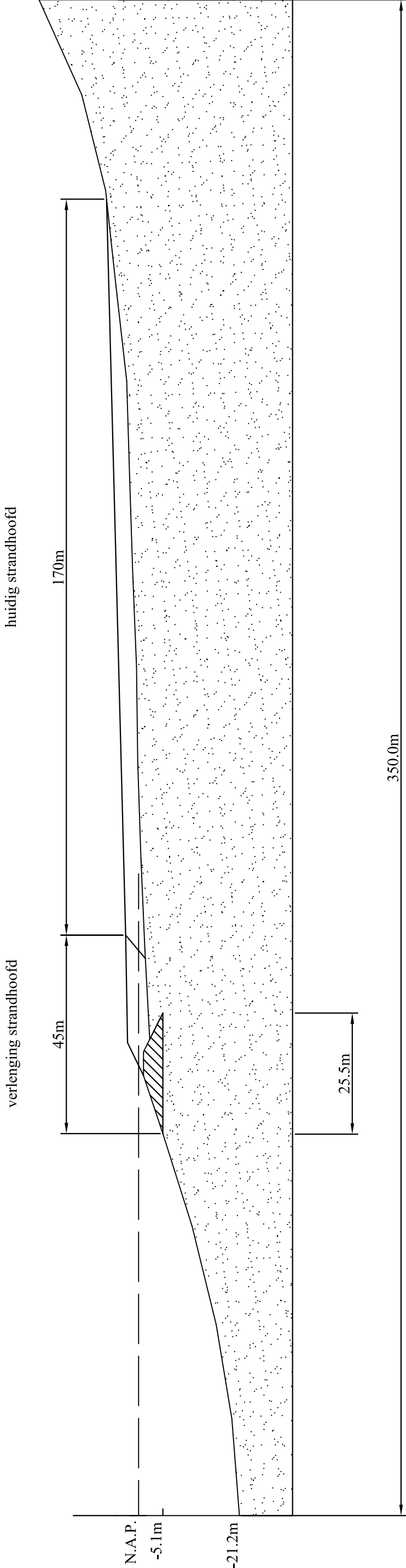
sediment transport als functie van de diepte t.o.v. G.H.H.W.S. : h=3.24m, H=1.94m



sediment transport als functie van de diepte t.o.v. G.H.H.W.S. : h=3.74m, H=2.14m



sediment transport als functie van de diepte t.o.v. G.H.H.W.S. : h=4.24m, H=2.34m

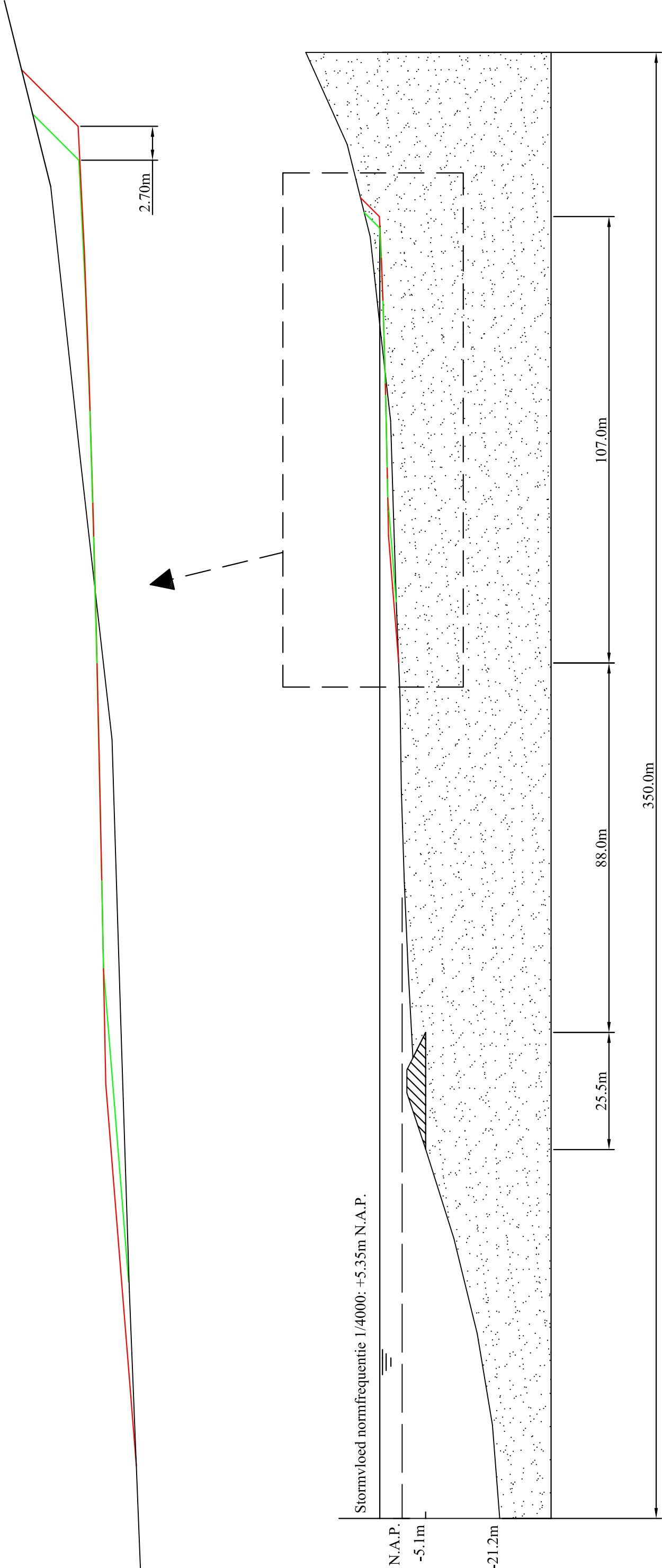


Bijlage 3	
Ligging onderwaterdam	Richard de Rover
formaat: A3	
Van den Herik	TU Delft
	studnr: 9712348
datum: 20-06-2006	
Sliedrecht	

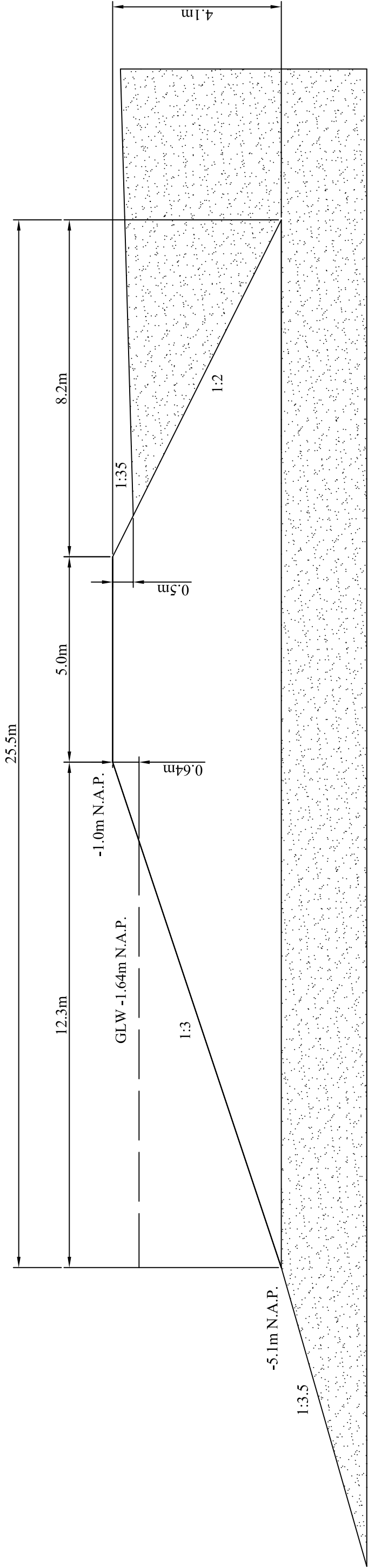
_____huidig duinprofiel

_____evenwichtsprofiel na stormvloed bij huidige situatie

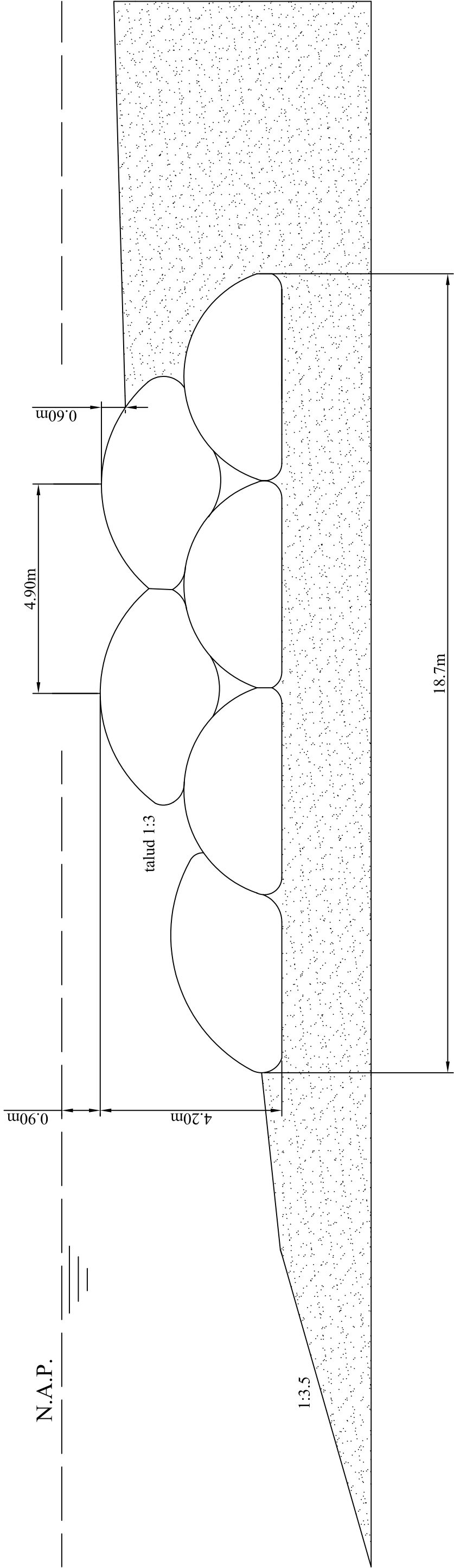
_____evenwichtsprofiel na stormvloed bij situatie met hangend strand



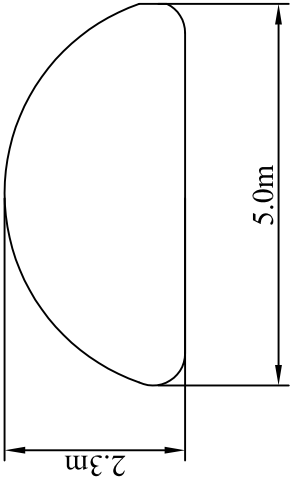
Bijlage 5			
Duinprofiel na stormvloed		Richard de Rover	
formaat: A3		studnr: 9712348	
Van den Herik	TU Delft	datum: 20-06-2006	
		Sliedrecht	



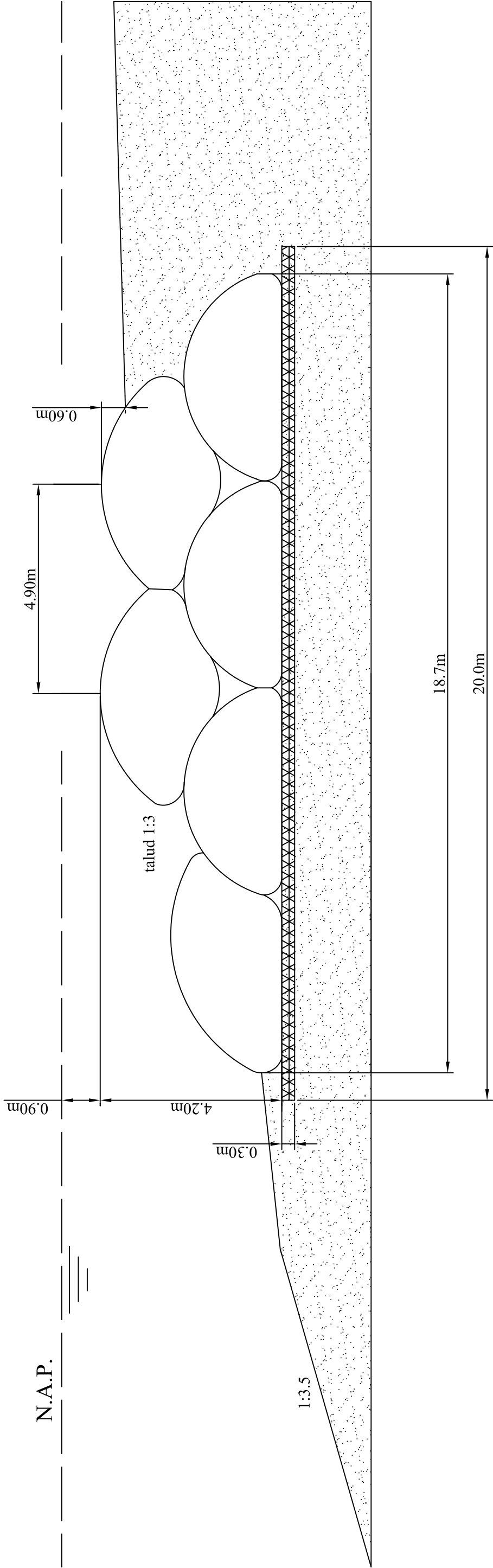
Bijlage 6		
Voorontwerp onderwaterdam		Richard de Rover
formaat: A3	schaal 1:100	studnr: 9712348
Van den Herik	TU Delft	datum: 20-06-2006
		Sliedrecht



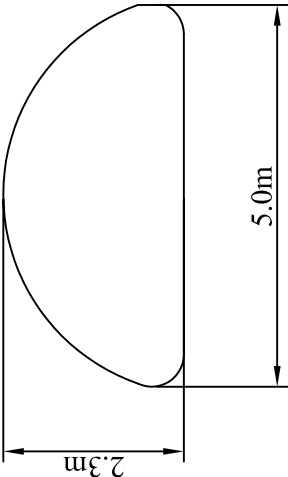
Dwarsdoorsnede geocontainer



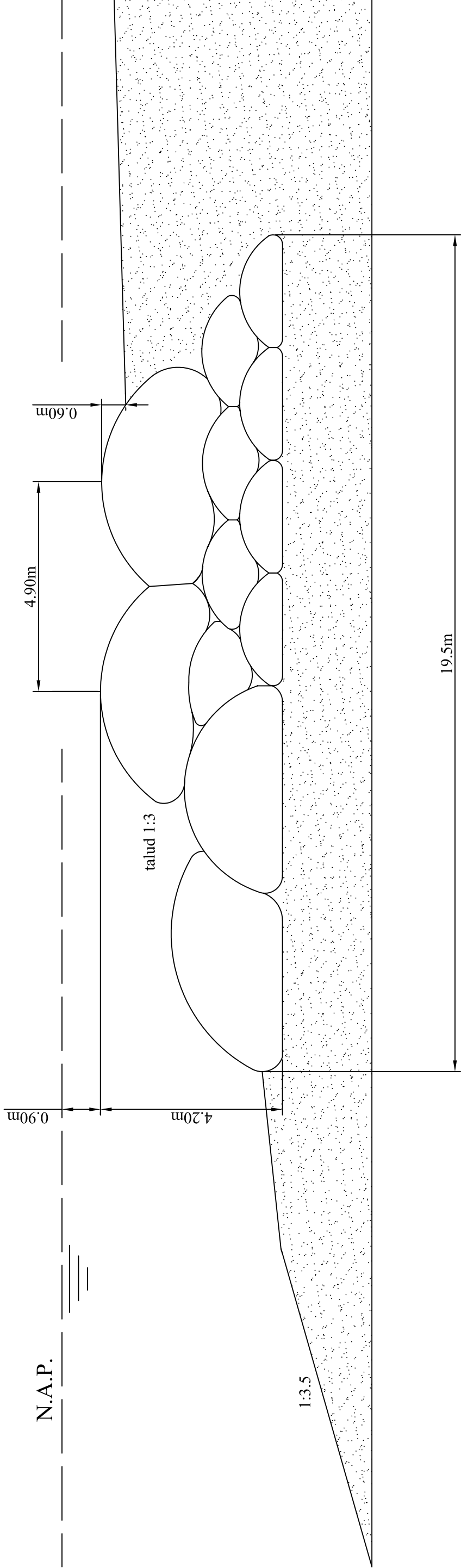
Bijlage 7			
Alternatief onderwaterdam 1		Richard de Rover	
formaat: A3	schaal 1:100	studnr.: 9712348	
Van den Herik	TU Delft	datum: 20-06-2006	
		Sliedrecht	



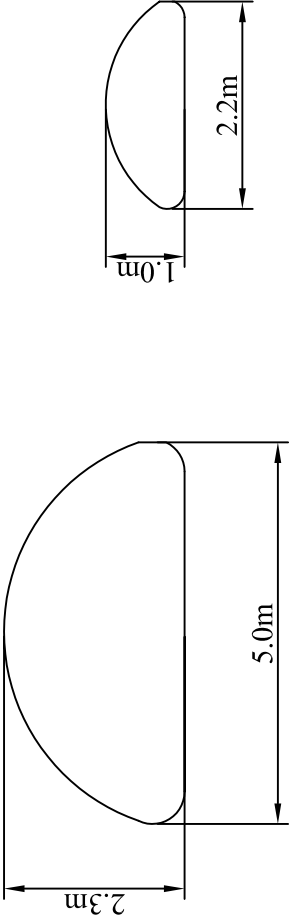
Dwarsdoorsnede geocontainer



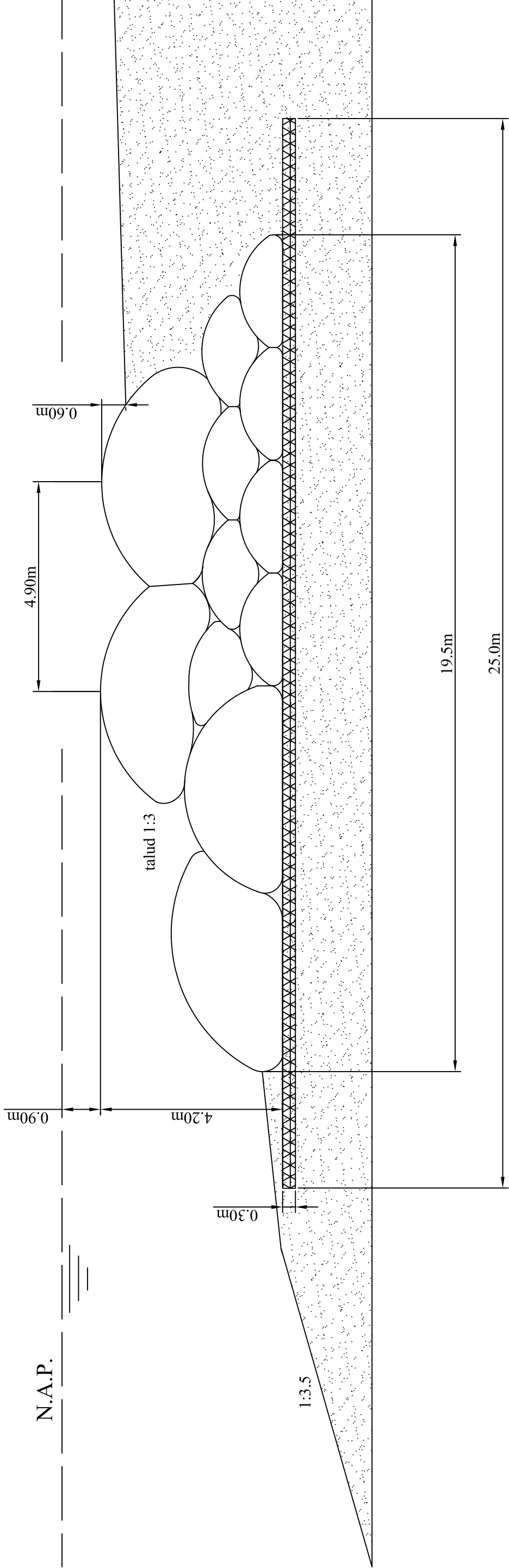
Bijlage 7			
Alternatief onderwaterdam 2		Richard de Rover	
formaat: A3	schaal 1:100	studnr: 9712348	
Van den Herik	TU Delft	datum: 20-06-2006	
		Sliedrecht	



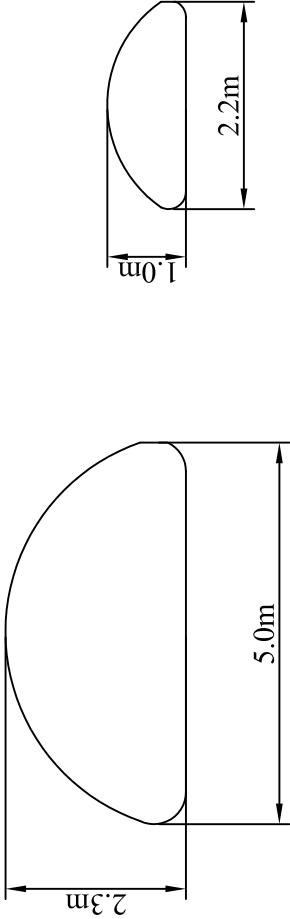
Dwarsdoorsnede geocontainers



Bijlage 7			
Alternatief onderwaterdam 3		Richard de Rover	
formaat: A3	schaal 1:100	studnr: 9712348	
Van den Herik	TU Delft	datum: 20-06-2006	
		Sliedrecht	



Dwarsdoorsnede geocontainers



Bijlage 7			
Alternatief onderwaterdam 4		Richard de Rover	
formaat: A3	schaal 1:100	studnr: 9712348	
Van den Herik	TU Delft	datum: 20-06-2006	
		Sliedrecht	