

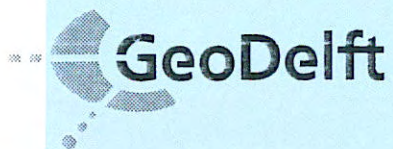
Opdrachtgever:

Rijkswaterstaat Zeeland (PBZ)

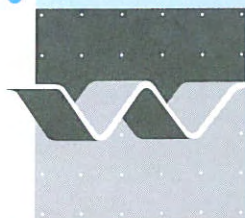
Stabiliteit van gezette steenbekledingen op havendammen

Afleiding van een verbeterde toetsmethode van de toplaag

februari 2006



H4432



wL | delft hydraulics

Opdrachtgever:

Rijkswaterstaat Zeeland (PBZ)

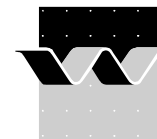
Stabiliteit van gezette steenbekledingen op havendammen

Afleiding van een verbeterde toetsmethode van de toplaag

C. Kuiper, M. Klein Breteler, L.N. Booster (GeoDelft), W. Eysink

rapport

februari 2006



OPDRACHTGEVER:	Rijkswaterstaat Zeeland (Projectbureau Zeeweringen)				
TITEL:	Stabiliteit van gezette steenbekledingen op havendammen Afleiding van een verbeterde toetsmethode van de toplaag				
SAMENVATTING:	<p>In Zeeland zijn er vele havendammen die de primaire waterkering plaatselijk beschermen tegen grote golfaanval. Zelfs onder maatgevende omstandigheden zijn vele van deze dammen nog hoog genoeg om een belangrijke reducerende werking te hebben op de inkomende golven. Uiteraard kan de invloed van de golfreducerende werking van havendammen alleen in rekening gebracht worden in de veiligheidstoetsing, als de havendam en de daarop aanwezige steenzetting in stand blijven onder de maatgevende omstandigheden. Daarom is in 2002 een eenvoudige (conservatieve) toetsmethode voor havendammen ontwikkeld (Klein Breteler 2002).</p> <p>In dit onderzoek is een nieuwe toetsmethode ontwikkeld, op basis van resultaten van kleinschalige modelproeven in de Scheldegoet en Zsteen-berekeningen. Tijdens dit kleinschalige modelonderzoek zijn 4 havendam-configuraties getest waarbij drukken zijn gemeten op de kruin, het binnentalud en op de binnenberm. Deze gemeten drukken zijn gebruikt als invoer voor het rekenmodel Zsteen, waarmee vervolgens het stijghoogteverschil over de toplaag en de blokbeweging berekend is. GeoDelft heeft deze berekeningen uitgevoerd en heeft hiervoor Zsteen aangepast zodat het programma geschikt werd voor het doorrekenen van havendammen. De resultaten van deze Zsteen-berekeningen zijn samen met de beschikbare Deltagootresultaten gebruikt voor het aanpassen van de toetsmethode.</p> <p>Met een theoretische beschouwing is de invloed van oneffenheden (uitstekende stenen in het taludoppervlak) bepaald. Een praktische methode voor het beoordelen van de stabiliteit van uitstekende stenen is toegevoegd aan de toetsmethode.</p> <p>Aansluitend zijn grootschalige verificatieproeven uitgevoerd in de Deltagoot, om de toetsmethode te kunnen controleren. Deze grootschalige proeven zijn uitgevoerd voor één configuratie met verschillende waterstand-golfhoogte combinaties. De toetsmethode blijkt goed overeen te komen met de resultaten uit het Deltagootonderzoek.</p> <p>In dit verslag zijn ook de resultaten opgenomen van de aanvullende studie van mei 2005 (contract ZLAO 35050044 van 22 maart 2005).</p>				
REFERENTIES:	Offerte met kenmerk MCI02242/H4432/MKB/rr d.d. 9 maart 2004 Contract nr. ZLA-5817 gezonden per brief d.d. 6 april 2004 Projectleider van RWS: Y. Provoost				
VER	AUTEUR	DATUM	OPMERK.	REVIEW	GOEDKEURING
1	C. Kuiper	augustus 2004	meetverslag	M. Klein Breteler	W.M.K. Tilmans
2	C. Kuiper	november 2004	concept-04	E.M. Coeveld	W.M.K. Tilmans
4	C. Kuiper	augustus 2005	concept-05	H.J. Verheij	W.M.K. Tilmans
5	C. Kuiper, M. Klein Breteler, W. Eysink L.N. Booster (GD)	februari 2006	definitief	H.J. Verheij	W.M.K. Tilmans
PROJECTNUMMER:	H4432				
TREFWOORDEN:	Golfbrekers, Toetsmethode, Steenzettingen, Zsteen				
AANTAL BLADZIJDEN:	193				
VERTROUWELIJK:	<input type="checkbox"/> JA, tot (datum)		<input checked="" type="checkbox"/> NEE		
STATUS:	<input type="checkbox"/> VOORLOPIG	<input type="checkbox"/> CONCEPT	<input checked="" type="checkbox"/> DEFINITIEF		

Inhoud

Lijst van symbolen

Lijst van figuren entabellen

1	Inleiding	1
2	Beschrijving kleinschalig modelonderzoek.....	3
2.1	Modelopstelling	3
2.2	Drukopnemers.....	4
2.3	Snelheidsmeters en laagdiktemeters	5
2.4	Proevenprogramma.....	6
2.5	Resultaten	7
3	Zsteen berekeningen.....	9
3.1	Beschrijving rekenmodel	9
3.2	Uitgangspunten	10
3.3	Resultaten	13
3.3.2	Betrouwbaarheid resultaten	18
3.4	Globale trends.....	19
3.4.1	Invloed leklengte	19
3.4.2	Invloed waterstand.....	21
3.4.3	Brekerparameter	21
3.4.4	Invloed geometrie	23
3.5	Stabiliteitscriterium.....	25
4	Grootschalige verificatie in de Deltagoot.....	27
4.1	Modelopstelling	27
4.2	Metingen.....	29
4.2.1	Drukopnemers.....	29
4.2.2	Golfhoogtemeters	30

4.2.3	Bepalen van schade aan de toplaag	30
4.3	Proevenprogramma	31
4.4	Resultaten Deltagootonderzoek.....	32
4.4.1	Schade–ontwikkeling tijdens Serie 1: waterstand op kruinniveau.....	32
4.4.2	Schade–ontwikkeling tijdens Serie 2: waterstand onder de kruin	35
4.4.3	Schade–ontwikkeling tijdens Serie 3: waterstand boven de kruin	37
4.4.4	Vergelijking proefresultaten met oude toetsmethode	37
4.4.5	Stijghoogteverschil over de toplaag	37
4.5	Resultaten Zsteen-berekeningen.....	39
4.6	Vergelijking resultaten grootschalig en kleinschalig modelonderzoek	42
5	Aanpassing van toetsmethode	43
5.1	Oude toetsmethode.....	43
5.2	Beschikbare resultaten van Deltagootproeven	46
5.3	Aanpassing van de toetsmethode	48
5.4	Locatie op binnentalud waar de belasting optreedt	52
5.5	Geldigheidsgebieden	54
5.6	Geavanceerde toetsmethode.....	54
5.7	Aangepaste toetsmethode voor het buitentalud.....	55
6	Conclusies.....	57

Referenties

A	Tabellen	A–1
B	Figuren	B–1
C	Foto's	C–1
D	Vergelijking tussen kleinschalig en grootschalig model	D–1

E	Afleiding toetsmethode voor ribbels.....	E-1
E.1	Invloed van het uitsteken van een element op de stabiliteit.....	E-1
E.2	Bepaling van de watersnelheid op de kruin en binnentalud.....	E-1
E.2.1	Methoden 1-3	E-2
E.2.2	Methoden 4-5	E-3
E.2.3	Analyse van de gebruikte methoden	E-3
E.3	Algemene formule voor bepalen snelheid	E-4
E.4	Toelaatbare mate van uitsteken van blokken	E-7
E.5	Toetsmethode.....	E-9
F	Invloed locatie van de spleten	F-1
F.1	Invloed van locatie van de spleten.....	F-1
F.2	Locatie van de blokbeweging	F-2
G	Kleinschalig modelonderzoek	G-1
G.1	Modelopstelling	G-1
G.2	Metingen.....	G-2
G.2.1	Drukopnemers.....	G-2
G.2.2	Snelheidsmeters en laagdiktemeters	G-4
G.2.3	Golfhoogtemeters	G-4
G.2.4	Bemonsteringsfrequentie	G-4
G.3	Faciliteit.....	G-4
G.4	Proevenprogramma.....	G-5
G.5	Resultaten	G-6
G.5.1	Meetsignalen.....	G-6
G.5.2	Zerolevel.....	G-7
G.5.3	Beschrijving databestanden	G-7
H	Analytische bepaling van stabiliteit uitstekende steen.....	H-1

H.1	Inleiding	H-1
H.2	Stabiliteit van een uitstekende steen.....	H-2
H.3	Stijghoogte in het filter	H-3
H.4	Krachtenevenwicht van uitstekende steen.....	H-8
H.5	Conclusie.....	H-14
I	Stabiliteit van het buitentalud	I-1

Lijst van Symbolen

<i>Symbol</i>	<i>Eenheid</i>	<i>Betekenis</i>
A	m^2	oppervlak van de zuil
b	m	filterlaagdikte
B	m	breedte van het blok
B_{ϕ_a}	m	breedte van de strook voor de uitstekende steen waar een verhoogde stijghoogte aanwezig is
$B_{\phi_{op}}$	m	breedte waarover de stijghoogteverlaging als gevolg van stroming geldt: $B_{\phi_{op}} \approx 5d_r$
c	-	coëfficiënt
C_L	-	liftcoëfficiënt
D	m	gemiddelde dikte van de steenbekleding/toplaag
D_{15}	m	korrelgrootte van het inwasmateriaal dat door 15% van de diameters wordt onderschreden
D_{f15}	m	korrelgrootte van het filter dat door 15% van de diameters wordt onderschreden
d_r	m	mate waarin uitstekende steen uitsteekt boven zijn omgeving
f	-	wrijvingscoëfficiënt ($\approx 0,5$)
g	m/s^2	gravitatie versnelling
h	m	waterstand ten opzichte van de gootbodem
h_b	m	hoogte van de berm t.o.v. waterstand
h_c	m	hoogte van de kruin t.o.v. waterstand
h_{kr}	m	absolute hoogte van de kruin (t.o.v. de gootbodem)
H_{m0}	m	significante golfhoogte aan de zeezijde van de havendammen op basis van golfenergie (frequentie domein)
H_{max}	m	maximale golfhoogte uit de tijdserie
H_s	m	significante golfhoogte bij de teen van het talud aan de zeezijde; in dit rapport geldt: $H_s = H_{m0}$
k	m/s	doorlatendheid van het filter
k'	m/s	doorlatendheid van de toplaag
L	m	lengte van het blok
L_{op}	m	golflengte, omgerekend naar diep water op basis van de piekperiode T_p
n_l	-	schalingsfactor
n	-	porositeit van het filter
n_i	-	porositeit van het inwasmateriaal
N	-	aantal golven in de proef
s_{op}	-	golfsteilheid op basis van de golflengte op diepwater H_s/L_{op}
$T_{m-1,0}$	s	spectrale golfperiode
T_p	s	golfperiode bij de piek van het spectrum

<i>Symbol</i>	<i>Eenheid</i>	<i>Betekenis</i>
u	m/s	watersnelheid op de kruin
u_{max}	m/s	maximale snelheid van de watertong uit de metingen
$u_{2\%}$	m/s	watersnelheid die door 2% van de inkomende golven wordt overschreden
X	m	coördinaat gemeten vanaf de teen van de constructie
Y	m	coördinaat dwars op de goot t.o.v de linker gootwand, gezien vanaf het golfschot
Y_{max}	m	maximale blokbeweging
Z	m	coördinaat loodrecht op de gootbodem t.o.v de gootbodem
$z_{2\%}$	m	golfploopniveau ten opzichte van SWL dat door 2% van de golven wordt overschreden
z_{bel}	m	niveau op binnentalud waar grote stijghoogteverschillen optreden

Griekse tekens:

α	-	hoek die het talud maakt met de gootbodem
Δ	-	relatieve soortelijke massa onder water = $(\rho_s - \rho) / \rho$
γ_f	-	reductiefactor voor de invloed van de ruwheid van het talud
γ_b	-	reductiefactor voor de invloed van een berm
γ_β	-	reductiefactor voor de invloed van scheef inkomende golven
ϕ	m	stijghoogte in het filter
ϕ'	m	stijghoogte op de toplaag
ϕ_a	m	stijghoogte tegen de bovenstroomse zijde van de uitstekende steen
ϕ_{amax}	m	maximaal toelaatbare stijghoogte tegen de bovenstroomse zijde van de uitstekende steen
ϕ_{op}	m	maximale stijghoogteverlaging boven de uitstekende steen
ϕ_{max}	m	maximaal stijghoogteverschil over de toplaag als gevolg van uitstekende steen
ϕ_{toe}	m	stijghoogteverschil als gevolg van verhinderde toestroming
ϕ_{traag}	m	stijghoogteverschil als gevolg van traagheid
$\phi_{w2\%}$	m	stijghoogteverschil met 2% overschrijdingsfrequentie
Λ	m	leklengte van de constructie
ξ_{op}	-	brekerparameter = $\tan \alpha / \sqrt{s_{op}}$
ρ_s	kg/m ³	soortelijke massa van steen in de toplaag
ρ	kg/m ³	soortelijke massa van water
Ω	%	open oppervlak

Lijst van Tabellen

Tabellen in de tekst:

Tabel 2.1	Proevenprogramma
Tabel 3.1	Eigenschappen van steenzetting met korte lek lengte
Tabel 3.2	Eigenschappen van steenzetting met lange lek lengte
Tabel 3.3	Gekozen golfdrukbestanden Scheldegoot
Tabel 3.4	Maximale individuele blokbeweging [mm] op de kruin voor $\Lambda = 0,42$ m
Tabel 3.5	Maximale individuele blokbeweging [mm] op de kruin voor $\Lambda = 1,05$ m
Tabel 3.6	Maximale individuele blokbeweging [mm] op het binnentalud voor $\Lambda = 0,42$ m
Tabel 3.7	Maximale individuele blokbeweging [mm] op het binnentalud voor $\Lambda = 1,05$ m
Tabel 3.8	Maximale individuele blokbeweging [mm] op de binnenberm voor $\Lambda = 0,42$ m
Tabel 3.9	Maximale individuele blokbeweging [mm] op de binnenberm voor $\Lambda = 1,05$ m
Tabel 3.10	Maximale individuele blokbeweging [mm] op binnentalud beneden de berm voor $\Lambda = 0,42$ m
Tabel 3.11	Maximale individuele blokbeweging [mm] op binnentalud beneden de berm voor $\Lambda = 1,05$ m
Tabel 3.12	Toename of afname van Y_{\max}/D bij toenemende ξ_{op}
Tabel 4.1	Gemeten golfparameters voor de uitgevoerde proeven
Tabel 4.2	Waterpassing van gemerkte stenen in de kruin en het binnentalud van de havendam bij waterstand op kruinniveau
Tabel 4.3	Waterpassingen van gemerkte stenen in de kruin en het binnentalud van de havendam bij waterstand onder kruinniveau (Proef P11 tot en met P13) en boven kruinniveau (Proef P21)
Tabel 4.4	Ingevoerde eigenschappen van de toplaag en berekende lek lengte in Zsteen
Tabel 4.5	Blokbewegingen Deltagoot berekeningen
Tabel 4.6	Omgerekende blokbewegingen Deltagoot voor 1000 golven
Tabel 4.7	Met Zsteen berekende maximale stijghoogteverschillen
Tabel 4.8	Gemeten maximale stijghoogteverschillen (zie Figuur B21)
Tabel 5.1	Deltagootproeven betreffende Urk en Ketelhaven (modelwaarden)
Tabel 5.2	Vergelijking toetsmethoden met Deltagootresultaten m.b.t. de kruin
Tabel 5.3	Vergelijking toetsmethoden met Deltagootresultaten met betrekking tot het binnentalud
Tabel 5.4	Range van $H_s/\Delta D$ -waarden waarvoor Zsteen een blokbeweging berekent van $1 < Y_{\max}/D < 0,3$ (twijfelachtige gebied)

Tabellen in Bijlage A 'Tabellen':

Tabel A1	Locatie van de instrumenten voor Configuratie 1
Tabel A2	Locatie van de instrumenten voor Configuratie 2
Tabel A3	Locatie van de instrumenten voor Configuratie 3
Tabel A4	Locatie van de instrumenten voor Configuratie 4
Tabel A5	Beschikbaarheid weergegeven per proef van de metingen van frontsnelheden en laagdiktes
Tabel A6	Locatie van de drukopnemers bij testen Havendambekleding, Serie 1
Tabel A7	Locatie van de drukopnemers bij testen Havendambekleding, Serie 2 en Serie 3

Lijst van Figuren

Figuren in de tekst:

- Figuur 1.1 Harlingen met havendammen voor een groot deel van de stad
- Figuur 1.2 Havendam van Ketelhaven
- Figuur 2.1 Definitie van de variabelen
- Figuur 2.2 Definitie van buitentalud, binnenkruinlijn en berm
- Figuur 2.3 Schets van de drukopnemer met ribbeltje
- Figuur 2.4 Detailfoto van de drukopnemer met ribbeltje
- Figuur 3.1 Delen van de havendam
- Figuur 3.2 Invloed leklengte op maximale individuele blokbeweging (mm)
- Figuur 3.3 Invloed waterstand op maximale individuele blokbeweging (mm)
- Figuur 3.4 Invloed brekerparameter, ξ_{op} , op de berekende blokbeweging op de kruin ($\Lambda = 0.42$ m)
- Figuur 3.5 Invloed brekerparameter, ξ_{op} , op de berekende blokbeweging het binnentalud ($\Lambda = 0.42$ m)
- Figuur 3.6 Invloed brekerparameter, ξ_{op} , op de berekende blokbeweging op de kruin ($\Lambda = 1.05$ m)
- Figuur 3.7 Invloed brekerparameter, ξ_{op} , op de berekende blokbeweging het binnentalud ($\Lambda = 1,05$ m)
- Figuur 3.8 Invloed vormgeving kruin op maximale individuele blokbeweging (mm)
- Figuur 3.9 Invloed helling buitentalud op maximale individuele blokbeweging (mm)
- Figuur 4.1 Locatie van drukopnemers tijdens Proevenserie 1
- Figuur 4.2 Verplaatsing van de stenen die meer dan 3 mm omhoog gekomen zijn
- Figuur 4.3 resultaten van Deltagootproeven in vergelijking tot oude toetsmethode van Klein Breteler (2002)
- Figuur 4.4 Schematische weergave correctie voor drukopnemers die boven de waterlijn zitten; Proef P11
- Figuur 4.5 Gemeten 2%- stijghoogteverschil als functie van de locatie
- Figuur 5.1 Definitie van buitentalud, binnenkruinlijn en berm
- Figuur 5.2 Locatie van versterkte strook onder de binnenkruinlijn en de binnenberm
- Figuur 5.3 Toetsmethode van het binnentalud onder de waterlijn
- Figuur 6.1 Toetsmethode van het binnentalud tot $H_s/2$ onder de waterlijn
- Figuur 6.2 Toe te passen formules voor kruin en binnentalud per kruinhoogtecategorie en leklengte
- Figuur 6.3 Toe te passen formules voor de toetsing van het buitentalud
- Figuur 6.4 Zone op het binnentalud die getoetst moet worden
- Figuur 6.5 Oneffenheden in steenzetting op het binnentalud van belang als $d_r > 0,11D$.
- Figuur 6.6 Toetscriteria voor kruin en binnentalud boven de binnenberm

Figuren in Bijlage B 'Figuren':

- Figuur B1 Langsdoorsnede modelopstelling voor alle configuraties
- Figuur B2 Doorsnede en bovenaanzicht Configuratie 1
- Figuur B3 Doorsnede en bovenaanzicht Configuratie 2
- Figuur B4 Doorsnede en bovenaanzicht Configuratie 3

- Figuur B5 Doorsnede en bovenaanzicht Configuratie 4
- Figuur B6 Plaats van de drukopnemers in de instrumentplaat Configuratie 1
- Figuur B7 Plaats van de drukopnemers in de instrumentplaat Configuratie 2
- Figuur B8 Plaats van de drukopnemers in de instrumentplaat Configuratie 3 & 4
- Figuur B9 Detailtekening van de instrumentplaat met ribbeltje, Configuratie 1 tot en met Configuratie 4
- Figuur B10 Tijdseries Configuratie 1 en Configuratie 2; $s_{op} = 0.02$, $h_c/H_s = 2.0$
- Figuur B11 Tijdseries Configuratie 3 en Configuratie 4; $s_{op} = 0.02$, $h_c/H_s = 1.67$
- Figuur B12 Tijdseries Configuratie 1 en Configuratie 3; $s_{op} = 0.03$, $h_c/H_s = 1.00$
- Figuur B13 Tijdseries Configuratie 1 en Configuratie 3; $s_{op} = 0.03$, $h_c/H_s = 0.75$
- Figuur B14 Tijdseries Configuratie 3 en Configuratie 4; $s_{op} = 0.03$, $h_c/H_s = 0.50$
- Figuur B15 Tijdseries Configuratie 1 en Configuratie 2; $s_{op} = 0.03$, $h_c/H_s = 0.00$
- Figuur B16 Tijdseries Configuratie 1 en Configuratie 2; $s_{op} = 0.04$, $h_c/H_s = -1.0$
- Figuur B17 Dwarsdoorsnede van de modelopstelling in de Deltagoot, Serie 1
- Figuur B18 Zeefkromme van het filter- en inwasmateriaal
- Figuur B19 Dwarsdoorsnede van de modelopstelling in de Deltagoot, Serie 2 en Serie 3
- Figuur B20 Gemeten golfhoogte-overschrijdingskromme en energiedichtheidspectrum van Proef P03 (Deltagoot)
- Figuur B21 Gemeten stijghoogteverschil over de toplaag in de Deltagoot (max en overschrijding-frequentie van 0.5%)
- Figuur B22 Gemeten stijghoogteverschil over de toplaag in de Deltagoot (overschrijding-frequentie: 2% en 10%)
- Figuur B23 Met Zsteen berekende blokbeweging als functie van de belasting op de kruin
- Figuur B24 Met Zsteen berekende blokbeweging als functie van de belasting op het binnentalud
- Figuur B25 Met Zsteen berekende blokbeweging als functie van de belasting op de berm
- Figuur B26 Met Zsteen berekende blokbeweging als functie van de belasting op het binnentalud onder berm
- Figuur B27 Verschil tussen berekende blokbeweging bij een ronde en een rechte kruin, betreffende de stabiliteit van steenzetting op de kruin
- Figuur B28 Verschil tussen berekende blokbeweging bij een ronde en een rechte kruin betreffende de stabiliteit van steenzetting op het binnentalud
- Figuur B29 Stabiliteit als functie van kruinhoogte; kruin en binnentalud, met kleine leklengte
- Figuur B30 Stabiliteit als functie van kruinhoogte; kruin en binnentalud, met lange leklengte
- Figuur B31 Stabiliteit als functie van kruinhoogte; binnen berm en talud eronder, met korte leklengte
- Figuur B32 Stabiliteit als functie van kruinhoogte; binnen berm en talud eronder, met lange leklengte

Lijst met Foto's

Foto's in Bijlage C 'Foto's':

Figuur C1	Configuratie 1 na inbouw van de instrumenten
Figuur C2	Detailfoto van de ingebouwde instrumenten
Figuur C3	Configuratie 1 en Configuratie 2 tijdens het testen
Figuur C4	Configuratie 3 en Configuratie 4 tijdens het testen
Figuur C5	Bouw ondersteuning tweede vloer en gedichten van zand kern in Deltagoot
Figuur C6	Zetten van Basalton bekleding op de kruin voor Serie 1
Figuur C7	Havendam voor en tijdens testen van Serie 1
Figuur C8	Kruin tijdens Proef P02 en na Proef P03
Figuur C9	Schade na Proef P04
Figuur C10	Kruin van de havendam voor Serie 2
Figuur C11	Testen van de havendam tijdens Proef P11 (Serie 2)
Figuur C12	Schade na Proef P21 (Serie 3)

1 Inleiding

In Zeeland zijn er veel havendammen die de primaire waterkering plaatselijk beschermen tegen grote golfaanval. Zelfs onder maatgevende omstandigheden zijn veel van deze dammen nog hoog genoeg om een belangrijke reducerende werking te hebben op de inkomende golven. Deze golfreducerende werking is met name zeer welkom als de toetsing van de waterkering alleen tot het resultaat ‘goed’ kan leiden dankzij deze invloed van de havendam, en een ‘onvoldoende’ zou opleveren zonder deze havendam. Juist omdat havendammen de waterkering door havensteden beschermen, waar de werkzaamheden aan de waterkering vaak moeilijk en ongewenst zijn, is het belangrijk deze havendammen te betrekken in het waterkeringsysteem.

Uiteraard kan de invloed van de golfreducerende werking van havendammen alleen in rekening gebracht worden in de veiligheidstoetsing, als de havendam en de daarop aanwezige steenzetting in stand blijven onder de maatgevende omstandigheden.

In 2002 is een eenvoudige toetsmethode voor havendammen ontwikkeld (Klein Breteler, 2002). Die geeft echter doorgaans zeer conservatieve (veilige) toetsresultaten, omdat toen betrekkelijk weinig kennis voorhanden was over de stabiliteit van steenzettingen op havendammen. In dit verslag is het aspect “stabiliteit van toplaag” van die toetsmethode, op basis van kleinschalig modelonderzoek, numerieke berekeningen en een grootschalige verificatie, verfijnd. Dat zal er in de praktijk toe leiden dat meer steenzettingen op havendammen goedgekeurd kunnen worden en deze derhalve meegenomen kunnen worden in de veiligheidsbeschouwing van het hele waterkeringsysteem. Bovendien kan de methode ook in het ontwerp ingezet worden waarmee een robuuste constructie ontworpen kan worden, die niet overdreven zwaar is uitgevoerd.



Figuur 1.1, Harlingen met havendammen voor een groot deel van de stad

Het onderzoek is zo opgezet dat de resulterende methodiek en ontwikkelde gereedschappen breed toepasbaar zijn op vrijwel alle Nederlandse havendammen met steenzettingen (zonder verticale delen, zoals een kruinmuur). De kop van de havendam blijft vooralsnog buiten beschouwing.

Het onderzoek omvat 4 delen:

1. Het uitvoeren van kleinschalig modelonderzoek in de Scheldegoot van WL | Delft Hydraulics (WL), waarbij de belasting op de havendam is gemeten onder diverse omstandigheden. Ook de geometrie van de havendam is gevarieerd.
2. Het aanpassen van het rekenmodel Zsteen van GeoDelft (GD), zodat het geschikt is om op basis van de gemeten belasting op de havendam, de stijghoogteverschillen over de bekleding te berekenen. Tevens kan dit model de blokbeweging berekenen op basis waarvan een bestaande bekleding getoetst kan worden, en een nieuwe bekleding kan worden ontworpen. Dit deel van het onderzoek is uitgevoerd door GD.
3. Het verifiëren van de resultaten uit Zsteen aan de hand van grootschalig modelonderzoek in de Deltagoot van WL. Gezien de conflicterende schaalregels bij het bezwijken van steenzettingen is deze verificatie op grote schaal uitgevoerd.
4. Het opstellen van een verbeterde toets- en ontwerpmethodode voor de stabiliteit van de toplaag op havendammen.

Het doel van het onderzoek kan opgesplitst worden in 2 delen:

- A. De ontwikkeling van een praktisch bruikbaar rekenmodel (Zsteen) dat kan worden toegepast voor een geavanceerde toetsing van havendammen, met uitzondering van de kop van de havendammen. Hiertoe is de bestaande versie van Zsteen (versie 2.1.1.4) aangepast.
- B. Vervolgens is dit rekenmodel gebruikt om, op basis van de door Zsteen berekende blokbeweging voor diverse golfcondities en havendamconfiguraties, een toetsmethode te ontwikkelen waarmee snel een indruk van de stabiliteit verkregen kan worden.

Dit project is gezamenlijk uitgevoerd door WL en GD, met WL als hoofdaannemer.

Het onderhavige verslag beschrijft in hoofdstuk 2 het kleinschalig modelonderzoek, in hoofdstuk 3 de aanpassingen aan Zsteen en in hoofdstuk 4 het verificatieonderzoek in de Deltagoot. De nieuwe toetsmethode wordt in hoofdstuk 5 afgeleid en in hoofdstuk 6 staan de conclusies.



Figuur 1.2, Havendam van Ketelhaven

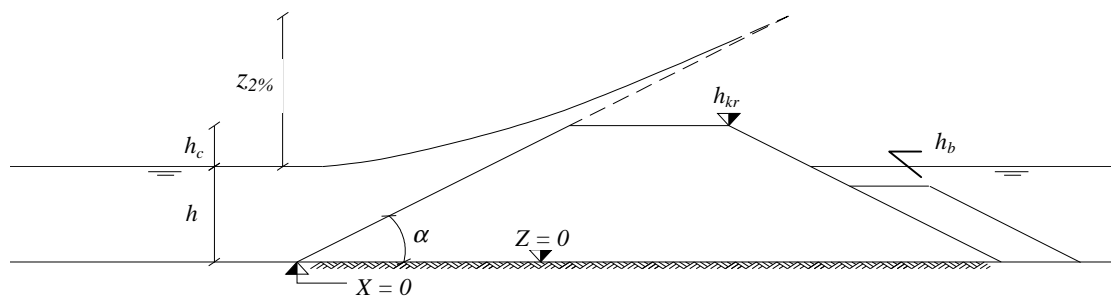
Het totale onderzoek is uitgevoerd onder leiding van M. Klein Breteler van WL. Het kleinschalig onderzoek in de Scheldegoot is uitgevoerd onder leiding van C. Kuiper van WL, de Zsteen berekeningen onder leiding van L.N. Booster van GD en het Deltagootonderzoek onder leiding van W. Eysink (WL). Het onderzoek werd namens de opdrachtgever (Projectbureau Zeeweringen van de Directie Zeeland van RWS) begeleid door dhr. J.C.P. Johanson en ir. R. 't Hart van de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat.

2 Beschrijving kleinschalig modelonderzoek

Door het relatief gladde oppervlak van steenzettingen, waarbij de stenen elkaar goed steunen, is de stroming tijdens golfloop, neerloop en overslag nauwelijks een bedreiging voor de stabiliteit. De primaire belasting wordt daarentegen gevormd door de druk (stijghoogte) op de toplaag als functie van de tijd en de plaats.

Het kleinschalig modelonderzoek had daarom als primair doel om de druk op de kruin en het binnentalud van diverse havendammen te leveren in de vorm van drukbestanden. Deze drukbestanden bevatten de gemeten druk (stijghoogte) als functie van de tijd op vele locaties op de havendam en vormen de input voor het rekenmodel Zsteen, waarmee het stijghoogteverschil over een steenzetting op de havendam en de blokbeweging berekend kan worden.

Pas als de steenzetting niet mooi vlak is gezet en er afzonderlijke stenen uitsteken boven de omgeving, wordt de watersnelheid over de kruin en het binnentalud belangrijk. Daartoe zijn ook de snelheden en het effect van oneffenheden in het kleinschalige model gemeten.



Figuur 2.1 Definitie van de variabelen (α kan ook helling van binnentalud zijn).

De schaal van de proeven was ongeveer 1:10 à 1:15, in vergelijking tot de Nederlandse havendammen.

In dit hoofdstuk is het modelonderzoek op hoofdlijnen beschreven. Voor alle details wordt verwezen naar bijlage G.

2.1 Modelopstelling

Voor het verkrijgen van de drukbestanden zijn voor vier configuraties kleinschalige modelproeven uitgevoerd. Een dwarsdoorsnede van het model is gegeven in figuur B1 in bijlage B 'Figuren'. Iedere configuratie is getest voor verschillende hydraulische randvoorwaarden. De vier configuraties die getest zijn kunnen als volgt worden samengevat:

Configuratie 1: Havendam met buitentalud van 1:3 en binnentalud van 1:3, waarbij de overgang van buitentalud naar kruin en van kruin naar binnentalud rond is gemaakt. De breedte van de kruin was 20 cm. De dwarsdoorsnede van deze configuratie is gegeven in figuur B2 in bijlage B 'Figuren'.

Configuratie 2: Havendam met buitentalud van 1:3 en binnentalud van 1:3; de kruin had een breedte van 20 cm en de bovenzijde was vlak (hoekige overgang van kruin naar talud). De dwarsdoorsnede van deze configuratie is gegeven in figuur B3.

Configuratie 3: Havendam met buitentalud van 1:3 en binnentalud van 1:3 met een 25 cm brede binnenberm op 15 cm onder de kruin. De kruin was 20 cm breed en vlak. De dwarsdoorsnede van deze configuratie is gegeven in figuur B4.

Configuratie 4: Havendam met buitentalud van 1:4 en binnentalud van 1:3 met een 25 cm brede binnenberm op 15 cm onder de kruin. De kruin was 20 cm breed en vlak. De dwarsdoorsnede van deze configuratie is gegeven in figuur B5.

Gezien de schaal van 1:10 à 1:15 komt deze geometrie overeen met een prototype met kruinbreedte van 2 à 3 m en een binnenberm op 1,5 à 2,2 m onder de kruin met een breedte van 2,5 à 3,7 m.

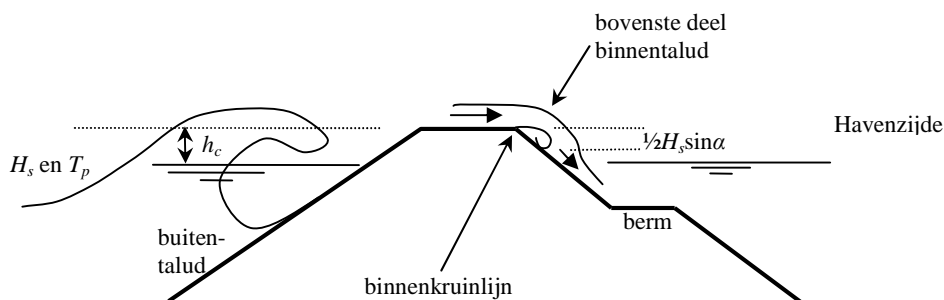
2.2 Drukopnemers

De stijghoogte op de havendammen is gemeten met drukopnemers die zijn gemonteerd in een aluminium plaat met een dikte van 8,3 mm. Voor Configuratie 1 en Configuratie 2 zijn 20 drukopnemers in deze plaat gemonteerd en voor configuratie 3 en 4 waren het er 22. De meeste drukopnemers zijn dicht bijeengeplaatst in het gebied waar de grootste belasting te verwachten is. De bovenzijde van al deze drukopnemers lag gelijk met het talud.

Voor het bepalen van de meest interessante locatie voor de drukopnemers is gebruik gemaakt van de beschrijving van de maatgevende fysische processen zoals gerapporteerd door Klein Breteler (2002). Zowel op de kruin, als direct achter de binnenkruinlijn is het te verwachten dat er tijdens golfoverslag grote drukfluctuaties en stijghoogtefronten ontstaan, die een bedreiging kunnen zijn voor de stabiliteit van steenzettingen (zie figuur 2.2). Het gaat daarbij om het stuk binnentalud net onder de kruin tot een niveau van $h_c - \frac{1}{2}H_s \sin \alpha$ (met: h_c = kruinhoogte t.o.v. de stilwaterlijn; H_s = significante golfhoogte aan de zeezijde van de havendam; α = helling binnentalud).

Teneinde de afmetingen van het stijghoogtefront op de kruin goed te kunnen meten, was het ook noodzakelijk een drukopnemer net voor de kruin op het buitentalud te plaatsen.

Verder zou er een belasting van betekenis kunnen optreden op het binnentalud net onder de waterlijn. Hier ontstaat een bijzondere situatie waarbij de tong van de golfoverslag in het water aan de havenzijde schiet.



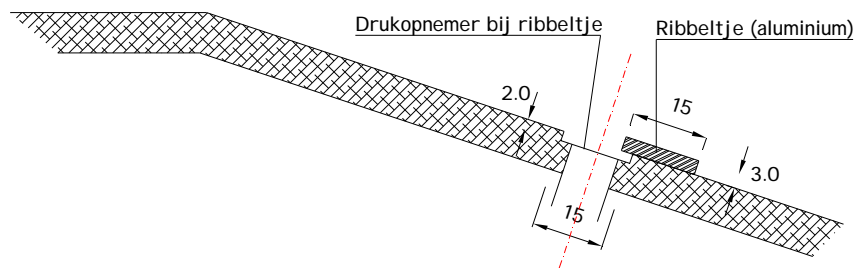
Figuur 2.2 Definitie van buitentalud, binnenkruinlijn en berm

Verder is er weinig bekend over de belasting op een berm en zou net onder de berm eenzelfde situatie kunnen ontstaan als net onder de binnenkruinlijn. Ook daar zijn daarom drukopnemers geplaatst in het schaalmodel.

Daarnaast zijn voor alle configuraties 3 extra drukopnemers geplaatst die de invloed van een onvolkomenheid in het talud meten. Gedacht moet worden aan enkele verzakte stenen in de steenzetting of stenen die wat omhoog uitsteken. Hierdoor ontstaat een ribbel in het taludoppervlak van bijvoorbeeld enkele centimeters hoog. In het schaalmodel is dat weergegeven met een ribbeltje van enkele millimeters.

Hiertoe zijn op drie locaties de drukopnemers 2 mm verzonken in het talud met hierachter een ribbeltje van 3 mm hoog. Dit is weergegeven in figuur 2.3 en op de foto van het model in figuur 2.4. In het model is de ribbelhoogte t.o.v. de drukopnemer dus 5 mm hoog, wat in het prototype neerkomt op ongeveer 5 tot 8 cm, afhankelijk van de schaal.

In figuur B9 in bijlage B 'Figuren' zijn de locatie van deze drukopnemers in de instrumentplaat aangegeven.



Figuur 2.3 Schets van de drukopnemer bij het ribbeltje



Figuur 2.4 Detailfoto van de drukopnemer en ribbeltje

2.3 Snelheidsmeters en laagdiktemeters

Als de steenzetting niet helemaal vlak is gezet, maar er stenen enkele centimeters uitsteken, wordt de snelheid van het overslaande water belangrijk. Dit geeft een belasting zoals gekwantificeerd in bijlage E.

De snelheid is op drie locaties gemeten: één op de kruin en op twee niveaus op het binnentalud.

De snelheden zijn gemeten met een micromolen met een diameter van circa 10 mm. Omdat de meetresultaten van deze instrumenten sterk afhankelijk zijn van de dikte van de watertong, zijn ter hoogte van de snelheidsmeters ook waterlaagdiktemeters geplaatst. Deze laagdiktemeters zijn loodrecht op het talud geplaatst en kunnen waterlaagdiktes meten tussen 2 en 100 mm. De snelheidsmeters en laagdiktemeters zijn op dezelfde hoogte geplaatst als de drukopnemers bij de ribbels. Omdat de micromolens erg kwetsbaar zijn en slecht golfklappen kunnen weerstaan, zijn deze meters weggehaald als de waterstand gelijk of hoger was dan de kruin ($h_c/H_s \geq 0$). In tabel A5 in bijlage A is een overzicht gegeven welke laagdiktemeter en snelheidsmeter aanwezig (aangegeven met 'x') of afwezig (aangegeven met '-') was bij elke proef.

2.4 Proevenprogramma

In totaal zijn voor de vier geteste configuraties 42 testen uitgevoerd, verdeeld over diverse relatieve kruinhoogten en drie golfsteilheden, namelijk: $s_{op} = 0,02$, $s_{op} = 0,03$ en $s_{op} = 0,04$. De proeven zijn uitgevoerd met verschillende waterdiepten.

config.:	relatieve kruinhoogte, h_c/H_s						
	2,00	1,65	1,00	0,75	0,50	0,00	-1,00
1	$H_s = 0,15$		$H_s = 0,15$	$H_s = 0,20$		$H_s = 0,20$ $H_s = 0,15$	$H_s = 0,15$
2	$H_s = 0,15$					$H_s = 0,20$ $H_s = 0,15$	$H_s = 0,15$
3		$H_s = 0,15$	$H_s = 0,15$	$H_s = 0,20$	$H_s = 0,20$		
4		$H_s = 0,15$			$H_s = 0,20$		

Tabel 2.1 Indicatieve waarden van het uitgevoerde proevenprogramma (bijna in alle gevallen zijn 3 proeven uitgevoerd met verschillende golfsteilheden)

In tabel 2.1 zijn de golfhoogten (afgeronde waarden) en relatieve kruinhoogten van de uitgevoerde proeven vermeld. Vrijwel elke combinatie van golfhoogte en relatieve kruinhoogte betreft 3 proeven met de genoemde drie golfsteilheden.

Steeds als in dit verslag de waarde van H_s gegeven wordt, gaat het om de significante golfhoogte aan de zeezijde van de havendam, gebaseerd op de energieinhoud (m_o) van de golven: $H_s = H_{mo} = 4\sqrt{m_o}$.

Volgens de oude toetsmethode voor havendammen (Klein Breteler, 2002) zijn de grootte en de aard van de belasting afhankelijk van de relatieve kruinhoogte, waarbij er overgangen zijn bij $h_c/H_s = 1, 0, -1$ en -3 (h_c is de kruinhoogte van de havendam t.o.v. de waterlijn en H_s is de significante golfhoogte bij de teen van de havendam). Voor de praktijk is de range van $h_c/H_s = 2$ à $2,5$ (kruin ver boven water) tot $h_c/H_s = -1$ à $-1,5$ (kruin ver onder water) vooral relevant. In het huidige proevenprogramma zijn proeven uitgevoerd in een range van $h_c/H_s = -1,0$ tot $h_c/H_s = 2,0$. In bijlage G is het complete testprogramma met bijbehorend proefnummer weergegeven. In totaal zijn 42 proeven uitgevoerd.

2.5 Resultaten

In figuur B10 tot en met figuur B16 in bijlage B '*Figuren*' zijn voor enkele proeven de tijdsignalen weergegeven van de laagdikte- en snelheidsmeters en tevens van de drie drukopnemers met ribbeltje en zonder ribbeltje (op dezelfde hoogte t.o.v. de gootbodern). Er is telkens gekozen om het stukje signaal te laten zien waarbij de laagdikte maximaal was. Om een vergelijking te kunnen maken zijn steeds 2 proeven met gelijke golfsteilheid en relatieve kruinhoogte geplot (respectievelijk figuur ..a en figuur ..b).

In enkele gevallen (bijvoorbeeld in figuur B13b 2^{de} kader met de watersnelheden) komt het voor dat een golf in de goot als gevolg van reflecties niet netjes evenwijdig aan het talud oploopt. Hierdoor kan het voorkomen dat enkele signalen in tijd voor- of achterlopen op andere instrumenten die op dezelfde hoogte liggen.

3 Zsteen berekeningen

3.1 Beschrijving rekenmodel

Met het rekenmodel Zsteen is het mogelijk om het stijghoogteverschil over de toplaag en de blokbeweging tijdens golfaanval te berekenen, voorzover de steenzetting mooi vlak gezet is. De input voor dit numerieke model wordt gevormd door de gemeten stijghoogte op het talud of op de havendam als functie van de tijd en de plaats. Deze stijghoogten op diverse havendammen zijn gemeten in de Scheldegoet, zie hoofdstuk 2.

In deze paragraaf wordt ingegaan op de resultaten van het doorrekenen van een selectie van de Scheldegoetproeven met Zsteen. Om de berekeningen uit te kunnen voeren, moest het rekenmodel Zsteen aangepast worden, omdat het rekenmodel oorspronkelijk ontwikkeld is voor dijktaaluds.

Bij havendammen is niet alleen sprake van een buitentalud, maar ook van een kruin en een binnentalud, al dan niet met een berm. Dit vergde aanpassingen aan de wijze waarop de geometrie geschaald moet worden, de manier waarop de posities van de drukopnemers kan worden geschaald en de wijze waarop drukken en blokbeweging administratief worden afgehandeld. De aanpassingen zijn hieronder puntsgewijs beschreven.

- **Interpretatie golfbestanden:** De gemeten drukken in de golfbestanden worden nu afgehandeld als functie van de horizontale coördinaat, X . Dit gebeurde in de vorige versie altijd als functie van de verticale coördinaat, aangezien de hoogte van de drukopnemers werd gerelateerd aan de hoogte ten opzichte van de stilwaterstand. Dat gaat echter alleen goed voor oplopende hellingen en was dus niet geschikt voor binnentaluds van havendammen. In de nieuwe versie van Zsteen worden beide systemen naast elkaar gebruikt, zodat zowel gewone taluds als havendammen doorgerekend kunnen worden.
- **Invloed freatische lijn:** In de aangepaste versie van Zsteen voor havendammen wordt geen rekening gehouden met de invloed van de freatische lijn. Dit betekent dat er verondersteld wordt dat de filterlaag altijd tot op de kruin gevuld is met water. In het programma wordt niet gecontroleerd of die aanname klopt, dus in geval van lage waterstanden zal de gebruiker zelf moeten beoordelen of Zsteen-havendammen of Zsteen-dijktaaluds gebruikt moet worden. Doorgaans geldt dat Zsteen-dijktaaluds voor het buitentalud beter is als $h_c/H_s > 1$. Voor de kruin geldt dat de relatief hoge freatische lijn zorgt voor conservatieve (veilige) resultaten als $h_c/H_s > 0,5$ à $1,0$. Uit de uitgevoerde berekeningen met een waterstand lager dan de kruin blijkt dat er in het algemeen weinig blokbeweging optreedt, omdat er maar weinig water over de kruin komt. De te hoge freatische lijn heeft in die gevallen kennelijk geen overheersende invloed.
- **Golfbestanden schaalbaar gemaakt:** In de aangepaste versie van Zsteen voor havendammen is de mogelijkheid ingebouwd om golven te schalen met een vooraf op te geven schalingsfactor. De gemeten stijghoogten worden daarbij lineair geschaald, en de tijd wordt met de wortel van deze schaalfactor geschaald, conform de schaalregels van

Froude. Dit is nodig om havendammen met prototype dimensies te kunnen doorrekenen met de gemeten drukrandvoorwaarden uit het kleinschalige modelonderzoek.

- **User-interface:** De user-interface is aangepast zodat het mogelijk is om havendammen in te voeren. In de standaard Zsteen-versie was het alleen mogelijk om oplopende hellingen in te voeren. In de aangepaste havendam versie is het nu mogelijk om horizontale en aflopende taluds in te voeren. Daarnaast is het mogelijk gemaakt de geometrie, inclusief de plaats van de golfdrukmeters, te schalen met een vooraf op te geven schalingsfactor.

De aangepaste versie van Zsteen is getest door op basis van het drukbestand van één van de Scheldegoetproeven een apart invoerbestand te maken met alleen drukken op het binnentalud. Deze drukken zijn gespiegeld en met het Zsteen-model voor dijktaluds doorgerekend. Dit gaf goed vergelijkbare resultaten met de nieuwe Zsteen voor havendammen.

De uiteindelijke gebruikte versie staat geregistreerd onder versie Zsteen 2.1.1.7.

Opgemerkt moet worden dat in deze Zsteen-versie eenzelfde extrapolatie van het stijghoogteverloop op de top laag bij blokbeweging wordt gebruikt als in de gewone Zsteen. Deze extrapolatie wordt toegepast als een blok in beweging komt en maakt gebruik van de twee drukopnemers links van een bewegend blok (linker paar) en de twee drukopnemers rechts van een bewegend blok (rechter paar). Het stijghoogteverloop tussen elk paar drukopnemers wordt geëxtrapolerd naar het gebied tussen de paren (waar het blok beweegt). Als de extrapolatie van links en van rechts een snijpunt geeft dat lager ligt dan de stijghoogte volgens een lineaire interpolatie tussen de drukopnemers direct naast het bewegende blok, dan wordt die stijghoogte gebruikt om opnieuw de blokbeweging te berekenen (zie ook bijlage F).

3.2 Uitgangspunten

Voor de berekeningen met Zsteen voor havendammen spelen de volgende variabelen een rol:

- configuratie van de havendam;
- leklengte;
- waterstand t.o.v. de kruin van de havendam;
- golfsteilheid;
- golfhoogte.

In dit hoofdstuk worden de uitgangspunten beschreven die gelden voor de uitgevoerde berekeningen met de golfdrukbestanden van de Scheldegoet. Gezien het feit dat de klemming van de stenen op de kruin en het bovenste deel van het binnentalud vrij zwak is gebleken (zie Klein Breteler 2002a en hoofdstuk 4), wordt de aandacht vooral gericht op de maximale individuele blokbeweging. Deze waarde sluit aan op het gedrag van een steenzetting waarbij alle stenen los liggen, wat voor havendammen een beter uitgangspunt is dan een goed geklemde steenzetting waarvoor de cumulatieve blokbeweging beter zou kunnen zijn.

Steeds zijn de gehele drukbestanden doorgerekend.

Configuratie

In de Scheldegoot is een viertal verschillende typen havendammen getest. Deze worden Configuratie 1, 2, 3 en 4 genoemd en zijn beschreven in hoofdstuk 2.

Leklengte

De leklengte geeft de verhouding weer tussen de doorlatendheden van de toplaag en het filter. In formulevorm:

$$\Lambda = \sqrt{\frac{k \cdot b \cdot D}{k'}} \quad (2.1)$$

waarin:

- b = dikte van het filter (m);
- D = dikte van de toplaag (blok, zuil) (m);
- k = doorlatendheid van het filter (m/s);
- k' = doorlatendheid van de toplaag (m/s).

In het algemeen geldt dat een korte leklengte gunstig is voor de stabiliteit van steenzettingen. Een lange leklengte is juist ongunstig. Voor het doorrekenen van de Scheldegootproeven is gekozen voor de volgende leklengtes:

- korte leklengte: circa 0.4 m (vergelijkbaar met een ingewassen zuilenbekleding);
- lange leklengte: circa 1.0 m (vergelijkbaar met een blokkenbekleding).

Tabel 3.1 en Tabel 3.2 laten de eigenschappen zien die gebruikt zijn voor de Zsteenberekeningen. Hierbij is eerst een keuze gemaakt voor de eigenschappen (afmetingen, gewicht) van de toplaag. Vervolgens zijn met behulp van ANAMOS de eigenschappen van het filtermateriaal bepaald, zodanig dat de gewenste leklengtes (0,4 m en 1,0 m) werden bereikt.

Eigenschappen zetting met korte leklengte	
dikte van de zuil	0,25 m
oppervlakte van de zuil	0,09 m ²
percentage open oppervlak	15 %
soortelijke massa	2350 kg/m ³
D_{f15} van het inwasmateriaal	22 mm
porositeit van het inwasmateriaal	0,50
dikte van filterlaag	0,10 m
D_{f15} van het filtermateriaal	22 mm
porositeit van het filtermateriaal	0,40
leklengte	0,42 m

Tabel 3.1 Eigenschappen van steenzetting met korte leklengte

Eigenschappen zetting met lange lek lengte	
dikte van het blok	0,25 m
lengte van het blok	0,30 m
breedte van het blok	0,30 m
spleetbreedte	1,2 mm
soortelijke massa	2350 kg/m ³
dikte van filterlaag	0,10 m
D_{f15} van het filtermateriaal	22 mm
porositeit van het filtermateriaal	0,45
lek lengte	1,05 m

Tabel 3.2 Eigenschappen van steenzetting met lange lek lengte

Het zijn uiteindelijk voornamelijk de lek lengte en $H_s/\Delta D$ die de resultaten beïnvloeden, en niet de in de tabellen genoemde eigenschappen.

Waterstand

De waterstand ten opzichte van de kruin aan de zeezijde van de havendam heeft invloed op de mate van golfoverslag en daarmee op de belasting op de kruin en het binnentalud. Om de invloed van de waterstand ten opzichte van de kruinhoogte van de havendam in de berekeningen mee te kunnen nemen, zijn golfdrukbestanden geselecteerd met verschillende waterstanden. In Tabel 3.3 staat de selectie uit de golfdrukbestanden van de Scheldegootproeven die zijn doorgerekend met Zsteen en enige blokbeweging als resultaat hadden. Daarnaast zijn er proeven doorgerekend waarbij er volgens Zsteen geen blokbeweging optreedt. Die zijn verder niet beschouwd in deze analyse.

<i>Proef</i>	<i>Configuratie</i>	<i>waterstand [m]</i>	<i>H_s [m]</i>	<i>T_p [s]</i>	<i>ξ_{op} [-]</i>
T106	1	$h = h_{kr} - H_s$	0,188	1,82	1,75
T107	1	$h = h_{kr} - H_s$	0,195	2,18	2,05
T108	1	$h = h_{kr} - H_s$	0,202	2,62	2,43
T111	1	$h = h_{kr}$	0,202	1,82	1,68
T112	1	$h = h_{kr}$	0,200	2,03	1,89
T113	1	$h = h_{kr}$	0,206	2,49	2,28
T114	1	$h = h_{kr} + H_s$	0,152	1,50	1,61
T115	1	$h = h_{kr} + H_s$	0,155	1,79	1,90
T116	1	$h = h_{kr} + H_s$	0,158	2,17	2,27
T204	2	$h = h_{kr}$	0,150	1,47	1,58
T205	2	$h = h_{kr}$	0,152	1,78	1,90
T207	2	$h = h_{kr}$	0,205	2,59	2,38
T209	2	$h = h_{kr} + H_s$	0,151	1,49	1,58
T210	2	$h = h_{kr} + H_s$	0,153	1,78	1,90
T211	2	$h = h_{kr} + H_s$	0,158	2,20	2,30
T301	3	$h = h_{kr} - 1,6H_s$	0,145	1,60	1,75
T302	3	$h = h_{kr} - 1,6H_s$	0,149	1,89	2,00
T303	3	$h = h_{kr} - 1,6H_s$	0,152	2,27	2,43
T309	3	$h = h_{kr} - 0,5H_s$	0,189	1,85	1,77
T310	3	$h = h_{kr} - 0,5H_s$	0,200	2,14	1,99
T401	4	$h = h_{kr} - 1,6H_s$	0,145	1,64	1,34
T402	4	$h = h_{kr} - 1,6H_s$	0,149	1,86	1,51
T403	4	$h = h_{kr} - 1,6H_s$	0,154	2,31	1,84
T404	4	$h = h_{kr} - 0,5H_s$	0,189	1,85	1,33
T405	4	$h = h_{kr} - 0,5H_s$	0,199	2,06	1,44

Tabel 3.3 Gekozen golfdrukbestanden Scheldegoot

Golfsteilheid

Bij de beoordeling van de stabiliteit van de steenzetting wordt de sterkteparameter $H_s/\Delta D$ uitgezet tegen belastingparameter ξ_{op} . Voor het bepalen van het stabiliteitscriterium voor de verschillende combinaties van configuratie en waterstand zijn de drie golfsteilheden (ofwel drie ξ -waarden) doorgerekend waarvoor databestanden uit het Scheldegootonderzoek beschikbaar zijn: $s_{op} = 0,04, 0,03$ en $0,02$. Hiervoor geldt: $1,5 < \xi_{op} < 2,5$, waarbij de ξ_{op} berekend is met de taludhelling van het buitentalud.

Schaalfactoren

De havendammen die in de Scheldegoot zijn getest, zijn 10 tot 15 keer kleiner dan de meeste havendammen in Nederland. De golfdrukbestanden moeten dus opgeschaald worden naar prototypeschaal. De schaalfactoren die in de berekeningen worden gebruikt zijn:

- $n_l = 6$;
- $n_l = 8$;
- $n_l = 10$;
- $n_l = 12$;
- $n_l = 15$;

De afmetingen van de havendam, de hoogte van de waterstand en de golfhoogte worden geschaald volgens deze lengteschaal. Al deze parameters worden dus n_l maal zo groot. Voor de golfperiode geldt echter dat deze $\sqrt{n_l}$ maal zo groot wordt en voor de taludhelling geldt dat deze gelijk blijft.

De leklengte is in alle berekeningen constant gehouden op de twee gekozen waarden van 0,4 en 1,0 m. Dit geldt ook voor de andere eigenschappen van de toplaag en het filter. Hiermee is bereikt dat de schaalfactor een soort belastingfactor is waarmee de grootte van de belasting (golfhoogte) is ingesteld. Door een steeds grotere factor toe te passen, is de golfhoogte steeds groter geworden ten opzichte van de eigenschappen van de bekleding. Hiermee is vastgesteld bij welke golfhoogte de bekleding begon te bewegen en kon de mate van blokbeweging in relatie tot de golfcondities onderzocht worden.

Uitgaande van een maximale $H_{s,model} = 0,20$ m wordt de maximale $H_{s,prototype} = 3,00$ m. Voor de gekozen berekeningen geldt: $2,6 < H_s/\Delta D < 9,2$. Hiermee wordt dus het belangrijkste deel van het $H_s/\Delta D$ -bereik, die in de praktijk voorkomen, gedekt.

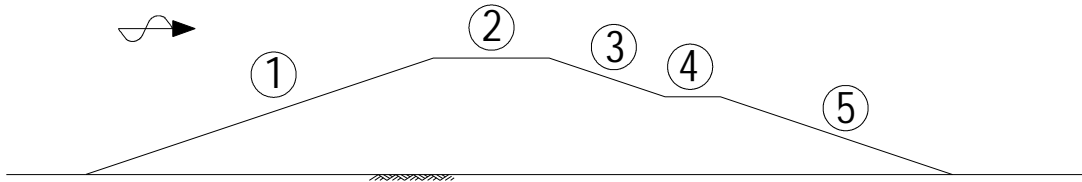
3.3 Resultaten

Voor de berekeningen zijn 25 golfbestanden uit het Scheldegootonderzoek (zie Tabel 3.3) geselecteerd die allemaal met 2 leklengtes en 5 golfhoogtes (5 verschillende schaalfactoren) zijn doorgerekend. Het totaal aantal berekeningen komt hiermee op 250. Met de geselecteerde golfdrukbestanden zijn voor verschillende ξ_{op} -waarden en voor verschillende golfhoogtes zowel de maximale individuele blokbeweging als de cumulatieve blokbeweging bepaald. In deze paragraaf worden de berekende maximale individuele blokbewegingen gepresenteerd, waarbij onderscheid wordt gemaakt in de locatie op de havendam:

1. buitentalud
2. kruin;

3. binnentalud;
4. binnenberm, indien van toepassing;
5. binnentalud beneden de binnenberm, indien van toepassing.

Deze onderdelen zijn schematisch weergegeven in onderstaande figuur.



Figuur 3.1 Delen van de havendam

Opgemerkt wordt dat de blokbewegingen in de tabellen worden weergegeven als functie van de golfsteilheid ξ_{op} en de schaalfactor n_l . Dit is gedaan omdat de golfhoogte per golfbestand varieert en daarmee de sterkteparameter ($H_s/\Delta D$).

Kruin

De resultaten van de Zsteen-berekeningen zijn gegeven in Tabel 3.4 en Tabel 3.5 en in figuur B23 in bijlage B 'Figuren'.

Configuratie	waterstand [m]	H_s [m]	ξ_{op} [-]	Schaalfactor n_l				
				6	8	10	12	15
1	$h = h_{kr} - H_s$	0,188	1,75	0	0	0	0	0
		0,195	2,05	0	0	0	0	0
		0,202	2,43	0	0	0	0	0
	$h = h_{kr}$	0,202	1,68	0	0	0	0	0
		0,200	1,89	0	0	23	83	0
		0,206	2,28	0	0	4	10	13
	$h = h_{kr} + H_s$	0,152	1,61	11	40	45	83	106
		0,155	1,90	12	34	32	54	54
		0,158	2,27	19	39	35	43	68
2	$h = h_{kr}$	0,150	1,58	0	0	0	0	0
		0,152	1,90	0	0	0	0	0
		0,205	2,38	0	2	9	12	13
	$h = h_{kr} + H_s$	0,151	1,58	6	24	25	50	64
		0,153	1,90	15	39	38	41	39
		0,158	2,30	20	38	48	37	43
3	$h = h_{kr} - 1,6H_s$	0,145	1,75	0	0	0	0	0
		0,149	2,00	0	0	0	0	0
		0,152	2,43	0	0	0	0	0
	$h = h_{kr} - 0,5 H_s$	0,189	1,77	0	0	0	0	0
		0,200	1,99	0	0	0	0	0
4	$h = h_{kr} - 1,6 H_s$	0,145	1,34	0	0	0	0	0
		0,149	1,51	0	0	0	0	0
		0,154	1,84	0	0	0	0	0
	$h = h_{kr} - 0,5 H_s$	0,189	1,33	0	0	0	0	0
		0,199	1,44	0	0	0	0	0

Tabel 3.4 Maximale individuele blokbeweging [mm] op de kruin voor $\Lambda = 0,42$ m

Uit Tabel 3.4 blijkt duidelijk dat de kruin het zwaarst wordt belast als de waterstand boven de kruin uitkomt; bij andere waterstanden nauwelijks. De vorm van de kruin (het verschil tussen Configuratie 1 en 2) maakt niet heel veel verschil.

Configuratie	waterstand [m]	H_s [m]	ξ_{op} [-]	Schalffactor n_i				
				6	8	10	12	15
1	$h = h_{kr} - H_s$	0,188	1,75	0	0	0	0	0
		0,195	2,05	0	0	0	0	0
		0,202	2,43	0	0	0	0	0
	$h = h_{kr}$	0,202	1,68	0	7	11	12	22
		0,200	1,89	0	4	7	10	17
		0,206	2,28	0	6	13	22	44
	$h = h_{kr} + H_s$	0,152	1,61	64	124	242	277	354
		0,155	1,90	108	162	223	274	380
		0,158	2,27	124	223	296	353	405
2	$h = h_{kr}$	0,150	1,58	0	2	9	34	76
		0,152	1,90	1	5	14	25	61
		0,205	2,38	0	15	64	121	194
	$h = h_{kr} + H_s$	0,151	1,58	51	111	168	212	261
		0,153	1,90	117	220	283	340	398
		0,158	2,30	123	255	321	388	442
3	$h = h_{kr} - 1,6 H_s$	0,145	1,75	0	0	0	0	0
		0,149	2,00	0	0	0	0	0
		0,152	2,43	0	0	0	0	0
	$h = h_{kr} - 0,5 H_s$	0,189	1,77	0	0	0	0	0
		0,200	1,99	0	0	0	2	6
4	$h = h_{kr} - 1,6 H_s$	0,145	1,34	0	0	0	0	0
		0,149	1,51	0	0	0	0	0
		0,154	1,84	0	0	0	0	0
	$h = h_{kr} - 0,5 H_s$	0,189	1,33	0	0	4	5	9
		0,199	1,44	0	0	2	5	14

Tabel 3.5 Maximale individuele blokbeweging [mm] op de kruin voor $\Lambda = 1,05$ m

Uit Tabel 3.5 blijkt dat ook voor de grotere leklengte de kruin het zwaarst wordt belast als de waterstand hoger ligt dan de kruin. In tegenstelling tot de resultaten bij de kortere leklengte worden er ook blokbewegingen gevonden bij een waterstand gelijk aan de hoogte van de kruin.

Binnentalud

De resultaten van de Zsteen berekeningen zijn gegeven in Tabel 3.6 en Tabel 3.7 en in figuur B24 in bijlage B 'Figuren'.

Bij de kortere leklengte is het opvallend dat ook voor het binnentalud de grootste belasting wordt gevonden als de waterstand boven de kruin van de havendam uitkomt.

Uit Tabel 3.7 blijkt dat de zwaarste belastingssituatie voor de langere leklengte ook bij de hoogste waterstand gevonden wordt. Opvallend is verder dat Configuraties 3 en 4 heel weinig blokbeweging laten zien.

Configuratie	waterstand [m]	H_s [m]	ξ_{op} [-]	Schaalfactor n_l				
				6	8	10	12	15
1	$h = h_{kr} - H_s$	0,188	1,75	0	0	0	0	0
		0,195	2,05	0	0	0	8	15
		0,202	2,43	0	0	0	0	0
	$h = h_{kr}$	0,202	1,68	0	0	0	3	6
		0,200	1,89	0	0	27	69	31
		0,206	2,28	0	0	0	0	27
	$h = h_{kr} + H_s$	0,152	1,61	8	35	73	69	68
		0,155	1,90	5	30	37	41	47
		0,158	2,27	2	28	27	52	43
2	$h = h_{kr}$	0,150	1,58	0	0	0	0	0
		0,152	1,90	0	0	0	0	0
		0,205	2,38	0	0	6	8	12
	$h = h_{kr} + H_s$	0,151	1,58	22	31	33	29	42
		0,153	1,90	11	7	26	26	44
		0,158	2,30	0	0	10	17	31
3	$h = h_{kr} - 1,6 H_s$	0,145	1,75	0	0	0	0	0
		0,149	2,00	0	0	0	0	0
		0,152	2,43	0	0	0	0	0
	$h = h_{kr} - 0,5 H_s$	0,189	1,77	0	0	0	0	0
		0,200	1,99	0	0	0	0	0
4	$h = h_{kr} - 1,6 H_s$	0,145	1,34	0	0	0	0	0
		0,149	1,51	0	0	0	0	0
		0,154	1,84	0	0	0	0	0
	$h = h_{kr} - 0,5 H_s$	0,189	1,33	0	0	0	0	2
		0,199	1,44	0	0	0	0	0

Tabel 3.6 Maximale individuele blokbeweging [mm] op het binnentalud voor $\Lambda = 0,42$ m

Configuratie	waterstand [m]	H_s [m]	ξ_{op} [-]	Schaalfactor n_l				
				6	8	10	12	15
1	$h = h_{kr} - H_s$	0,188	1,75	6	19	25	38	46
		0,195	2,05	8	29	40	65	84
		0,202	2,43	11	39	53	81	109
	$h = h_{kr}$	0,202	1,68	4	34	62	82	99
		0,200	1,89	0	5	8	21	40
		0,206	2,28	12	62	103	132	157
	$h = h_{kr} + H_s$	0,152	1,61	79	148	199	232	300
		0,155	1,90	61	104	152	182	243
		0,158	2,27	64	117	171	214	276
2	$h = h_{kr}$	0,150	1,58	0	0	9	52	111
		0,152	1,90	0	0	15	36	84
		0,205	2,38	25	92	146	176	246
	$h = h_{kr} + H_s$	0,151	1,58	117	173	213	239	275
		0,153	1,90	70	111	148	173	212
		0,158	2,30	38	64	90	124	166
3	$h = h_{kr} - 1,6 H_s$	0,145	1,75	0	0	0	0	0
		0,149	2,00	0	0	0	0	0
		0,152	2,43	0	0	0	0	0
	$h = h_{kr} - 0,5 H_s$	0,189	1,77	6	12	19	23	31
		0,200	1,99	1	14	23	28	39
4	$h = h_{kr} - 1,6 H_s$	0,145	1,34	0	0	0	0	0
		0,149	1,51	0	0	0	0	0
		0,154	1,84	0	0	0	0	0
	$h = h_{kr} - 0,5 H_s$	0,189	1,33	0	0	0	6	13
		0,199	1,44	0	2	3	11	22

Tabel 3.7 Maximale individuele blokbeweging [mm] op het binnentalud voor $\Lambda = 1,05$ m

Configuratie	waterstand [m]	H_s [m]	ξ_{op}	Schaalfactor n_l				
				6	8	10	12	15
3	$h = h_{kr} - 1,6 H_s$	0,145	1,75	0	0	0	0	0
		0,149	2,00	0	0	0	0	0
		0,152	2,43	0	0	0	0	0
	$h = h_{kr} - 0,5 H_s$	0,189	1,77	0	0	0	0	0
		0,200	1,99	0	0	0	0	0
4	$h = h_{kr} - 1,6 H_s$	0,145	1,34	0	0	0	0	0
		0,149	1,51	0	0	0	0	0
		0,154	1,84	0	0	0	0	0
	$h = h_{kr} - 0,5 H_s$	0,189	1,33	0	0	0	0	0
		0,199	1,44	0	0	0	0	0

Tabel 3.8 Maximale individuele blokbeweging [mm] op de binnenberm voor $\Lambda = 0,42$ m

Binnenberm

De resultaten van de Zsteen berekeningen zijn gegeven in Tabel 3.8, Tabel 3.9 en in figuur B25 in bijlage B 'Figuren'.

Bij de korte leklengte zijn geen blokbewegingen berekend (Tabel 3.8). De zwaarste conditie voor de binnenberm is waarschijnlijk te vinden bij een waterstand lager dan de binnenberm en een aanzienlijke hoeveelheid overslaand water.

Configuratie	waterstand [m]	H_s [m]	ξ_{op}	Schaalfactor n_l				
				6	8	10	12	15
3	$h = h_{kr} - 1,6 H_s$	0,145	1,75	0	0	0	0	0
		0,149	2,00	0	0	0	0	0
		0,152	2,43	0	0	0	0	0
	$h = h_{kr} - 0,5 H_s$	0,189	1,77	4	25	17	29	29
		0,200	1,99	6	51	20	42	29
4	$h = h_{kr} - 1,6 H_s$	0,145	1,34	0	0	0	0	0
		0,149	1,51	0	0	0	0	0
		0,154	1,84	0	0	0	0	0
	$h = h_{kr} - 0,5 H_s$	0,189	1,33	0	1	17	17	33
		0,199	1,44	0	9	16	26	26

Tabel 3.9 Maximale individuele blokbeweging [mm] op de binnenberm voor $\Lambda = 1,05$ m

Uit Tabel 3.9 blijkt dat bij een waterstand die een halve golfhoogte onder de kruin ligt bij een langere leklengte nog wel blokbeweging wordt berekend. De belasting wordt veroorzaakt door overslaand water.

Binnentalud beneden de berm

De resultaten van de Zsteen berekeningen zijn gegeven in Tabel 3.10, tabel 3.11 en in figuur B26 in bijlage B 'Figuren'.

Configuratie	waterstand [m]	H_s [m]	ξ_{op}	Schaalfactor n_l				
				6	8	10	12	15
3	$h = h_{kr} - 1,6 H_s$	0,145	1,75	0	0	0	0	0
		0,149	2,00	0	0	0	0	0
		0,152	2,43	0	0	0	0	0
	$h = h_{kr} - 0,5 H_s$	0,189	1,77	0	0	0	9	12
		0,200	1,99	0	0	0	0	6
4	$h = h_{kr} - 1,6 H_s$	0,145	1,34	0	0	0	0	0
		0,149	1,51	0	0	0	0	0
		0,154	1,84	0	0	0	0	0
	$h = h_{kr} - 0,5 H_s$	0,189	1,33	0	0	0	0	0
		0,199	1,44	0	1	10	7	15

Tabel 3.10 Maximale individuele blokbeweging [mm] op binnentalud beneden de berm voor $\Lambda = 0,42$ m

Uit Tabel 3.10 blijkt dat bij de kortere lek lengte op het binnentalud beneden de binnenberm enige (doch weinig) blokbeweging wordt berekend. Deze blokbeweging is echter zo gering dat de grens van de stabiliteit nog lang niet bereikt is.

Configuratie	waterstand [m]	H_s [m]	ξ_{op} [-]	Schaalfactor n_l				
				6	8	10	12	15
3	$h = h_{kr} - 1,6 H_s$	0,145	1,75	0	0	0	0	0
		0,149	2,00	0	0	0	0	0
		0,152	2,43	0	0	0	0	0
	$h = h_{kr} - 0,5 H_s$	0,189	1,77	12	0	62	91	148
		0,200	1,99	27	55	94	109	143
4	$h = h_{kr} - 1,6 H_s$	0,145	1,34	0	0	0	0	0
		0,149	1,51	0	0	0	0	0
		0,154	1,84	0	0	0	0	0
	$h = h_{kr} - 0,5 H_s$	0,189	1,33	0	9	43	70	137
		0,199	1,44	1	27	57	80	112

Tabel 3.11 Maximale individuele blokbeweging [mm] op binnentalud beneden de berm voor $\Lambda = 1,05$ m

Voor de lange lek lengte (Tabel 3.11) worden blokbewegingen gevonden bij een waterstand die een halve golfhoogte beneden de kruin ligt. Deze blokbewegingen zijn behoorlijk groot. Bij een lagere waterstand worden geen blokbewegingen berekend.

3.3.2 Betrouwbaarheid resultaten

In het algemeen laten de berekeningen met ZSteen voor verschillende golfhoogtes en verschillende golfsteilheden een consistente tendens zien. Enkele berekeningen geven een resultaat dat niet met de algemene tendens klopt. Hierbij worden de volgende kanttekeningen gemaakt:

- De waarde van de berekende blokbeweging in één golf kan variëren als de waterstand wordt gevarieerd. Dit effect heeft te maken met de discretisatie van de steenzetting tot een model waarin de drukken geconcentreerd worden in een drukrandvoorwaarde in de spleet boven en in de spleet onder een blok. Door de drukrandvoorwaarde in hoogterichting te verschuiven wordt de situatie gevonden dat de drukrandvoorwaarde

het ongunstigst uitpakt en dus de grootste blokbeweging wordt berekend. Doordat dit per beschouwd geval een veelvoud aan berekeningen vraagt, is in deze studie niet gevarieerd met de hoogte om de grootste blokbeweging te vinden. Dit kan in de tabellen en grafieken voor de maximale individuele blokbeweging leiden tot een toevallige uitschieter die niet strookt met de algemene tendens.

- De blokbeweging die in ZSsteen wordt uitgerekend is een resultaat van de gebruikte drukrandvoorwaarden. Deze zijn in een kleinschalig model gemeten op discrete locaties, waardoor het mogelijk is dat een drukpiek net tussen twee drukopnemers in optreedt en dus niet of onvolledig gemeten wordt. Doordat er zeer veel golven doorgemeten zijn, is de kans bijzonder klein dat er onvoldoende belangrijke drukfluctuaties zijn gemeten om een goede schatting van de uiteindelijke blokbeweging te berekenen. Maar er is onmiskenbaar een kleine invloed van toeval in de drukregistraties aanwezig. Dit draagt bij aan de spreiding in de resultaten.

In bijlage F is gekeken naar de invloed van de locatie van de spleten op de stabiliteit. Daarbij werd geconcludeerd dat bij afzonderlijke berekeningen als gevolg van bovenstaande punten de berekende blokbeweging tot 40% te laag kan zijn. Vooral bij kleine blokbewegingen kan het verschil nog verder oplopen. In de interpretatie van de rekenresultaten moet dus meer naar de trend van de resultaten met grootste blokbeweging gekeken worden en niet naar de afzonderlijke berekeningen. Het is daarom niet raadzaam conclusies te trekken op basis van slechts één Zsteen-som, maar steeds een serie sommen te maken om gevoeligheden nader te onderzoeken. In dit rapport is voor het opstellen van de toetsmethode steeds gekeken naar de trend (gebaseerd op 5 tot 10 berekeningen), waarbij steeds de ongunstigste beschouwd zijn.

3.4 Globale trends

In deze paragraaf wordt een globale analyse gemaakt van de resultaten van de Zsteen-berekeningen. In de vorige paragraaf stonden reeds alle resultaten in tabelvorm weergegeven.

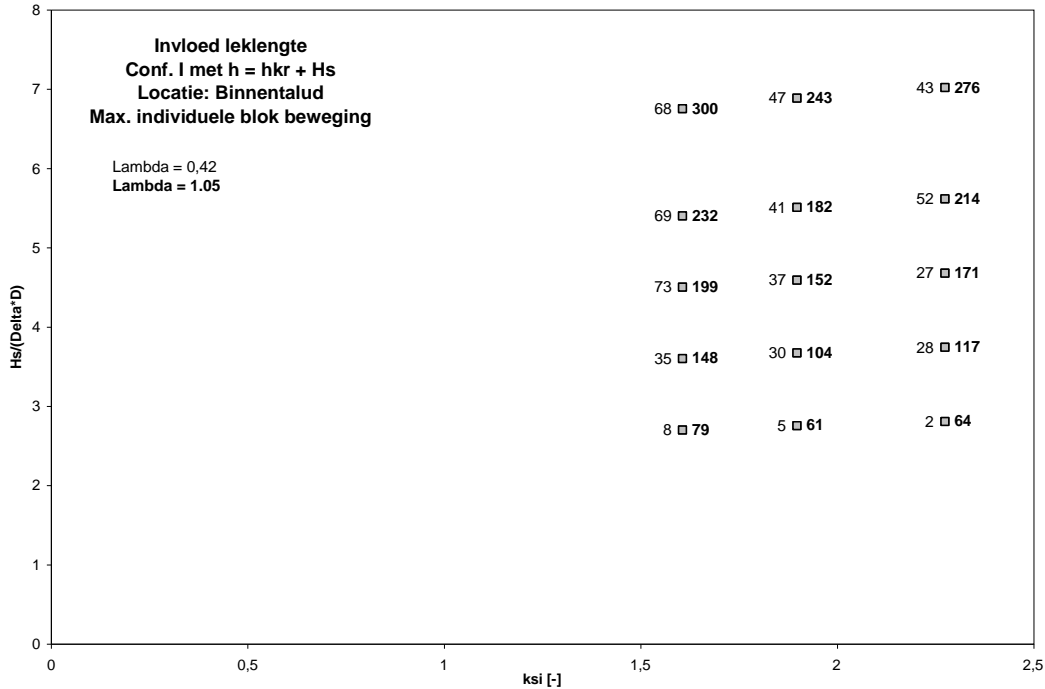
In de volgende paragrafen wordt gekeken naar de invloed van de volgende factoren:

- leklengte;
- waterstand;
- ξ_{op} -waarde
- vormgeving van de kruin;
- aanwezigheid van een binnenberm;
- helling van het buitentalud;
- aanwezigheid van ribbeltjes (die een verzakt blok voorstellen).

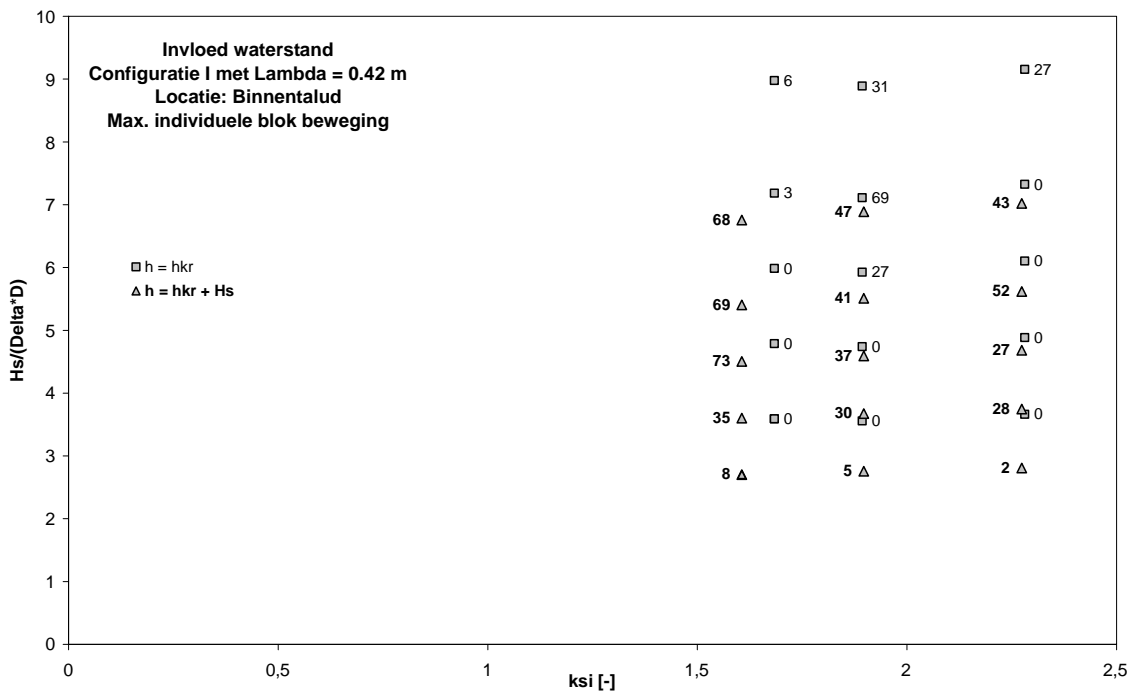
3.4.1 Invloed leklengte

In het algemeen geldt dat een langere leklengte ongunstiger is voor de stabiliteit van een steenbekleding. Net als op dijktaaluds met gezette steen wordt meer blokbeweging verwacht bij een langere leklengte. De berekeningen met Zsteen voor havendammen laten bij een toenemende leklengte inderdaad meer blokbeweging zien. Als voorbeeld worden in Figuur 3.2 voor $\Lambda = 0,42$ m en $\Lambda = 1,05$ m de maximale individuele blokbewegingen weergegeven zoals deze berekend zijn met Zsteen voor havendammen. Dit voorbeeld betreft Configuratie

1, met blokbewegingen op het binnentalud en berekeningen bij een waterstand $h = h_{kr} + H_s$ (Proef T114, T115 en T116). Deze invloed van de lek lengte is ook vastgesteld voor blokbewegingen op de kruin, de binnenberm en het binnentalud onder de berm en bij berekeningen met een waterstand die gelijk is aan de kruinhoogte.



Figuur 3.2 Invloed lek lengte op maximale individuele blokbeweging (mm)



Figuur 3.3 Invloed waterstand op maximale individuele blokbeweging (mm)

3.4.2 Invloed waterstand

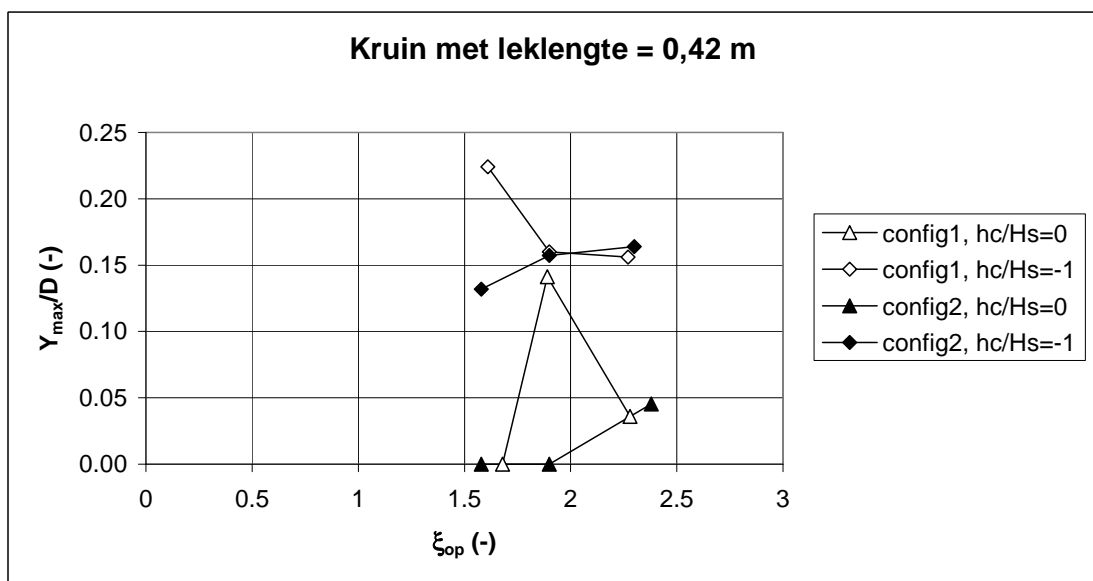
De waterstand aan de zeezijde van de havendam heeft invloed op de mate van golfoverslag en daarmee op de belasting op de kruin en het binnentalud. Het is daardoor te verwachten dat een hogere waterstand in het algemeen een grotere blokbeweging met zich mee zal brengen. Deze verwachting wordt bevestigd door de Zsteen-berekeningen. Als voorbeeld worden in Figuur 3.3 voor $h = h_{kr}$ en $h = h_{kr} + H_s$ de maximale individuele blokbewegingen weergegeven. Dit voorbeeld betreft Configuratie 1, met blokbewegingen op het binnentalud en berekeningen bij een leklengte $\Lambda = 0,42$ m. Echter, deze invloed van de waterstand geldt ook voor blokbewegingen op de kruin, de binnenberm en het binnentalud beneden de binnenberm en bij berekeningen met een leklengte $\Lambda = 1,05$ m.

3.4.3 Brekerparameter

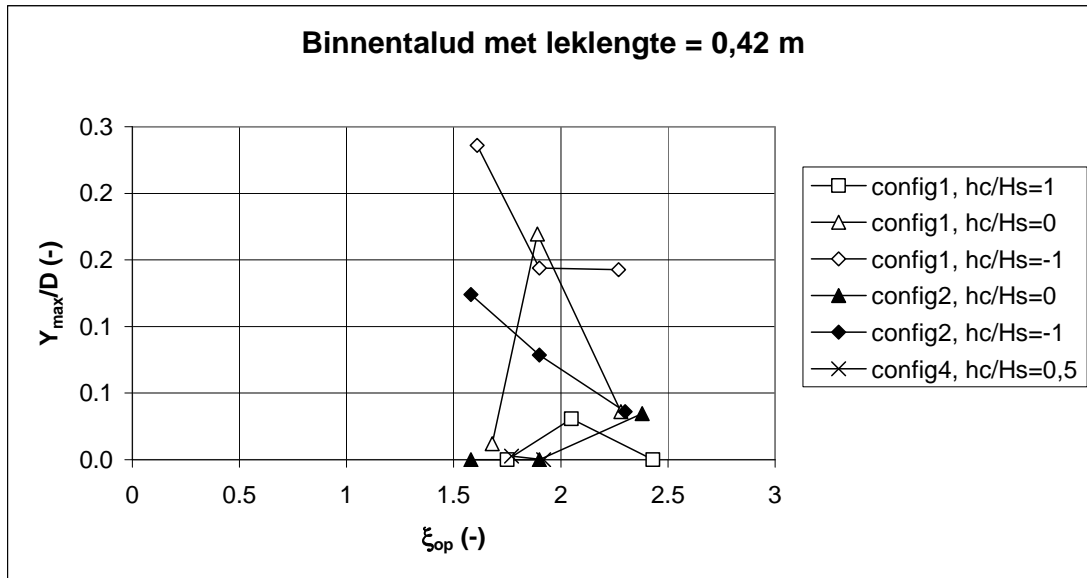
Voor het zichtbaar maken van de invloed van de brekerparameter, ξ_{op} , zijn de resultaten van de Zsteen-berekeningen beschouwd voor het interval $1,4 < H_s < 2,4$ m. De resultaten binnen dit interval zijn gemiddeld om de invloed van toevalligheden te verminderen en vervolgens zijn deze gemiddelde waarden in grafieken uitgezet met ξ_{op} op de horizontale as en de relatieve maximale blokbeweging, Y_{max}/D , op de verticale as, zie figuur 3.4 tot en met 3.7. Het blijkt niet altijd eenvoudig te zijn om trends in deze figuren te ontdekken. In tabel 3.12 is aangegeven of een vergroting van ξ_{op} ook een toename van Y_{max}/D geeft, of dat juist een afname optreedt.

	$h_c/H_s = 0,5 \text{ à } 1,0$		$h_c/H_s = 0$		$h_c/H_s = -1$	
	$\Lambda = 0,4$ m	$\Lambda = 1,0$ m	$\Lambda = 0,4$ m	$\Lambda = 1,0$ m	$\Lambda = 0,4$ m	$\Lambda = 1,0$ m
kruin	onduidelijk	onduidelijk	toename?	toename	onduidelijk	toename
binnentalud	onduidelijk	toename	toename?	toename	afname	afname

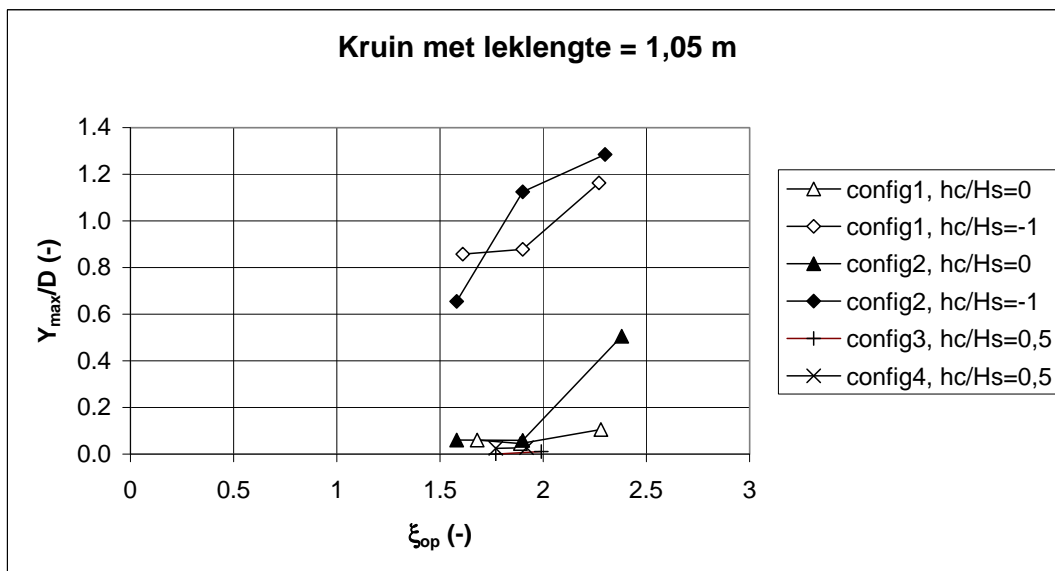
Tabel 3.12 Toename of afname van Y_{max}/D bij toenemende ξ_{op}



Figuur 3.4 Invloed brekerparameter, ξ_{op} , op de berekende blokbeweging op de kruin ($\Lambda = 0,42$ m)



Figuur 3.5 Invloed brekerparameter, ξ_{op} , op de berekende blokbeweging het binnentalud ($\Lambda = 0,42$ m)



Figuur 3.6 Invloed brekerparameter, ξ_{op} , op de berekende blokbeweging op de kruin ($\Lambda = 1,05$ m)

In de meeste gevallen is er sprake van een toename, alleen als de kruin onder water zit, is er sprake van een afname van Y_{max}/D op het binnentalud. Deze afwijkende trend kan een gevolg zijn van het feit dat de hydraulische belasting (wijze van golfbreking) op een onderwaterdam duidelijk anders is dan wanneer de kruin op de waterlijn of daarboven ligt.

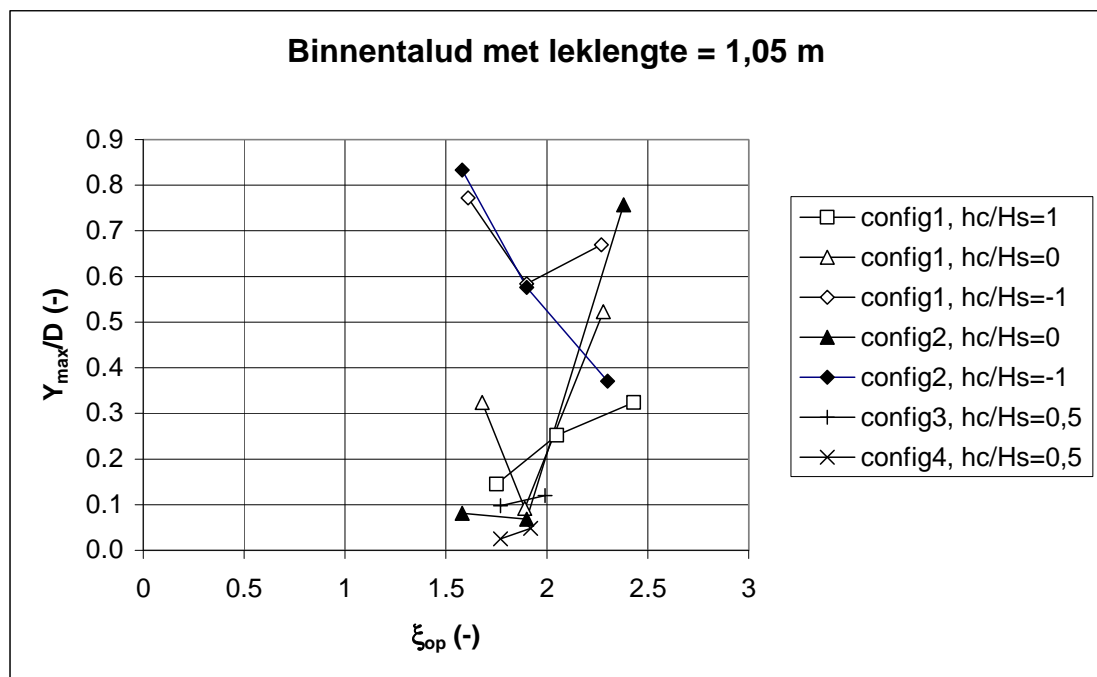
De invloed van de brekerparameter kan in de toetsmethode het eenvoudigste meegenomen worden door $\xi_{op}^a \cdot H_s / (\Delta D)$ als belastingparameter te hanteren. De grootte van de toename is zodanig dat $a \approx 2/3$, zoals ook bij de stabiliteit van dijktaluds geldt. De afname op het binnentalud van een onderwaterdam is iets sterker, waardoor $a = -1$ net iets beter is.

In figuur 23a, 23b, 24a en 24b zijn de berekende Y_{max}/D als functie van $\xi_{op}^a \cdot H_s / (\Delta D)$ uitgezet. Het blijkt dat de spreiding hiermee soms duidelijk kleiner wordt (zie figuur 23b en 24b met lange leklengte) maar het maakt in de meeste gevallen weinig uit.

Het effect van het meenemen van de invloed van ξ_{op} is niet bijzonder groot, terwijl het meenemen ervan de toetsmethode een stuk gecompliceerder maakt. Daarom wordt de invloed van ξ_{op} bij het opstellen van de toetsmethode in hoofdstuk 5 verwaarloosd.

3.4.4 Invloed geometrie

In de Scheldegoot is een viertal verschillende typen havendammen getest. De variaties bestaan uit de vorm van de kruin, de helling van het buitentalud en het wel of niet aanwezig zijn van een berm op het binnentalud. In de volgende paragrafen wordt de invloed van deze variaties aangegeven.



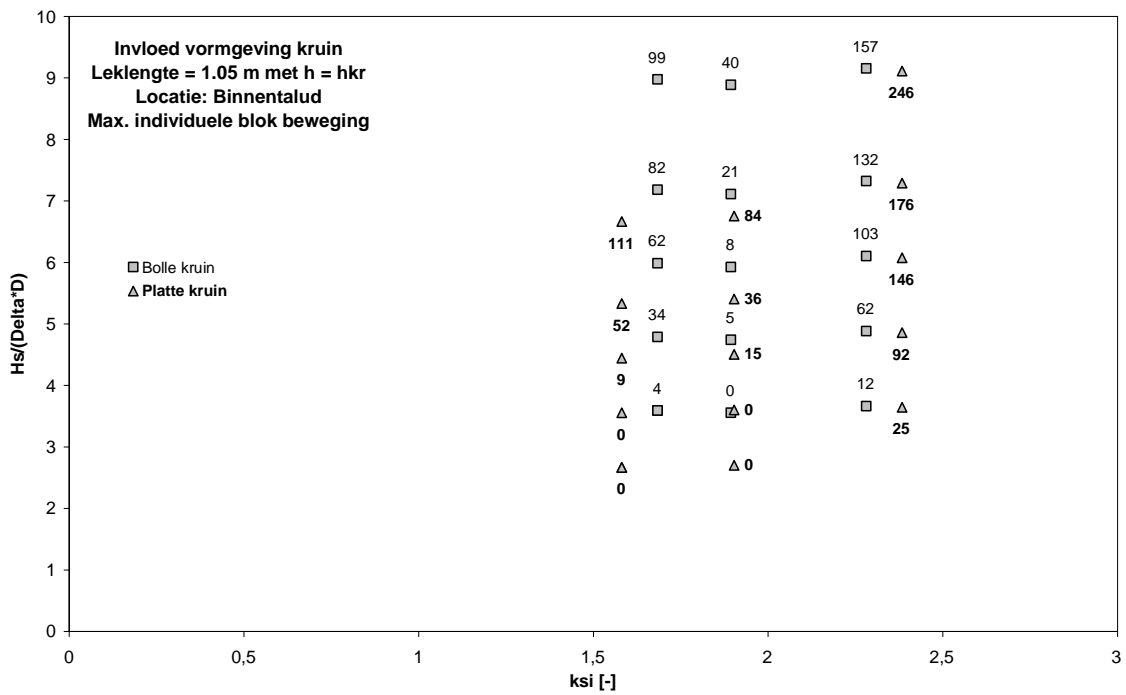
Figuur 3.7 Invloed brekerparameter, ξ_{op} , op de berekende blokbeweging het binnentalud ($\Lambda = 1,05$ m)

Vormgeving van kruin

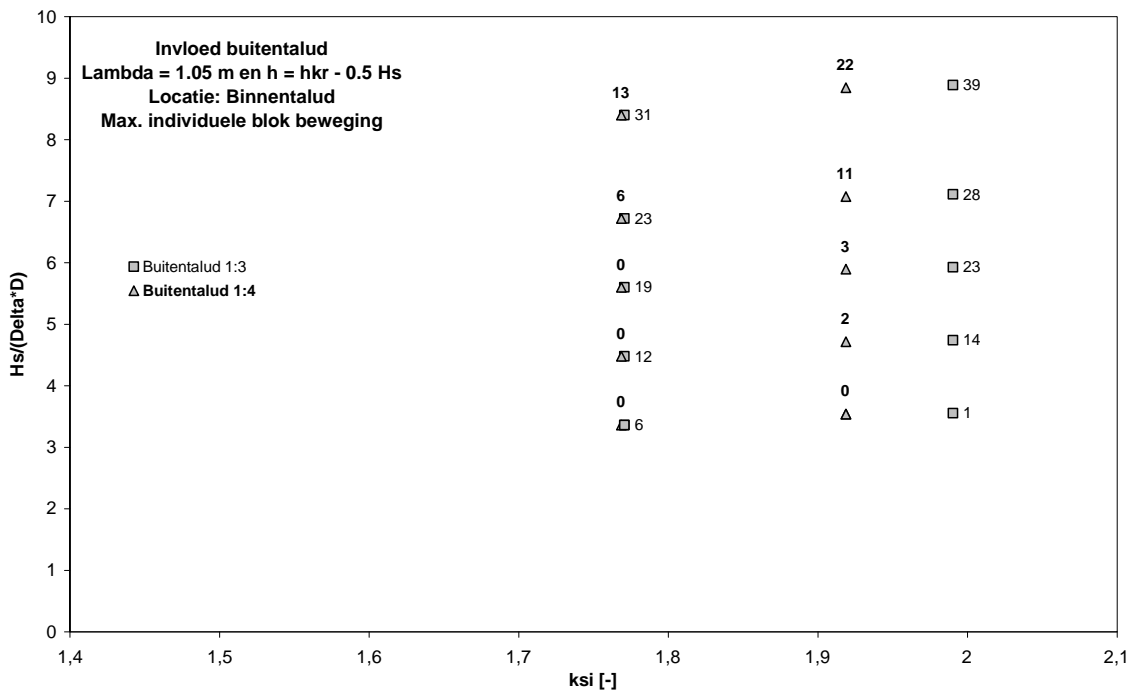
De vormgeving van de kruin (bijvoorbeeld het verschil tussen Configuratie 1 en Configuratie 2) blijkt in het algemeen weinig invloed te hebben. In enkele gevallen geeft een platte kruin duidelijk meer blokbeweging dan een afgeronde kruin, namelijk bij een langere leklengte en blokbewegingen op het binnentalud. In Figuur 3.8 worden voor Configuratie 1 (bolle kruin) en Configuratie 2 (platte kruin) de maximale individuele blokbewegingen weergegeven. Dit voorbeeld betreft blokbewegingen op het binnentalud en berekeningen bij een leklengte $\Lambda = 1,05$ m en een waterstand $h = h_{kr}$.

Aanwezigheid binnenberm

De aanwezigheid van een binnenberm heeft geen invloed op de stabiliteit van de steenzetting op de kruin en het binnentalud. Doordat er schietend water optreedt (superkritische stroming) tijdens golfoverslag, wordt de waterbeweging en belasting gedomineerd door de bovenstroomse geometrie. Gezien het feit dat de binnenberm benedenstrooms van de kruin en het binnentalud zit, heeft deze dus geen invloed.



Figuur 3.8 Invloed vormgeving kruin op maximale individuele blokbeweging (mm)



Figuur 3.9 Invloed helling buitentalud op maximale individuele blokbeweging (mm)

Helling buitentalud

De Zsteen-berekeningen laten bij een flauwere helling van het buitentalud over het algemeen minder blokbeweging zien. Als voorbeeld worden in Figuur 3.9 voor Configuratie 3 (helling buitentalud 1:3) en Configuratie 4 (helling buitentalud 1:4) de maximale

individuele blokbewegingen weergegeven. Dit voorbeeld betreft blokbewegingen op het binnentalud en berekeningen bij een leklengte $\Lambda = 1,05$ m en een waterstand $h = h_{kr} - 0,5H_s$.

Aanwezigheid ribbeltjes

De invloed van de ribbels (uitstekende stenen door achterstallig onderhoud) kan niet met Zsteen berekend worden. Daarom is hiervoor een rekenmethodiek afgeleid in bijlage E. Het blijkt dat oneffenheden tot een hoogte van 11% van de toplaagdikte ($d_h < 0,11D$) geen invloed op de stabiliteit hebben. Als de oneffenheden in het talud hoger zijn dan $0,11D$ dan moeten de criteria uit bijlage E gebruikt worden.

3.5 Stabiliteitscriterium

Zoals in de vorige paragrafen is getoond, geeft Zsteen als belangrijkste rekenresultaat de grootte van de blokbeweging. Vervolgens moet aan de hand van de berekende blokbeweging bepaald worden of de steenzetting ‘goed’, ‘twijfelachtig’ of ‘onvoldoende’ is. Voor het bepalen van het stabiliteitscriterium is aansluiting gezocht bij de reguliere Zsteen voor dijktaaluds, omdat daar enige ervaring is opgebouwd. Hierbij wordt de toelaatbare blokbeweging op de grens van goed en twijfelachtig bij voorkeur vrij laag gekozen, en de grens tussen twijfelachtig en onvoldoende vrij hoog. Deze vrij strenge aanname wordt ook voor havendammen gedaan omdat wordt aangenomen dat de blokken hoog op het talud en op de kruin slecht geklemd zijn. Het stabiliteitscriterium dat in dit rapport wordt voorgesteld ten aanzien van de blokbeweging voor de grens tussen goed en twijfelachtig is: $Y_{max}/D = 0,1$ (met: Y_{max} = maximale blokbeweging volgens Zsteen; D = toplaagdikte). Dit stabiliteitscriterium is gelijk aan die in ANAMOS, dat ook een vrij streng criterium heeft, bedoeld voor steenzettingen zonder klemming (losse blokken).

Voor een bijpassende grens tussen twijfelachtig en onvoldoende moet enerzijds gekeken worden naar de snelheid waarmee de blokbeweging toeneemt bij toenemende golfhoogte: $\partial Y_{max}/\partial H_s$ (helling van de trend in bijvoorbeeld figuur B23). Immers, als $\partial Y_{max}/\partial H_s$ klein is, dan zegt dat iets over het bezwijkgedrag. Een kleine verandering in de golfhoogte zal dan nauwelijks tot uiting komen in de blokbeweging, wat duidt op een zeer taai gedrag van de constructie. Als $\partial Y_{max}/\partial H_s$ groot is, dan is de constructie juist zeer bros. Een taai gedrag van de constructie geeft een grote veiligheid en dan kan de twijfelachtige zone smaller worden. Uiteindelijk zal dan een relatief smalle twijfelachtig zone in termen Y_{max}/D wel een zeer brede zone geven in termen van $H_s/\Delta D$. Anderzijds moet de spreiding van de rekenresultaten meegewogen worden, omdat een grote spreiding een indicatie is van een grote onzekerheid die tot uiting moet komen in de breedte van het twijfelachtige gebied.

Om dit te kunnen beoordelen zijn grafieken gemaakt van de Zsteen-resultaten met op de horizontale as de grootte van de dimensieloze belasting ($H_s/\Delta D$) en op de verticale as de dimensieloze maximale blokbeweging (Y_{max}/D), zie figuur B23 tot en met figuur B28 in bijlage B. In deze figuren is te zien dat de steenzetting vrij taai reageert. Dit betekent dat de blokbeweging niet bijzonder snel toeneemt als de golfhoogte toeneemt. De lijnen langs de punten hebben doorgaans een helling van $\partial(Y_{max}/D)/\partial(H_s/\Delta D) \approx 0,03$ à $0,10$ bij een korte leklengte $0,07$ à $0,30$ bij een lange leklengte.

Voorlopig wordt voorgesteld om als grens tussen twijfelachtig en onvoldoende het volgende criterium te hanteren: $Y_{max}/D = 0,3$.

Bij het vaststellen van deze criteria zijn ook reeds de resultaten van het grootschalig modelonderzoek betrokken om een beter beeld te krijgen. Deze resultaten van het grootschalig modelonderzoek zijn besproken in hoofdstuk 4.

4 Grootschalige verificatie in de Deltagoot

Het grootschalige modelonderzoek in de Deltagoot heeft als doel om de resultaten van de Zsteen-berekeningen, die gebaseerd zijn op gemeten drukken in het kleinschalige model, te verifiëren. In de Deltagoot is daartoe een geïnstrumenteerde havendam gebouwd die stap voor stap steeds zwaarder is belast totdat bezwijken optrad. Tijdens de proeven is tevens het stijghoogteverschil over de toplaag gemeten op de kruin en het binnentalud. De vorm van de havendam is conform Configuratie 1. De kop van de havendam is in dit modelonderzoek niet opgenomen en blijft dus verder buiten beschouwing.

4.1 Modelopstelling

De havendam in de Deltagoot is beproefd met condities die overeenkomen met zeer extreme stormcondities en hoge opwaaiing. De stilwaterlijn ligt dan rond het kruinniveau van de havendam, waardoor er zeer veel golfoverslag zal zijn.

Daarom is onderin de goot een voorziening getroffen voor het terugstromen van de golfoverslag zonder dat dit tot merkbare verstoringen van de golven leidt. De hele havendam is gebouwd op een tweede vloer die ongeveer 1.24 m boven de gootbodem is aangebracht (zie figuur B17 en C7 in bijlage B 'Figuren' en bijlage C 'Foto's'). De golfoverslag over de constructie kon daardoor onder deze tweede vloer terugstromen naar de zeezijde van de havendam.

Vanwege de verwachte golfoverslag in de orde van $1 \text{ m}^3/\text{s}$ (in model), is gekozen voor een "riool" met een dwarsdoorsnede van tenminste 4 m^2 onder de dam. De lage stroomsnelheid in dit riool zal geen groot verval over de dam vereisen om het water onder vrij verval terug te laten stromen. Ook zal deze lage snelheid niet tot een verstoring van de inkomende golf leiden. In het verleden zijn er berekeningen uitgevoerd om na te gaan of de inkomende golf via het "riool" tot achter de dam kan doordringen en zo tot ongewenste verstoringen kan leiden; dat bleek niet het geval (Klein Breteler, 2002). Dit alles is van belang om het belangrijkste deel van de dam, namelijk de kruin en de binnentalud vlak onder de kruin, goed te kunnen testen.

In het onderhavige onderzoek is uitgegaan van de volgende geometrie (zie figuur B17 in bijlage B):

- Havendam met een buitentalud van 1:3, een 1 m brede kruin met $h_{kr} = 4,54 \text{ m}$ en een binnentalud van 1:3. De binnenkruinlijn en buitenkruinlijn zijn rond afgewerkt. Uit kostenoverwegingen is het lagere deel van het binnentalud steiler gemaakt.
- **Bekleding op het buitentalud:** Steenzetting van Basalton met dikte van 20 cm en een soortelijke massa van 2827 kg/m^3 op een 10 cm dikke filterlaag.
- **Bekleding op de kruin** (zie figuur C6 in bijlage C):
 - *Proevenserie 1:* Steenzetting van Basalton met een dikte van 15 cm en een soortelijke massa van circa 2300 kg/m^3 op een 10 cm dikke filterlaag.
 - *Proevenserie 2 en 3:* Steenzetting van Hydroblocks met een dikte van 15 cm en een soortelijke massa van 1952 kg/m^3 op een 10 cm dikke filterlaag.

- **Bekleding op het binnentalud:** Steenzetting van Hydroblocks met een dikte van 15 cm en een soortelijke massa van 1952 kg/m^3 op een 10 cm dikke filterlaag.

Proevenserie 1 is uitgevoerd met een waterstand gelijk aan de kruinhoogte ($h_c/H_s = 0$), waardoor de kruin veel zwaarder belast werd dan in serie 2 (met $h_c/H_s = 0,5$). Daarom is in serie 2 een steenzetting toegepast met een kleinere soortelijke massa.

Op de toplaag en in het filter zijn 23 drukopnemers aangebracht (zie figuur C10 in bijlage C), zodat niet alleen de bezwijkgolffoogte gemeten wordt, maar ook gedetailleerde informatie beschikbaar komt over het optreden van verschildrukken over de steenzetting op de kruin en het binnentalud. Hierdoor ontstaat meer inzicht in het bezwijkproces, waardoor de resultaten van de proevenseries breder toepasbaar worden.

De kern van de havendam is opgebouwd door in lagen zand aan te brengen op de verhoogde vloer en deze per laag te verdichten (zie figuur C5 in bijlage C). De lagere delen van de taluds, die niet zwaar door brekende golven worden belast, zijn afgewerkt met beton met een dikte van 15 cm.

Om te voorkomen dat de betonlaag aan de teen wordt opgedrukt tijdens het leegpompen van de goot, zijn grinddrains in de spleten tussen de vloerelementen van de tweede vloer aangebracht en zijn de betonplaten op de taluds geborgd met hoekijzers.

In de golfaanvalzone op het buitentalud is het zandtalud bedekt met een 50 cm dikke laag zandcementstabilisatie (zie figuur B17). Dit voorkomt dat er grondmechanische instabiliteit ontstaat tijdens de proeven en het representeert de kleilaag die in de praktijk wordt toegepast. Op de zandcementstabilisatie is een geotextiel aangebracht, die doorloopt tot aan de betonbekleding op het binnentalud. Daarop is een filterlaag met een dikte van $b = 10 \text{ cm}$ aangebracht van gebroken graniet van 22 – 32 mm met een karakteristieke korreldiameter van $D_{f15} = 22 \text{ mm}$. De zeefkromme van het filtermateriaal is gegeven in figuur B18 in bijlage B.

De Basalton op het buitentalud en op de kruin is door professionele steenzetters aangebracht (zie figuur C6 in bijlage C). De Hydroblocks op het binnentalud zijn door medewerkers van WL aangebracht. De laatste Hydroblocks bij de gootwand zijn op maat gezaagd. De steenzetting is aan beide zijden van de goot opgesloten door tamelijk stugge rubberplaten met een dikte van circa 2 cm. Hierdoor krijgt een blokkenrij de kans om op te bollen zonder daarbij door de gootwand te worden gehinderd. Daarnaast werden de blokken bij de gootrand opgesloten door hoekijzers om eventuele schade door wandeffecten te vermijden.

De soortelijke massa van de Basalton is bepaald door vier zuilen onder en boven water te wegen, waaruit het volgende resulteerde: 2311, 2273, 2233 en 2381 kg/m^3 , met als gemiddelde 2300 kg/m^3 .

De soortelijke massa van de Hydroblocks is kunstmatig verlaagd door er horizontaal een gat door te boren en dat op te vullen met een cylinder van schuimmateriaal. Op deze wijze kon de soortelijke massa worden teruggebracht tot gemiddeld 1952 kg/m^3 . Deze soortelijke massa is bepaald door vier blokken boven water en onder water te wegen.

Deze Hydroblocks met lagere soortelijke massa zijn toegepast tijdens alle proevenseries op het binnentalud onder het niveau +4,20 m t.o.v. de gootbodem, over de volle gootbreedte. Tijdens Serie 2 en Serie 3 zijn deze blokken ook toegepast op de kruin en het binnentalud

boven het niveau +4,20 m t.o.v. de gootbodern, maar omdat er toen een tekort ontstond aan Hydroblocks met een lage soortelijke massa, zijn langs de gootwanden twee blokken met een hogere soortelijke massa toegepast, namelijk 2150 kg/m^3 .

De steenbekleding op de havendam was ingewassen met inwasmateriaal bestaande uit gebroken graniet van 4 – 40 mm (zie figuur B18: $D_{15} = 7,5 \text{ mm}$). De steenzetting is ingewassen vóór Proef P01 en voor aanvang van de tweede serie voor Proef P11 (zie proevenprogramma Tabel 4.1).

De lek lengte van de steenzetting op de kruin en binnentalud is met ANAMOS berekend (geschat open oppervlak: 12%, porositeit filter: $n = 0,35$):

- Met inwasmateriaal (half gevulde spleten, $n_i = 0,6$): $\Lambda = 0,44 \text{ m}$
- Zonder inwasmateriaal: $\Lambda = 0,32 \text{ m}$

Dit is een relatief korte lek lengte die past bij een relatief open steenzetting.

4.2 Metingen

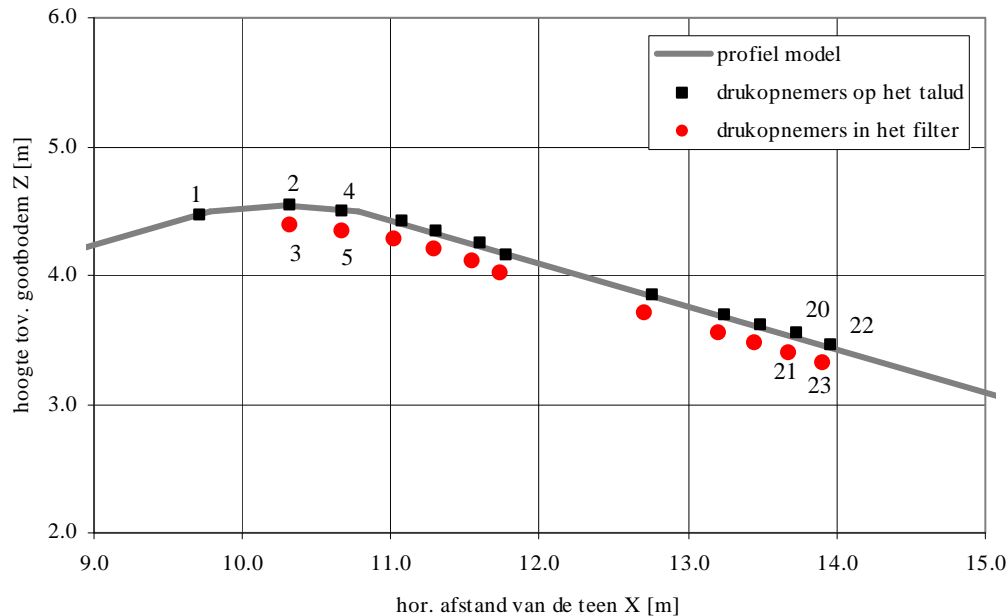
4.2.1 Drukopnemers

Het onderzoek richtte zich op het vaststellen van de golfcondities waarbij schade ontstaat en op het drukverloop onder en op de toplaag van gezette stenen op de kruin en het binnentalud. Voor het verzamelen van de benodigde drukgegevens zijn 23 drukopnemers met een snelle responsie (merk Kulite, type HKM-375M-1) in 12 stenen ingebouwd. Hiertoe is een gat van 100 mm door de betreffende stenen geboord, waarin vervolgens een 80 mm messing koker is vastgekit. De drukopnemers zijn met ballast in hierin passende cilindern aangebracht, die na het zetten van de stenen in de messing kokern zijn geplaatst. In al deze 12 stenen wordt de druk aan de bovenzijde van de steen gemeten en in 11 van deze stenen tevens aan de onderzijde. De stenen met de drukopnemers zijn zo goed mogelijk volgens een gewenst patroon van afstanden in het talud geplaatst (zie figuur 4.1) en vervolgens met een stalen kabel aan andere stenen vastgezet (zie figuur C8 in bijlage C). De werkelijke positie van de drukopnemers is na de inbouw opgemeten (tabel A6 in bijlage A). Van boven naar beneden zitten de opnemers DRO01 en de even nummern DRO02 tot en met DRO22 aan de bovenkant van de stenen en opnemers met de oneven nummern DRO03 tot en met DRO23 aan de onderzijde van de stenen. De teen van de constructie lag op 145 m gemeten vanaf de middenpositie van het golfschot.

De locatie van de drukopnemers is gekozen op basis van de ervaringen tijdens het kleinschalige onderzoek in de Scheldegoet en de eerste resultaten van de Zsteenberekennngen. Het was gebleken dat de zwaarste belasting optrad op de kruin, net onder de binnenkruinlijn en (als de waterstand onder het kruinniveau staat) 0,5 à 1,0 m onder de waterlijn op het binnentalud.

Na het uitvoeren van de eerste testserie is de Basaltonbekleding van de kruin vervangen door dezelfde Hydroblocks als toegepast op het binnentalud (zie figuur C10 in bijlage C).

De posities van de drukopnemers is daarna opnieuw opgemeten (zie tabel A7 in bijlage A). De teen van de constructie lag op 145 m gemeten vanaf de middenpositie van het golfshot.



Figuur 4.1 Locatie van drukopnemers tijdens Proevenserie 1

Alle drukopnemers werden na het op peil brengen van de stilwaterstand in de goot voor een proef op nul gezet; de meters meten dus de drukvariaties ten opzichte van de druk bij stilwater, ofwel de luchtdruk als de drukopnemer boven water zit. De golf- en druksignalen zijn met een 100 Hz low-pass filter gefilterd en met frequentie van 200 Hz bemonsterd. Dit werd voldoende geacht om een nauwkeurige weergave van de drukstoten te verkrijgen.

4.2.2 Golfhoogtemeters

In de goot werden drie golfhoogtemeters (van het type oppervlaktevolger) gebruikt om de werkelijke golfcondities in de goot te meten en te analyseren. De golfhoogtemeters zijn op een onderlinge afstand in de goot geplaatst die afhankelijk is van de golflengte. De locatie van de golfhoogtemeters is steeds vastgelegd in de SEQ-file van de metingen (zie Par. 4.3). Deze file wordt aangemaakt tijdens elke meting om instellingen, locatie van de instrumenten, bemonsteringsfrequentie en ijkingen vast te leggen.

4.2.3 Bepalen van schade aan de toplaag

Voor het bepalen van de schade aan de toplaag was tijdens het golven continu iemand aanwezig om te zien of er schade optrad. Daarnaast is de waterstand op gezette tijden verlaagd om eventuele schade onder de waterspiegel vast te stellen. Bij die gelegenheden zijn ook steeds 18 gemerkte punten op het talud nauwkeurig ingemeten. De gemerkte stenen (met een schroef en rode verf) (zie figuur C6 in bijlage C) lagen in het meest kritische gebied van het talud verdeeld over twee raaien over de kruin en langs het binnentalud van de havendam. Raai 1 lag op 1,5 m van de gootwand aan de bouwhalzijde (links) en raai 2 op

1,5 m van de gootwand aan de zijde van de meetcabine. De punten zijn per raai steeds genummerd vanaf de kruin naar laag op het binnentalud. Het referentieniveau voor de waterpassingen is vastgelegd via een bout in de gootwand. Op deze wijze kon op betrouwbare wijze worden nagegaan of er ook vervorming van de steenzetting optrad als gevolg van verplaatsing van het filtermateriaal.

4.3 Proevenprogramma

Het proevenprogramma bestond uit drie series, waarbij voor elke serie steeds de waterstand ten opzichte van de kruin is aangepast:

Proevenserie 1; proeven met een waterstand gelijk aan de kruin : $h_c/H_s \approx 0,0$

Proevenserie 2; proeven met een waterstand iets onder de kruin : $h_c/H_s \approx 0,4$

Proevenserie 3; proef met een waterstand iets boven de kruin : $h_c/H_s \approx -0,4$

Proef	h (m)	H_s (m)	T_p (s)	T_{m-10} (s)	duur (h:min:s)	N (-)	h_c/H_s (-)	s_{op} (-)	ξ_{op} (-)	$H_s/\Delta D$ kruin binnentalud	
Serie 1											
P01	4,55	0,99	4,67	4,34	01:06:40	1012	-0,01	0,029	1,95	5,08	6,93
P02	4,53	1,19	4,99	4,73	00:29:27	420	0,01	0,031	1,91	6,11	8,33
P02A	4,53	1,18	5,08	4,75	00:41:40	595	0,01	0,029	1,95	6,05	8,26
P03	4,55	1,38	5,47	5,13	01:17:00	1036	-0,01	0,030	1,94	7,08	9,66
P04	4,56	1,67	5,97	5,66	00:12:40	113	-0,01	0,030	1,92	8,56	11,7
Serie 2											
P11	4,12	1,10	4,94	4,59	01:10:00	1002	0,38	0,029	1,96	7,70	7,70
P12	4,06	1,25	5,24	4,90	01:12:45	994	0,38	0,029	1,95	8,75	8,75
P13	4,00	1,36	5,55	5,26	01:17:30	1026	0,40	0,028	1,98	9,52	9,52
Serie 3											
P21	4,99	1,15	4,99	4,64	00:02:37	35	-0,39	0,030	1,94	8,05	8,05

Tabel 4.1 Gemeten golfparameters voor de uitgevoerde proeven (zie ook tabel A8)

Elke proevenserie bestond uit een aantal proeven die elk circa 1000 golven duurden of korter wanneer er schade optrad. In een serie is stap voor stap de significante golfhoogte verhoogd totdat er schade ontstond, of totdat de maximale capaciteit van het golfschot van de Deltagoot werd bereikt. Alle proeven zijn uitgevoerd met dezelfde golfsteilheid en brekerparameter: $s_{op} \approx 0,03$ en $\xi_{op} \approx 1,95$. De gemeten golfcondities van elke proef zijn weergegeven in Tabel 4.1 en A8. Daarnaast is van het modelonderzoek een dagboek bijgehouden, waarin de uitgevoerde werkzaamheden, proeven en bijzonderheden zijn vermeld.

De gemeten golfhoogtes zijn geanalyseerd en voor elke conditie zijn golfoverschrijdingskrommen en energiedichtheidspectra aangemaakt om de gemeten golfcondities te controleren (voor een voorbeeld zie figuur B20). In tabel 4.1 en A8 zijn de gemeten inkomende golfcondities vermeld.

In de eerste serie is de proef gestopt tijdens Proef P02 vanwege schade aan het buitentalud. Aangezien het interessegebied op de kruin en het binnentalud lag, is het buitentalud hersteld en is besloten de proef verder af te maken als Proef P02A.

Na afloop van de eerste serie is het talud opnieuw ingewassen en is de tweede proevenserie begonnen met Proef P11. Tijdens serie 2 is er geen schade ontstaan. Serie 3 bestond uit 1 proef (Proef P21). Deze bezweek reeds na 2,5 minuten.

Tijdens de metingen zijn er nauwelijks problemen voorgekomen met de drukopnemers. Alleen het gemeten signaal van DRO13 verliep soms wat en verdient extra aandacht bij de verwerking van de gemeten drukken.

Schade aan de steenzetting werd visueel vastgesteld en achteraf, na het afpompen van het water, ingemeten en op foto vastgelegd.

4.4 Resultaten Deltagootonderzoek

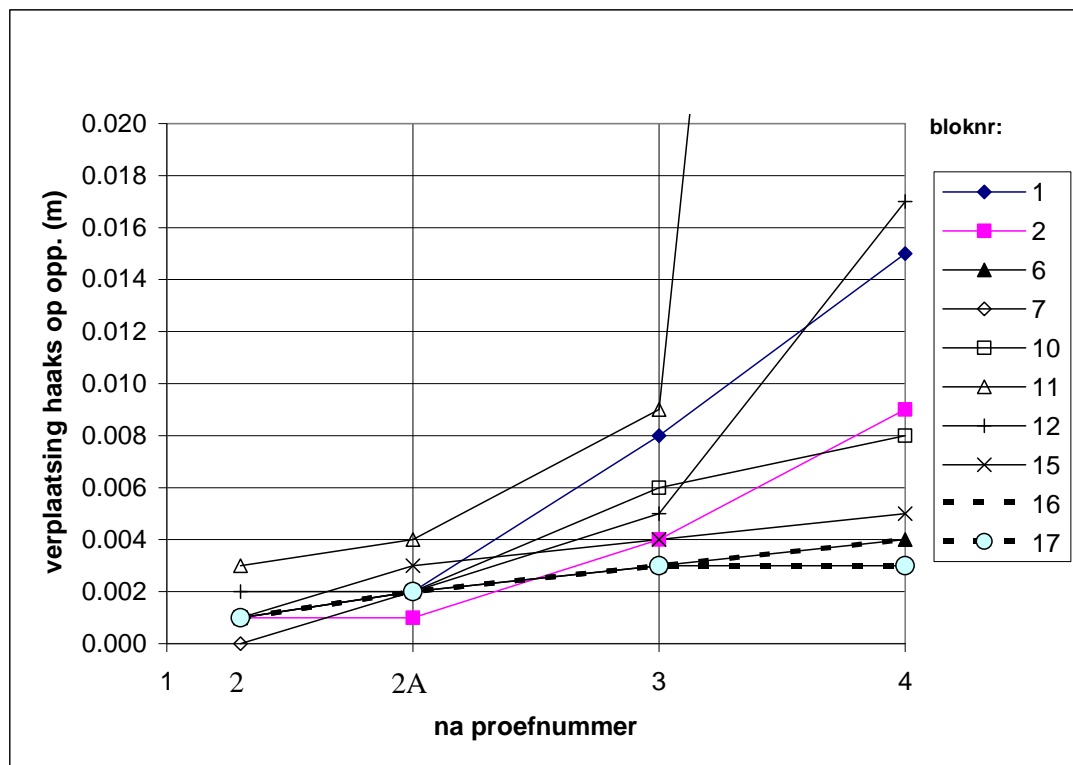
4.4.1 Schade-ontwikkeling tijdens Serie 1: waterstand op kruinniveau

Tijdens de eerste proevenserie zijn proeven uitgevoerd met een waterstand gelijk aan de kruinhoogte. Na elke proef zijn de gemarkeerde punten op de kruin en het binnentalud ingemeten. De resultaten van de waterpassing van de gemerkte stenen zijn vermeld in Tabel 4.2. De stenen 1 tot en met 9 zitten in raai 1 en de stenen 10 tot en met 18 in raai 2. De stenen 1, 2, 10 en 11 bevonden zich op de kruin. De andere stenen lagen op het binnentalud.

Raai	Tijdstip Steen	voor P01 Hoogte t.o.v. bodem [m]	na P02 Hoogte t.o.v. bodem [m]	na P02A Hoogte t.o.v. bodem [m]	na P03 Hoogte t.o.v. bodem [m]	na P04 Hoogte t.o.v. bodem [m]
1	1	4,534	4,535	4,536	4,542	4,549
	2	4,539	4,540	4,540	4,543	4,548
	3	4,451	4,450	4,451	4,452	4,451
	4	4,263	4,263	4,264	4,264	4,263
	5	4,090	4,090	4,091	4,091	4,091
	6	3,861	3,862	3,863	3,864	3,865
	7	3,623	3,623	3,625	3,626	3,626
	8	3,461	3,461	3,462	3,463	3,463
	9	3,298	3,299	3,300	3,300	3,299
2	10	4,525	4,526	4,527	4,531	4,533
	11	4,546	4,549	4,550	4,555	weg
	12	4,440	4,442	4,442	4,445	4,457
	13	4,247	4,248	4,249	4,248	4,248
	14	4,092	4,092	4,094	4,094	4,094
	15	3,853	3,854	3,856	3,857	3,858
	16	3,622	3,623	3,624	3,625	3,626
	17	3,465	3,466	3,467	3,468	3,468
	18	3,287	3,288	3,289	3,289	3,288

Tabel 4.2 Waterpassing van gemerkte stenen in de kruin en het binnentalud van de havendam bij waterstand op kruinniveau

De meetresultaten van de stenen die meer dan 3 mm verplaatst zijn (omgerekend naar verplaatsing haaks op het taludoppervlak), zijn in weergegeven in figuur 4.2.



Figuur 4.2 Verplaatsing van de stenen die meer dan 3 mm omhoog gekomen zijn

Uit deze metingen blijkt dat er tot en met Proef P02A weinig is gebeurd op de kruin en het binnentalud: de verplaatsingen zijn beperkt gebleven tot slechts een paar mm. Ook de visuele inspecties na Proef P02 en Proef P02A bevestigden dat er geen merkbare veranderingen te zien waren. Na P03 was het talud in de buurt van steen 11 het meest vervormd (circa 9 mm) en daar is tijdens P04 de schade ontstaan. Pas tijdens Proef P03 en Proef P04 trad er meer vervorming rond de kruin op en uiteindelijk schade op de kruin tijdens Proef P04. Ook ter plaatse van de stenen 1 en 12, die in de buurt liggen van steen 11, is na Proef P04 een duidelijke verplaatsing van bijna 2 cm opgetreden.

Het buitentalud vormde geen onderdeel van het huidige onderzoek, maar omdat daar enkele malen schade is ontstaan, zijn de constatering en toch in dit verslag opgenomen.

Schaderapport na Proef P02

Proef P02 is gestopt na 29 minuten en 26 seconden, omdat er schade op het *buitentalud* optrad. Er was op circa 3.9 m boven de gootbodem één Basaltonzuil geheel uit het talud gelicht. Visuele inspectie na het afpompen toonde dat er heel veel inwasmateriaal uit het buitentalud was gespoeld, mede als gevolg van de relatief grote spleten tussen de stenen. Bovendien komt het inwasmateriaal dat over de kruin spoelt niet meer terug, terwijl op een normaal dijktaalud het inwasmateriaal heen en weer spoelt en voor een belangrijk deel op het talud blijft.

De spleten van $z = 2,2$ m tot $z = 3,2$ m ($z =$ hoogte boven de gootbodem) waren nog goed gevuld: circa 5 cm inwasmateriaal was eruit. Van $z = 3,2$ m tot $z = 4,2$ m waren op vele plaatsen de spleten tot aan de onderkant van de Basalton uitgespoeld. Op sommige plaatsen lagen de Basaltonzuilen zelfs los. Van $z = 4,2$ m tot $z = 4,4$ m was nog inwasmateriaal aanwezig in de zetting op het buitentalud.

De kruin en het binnentalud van de havendam zagen er nog goed uit. Tussen de Basalton op de kruin was circa 7 tot 8 cm van het inwasmateriaal uitgespoeld en op het binnentalud van Basalton net achter de kruin was circa 4 tot 5 cm uitgespoeld. Tussen de lager gelegen Hydroblocks was slechts circa 3 cm uitgespoeld.

Na inspectie is het buitentalud opnieuw ingewassen, maar nu met het grovere filtermateriaal. Losse stenen werden zo goed mogelijk vastgeklemd om de kans op schade op het buitentalud zo klein mogelijk te maken.

Schaderapport na Proef P02A

Ook na Proef P02A was er weer veel inwasmateriaal uit het buitentalud gespoeld, maar minder dan bij Proef P02. Van $z = 4,2$ m tot $z = 4,4$ m was het inwasmateriaal minder dan 5 cm uitgespoeld. Van $z = 3,5$ m tot $z = 4,2$ m was er gemiddeld 12 tot 15 cm van het inwasmateriaal uitgespoeld. Verder naar onder toe nam de uitspoeling weer af tot 3 à 4 cm helemaal onderaan (op $z = 2,2$ m).

Midden in de goot op circa 2 m van de kruin was een Basaltonzuil circa 4,5 cm uit het talud gekomen (zie figuur C8) en er zaten wat zuilen los. Aan de westzijde (links, halzijde) van het buitentalud lijkt van $z = 3,5$ m tot $z = 3,8$ m iets van een bolling in het talud te zitten.

Na inspectie is het buitentalud weer opnieuw ingewassen met filtermateriaal en zijn losse stenen weer zo goed mogelijk vastgezet voor de volgende proef.

Schaderapport na Proef P03

De volledige proef kon worden uitgevoerd zonder ernstige schade aan het buitentalud. Daar was weer veel inwasmateriaal uitgespoeld en er leek iets van een bolling op het buitentalud op te treden bij $z = 3,6$ m tot $z = 4,0$ m. Daar staken ook twee zuilen iets uit het talud; één zuil stak er circa 2 cm uit en een ander circa 4 cm.

Van $z = 3,8$ m tot $z = 4,4$ m was 10 tot 12 cm van het inwasmateriaal van het buitentalud uitgespoeld. Van $z = 3,0$ m tot $z = 3,8$ m liep dat op tot 12 à 18 cm en op vele plaatsen zelfs tot 20 cm (volledige uitspoeling). Daarna liep de uitspoeling snel terug tot circa 8 cm en minder. Op de kruin en het binnentalud was er weinig uitspoeling.

Na inspectie werd het buitentalud weer zo goed mogelijk hersteld en versterkt door losse stenen zoveel mogelijk klem te zetten door er stenen van het filtermateriaal tussen te slaan.

Schaderapport na Proef P04

Proef P04 is reeds na 12 minuten en 40 seconden gestopt in verband met het optreden van schade aan de Basaltonbekleding op de kruin (zie figuur C9). De schade ontstond nadat, op de plaats waar later het grote gat ontstond, eerst een zuil circa 5 à 10 cm omhoog was gekomen en de steen ernaast omlaag was gegaan. De directe omgeving er omheen bewoog met de golven op en neer. Daarna ging er in het midden van de goot (aansluiting op basalt)

één steen uit en is de proef gestopt. Het grote gat ontstond vervolgens door de laatste nog in de goot lopende golven.

In deze proef kwamen nu ook enkele duidelijke golfklappen op het begin van de kruin. Dit in tegenstelling tot de vorige proeven, toen de zware klappen vrijwel allemaal op het buitentalud terecht kwamen.

4.4.2 Schade-ontwikkeling tijdens Serie 2: waterstand onder de kruin

Na de eerste proevenserie werd verwacht dat bij een lagere waterstand de aanval op de kruin zou afnemen. Om de kans op schade te vergroten is daarom de Basalton (met $D = 0,15$ m en met $\rho_s = 2300$ kg/m³) op de kruin vervangen door de lichte Hydroblocks (met $D = 0,15$ m en $\rho_s = 1952$ kg/m³) (zie figuur C10).

De gegevens van de waterpassing van de gemerkte stenen op de kruin en het binnentalud tijdens de tweede proevenserie met lage waterstand zijn vermeld in Tabel 4.3. Deze tabel laat zien dat er tijdens deze proevenserie in het algemeen niet veel vervorming van de steenzetting is opgetreden. Alleen op de kruin ter plaatse van steen 1 is de bekleding 7 mm omhoog gekomen gedurende Proef P11, P12 en P13.

Raai	Tijdstip Steen	voor P11	na P12	na P13	grootste verschil (mm)	na P21
		Hoogte t.o.v. bodem [m]	Hoogte t.o.v. bodem [m]	Hoogte t.o.v. bodem [m]		22-10-04
1	1	4,550	4,553	4,557	7	gat
	2	4,539	4,540	4,541	2	gat
	3	4,443	4,444	4,443	1	gat
	4	4,271	4,272	4,271	1	gat
	5	4,090	4,091	4,090	1	4,105
	6	3,864	3,864	3,864	0	3,864
	7	3,626	3,627	3,626	1	3,626
	8	3,463	3,464	3,464	1	3,464
	9	3,299	3,300	3,299	1	3,300
2	10	4,536	4,537	4,535	1	gat
	11	4,546	4,546	4,545	1	gat
	12	4,447	4,449	4,447	2	gat
	13	4,263	4,264	4,264	1	4,268
	14	4,093	4,093	4,093	0	4,093
	15	3,856	3,858	3,857	2	3,856
	16	3,626	3,627	3,626	1	3,626
	17	3,467	3,464	3,468	3	3,468
	18	3,288	3,289	3,289	1	3,289

Tabel 4.3 Waterpassingen van gemerkte stenen in de kruin en het binnentalud van de havendam bij waterstand onder kruinniveau (Proef P11 tot en met P13) en boven kruinniveau (Proef P21)

Schaderapport na Proef P12

Het buitentalud van de havendam was na Proef P12 behoorlijk aangetast, maar niet bezweken. Er was sprake van een duidelijke vervorming van het taludoppervlak en

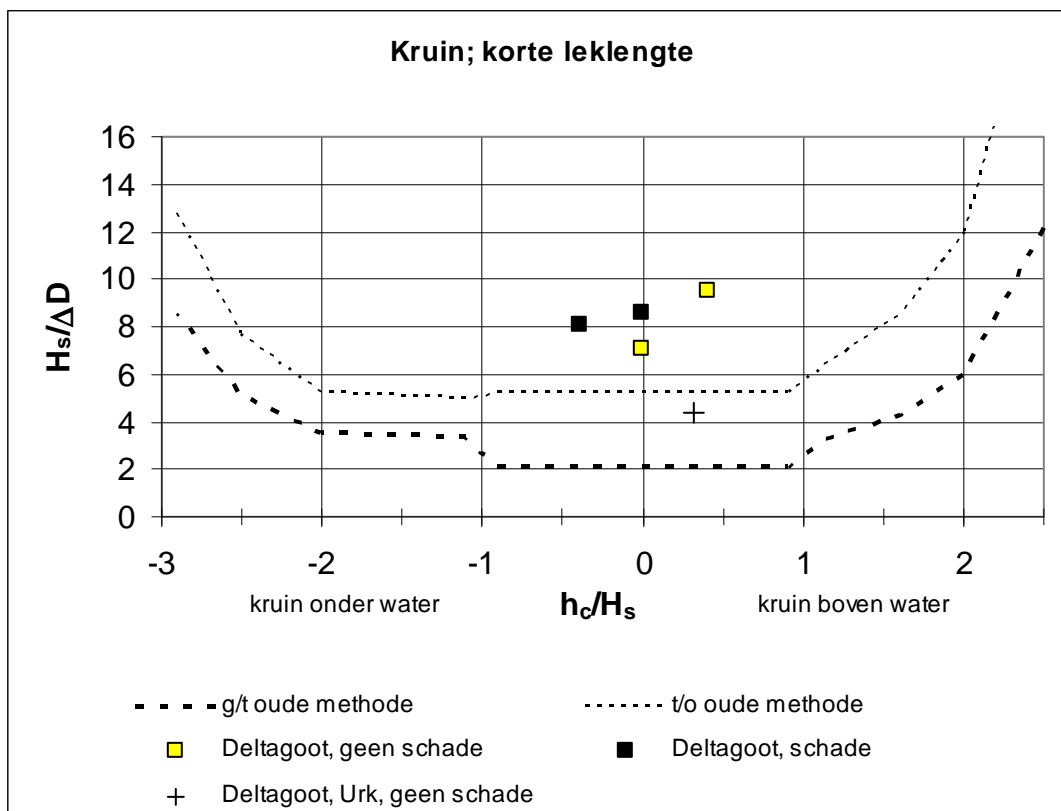
plaatselijk was het inwasmateriaal uit de spleten gespoeld. Daardoor lagen ook enkele stenen los en waren enkele stenen iets omhoog gekomen.

De kruin en het binnentalud lagen er nog keurig bij. Daar was nauwelijks enig inwasmateriaal uitgespoeld en waren geen zuilen zichtbaar omhoog gekomen.

Schaderapport na Proef P13

Na proef 12 is het buitentalud zo goed mogelijk hersteld en is proef P13 uitgevoerd. Na deze proef was het beeld van het buitentalud vergelijkbaar met dat van na proef P12. De bekleding op de kruin en het binnentalud hadden deze proef echter wel goed doorstaan. Daar was nauwelijks enige uitspoeling van inwasmateriaal te zien.

Tijdens de proeven was duidelijk te zien dat bij deze lage waterstand de belasting op de kruin en het binnentalud vrij klein is. De belasting van het buitentalud was tijdens Proef P13 echter al zo zwaar, dat gevreesd moest worden voor de stabiliteit. Daarom is besloten om de belasting op de kruin niet op te voeren door een hogere golfhoogte in te stellen, maar door de waterstand te verhogen tot boven de kruin. Een dergelijke hoge waterstand zou immers ook een zwaardere belasting geven van de kruin en het binnentalud.



Figuur 4.3 Resultaten van Deltagootproeven in vergelijking tot oude toetsmethode van Klein Breteler (2002)

4.4.3 Schade-ontwikkeling tijdens Serie 3: waterstand boven de kruin

Aan de hand van de ervaring die opgedaan was tijdens de kleinschalige proeven en de Deltagootproeven tot nu toe, was bekend dat een waterstand iets boven de kruin een veel grotere belasting geeft, dan een waterstand iets onder de kruin. Daarom is bij Serie 3 gestart met een relatief lage golfhoogte: $H_s = 1,15$ m.

Kennelijk was deze belasting al te veel voor de steenzetting op de kruin, want na enkele minuten golven ontstond schade, die snel uitgroeide tijdens de paar golven die nog in de goot aanwezig waren (zie figuur C12).

Na afloop van de proef is het talud weer gewaterpast. De resultaten daarvan zijn toegevoegd aan Tabel 4.3.

4.4.4 Vergelijking proefresultaten met oude toetsmethode

De huidige resultaten van het Deltagootonderzoek kunnen vergeleken worden met de toetsmethode van Klein Breteler (2002) (zie par. 5.1). In figuur 4.3 is te zien dat de huidige resultaten leiden tot de conclusie dat de bekleding op de kruin van een havendam veel stabiel is dan volgt uit de oude toetsmethode.

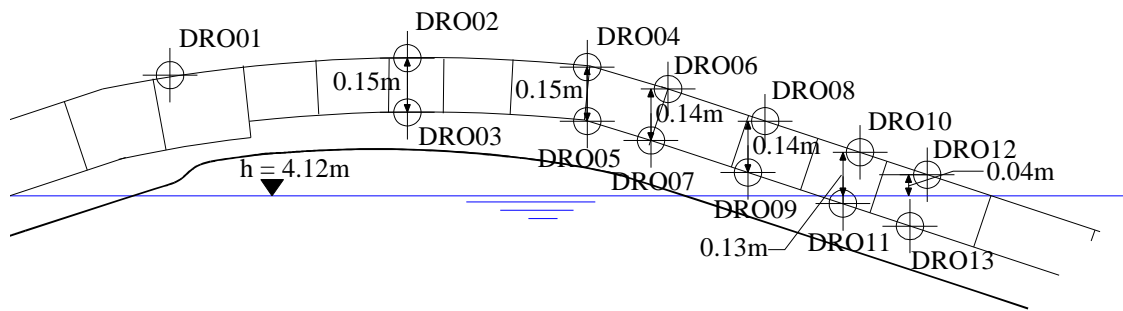
4.4.5 Stijghoogteverschil over de toplaag

Gezien het feit dat de steenzetting op de havendam bestaat uit stenen die mooi tegen elkaar geplaatst zijn, zijn de stromingskrachten in het vlak van de bekleding van het over de kruin schietende water nauwelijks een bedreiging voor de stabiliteit. Voor een mooi vlak gezette steenzetting zijn de stijghoogteverschillen over de toplaag veel belangrijker, omdat die verantwoordelijk zijn voor het oplichten van de stenen en het ontstaan van initiële schade. Tijdens de proeven is op 11 locaties zowel de stijghoogte op als onder de toplaag gemeten (zie figuur 4.1). Uit deze metingen is het stijghoogteverschil over de toplaag bepaald.

Alle drukopnemers zijn voor elke proef op 0 gesteld. Dit betekent dat de drukopnemers die onder de stilwaterlijn zitten, de stijghoogte meten t.o.v. die stilwaterlijn, maar de drukopnemers boven de stilwaterlijn meten de stijghoogte t.o.v. de atmosferische druk. Bij het berekenen van het stijghoogteverschil is hiermee rekening gehouden door de meetwaarden van sommige drukopnemerparen te corrigeren. Op basis van de locatie van de drukopnemers t.o.v. de stilwaterlijn is berekend dat de volgende correcties nodig zijn:

- Drukopnemerpaar 2-3: Tijdens Proef P02 en Proef P02A 1 cm en tijdens Proef P11 tot en met Proef P13 15 cm gecorrigeerd
- Drukopnemerpaar 4-5: Tijdens Proef P11 tot en met Proef P13 15 cm gecorrigeerd
- Drukopnemerpaar 6-7 en 8-9: Tijdens Proef P11 tot en met proef P13 14 cm gecorrigeerd
- Drukopnemerpaar 10-11: Tijdens Proef P11 13 cm en tijdens Proef P12 tot en met Proef P13 14 cm gecorrigeerd
- Drukopnemerpaar 12-13: Tijdens Proef P11 4 cm, tijdens P12 10 cm en tijdens Proef P13 14 cm gecorrigeerd

Voor Proef P11 is in figuur 4.4 de ligging van de drukopnemers ten opzichte van de waterlijn met de correcties schematisch weergegeven.



Figuur 4.4 Schematische weergave correctie voor drukopnemers die boven de waterlijn zitten; Proef P11

De gemeten stijghoogteverschillen met een overschrijdingsfrequentie van 2% zijn weergegeven in Figuur 4.5. Uit deze figuur blijkt dat tijdens Serie 1 (Proef 1 tot en met Proef 4) het stijghoogteverschil op de kruin beduidend lager was dan op het binnentalud. Op de kruin liep het stijghoogteverschil op van ongeveer 0,14 m tot 0,17 m, terwijl de golfhoogte veel meer toenam, namelijk van 0,99 tot 1,67 m.

Op het binnentalud liep de grootste waarde van het 2%-stijghoogteverschil op van 0,20 m tot 0,27 m. Ondanks dat het stijghoogteverschil op het binnentalud hoger is dan op de kruin, en de soortelijke massa van de stenen op het binnentalud kleiner was dan op de kruin, is toch uiteindelijk schade ontstaan op de kruin. Tijdens Proef 4 geldt voor grootste waarde van het 2%-stijghoogteverschil:

- Kruin: $\phi_{w2\%}/(\Delta D) = 0,17/(1,300 \cdot 0,15) = 0,87$ (Basalton)
- Binnentalud: $\phi_{w2\%}/(\Delta D) = 0,27/(0,952 \cdot 0,15) = 1,89$ (Hydroblock)

Hieruit blijkt dat op de kruin kennelijk een zeldzamer stijghoogteverschil oorzaak is van de schade dan die met 2% overschrijdingsfrequentie. Verder is het grote stijghoogteverschil op het binnentalud kennelijk zo laag opgetreden dat er al voldoende klemming was opgebouwd als gevolg van de normaalkracht die ontstaat door de rijen zuilen en zuilen erboven.

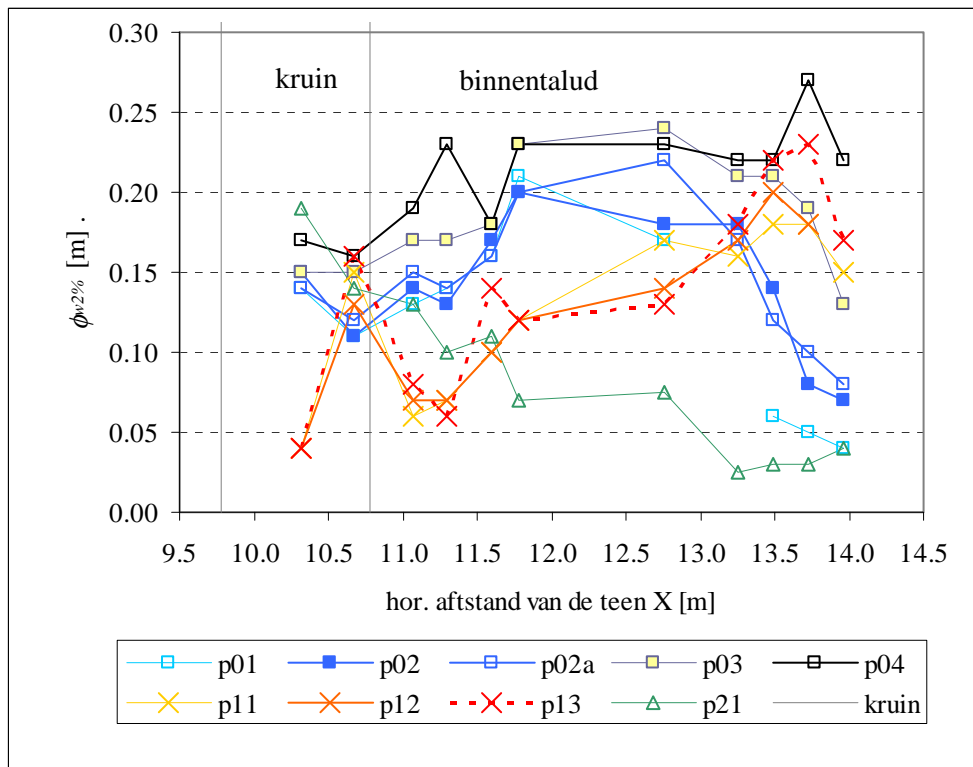
In figuur B21 en figuur B22 in bijlage B is te zien dat de maximale stijghoogteverschillen op de kruin nog aanzienlijk groter waren dan de 2%-waarden.

Serie 2 is uitgevoerd met een lage waterstand. Bij die proeven blijkt een groot stijghoogteverschil op te treden op de binnenkruinlijn ($\phi_{w2\%}$ loopt op van 0,13 m tot 0,16 m), maar het grootste stijghoogteverschil treedt laag op het binnentalud op (bij $X = 13,7$ m; op 0,5 m onder de stilwaterlijn). De stilwaterlijn ligt in deze figuur bij $X = 11,96$ m (Proef P11), $X = 12,14$ m (Proef P12) en $X = 12,32$ m.

Deze stijghoogteverschillen waren net iets kleiner dan tijdens de proeven uit de eerste serie en er is dan ook geen schade ontstaan.

Tijdens de derde serie proeven (met waterstand iets boven de kruin; Proef P21) zijn de grootste stijghoogteverschillen op de kruin ontstaan, en werden de stijghoogteverschillen steeds kleiner naarmate we verder naar beneden gaan langs het binnentalud. Het stijghoogteverschil op de kruin was wat groter dan tijdens Proef P04, en heeft direct tot schade geleid.

- Kruijn: $\phi_{2\%}/(\Delta D) = 0,19/(0,952-0,15) = 1,33$ (Hydroblock)



Figuur 4.5 Gemeten 2%- stijghoogteverschil als functie van de locatie

4.5 Resultaten Zsteen-berekeningen

De Deltagootproeven zijn nagerekend met Zsteen door de gemeten drukken op de bekleding als invoer voor de berekeningen te gebruiken. De eigenschappen van de steenzetting in de Zsteen berekeningen zijn helaas iets afwijkend van de geteste afmetingen in de Deltagoot. De afwijking is echter klein t.o.v. de onnauwkeurigheden in het rekenmodel.

Er is gerekend met een ingewassen constructie met een inwasmateriaal met $D_{15} = 9$ mm, in plaats van 7,5 mm. De filterlaagdikte is $b = 0,10$ m met een korrelgrootte van $D_{f15} = 22$ mm. In Tabel 4.4 staan de eigenschappen van de toplaag onderverdeeld in buitentalud, kruin en binnentalud zoals gebruikt in de Zsteen-berekeningen.

In deze berekeningen is de havendam in twee gedeelten opgesplitst, namelijk:

- de kruin en het binnentalud boven $z = 4,2$ m (ca 1 m langs het talud vanaf de binnenkruinlijn)
- het binnentalud onder $z = 4,2$ m

In Tabel 4.5 staat een overzicht van de rekenresultaten met Zsteen voor havendammen op basis van de gemeten drukken op de bekleding in de Deltagoot, namelijk de maximale individuele blokbeweging en de maximale cumulatieve blokbeweging. Hierbij wordt onderscheid gemaakt in locatie op de havendam (kruin of binnentalud).

locatie	eigenschap	
buitentalud	dikte van de zuil (basalton)	0,20 m
	oppervlakte van de zuil	0,06 m ²
	percentage open oppervlak	12 %
	soortelijke massa	2827 kg/m ³
	leklengte	0,586 m
kruin	dikte van de zuil (basalton)	0,15 m
	oppervlakte van de zuil	0,04 m ²
	percentage open oppervlak	12 %
	soortelijke massa	2300 kg/m ³
	leklengte	0,508 m
binnentalud	dikte van de zuil (hydroblocks)	0,15 m
	oppervlakte van de zuil	0,054 m ²
	percentage open oppervlak	13 %
	soortelijke massa	1950 kg/m ³
	leklengte	0,488 m

Tabel 4.4 Ingevoerde eigenschappen van de toplaag en berekende leklengte in Zsteen

Proef	kruin en bovenzijde binnentalud		binnentalud	
	maximale individuele blok beweging [mm]	cumulatieve blok beweging [mm]	maximale individuele blok beweging [mm]	cumulatieve blok beweging [mm]
P01	9	14	12	38
P02	7	10	43	111
P02a	5	10	23	130
P03	22	91	62	431
P04	26	41	36	180
P11	4	17	24	673
P12	4	7	39	1629
P13	10	14	46	1439
P21	10	23	2	2

Tabel 4.5 Blokbewegingen Deltagoot berekeningen

De proeven waarbij schade is opgetreden, namelijk Proef P04 en Proef P21 waren vrij kort (slechts respectievelijk 13 minuten en 3 minuten). Om deze rekenresultaten goed te kunnen vergelijken met de andere proeven is het noodzakelijk een schatting te maken van de blokbeweging als de proef veel langer had geduurd. Deze opschaling is gebeurd door te kijken naar de maximale golfhoogte, H_{\max} . De maximale golfhoogte neemt toe wanneer het aantal golven toeneemt. Dit wordt weergegeven in vergelijking (Goda, 1985)

$$\frac{H_{\max}}{H_s} = 0,7\sqrt{\ln(N)} \quad (4.1)$$

Nu kan bepaald worden wat de toename van H_{\max} is wanneer 1000 golven gegenereerd waren tijdens de proef. In Klein Breteler e.a. (2003) zijn figuren opgenomen waarbij voor 2 ξ -waarden en 2 leklengtes de toename van de berekende blokbeweging is uitgezet bij toenemende golfhoogte. Op basis van deze figuren is afgeleid dat bij toename van 1 m golfhoogte de blokbeweging toeneemt met 65 mm nadat begin van beweging is opgetreden. Op basis van Vergelijking (4.1) is de toename bepaald van de maximale golfhoogte. Het kan aangenomen worden dat als nauwelijks golfbreking optreedt een vaste verhouding bestaat

tussen H_{\max} en H_s . Dus kan aangenomen worden dat de toename van H_{\max} een vergelijkbare toename van de blokbeweging geeft als een toename van de H_s .

Met deze toename is de toename van de blokbeweging vastgesteld. In Tabel 4.6 zijn de berekende blokbewegingen weergegeven wanneer 1000 golven waren gegenereerd. Proef P02 was onderverdeeld in 2 stukken. Beide delen zijn nagerekend met Zsteen. In Tabel 4.6 zijn voor de tweede proef de resultaten van de langste deel (Proef P02A) opgeschaald.

	kruin en bovenzijde binnentalud [mm]	binnentalud [mm]
P01	9	12
P02	10	28
P03	22	62
P04	60	70
P11	4	24
P12	4	39
P13	10	46
P21	49	41

Tabel 4.6 Omgerekende blokbewegingen Deltagoot voor 1000 golven

In Tabel 4.6 blijkt uit de resultaten een duidelijk verband tussen de golfhoogte en de blokbeweging. Een grotere golfhoogte geeft een grotere blokbeweging. Voor proef P21 is het aantal golven slechts 35 en daardoor zijn de resultaten minder betrouwbaar. Toch lijken ook hier de resultaten goed overeen te komen met de trend (golfhoogte voor deze proef was lager dan Proef P13).

De maximale blokbeweging op het binnentalud neemt geleidelijk toe met toenemende golfhoogte, alleen het resultaat van Proef P03 valt uit de toon. De blokbeweging tijdens Proef P02 en Proef P04 is opmerkelijk hoog, gegeven het feit dat het binnentalud bij die proeven niet bezwaken is. Ten aanzien van het binnentalud zal overwogen moeten worden of er gerekend moet gaan worden met klemming, of dat een aangepast stabiliteitscriterium wordt toegepast.

In paragraaf 3.5 is een criterium afgeleid op basis waarvan een stabiliteitsoordeel gegeven kan worden aan de hand van de berekende maximale blokbeweging:

$$\begin{aligned}
 Y_{\max}/D < 0,1 & \quad : \text{goed} \\
 0,1 \leq Y_{\max}/D \leq 0,3 & \quad : \text{twijfelachtig} \\
 Y_{\max}/D > 0,3 & \quad : \text{onvoldoende}
 \end{aligned}$$

Gezien het feit dat de bekleding in de Deltagoot 15 cm dik was, zou er volgens dit criterium geen schade mogen ontstaan als $Y_{\max} < 15$ mm, en zou er zeker schade ontstaan als $Y_{\max} > 45$ mm. Tijdens de Deltagootproeven is alleen schade aan de kruin ontstaan tijdens Proef 4 en 21. Ten aanzien van de kruin klopt het criterium dus, maar ten aanzien van het binnentalud is het veel te streng.

In Tabel 4.7 staan de met Zsteen voor havendammen berekende maximale stijghoogteverschillen weergegeven voor zowel de kruin als het binnentalud. De meetresultaten zijn gegeven in Tabel 4.8.

	kruin en bovenzijde binnentalud (m)	binnentalud [m]
P01	1,0	0,25
P02	0,46	0,47
P03	0,69	0,50
P04	0,94	0,51
P11	0,21	0,45
P12	0,24	0,55
P13	0,33	0,67
P21	0,69	0,61

Tabel 4.7 Met Zsteen berekende maximale stijghoogteverschillen

	kruin en bovenzijde binnentalud (m)	binnentalud [m]
P01	0,21	0,42
P02	0,35	0,42
P03	0,39	0,73
P04	0,41	0,48
P11	0,24	0,45
P12	0,21	0,35
P13	0,22	0,52
P21	0,28	0,51

Tabel 4.8 Gemeten maximale stijghoogteverschillen (zie Figuur B21)

Uit deze resultaten blijkt dat in een kwart van de gevallen het stijghoogteverschil volgens Zsteen veel hoger is dan volgens de metingen. Vooral in Serie 1 op de kruin zijn de verschillen erg groot. In Serie 2 op de kruin en op het binnentalud zijn de resultaten vrij redelijk, behalve op het binnentalud tijdens Proef 12. Tijdens Serie 1 is het berekende stijghoogteverschil tijdens Proef P01 en Proef P03 veel te laag.

De rekenresultaten van Zsteen zijn erg gevoelig voor zeer kort durende piekjes in het stijghoogteverloop op de bekleding. Dit leidt tot relatief hoge maximale stijghoogteverschillen, maar omdat deze piekjes zo kort duren, hebben ze weinig invloed op de maximale blokbeweging. Daarom is het veel zinvoller om te kijken naar de maximale blokbeweging in plaats van naar de stijghoogteverschillen uit Zsteen.

4.6 Vergelijking resultaten grootschalig en kleinschalig modelonderzoek

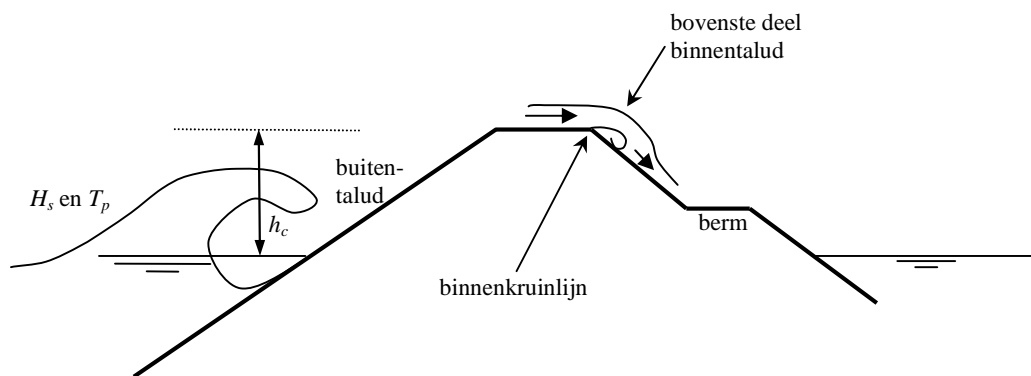
Bijlage D van dit rapport is een vergelijking gemaakt tussen de Zsteen-berekeningen die gemaakt zijn op basis van de kleinschalige modelproeven en de Zsteen-berekeningen op basis van de Deltagootproeven. Deze vergelijking is uitgevoerd om te controleren of schaafeffecten een belangrijke rol spelen bij het meten van de drukken die vervolgens gebruikt worden om de blokbeweging met Zsteen te bepalen. Er is een vergelijking gemaakt tussen de berekende blokbeweging en de stijghoogteverschillen.

Door verschillende in geometrie en bemonsteringsfrequentie was een exacte vergelijking tussen de resultaten van het grootschalige en kleinschalige modelonderzoek niet mogelijk. Rekening houdend met deze verschillen, kan wel geconcludeerd worden dat de stijghoogteverschillen redelijk goed overeen komen en de berekende blokbewegingen ook onderling goed verklaarbaar zijn.

5 Aanpassing van toetsmethode

5.1 Oude toetsmethode

In 2002 is op basis van beperkte informatie een voorlopige toetsmethode voor steenzettingen op havendammen opgesteld (Klein Breteler, 2002). Bij die methode is onderscheid gemaakt tussen vijf verschillende categorieën van havendammen. Dit onderscheid is gemaakt op basis van de dimensieloze hoogte van de kruin, h_c/H_s . De methode kan als volgt samengevat worden:



Figuur 5.1 Definitie van buitentalud, binnenkruinlijn en berm

Categorie 1: $h_c > z_{2\%}$

De kruin en het binnentalud zijn in deze categorie altijd ‘goed’.

Het buitentalud kan getoetst worden met de normale toetsregels voor dijken.

Categorie 2: $1 < h_c/H_s < z_{2\%}/H_s$

Het buitentalud kan getoetst worden met de normale toetsregels voor dijken.

De volgende toetsregel is van toepassing voor de kruin en het binnentalud van deze categorie havendammen ($z_{2\%}$ = golfoploophoogte die door 2% van de inkomende golven wordt overschreden):

1. Voor goed geklemde steenzettingen van zuilen of ingewassen en/of dichtgeslibde natuursteen, waarbij de kruinrand is afgerond of ingegoten met gietasfalt:

- Goed : $(z_{2\%} - h_c)/(\Delta D) < 6$ (5.1)

- Twijfelachtig : $6 \leq (z_{2\%} - h_c)/(\Delta D) \leq 12$ (5.2)

- Onvoldoende : $(z_{2\%} - h_c)/(\Delta D) > 12$ (5.3)

2. Overige steenzettingen:

- Goed : $(z_{2\%} - h_c)/(\Delta D) < 4$ (5.4)

- Twijfelachtig : $4 \leq (z_{2\%} - h_c)/(\Delta D) \leq 12$ (5.5)

- Onvoldoende : $(z_{2\%} - h_c)/(\Delta D) > 12$ (5.6)

Categorie 3: $0 < h_c/H_s < 1$

Het buitentalud kan getoetst worden met de normale toetsregels voor dijken.

De volgende toetsregels zijn van toepassing voor de kruin en het binnentalud van deze categorie havendammen (u = watersnelheid op de kruin):

- Goed : $u < 2,5 \cdot \sqrt{(g\Delta D)}$ **EN** $H_s/\Delta D < 5$ (5.7)
 - Twijfelachtig : $2,5 \cdot \sqrt{(g\Delta D)} < u < 4 \cdot \sqrt{(g\Delta D)}$ **OF** $5 < H_s/\Delta D < 12$ (5.8)
 - Onvoldoende : $u > 4 \cdot \sqrt{(g\Delta D)}$ **OF** $H_s/\Delta D > 12$ (5.9)
- met: $u = 220 \cdot g T_p s_{op} \cdot (0,085 - s_{op}) \tan \alpha$ (5.10)

Categorie 4: $-1 < h_c/H_s < 0$

Bij een gegeven waterstand is de toetsprocedure als volgt:

- **buitentalud:**
voer de toetsing uit alsof het een steenzetting op een gewone dijk is.
- **kruin:**
 1. steile en hoge golffronten en golfklappen
 - bepaal de waarde van de kruinfactor (zie figuur B33 en B34 in bijlage B)
 - bepaal de rekenwaarde van de dikte van de toplaag door de aanwezige dikte te delen door de kruinfactor.
 - voer de toetsing uit met de grafieken uit de eenvoudige methode of met ANAMOS (gedetailleerde methode), maar reken steeds met de rekenwaarde van de dikte van toplaag.
 2. voer de toetsing uit ten aanzien van stromingsbelasting:
 - Goed : $u < 2,5 \cdot \sqrt{(g\Delta D)}$ (5.11)
 - twijfelachtig : $2,5 \cdot \sqrt{(g\Delta D)} < u < 4 \cdot \sqrt{(g\Delta D)}$ (5.12)
 - onvoldoende : $u > 4 \cdot \sqrt{(g\Delta D)}$ (5.13)

met: $u = 220 \cdot g T_p s_{op} \cdot (0,085 - s_{op}) \tan \alpha$ (5.14)
- **binnentalud:**
voer de toetsing uit ten aanzien van stromingsbelasting (er zijn geen eisen ten aanzien van steile en hoge golffronten en golfklappen):
 - Goed : $u < 2,5 \cdot \sqrt{(g\Delta D)}$ (5.15)
 - Twijfelachtig : $2,5 \cdot \sqrt{(g\Delta D)} < u < 4 \cdot \sqrt{(g\Delta D)}$ (5.16)
 - Onvoldoende : $u > 4 \cdot \sqrt{(g\Delta D)}$ (5.17)

met: $u = 220 \cdot g T_p s_{op} \cdot (0,085 - s_{op}) \tan \alpha$ (5.18)

Categorie 5: $-3 < h_c/H_s < -1$

De volgende toetsregels zijn van toepassing voor deze categorie havendammen:

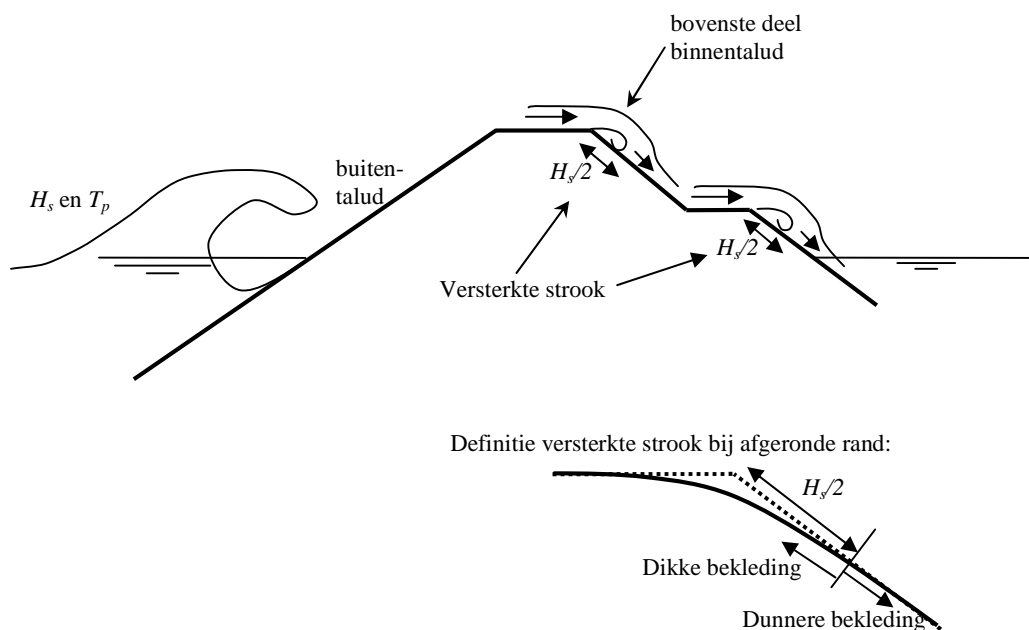
- **buitentalud:**
Bepaal een rekenwaarde van de toplaagdikte door de aanwezige toplaagdikte te delen door de factor uit de volgende formule:
$$f = 0,2 + 0,8 \cdot e^{1,4 \cdot (0,8 + h_c/H_s)^3} \quad (5.19)$$
Vervolgens kan de toetsing plaatsvinden met deze rekenwaarde van de toplaagdikte met de figuren uit de eenvoudige toetsing of met ANAMOS (gedetailleerde toetsing).
- **kruin:**
 - bepaal de waarde van de kruinfactor
 - bepaal de rekenwaarde van de dikte van de toplaag door de aanwezige dikte te delen door de kruinfactor.

- voer de toetsing uit met de grafieken uit de eenvoudige methode of met ANAMOS (gedetailleerde methode), maar reken steeds met de rekenwaarde van de dikte van de toplaag.
- binnentalud:
Het binnentalud hoeft niet getoetst te worden (altijd goed).

Categorie 6: $h_c/H_s < -3$

Als de kruin van de havendam ver onder water ligt ($h_c/H_s < -3$) wordt de steenzetting nauwelijks belast en is het toetsresultaat dus in alle gevallen 'goed'. Er is echter ook geen golfreducerende werking te verwachten.

De toetsmethode van Klein Breteler (2002) was vooral gericht op het toetsen van de kruin van een havendam en het bovenste deel van het binnentalud in de buurt van de binnenkruinlijn. Omdat er geen onderscheid gemaakt werd tussen het bovenste stukje van het binnentalud en de rest van het binnentalud, werden de zware eisen toegepast op het hele binnentalud. In de praktijk leidde dit tot de vreemde conclusie dat de bekleding op het binnentalud soms dikker moet zijn dan op het buitentalud.



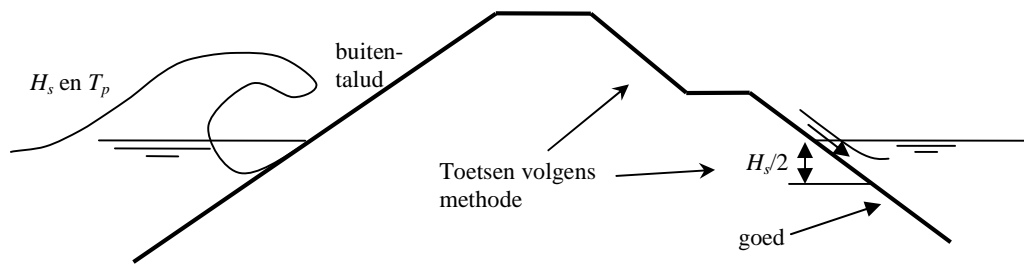
Figuur 5.2 Locatie van versterkte strook onder de binnenkruinlijn en de binnenberm

In 2004 is daarom een aanvulling op de eenvoudige toetsmethode gegeven (Klein Breteler, 2004):

- De bekleding op het binnentalud kan goedgekeurd worden als een toetsing van dit binnentalud met de golfcondities zoals ze aanwezig zijn aan de buitenzijde van de havendam, het toetsresultaat 'goed' oplevert. Dit geldt echter niet voor een strook vlak onder de kruin en vlak onder een berm.
- Onder de kruin of onder een berm moet een versterkte strook aangebracht zijn waar lokaal de toplaag dikker is of met gietasfalt is versterkt (zie Figuur 5.2). De breedte van deze strook moet tenminste een halve golfhoogte zijn, langs het talud gemeten. De

beoordeling van de dikte van de bekleding in de versterkte strook kan uitgevoerd worden met behulp van de toetsmethode van Klein Breteler (2002). Aanbevolen wordt om deze strook minimaal 1 m breed te maken.

- Hoewel hierover geen onderzoeksresultaten beschikbaar waren, is aangenomen dat de belasting op het binnentalud niet dieper dan een halve golfhoogte onder water reikt (verticaal gerekend), zie Figuur 5.3. Aanbevolen is om de bekleding die dieper ligt dan een halve golfhoogte onder de stilwaterlijn altijd goed te keuren, en boven dit niveau te toetsen met de gegeven toetsmethode.



Figuur 5.3 Toetsmethode van het binnentalud onder de waterlijn

Het huidige onderzoek heeft als doel deze voorlopige toetsmethode te verbeteren, resulterend in een nieuwe toetsmethode en een geavanceerde toetsmethode. Daarbij is gebruik gemaakt van resultaten van het kleinschalig modelonderzoek in de Scheldegoot (zie hoofdstuk 2), de resultaten van de Zsteen-berekeningen (zie hoofdstuk 3), de resultaten van de recente Deltagootproeven (zie hoofdstuk 4) en de resultaten van de Deltagootproeven uit 2002 (zie paragraaf 5.2).

5.2 Beschikbare resultaten van Deltagootproeven

Er zijn twee onderzoeken beschikbaar waarin de stabiliteit van de steenzetting op een havendam in de Deltagoot is beproefd. Het huidige onderzoek, dat beschreven is in hoofdstuk 4, en een onderzoek uit 2002. De resultaten van deze proeven zijn belangrijke input voor het opstellen van een nieuwe toetsmethode.

In 2002 zijn twee havendammen in de Deltagoot beproefd (Klein Breteler, 2002a), namelijk een schaalmodel van de havendam van Urk en een van Ketelhaven. De eigenschappen van de constructies en de belangrijkste proeven zijn samengevat in Tabel 5.1.

De proeven op de havendam van Urk zijn gestopt toen de toetscondities ruimschoots overschreden werden. Helaas zijn de golven niet zo hoog gemaakt totdat er schade ontstond. Op de kruin van de havendam van Ketelhaven was bij een golfhoogte van 0,80 m ($T_p = 4,60$ s) een granietblok 4 à 5 cm omhoog gekomen. Bij een golfhoogte van 1,00 m ($T_p = 4,82$ s) is een ander granietblok op de kruin uit de bekleding geslagen.

	<i>Urk</i>	<i>Ketelhaven</i>
kruinhoogte t.o.v. SWL (m)	0,35	-0,24
kruinbreedte (m)	0,30	0,50
helling buitentalud	1:2,8 à 1:3,1	1:3
helling binnentalud	1:2,5	1:2
bekleding van de kruin	basalton	granietblokken
dikte van de toplaag. D (m)	0,15	0,10
soortelijke massa van toplaag. ρ_s (kg/m ³)	2657	2582
dikte van het filter. b (m)	0,05	0,10
korrelgrootte van het filter. D_{f15} (mm)	12	22
korrelgrootte inwasmateriaal. D_{15} (mm)	10	≈5
golfsteilheid. s_{op} (-)	0,025	0,024 à 0,028
brekerparameter. ξ_{op} (-)	2,27 à 2,04	2,14 à 2,00
golfhoogte zonder schade. H_s (m)	1,09	0,70
H_s bij beginnende blokbeweging (m)	-	0,80
golfhoogte bij schade. H_s (m)	-	1,01
leklengte (incl. inwasmateriaal). Λ (m)	0,26	0,76

Tabel 5.1 Deltagootproeven betreffende Urk en Ketelhaven (modelwaarden)

In tabel 5.2 en 5.3 zijn de resultaten van de Deltagootproeven opgesomd.

Ten aanzien van Serie 3 moet opgemerkt worden dat er al zo snel schade ontstond op de kruin (binnen 5 minuten), dat het niet te zeggen is of een volledige proef met deze belasting niet ook schade zou hebben opgeleverd aan het binnentalud. Daarom zijn in de tabel vraagtekens toegevoegd.

KRUIN	2002		Huidig onderzoek		
	Urk	Ketelhaven	Serie 1	Serie 2	Serie 3
bekleding	Basalton	graniet	Basalton	Hydroblock	Hydroblock
leklengte (m)	0,26	0,76	0,44	0,44	0,44
kruinhoogte h_c/H_s	0,32	-0,24 à -0,34	-0,01	0,40	-0,39
geen schade:					
s_{op}	0,025	0,024	0,030	0,028	-
$H_s/\Delta D$	4,39	4,43	7,08	9,52	-
beweging ($Y_{max}/D > 0,3$)					
s_{op}	-	0,026	-	-	-
$H_s/\Delta D$	-	5,06	-	-	-
schade:					
s_{op}	-	0,028	0,030	-	0,030
$H_s/\Delta D$	-	6,38	8,56	-	8,05
twijfelachtig als	8 – 16	4,2 – 8,3	5,5 – 10	9 – 18	4,5 – 9,2
$\dots < H_s/\Delta D < \dots$					
toetsmethode klopt, ja/nee	ja	ja	ja	ja	ja

Tabel 5.2 Vergelijking toetsmethoden met Deltagootresultaten m.b.t. de kruin

BINNENTALUD	2002		Huidig onderzoek		
	Urk	Ketelhaven	Serie 1	Serie 2	Serie 3
bekleding	Basalton	graniet	Basalton	Hydroblock	Hydroblock
leklengte (m)	0,26	0,76	0,44	0,44	0,44
kruinhoogte h_c/H_s	0,32	-0,24 à -0,34	-0,01	0,40	-0,39
geen schade: s_{op}	0,025	0,028	0,030	0,028	0,030 ?
$H_s/\Delta D$	4,39	6,38	8,56	9,52	8,05 ?
beweging ($Y_{max}/D > 0,3$) s_{op}	-	-	-	-	-
$H_s/\Delta D$	-	-	-	-	-
schade: s_{op}	-	-	-	-	-
$H_s/\Delta D$	-	-	-	-	-
twijfelachtig als ... $< H_s/\Delta D < \dots$	8 – 16	5,5 – 12	5,5 – 12	8 – 17	4,5 – 11
toetsmethode klopt, ja/nee	ja	ja	ja	ja	ja

Tabel 5.3 Vergelijking toetsmethoden met Deltagootresultaten met betrekking tot het binnentalud

5.3 Aanpassing van de toetsmethode

In deze paragraaf wordt de toetsmethode uit 2002 (zie paragraaf 5.1) met de resultaten van de Deltagootonderzoeken en de Zsteen-berekeningen verbeterd. Dit was vooral goed mogelijk binnen het bereik van de Scheldegootmetingen ($-1 < h_c/H_s < 2$; $0,02 < s_{op} < 0,04$; talud 1:3 en 1:4 met een eventuele binnenberm) die de input hebben geleverd voor de Zsteen-berekeningen.

In deze paragraaf wordt de aandacht uitsluitend gericht op havendammen met een vrij vlak gezette steenzetting, waarvoor geldt dat afzonderlijke stenen niet meer dan 0,11D uitsteken boven de omliggende stenen.

De basis voor de afleiding van de nieuwe toetscriteria bestaat uit figuur B23 tot en met figuur B26, waarin de Zsteen-resultaten zijn samengevat.

Deze figuren zijn allemaal op dezelfde wijze geanalyseerd. Daarbij is in elke figuur per relatieve kruinhoogte h_c/H_s de range waarbinnen de resultaten van Zsteen varieerden in het twijfelachtige gebied gezocht. Deze range is vastgesteld door de bovengrens en ondergrens van de puntenwolk te schatten en is het snijpunt van de bovengrens met de lijn $Y_{max}/D = 0,1$ en het snijpunt van de ondergrens met de lijn $Y_{max}/D = 0,3$ bepaald. De grootte van $H_s/\Delta D$ op deze snijpunten geven de ondergrens en bovengrens van de range van de Zsteen-resultaten in het twijfelachtige gebied.

Als er onvoldoende Zsteen-resultaten waren binnen $0,1 < Y_{max}/D < 0,3$, dan zijn de tendensen in de resultaten geëxtrapoleerd.

De resultaten van deze analyse zijn weergegeven in tabel 5.4.

	Λ	$h_c/H_s = -1$	$h_c/H_s = 0$	$h_c/H_s = 0$ met ronde kruin	$h_c/H_s = 0,5$	$h_c/H_s \geq 1$
Kruin	kort	2,8 – 7,0	5,4 – 12	5,4 – 12	$\gg 10$	$\gg 10$
	lang	1,8 – 3,2	5,2 – 7,3	7,0 – 10	8,5 – $\gg 10$	$\gg 10$
Binnentalud	kort	2,7 – 8,8	5,6 – 11	5,6 – 11	$\gg 10$	$\gg 10$
	lang	1,5 – 4,0	3,7 – 6,8	4,0 – 8,7	$\gg 10$	$\gg 10$
Binnenberm	kort	–	–	–	$\gg 10$	$\gg 10$
	lang	–	–	–	3,2 – $\gg 10$	$\gg 10$
Talud onder binnenberm	kort	–	–	–	13 – $\gg 10$	$\gg 10$
	lang	–	–	–	3,2 – $\gg 10$ 10	$\gg 10$

Tabel 5.4 Range van $H_s/\Delta D$ -waarden waarvoor Zsteen een blokbeweging berekent van $0,1 < Y_{\max}/D < 0,3$ (twijfelachtige gebied)

Uit de analyse blijkt dat de invloed van het rond of recht zijn van de kruin meestal gering is. Alleen als de kruin op gelijke hoogte ligt als de waterstand, $h_c/H_s = 0$, en bovendien de leklengte lang is, is er een duidelijke invloed.

De resultaten van deze analyse zijn samen met de Deltagootresultaten weergegeven in figuur B29 tot en met B32 in bijlage B. In deze figuren is tevens de oude toetsmethode geschetst, uitgaande van:

- $\tan\alpha = 1/3$
- $\xi_{op} = 1,9$
- F_{\max} volgens Anamos:
 - $F_{\text{anamos}} = 6$ als korte leklengte
 - $F_{\text{anamos}} = 4$ als lange leklengte

Het blijkt dat de resultaten van Zsteen en de Deltagootresultaten sterk afwijken van de oude toetsmethode. Doorgaans is de stabiliteit van de toplaaag veel hoger. Aan de hand van deze figuren zijn nieuwe toetscriteria vastgesteld. Gezien het feit dat de Zsteen-berekeningen en Deltagootmetingen vooral betrekking hebben op $-1 < h_c/H_s < 1,6$ zijn ook de nieuwe toetscriteria voor die range opgesteld.

Bij het bepalen van de nieuwe toetscriteria is gebleken dat er geen significant verschil is tussen de stabiliteit van de toplaaag op de kruin en op het binnentalud. Wel is er een groot verschil tussen de bekledingen met een korte leklengte en die met een lange leklengte. Verder valt het op dat ook de stabiliteit van steenzettingen met een korte leklengte op de binnenberm en het talud onder de binnenberm een vergelijkbare stabiliteit hebben, en bovendien ook nog ongeveer gelijk aan die op de kruin en het binnentalud.

Bij een lange leklengte is de stabiliteit van de binnenberm en het talud eronder wel zeer afwijkend. Het is niet duidelijk waarom de stabiliteit in dat geval zo bijzonder laag is in vergelijking tot een kruin en binnentalud.

Voor het vaststellen van de criteria voor de binnenberm is uitgegaan van het feit dat steeds geldt dat de stabiliteit van de binnenberm bij $h_c = 0$ gelijk zou moeten zijn aan die van de kruin, omdat uitgegaan wordt van een berm die ongeveer gelijk ligt aan de waterstand. In dat geval gaat een berm dus over in een kruin. Ditzelfde geldt ook voor het talud onder de binnenberm, die bij $h_c = 0$ overgaat in een binnentalud.

Uiteindelijk blijken de volgende criteria redelijk aan te sluiten op de Zsteen-resultaten en de resultaten van de Deltagootproeven:

- Als de kruin rond de waterlijn of erboven ligt, $h_c/H_s \geq -1$:
 - Stabiliteit van de kruin, het binnentalud, binnenberm en talud onder de binnenberm met een korte lek lengte ($\Lambda \approx 0,4$ m):

$$g/t\text{-grens: } \frac{H_s}{\Delta D} = 2,8 + 3,2 \cdot \left(\frac{h_c}{H_s} + 1 \right)^3 \quad (5.20)$$

$$t/o\text{-grens: } \frac{H_s}{\Delta D} = 5 + 6 \cdot \left(\frac{h_c}{H_s} + 1 \right)^3 \quad (5.21)$$

- Stabiliteit van de kruin en het binnentalud met een lange lek lengte ($\Lambda \approx 1$ m):

$$g/t\text{-grens: } \frac{H_s}{\Delta D} = 1,8 + 2,7 \cdot \left(\frac{h_c}{H_s} + 1 \right)^3 \quad (5.22)$$

$$t/o\text{-grens: } \frac{H_s}{\Delta D} = 3,8 + 7 \cdot \left(\frac{h_c}{H_s} + 1 \right)^3 \quad (5.23)$$

- Stabiliteit van de binnenberm en het talud onder de binnenberm met een lange lek lengte ($\Lambda \approx 1$ m; $h_c \geq 0$):

$$g/t\text{-grens: } \frac{H_s}{\Delta D} = 3 + 4 \cdot \left(\frac{h_c}{H_s} \right)^3 \quad (5.24)$$

$$t/o\text{-grens: } \frac{H_s}{\Delta D} = 7 + 8 \cdot \left(\frac{h_c}{H_s} \right)^3 \quad (5.25)$$

Voor het bepalen van deze formules zijn de kleine verschillen tussen de stabiliteit op de kruin en het binnentalud verwaarloosd. Dit geldt ook voor het verschil tussen de stabiliteit op de kruin en het binnentalud enerzijds en de binnenberm en het talud onder de binnenberm met een korte lek lengte. Hierdoor kon het aantal formules sterk beperkt worden, zonder dat de nauwkeurigheid geweld aangedaan werd. Verder ligt de bovengrens van de Zsteen-resultaten voor een korte lek lengte bij $h_c/H_s = -1$ wat hoger dan de gekozen lijnen. Dit is acceptabel, omdat de wijze waarop de resultaten bepaald zijn, ertoe leiden dat sommige punten te hoog komen te liggen. Dat is een gevolg van het feit dat Zsteen een onderschatting van de stabiliteit geeft als de spleten ten opzichte van de belasting niet op de meest ongunstige locatie zijn gelegd. Dit is het geval bij een deel van de berekeningen, die daardoor in de $H_s/\Delta D$ - h_c/H_s grafiek te hoge punten geven.

Voor tussenliggende waarden van de lek lengte wordt aanbevolen lineair te interpoleren.

In alle gevallen geldt dat de bekleding alleen goed is als $H_s/\Delta D < 15$ en zeker onvoldoende is als $H_s/\Delta D > 20$. Dit criterium is toegevoegd omdat ten aanzien van de g/t-grens er rekenresultaten beschikbaar zijn tot ongeveer $H_s/\Delta D = 10$ à 15 . De formules met de dimensieloze kruinhoogte tot de derde macht sluiten goed aan op de rekenresultaten, maar leiden tot onrealistisch dunne bekledingen als de kruin ver boven water ligt.

Over de stabiliteit van havendammen met een zeer diepliggende kruin is er geen nieuwe informatie verkregen in het huidige onderzoek. Om de formules goed te laten aansluiten op die voor $h_c/H_s \geq -1$, wordt gebruikgemaakt van de invloedsfactor die door Klein Breteler (2002) is afgeleid voor het buitentalud onder de kruin als $h_c/H_s < -1$:

- als $h_c/H_s < -1$: $f = 0,2 + 0,8 \cdot e^{1,4 \cdot (0,8 + h_c/H_s)^3}$ (5.26)

- als $h_c/H_s \geq -1$: $f = 1$ (5.27)

Het betekent dat de waarde van $H_s/\Delta D$ bij $h_c/H_s = -1$ op de g/t-en t/o-grens gedeeld moet worden door de waarde van f uit bovenstaande formule om de betreffende grens te krijgen voor als $-3 < h_c/H_s < -1$.

Met deze factor worden de criteria voor $-3 < h_c/H_s < z_{2\%}$ als volgt:

- Stabiliteit van de kruin, het binnentalud, binnenberm en talud onder de binnenberm met een korte leklengte ($\Lambda \approx 0,4$ m, meeste bekledingen van basalt, Basalton en Hydroblocks, etc):

$$\begin{aligned} \text{'goed' als:} \quad \frac{h_c}{H_s} \geq -1: \quad \frac{H_s}{\Delta D} < \min \left\{ 2,8 + 3,2 \cdot \left(\frac{h_c}{H_s} + 1 \right)^3 ; 15 \right\} \\ \frac{h_c}{H_s} < -1: \quad \frac{H_s}{\Delta D} < \min \left\{ \frac{2,8}{f} ; 15 \right\} \end{aligned} \quad (5.28)$$

$$\begin{aligned} \text{'onvoldoende' als:} \quad \frac{h_c}{H_s} \geq -1: \quad \frac{H_s}{\Delta D} > \min \left\{ 5 + 6 \cdot \left(\frac{h_c}{H_s} + 1 \right)^3 ; 20 \right\} \\ \frac{h_c}{H_s} < -1: \quad \frac{H_s}{\Delta D} > \min \left\{ \frac{5}{f} ; 20 \right\} \end{aligned} \quad (5.29)$$

$$f = 0,2 + 0,8 \cdot e^{1,4 \cdot (0,8 + h_c/H_s)^3} \quad (5.30)$$

- Stabiliteit van de kruin en het binnentalud met een lange leklengte ($\Lambda \approx 1$ m, veelal bekledingen van rechthoekige betonblokken op een filter) (voor f zie formule 5.30):

$$\begin{aligned} \text{'goed' als:} \quad \frac{h_c}{H_s} \geq -1: \quad \frac{H_s}{\Delta D} < \min \left\{ 1,8 + 2,7 \cdot \left(\frac{h_c}{H_s} + 1 \right)^3 ; 15 \right\} \\ \frac{h_c}{H_s} < -1: \quad \frac{H_s}{\Delta D} < \min \left\{ \frac{1,8}{f} ; 15 \right\} \end{aligned} \quad (5.31)$$

$$\begin{aligned} \text{'onvoldoende' als:} \quad \frac{h_c}{H_s} \geq -1: \quad \frac{H_s}{\Delta D} > \min \left\{ 3,8 + 7 \cdot \left(\frac{h_c}{H_s} + 1 \right)^3 ; 20 \right\} \\ \frac{h_c}{H_s} < -1: \quad \frac{H_s}{\Delta D} > \min \left\{ \frac{3,8}{f} ; 20 \right\} \end{aligned} \quad (5.32)$$

- Stabiliteit van de binnenberm en het talud onder de binnenberm met een lange lek lengte ($\Lambda \approx 1$ m; $h_c \geq 0$; berm tussen $SWL+H_s/2$ en $SWL-H_s/2$):

$$\text{'goed' als: } \frac{H_s}{\Delta D} < \min \left\{ 3 + 4 \cdot \left(\frac{h_c}{H_s} \right)^3 ; 15 \right\} \quad (5.33)$$

$$\text{'onvoldoende' als: } \frac{H_s}{\Delta D} > \min \left\{ 7 + 8 \cdot \left(\frac{h_c}{H_s} \right)^3 ; 20 \right\} \quad (5.34)$$

- Voor tussenliggende waarden van de lek lengte kan lineair geïnterpoleerd worden.
- Overige gevallen: twijfelachtig

Als de steenzetting er niet mooi vlak bij ligt (door achterstallig onderhoud), en afzonderlijke stenen meer dan 0,11D boven andere stenen uitsteken, dan moet bovendien de stabiliteit van de uitstekende stenen beoordeeld worden met de methode uit bijlage E.

5.4 Locatie op binnentalud waar de belasting optreedt

De locatie waar grote belastingen optreden op het binnentalud zijn bepalend voor hoe diep onder de kruin de bekleding op het binnentalud zo'n hoge stabiliteit moet hebben als aangegeven in de vorige paragraaf. In de oude toetsmethode was gesuggereerd dat de belasting zich uitstrekt tot een halve golfhoogte onder de waterlijn (zie figuur 5.3).

De huidige metingen in de Deltagoot en berekeningen met Zsteen geven additionele informatie om de zone met grote belastingen nader te specificeren.

proef	kruinhoogte h_c/H_s (-)	zonegrens t.o.v. kruin $(z_{bel} - h_c)/H_s$ (-)	zonegrens t.o.v. SWL $(z_{bel} - h)/H_s$ (-)
P01	-0,01	-0,74	-0,75
P02	0,01	-0,76	-0,75
P02A	0,01	-0,71	-0,70
P03	-0,01	-0,72	-0,73
P04	-0,01	-0,74	-0,75
P11	0,38	-1,03	-0,65
P12	0,38	-0,88	-0,50
P13	0,40	-0,81	-0,41
P21	-0,39	-0,23	-0,62

Tabel 5.5 In Deltagoot gemeten dimensieloze niveau van ondergrens van belastingzone, waar het stijghoogteverschil 70% is van het maximum stijghoogteverschil (zie figuur 4.5).

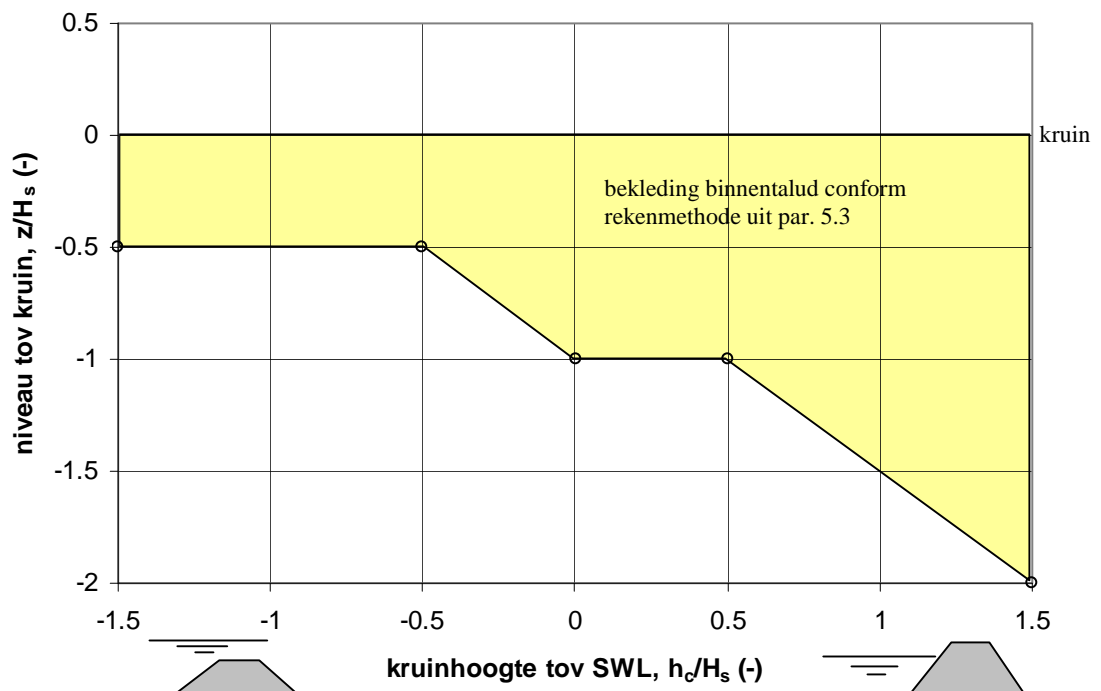
De gemeten stijghoogteverschillen in de Deltagoot zijn samengevat in figuur 4.5. Het blijkt dat het stijghoogteverschil tot enige afstand onder de kruin vrij groot blijft, en dan iets daaronder snel afneemt. In tabel 5.5 zijn de niveaus gegeven waar het stijghoogteverschil is afgenomen tot 70% van het maximum stijghoogteverschil.

Op basis van de metingen kan de volgende globale zone met grote stijghoogteverschillen geïdentificeerd worden (z_{bel} = niveau waar grote stijghoogteverschillen optreden):

- kruinhoogte ongeveer gelijk met de waterstand (proef 01 t/m 04):
de belasting treedt op tussen de kruin en het niveau $0,7H_s$ à $0,8H_s$ onder de kruin ($h_c < z_{\text{bel}} < h_c - (0,7 \text{ à } 0,8) \cdot H_s$)
- kruin ongeveer $0,4H_s$ boven de waterlijn (proef 11 t/m 13):
de belasting treedt op tussen de kruin en het niveau $0,8H_s$ à $1,0H_s$ onder de kruin ($h_c < z_{\text{bel}} < h_c - (0,8 \text{ à } 1,0) \cdot H_s$)
- kruin ongeveer $0,45H_s$ onder de waterlijn (proef 21):
de belasting treedt op tussen de kruin en het niveau $0,2H_s$ à $0,3H_s$ onder de kruin ($h_c < z_{\text{bel}} < h_c - (0,2 \text{ à } 0,3) \cdot H_s$)

De resultaten van de Zsteen-berekeningen ten aanzien van de locatie waar de grootste beweging optreedt, zijn uitgewerkt in bijlage F.2.

Het blijkt dat de grootste bewegingen op het binnentalud vooral optreden nabij de kruin en tot een diepte van $-0,8H_s$ à $-0,6H_s$ onder de kruin als die gelijk is aan de stilwaterlijn. Verder treedt de grootste blokbeweging op vlak onder de binnenberm (als deze in de buurt van de waterlijn ligt).



Figuur 5.4 Zone op het binnentalud die verdedigd moet zijn met een steenzetting conform de criteria uit paragraaf 5.3

Op basis van bovenstaande resultaten kan geconcludeerd worden dat de volgende zone op het binnentalud verdedigd moet zijn met een steenzetting die voldoet aan de criteria uit paragraaf 5.3 (zie ook figuur 5.4):

- als de kruin ruim onder water zit ($h_c/H_s \leq -0,5$): vanaf de kruin tot $H_s/2$ onder de kruin.
- als de kruin net onder water zit ($-0,5 < h_c/H_s \leq 0$): vanaf de kruin tot H_s onder de waterlijn.
- als de kruin net boven water zit ($0 < h_c/H_s \leq 0,5$): vanaf de kruin tot H_s onder de kruin.

- als de kruin ruim boven water zit ($h_c/H_s \geq 0,5$): vanaf de kruin tot $H_s/2$ onder de waterlijn.

Vanaf de kruin naar beneden neemt ook de sterkte toe als gevolg van de toenemende klemming. In combinatie met de snel afnemende belasting onder de bovenstaand gespecificeerde zone, kan gesteld worden dat het binnentalud slechts getoetst hoeft te worden in de belaste zone van figuur 5.4.

5.5 Geldigheidsgebieden

Ondanks dat een redelijk groot aantal modelproeven is uitgevoerd, blijkt in de praktijk dat het aantal voorkomende dwarsdoorsneden van havendammen vele malen groter is. Het is derhalve niet mogelijk om met deze toetsmethode alle havendammen te kunnen toetsen. Hieronder is een indicatie gegeven van de geldigheidsgebieden voor de belangrijkste parameters die van toepassing zijn voor de nieuwe toetsmethode. Op basis van deze geldigheidsgebieden moet het mogelijk zijn een groot deel van de voorkomende dwarsdoorsneden van havendammen in Nederland te kunnen toetsen. Afwijkende vormen zullen daarom geavanceerd getoetst moeten worden (zie par. 5.5).

Het geldigheidsgebied van de toetsmethode is:

- kruinbreedte: $1 < B < 5 \text{ m}$
- taludhelling: $2,7 < \cot \alpha < 4,8$
- brekerparameter: $1,5 < \xi_{op} < 3$
- relatieve kruinhoogtes: $-2 < h_c/H_s < 2$
- bermhoogtes t.o.v. SWL (in binnentalud): $-0,25 < h_b/H_s < 0,7$

Voor het toetsen van havendammen die buiten deze range liggen, kan overwogen worden een geavanceerde toetsing uit te voeren.

Het toepassen van de toetsmethode op een smallere kruin dan de vermelde range leidt tot een onderschatting van de belasting (onveilig). Een bredere kruin geeft een lagere belasting op het binnentalud, waardoor deze methode een conservatief resultaat zal geven (veilig). Een steilere taludhelling van het buitentalud geeft een onveilig resultaat, terwijl een flauwer talud juist een conservatief resultaat zal geven. De invloed van de brekerparameter is niet zodanig eenduidig dat aangegeven kan worden of buiten deze range een veilig of onveilig resultaat verkregen wordt met deze toetsmethode.

5.6 Geavanceerde toetsmethode

In het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (2004) zijn voor steenzettingen toetsmethoden op drie niveaus gegeven, afhankelijk van de hoeveelheid informatie en de hoeveelheid werk die de toetsing met zich mee mag brengen:

- de eenvoudige toetsing, vooral gebaseerd op $H_s/\Delta D$ - ξ_{op} grafieken
- de gedetailleerde toetsing, met behulp van ANAMOS
- de geavanceerde toetsing, uitgevoerd door specialisten met alle beschikbare kennis en rekenmodellen die op dat moment beschikbaar zijn

In paragraaf 5.3 is een nieuwe toetsmethode gegeven voor havendammen.

Deze heeft nog een vrij brede zone waarbinnen geen uitspraak gedaan wordt omtrent de stabiliteit van de steenzetting op de havendam (resultaat is ‘twijfelachtig’). Om vervolgens toch tot een definitief toetsoordeel te komen, is het nodig een geavanceerde toetsing uit te voeren.

De geavanceerde toetsing kan door specialisten uitgevoerd worden met het rekenmodel Zsteen, dat in het kader van dit project geschikt gemaakt is voor het toetsen van steenzettingen op havendammen.

De ervaring tot nu toe leert dat het verstandig is om een aantal berekeningen uit te voeren met Zsteen voor havendammen alvorens een conclusie te trekken ten aanzien van de stabiliteit. Daarbij moet de golfsteilheid, de vorm van de kruin, en de kruinhoogte gevarieerd worden rond de waarden van de te toetsen havendam. Op deze wijze kan goed om gegaan worden met de spreiding in de resultaten van de Zsteen-berekeningen.

5.7 Aangepaste toetsmethode voor het buitentalud

Tijdens het onderzoek naar de stabiliteit van de kruin en het binnentalud is opgevallen dat soms bij een onverwacht lage belasting er schade ontstond aan het buitentalud. De indruk bestaat dat de stabiliteit van het buitentalud van een havendam soms lager is dan de stabiliteit van een normale dijk.

Dit aspect is nader onderzocht in het kader van het onderzoek naar de stabiliteit van basalt (deelonderzoek van het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen). De resultaten hiervan zijn samengevat in bijlage I.

Dit heeft geleid tot de volgende aanbeveling voor basalt en Basalton op het buitentalud van havendammen:

- als de kruin van de havendam ver boven water zit, is het niet te verwachten dat de stabiliteit van de steenzetting anders is dan op dijken. Daarom wordt aanbevolen het deel van het talud dat belast wordt bij waterstanden die ruim onder de kruin liggen, $h \leq h_c - H_s$ (met h = waterstand ten opzichte van NAP; h_c = kruinhoogte ten opzichte van NAP), dezelfde toetsmethode te gebruiken als bij dijken, zie bijlage I.
- voor het deel van het talud dat belast wordt bij waterstanden in de buurt van de kruinhoogte, $h_c - H_s < h < h_c + H_s$, blijkt de stabiliteit wat lager te zijn dan bij vergelijkbare omstandigheden op dijken. Daarom wordt aanbevolen de normale toetsregels (ANAMOS) aan te vullen met de volgende criteria:

$$- \text{Basalton: } F \text{ mag maximaal } 5 \text{ zijn: } F = \frac{H_s}{\Delta D} \xi_{op}^{2/3} \leq 5 \quad (5.35)$$

$$- \text{Basalt: } F \text{ mag maximaal } 4 \text{ zijn: } F = \frac{H_s}{\Delta D} \sigma_{op}^{2/3} \leq 4 \quad (5.36)$$

De conclusie ten aanzien van de stabiliteit van basalton is naar alle waarschijnlijkheid ook van toepassing op andere betonzuilen, zoals Hydroblocks.

In de toetsingsprocedure is er verder ook nog een ‘twijfelachtig’- en ‘onvoldoende’-gebied. Voorgesteld wordt het ‘twijfelachtig’-gebied even breed te houden als bij normale dijken:

- Als $h_c/H_s \geq 1$: toetsing zoals op normale dijken
- Als $h_c/H_s < 1$: toetsing zoals op normale dijken, aangevuld met de volgende criteria:

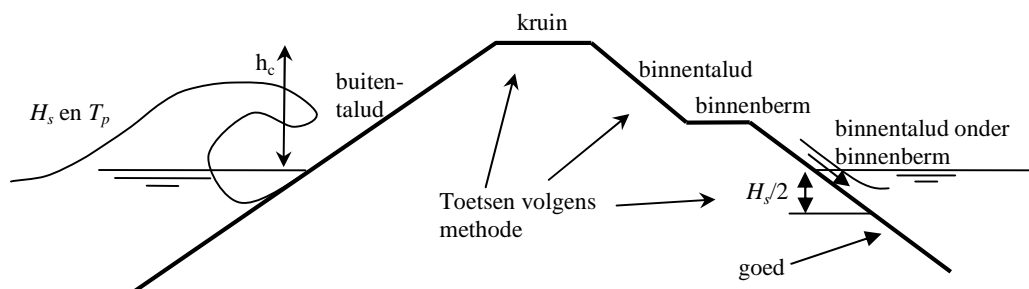
- betonzuilen (Basalton, Hydroblocks, etc.): goed als $F < 5$; onvoldoende als $F > 8$; twijfelachtig als $5 \leq F \leq 8$; met $F = \frac{H_s}{\Delta D} \xi_{op}^{2/3}$
- Basalt: goed als $F < 4$; onvoldoende als $F > 7$; twijfelachtig als $4 \leq F \leq 7$

6 Conclusies

In 2002 is een eenvoudige toetsmethode voor havendammen ontwikkeld (Klein Breteler 2002). Die geeft echter doorgaans zeer conservatieve (veilige) toetsresultaten, omdat toen betrekkelijk weinig kennis voorhanden was over de stabiliteit van steenzettingen op havendammen. In het onderhavige verslag is die toetsmethode op basis van kleinschalig modelonderzoek, numerieke berekeningen en een grootschalige verificatie verfijnd.

Het onderzoek omvatte 4 delen:

1. Het uitvoeren van kleinschalig modelonderzoek in de Scheldegoot van WL | Delft Hydraulics (WL), waarbij de belasting op de havendam is gemeten onder diverse omstandigheden. Ook de geometrie van de havendam is gevarieerd.
2. Het aanpassen van het rekenmodel ZSTEEN van GeoDelft, zodat het geschikt is om op basis van de gemeten belasting op de havendam, de stijghoogteverschillen over de bekleding te berekenen. Tevens kan dit model de blokbeweging voorspellen op basis waarvan een bestaande bekleding getoetst kan worden, en een nieuwe bekleding kan worden ontworpen.
3. Het verifiëren van de resultaten uit ZSTEEN aan de hand van grootschalig modelonderzoek in de Deltagoot van WL. Gezien de conflicterende schaalregels bij het bezwijken van steenzettingen is deze verificatie op grote schaal uitgevoerd.
4. Het opstellen van een verbeterde toets- en ontwerpmethod voor havendammen



Figuur 6.1 Toetsmethode van het binnentalud tot $H_s/2$ onder de waterlijn als $h_c/H_s > 0,5$.

De kop van de havendam is voorsnog buiten beschouwing gelaten. Voor het toetsen hiervan zal men zijn toevlucht moeten nemen tot een geavanceerde toetsing.

Geconcludeerd kan worden dat het goed gelukt is om de gewone Zsteen voor dijktaluds om te bouwen tot een versie voor havendammen. Zsteen is toepasbaar voor havendammen met de volgende eigenschappen en maatgevende belastingen:

- kruinbreedte: $0,9 < B/H_s < 1,4$
- relatieve kruinhoogtes: $-1 < h_c/H_s < 1,6$
- taludhelling buitentalud: 1:3 en 1:4
- taludhelling binnentalud: 1:3

- brekerparameter: $1,3 < \xi_{op} < 2,5$
- een eventuele binnenberm in de buurt van de waterlijn met bermhoogtes t.o.v. SWL $-0,25 < h_b/H_s < 0,7$

Het kleinschalig modelonderzoek heeft 42 databestanden opgeleverd, elk voor een specifieke golfsteilheid, relatieve kruinhoogte en havendamgeometrie, die gebruikt kunnen worden voor het uitvoeren van Zsteen berekeningen (zie G2 in bijlage G). Een groot deel van deze databestanden zijn gebruikt om meer dan 200 Zsteen-berekeningen uit te voeren, die geresulteerd hebben in relaties tussen de golfcondities en geometrie enerzijds en de stabiliteit anderzijds (zie figuur B23 tot en met figuur B28). Er is onderscheid gemaakt tussen steenzettingen met een korte lek lengte ($\Lambda \approx 0,42$ m: Basalton, basalt, Hydroblocks etc) en met een lange lek lengte ($\Lambda \approx 1,05$ m: blokken met vrij smalle spleten).

Op basis van deze resultaten is een nieuwe toetsmethode opgesteld.

Toetsmethode voor kruin en binnentalud

Onderstaande tekst kan gezien worden als een voorstel voor het wijzigen van de paragraaf "Toplaaginstabiliteit steenzettingen" in katern 5, paragraaf 5.2.6, blz. 164 tot en met 167, van het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV'04):

Steenzettingen op havendammen kunnen aangebracht zijn op zowel het lijf van de havendam als op de kop (het uiteinde van de dam). Voor de toetsing van de kop van de havendam wordt direct doorverwezen naar een geavanceerde toetsing.

Voor de belasting op steenzettingen op het lijf van havendammen wordt onderscheid gemaakt tussen de belasting op:

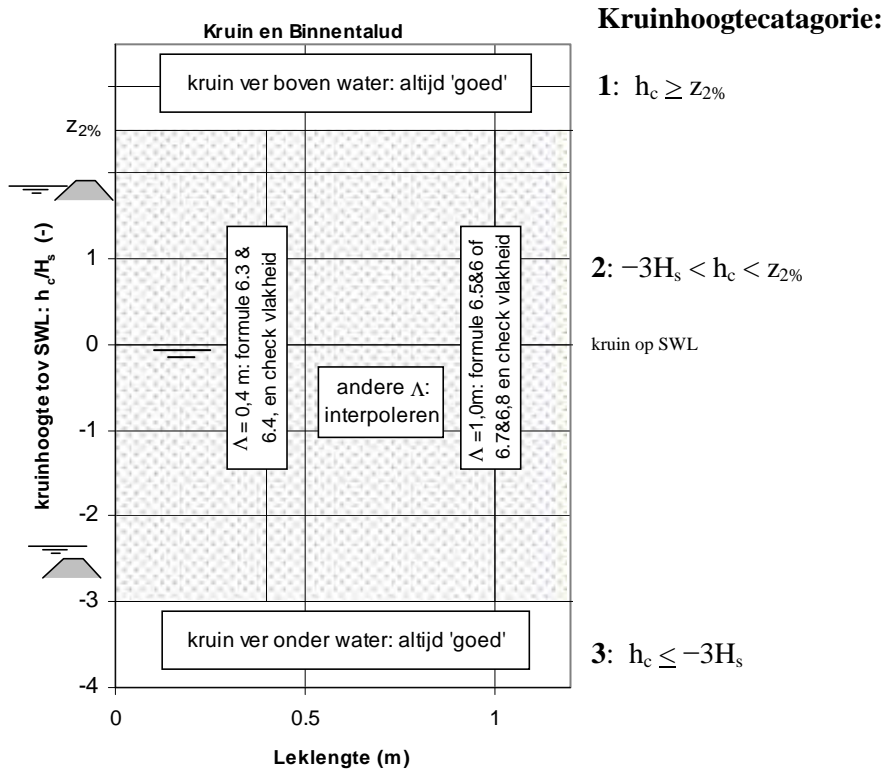
- het buitentalud,
- de kruin en het binnentalud (havenzijde)
- de binnenberm en het talud onder de binnenberm (havenzijde).

De belasting op het buitentalud is altijd het zwaarst, behalve als de kruin net boven de waterlijn ligt en er bovendien uitstekende of verzakte stenen zijn als gevolg van achterstallig onderhoud.

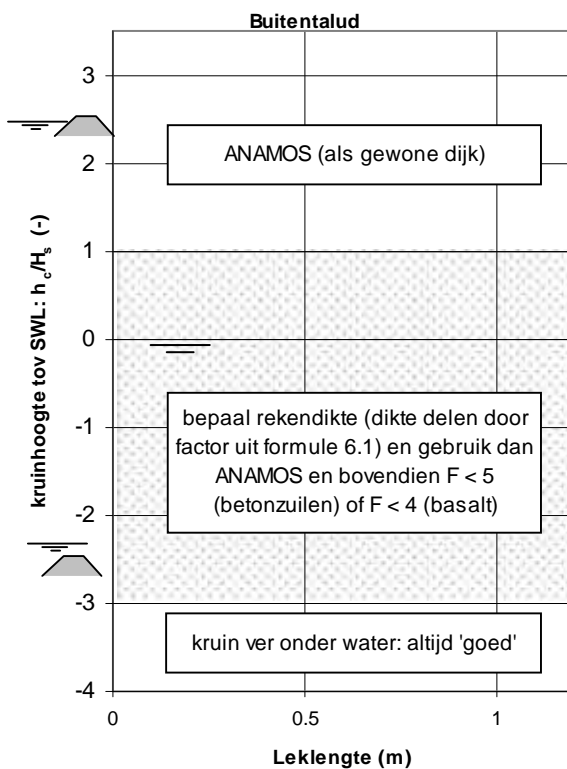
De grootte van de belasting op de kruin en het binnentalud wordt bepaald door de relatieve hoogte van de kruin ten opzichte van de waterlijn (h_c) en de lek lengte van de bekleding (Λ). Er zijn 3 kruinhoogtecategorieën te onderscheiden, zoals weergegeven in figuur 6.2.

Doorgaans is de waterstand variabel en kan het zijn dat een havendam moet worden beoordeeld voor meer dan één categorie uit onderstaande lijst. Bij het bepalen van de categorie moet dus niet alleen worden gekeken naar de situatie bij toetspeil, maar ook bij lagere waterstanden, en daarbij hoort in elk geval een andere waarde voor de relatieve kruinhoogte, h_c , en vaak ook voor de significante golfhoogte, H_s (zie paragraaf 3.9 van katern 4 van VTV'04). Het is van belang dat voor elke mogelijke waterstand de maatgevende golfcondities wordt bepaald en dat wordt bekeken of de bekleding op het buitentalud, de kruin en het binnentalud voldoende stabiel zijn.

Doorgaans moet de toetsing uitgevoerd worden met de hoogste waterstand die nog voor kan komen waarvoor geldt $h_c/H_s \leq -1$. Als het toetspeil nog hoger ligt, dan moet de toetsing ook met enkele waterstanden tussen $h_c/H_s = -1$ en het toetspeil uitgevoerd worden. Het slechtste resultaat van al deze toetsingen is maatgevend.

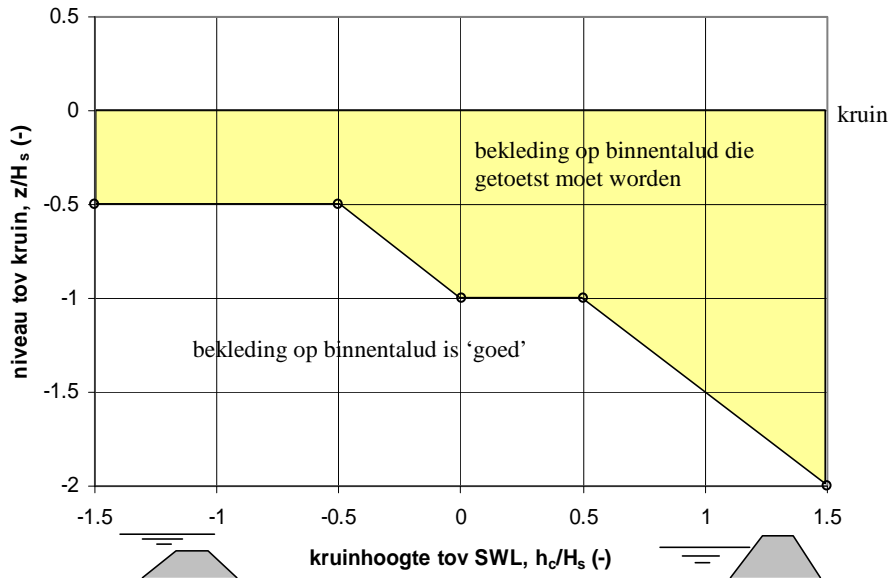


Figuur 6.2 Toe te passen formules voor kruin en binnentalud per kruinhoogtecatagorie en leklengte (zie ook Figuur 6.4 voor de zone op het binnentalud die getoetst moet worden; ΔD van kruin of binnentalud hoeft niet groter zijn dan ΔD van buitentalud)



Figuur 6.3 Toe te passen formules voor de toetsing van het buitentalud

Steeds geldt: als het resultaat ‘twijfelachtig’ is, dan kan er in veel gevallen een geavanceerde toetsing worden uitgevoerd, waarin onder andere het rekenmodel Zsteen toegepast kan worden. In andere gevallen kan er uitsluitel worden verkregen door middel van modelonderzoek.



Figuur 6.4 Zone op het binnentalud die getoetst moet worden

Voor de drie categorieën zijn de volgende toetscriteria van toepassing (zie ook figuur 6.2 en 6.3):

1. Als de kruin ver boven de waterlijn ligt: $h_c \geq z_{2\%}$

In dit geval is de kruin zo hoog dat de kruin, het binnentalud en binnenberm vrijwel niet worden belast en is de belasting op het buitentalud gelijk aan die op normale dijken met een steenzetting. De kruin, het binnentalud en de binnenberm zijn in deze categorie altijd ‘goed’. Het buitentalud kan worden getoetst met de normale toetsregels voor dijken;

2. Als de kruin rond de waterlijn of erboven ligt, $z_{2\%} > h_c > -3H_s$:

- de bekleding op het binnentalud is ‘goed’ als de ΔD gelijk of groter is dan die op het buitentalud en $d_r \leq 0,11D$ (zie figuur 6.5), mits de bekleding op het buitentalud het toetsresultaat ‘goed’ heeft gekregen.
- Voor het buitentalud geldt het volgende:
 - als $h_c/H_s \geq 1$: toetsing zoals op normale dijken
 - als $-3 < h_c/H_s < 1$:
 - Bepaal een rekenwaarde van de toplaagdikte door de aanwezige toplaagdikte te delen door de factor uit de volgende formule (Klein Breteler, 2002):

$$\frac{h_c}{H_s} \geq -1: f = 1$$

$$\frac{h_c}{H_s} < -1: f = 0,2 + 0,8 \cdot e^{1,4(0,8 + h_c/H_s)^3} \quad (6.1)$$

- Vervolgens kan de toetsing plaatsvinden met deze rekenwaarde van de toplaagdikte met de figuren uit de eenvoudige toetsing of met ANAMOS (gedetailleerde toetsing), aangevuld met de volgende criteria:
 - ◆ betonzuilen (Basalton, Hydroblocks, etc.): goed als $F < 5$; onvoldoende als $F > 8$; twijfelachtig als $5 \leq F \leq 8$; met $F = \frac{H_s}{\Delta D} \xi_{op}^{2/3}$ (6.2)
 - ◆ Basalt: goed als $F < 4$; onvoldoende als $F > 7$; twijfelachtig als $4 \leq F \leq 7$
- De bekleding op het binnentalud of binnenberm hoeft slechts getoetst te worden voor zover deze boven een bepaald niveau ligt (zie figuur 6.4):
 - als $h_c/H_s > 0,5$: alleen boven $SWL - H_s/2$
 - als $0 < h_c/H_s \leq 0,5$: alleen boven $h_c - H_s$
 - als $-0,5 < h_c/H_s \leq 0$: alleen boven $SWL - H_s$
 - als $h_c/H_s \leq -0,5$: alleen boven $h_c - H_s/2$

Onder dit niveau is de bekleding ‘goed’.

- Stabiliteit van de kruin, het binnentalud, binnenberm en talud onder de binnenberm met een korte leklengte ($\Lambda \approx 0,4$ m, meeste bekledingen van basalt, Basalton en Hydroblocks) (voor f zie formule 6.1) (zie figuur 6.6):

$$\begin{aligned} \text{‘goed’ als: } \frac{h_c}{H_s} \geq -1: \quad \frac{H_s}{\Delta D} < \min \left\{ 2,8 + 3,2 \cdot \left(\frac{h_c}{H_s} + 1 \right)^3 ; 15 \right\} \\ \frac{h_c}{H_s} < -1: \quad \frac{H_s}{\Delta D} < \min \left\{ \frac{2,8}{f} ; 15 \right\} \end{aligned} \quad (6.3)$$

$$\begin{aligned} \text{‘onvoldoende’ als: } \frac{h_c}{H_s} \geq -1: \quad \frac{H_s}{\Delta D} > \min \left\{ 5 + 6 \cdot \left(\frac{h_c}{H_s} + 1 \right)^3 ; 20 \right\} \\ \frac{h_c}{H_s} < -1: \quad \frac{H_s}{\Delta D} > \min \left\{ \frac{5}{f} ; 20 \right\} \end{aligned} \quad (6.4)$$

- Stabiliteit van de kruin en het binnentalud met een lange leklengte ($\Lambda \approx 1$ m, veelal bekledingen van rechthoekige betonblokken op een filter) (voor f zie formule 6.1) (zie figuur 6.6):

$$\begin{aligned} \text{‘goed’ als: } \frac{h_c}{H_s} \geq -1: \quad \frac{H_s}{\Delta D} < \min \left\{ 1,8 + 2,7 \cdot \left(\frac{h_c}{H_s} + 1 \right)^3 ; 15 \right\} \\ \frac{h_c}{H_s} < -1: \quad \frac{H_s}{\Delta D} < \min \left\{ \frac{1,8}{f} ; 15 \right\} \end{aligned} \quad (6.5)$$

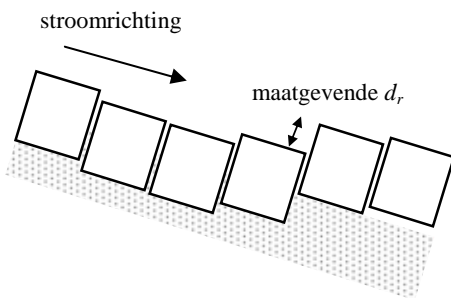
$$\begin{aligned} \text{‘onvoldoende’ als: } \frac{h_c}{H_s} \geq -1: \quad \frac{H_s}{\Delta D} > \min \left\{ 3,8 + 7 \cdot \left(\frac{h_c}{H_s} + 1 \right)^3 ; 20 \right\} \\ \frac{h_c}{H_s} < -1: \quad \frac{H_s}{\Delta D} > \min \left\{ \frac{3,8}{f} ; 20 \right\} \end{aligned} \quad (6.6)$$

- Stabiliteit van de binnenberm en het talud onder de binnenberm met een lange leklengte ($\Lambda \approx 1$ m; $h_c \geq 0$; berm tussen $SWL + H_s/2$ en $SWL - H_s/2$):

$$\text{'goed' als: } \frac{H_s}{\Delta D} < \min \left\{ 3 + 4 \cdot \left(\frac{h_c}{H_s} \right)^3 ; 15 \right\} \quad (6.7)$$

$$\text{'onvoldoende' als: } \frac{H_s}{\Delta D} > \min \left\{ 7 + 8 \cdot \left(\frac{h_c}{H_s} \right)^3 ; 20 \right\} \quad (6.8)$$

- Voor tussenliggende waarden van de lek lengte kan lineair geïnterpoleerd worden.
- Overige gevallen: twijfelachtig
- Als de steenzetting er niet mooi vlak bij ligt (door achterstallig onderhoud), en afzonderlijke stenen meer dan $0,11D$ (11% van de toplaagdikte, zie figuur 6.5) boven andere stenen uitsteken, en de kruin op of boven de waterlijn ligt ($h_c/H_s \geq 0$) dan moet bovendien de stabiliteit van de uitstekende stenen beoordeeld worden met de methode uit bijlage E.



Figuur 6.5 Oneffenheden in steenzetting op het binnentalud door achterstallig onderhoud is van belang als $d_r > 0,11D$.

- Als $h_c/H_s \leq -3$ zijn het buitentalud, de kruin en het binnentalud altijd 'goed'. In dit geval ligt de kruin zo laag dat er geen golven meer boven de dam breken en wordt deze nauwelijks meer belast. Er is dan ook geen golfreducerende werking te verwachten.

Het toepassingsgebied van deze methode beperkt zich tot:

- Kruinbreedte: $1 < B < 5$
- Taludhelling: $2,7 < \cot \alpha < 4,8$
- Brekerparameter: $1,5 < \xi_{op} < 3$

Voor het toetsen van havendammen die buiten deze range liggen, kan overwogen worden een geavanceerde toetsing uit te voeren.

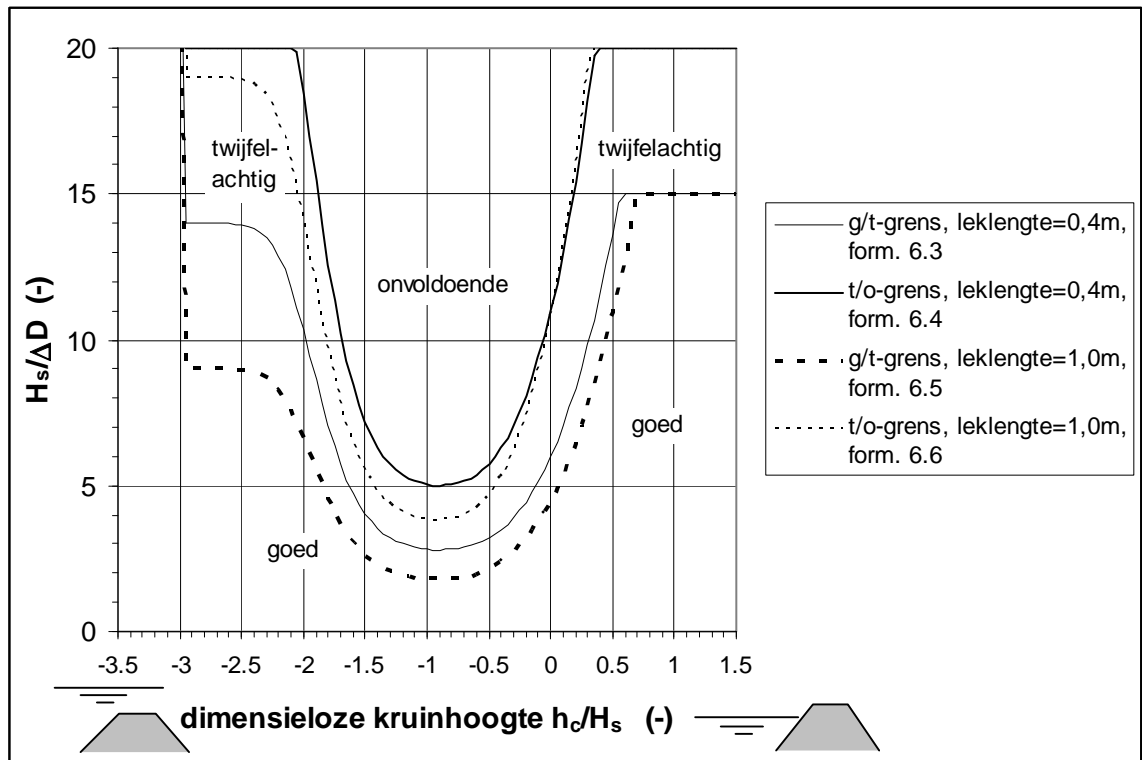
Het toepassen van de toetsmethode op een smallere kruin dan de vermelde range leidt tot een onderschatting van de belasting (onveilig). Een bredere kruin geeft een lagere belasting op het binnentalud, waardoor deze methode een conservatief resultaat zal geven (veilig). Een steilere taludhelling van het buitentalud geeft een onveilig resultaat, terwijl een flauwer talud juist een conservatief resultaat zal geven. De invloed van de brekerparameter is niet zodanig eenduidig dat aangegeven kan worden of buiten deze range een veilig of onveilig resultaat verkregen wordt met deze toetsmethode.

Controle aan de hand van Deltagootresultaten

In dit verslag zijn 5 series proeven in de Deltagoot op 3 verschillende constructies beschreven. De resultaten van die Deltagootproeven zijn vergeleken met de afgeleide

criteria van deze toetsmethode. Het is gebleken dat alle beschikbare Deltagootproeven in overeenstemming zijn met de gepresenteerde toetsmethode.

Verder is gebleken dat de Zsteen-berekeningen op basis van de Deltagootmetingen redelijk goed vergelijkbaar zijn met opgeschaalde waarden op basis van de Scheldegootmetingen (zie bijlage D). Hieruit kan geconcludeerd worden dat de Scheldegootmetingen een vrij goede schaalrepresentatie van de prototype-omstandigheden zijn.



Figuur 6.6, Toetscriteria voor kruin en binnentalud (formule 6.3 tot en met 6.6) boven de eventuele binnenberm

Geavanceerde toetsmethode

De geavanceerde toetsing kan uitgevoerd worden met het nieuwe rekenmodel Zsteen voor havendammen (Versie Zsteen 2.1.1.7). Teneinde goed om te kunnen gaan met de onvermijdelijke spreiding in de rekenresultaten wordt aanbevolen om meerdere berekeningen te maken waarbij de golfsteilheid, de vorm van de kruin en de kruinhoogte gevarieerd worden rond de waarden van de te toetsen havendam.

Ontwerpmethode

De grens tussen goed en twijfelachtig uit deze toetsmethode kan ook gebruikt worden voor ontwerpdoeleinden. Een scherper ontwerp is te verkrijgen als Zsteen-berekeningen worden gemaakt. Ook dan is het aan te bevelen om meerdere berekeningen te maken waarbij de golfsteilheid, de vorm van de kruin en de kruinhoogte gevarieerd worden rond de waarden van de te ontwerpen havendam.

Buitentalud

Het is gebleken dat de stabiliteit van het buitentalud van een havendam soms wat lager is dan die van een vergelijkbare dijk:

- als de kruin van de havendammen ver boven water zit, is het niet te verwachten dat de stabiliteit van de steenzetting anders is dan op dijken. Daarom wordt aanbevolen het deel van het talud dat belast wordt bij waterstanden die ruim onder de kruin liggen, $h \leq h_c - H_s$ (met h = waterstand ten opzichte van NAP; h_c = kruinhoogte ten opzichte van NAP), dezelfde toetsmethode te gebruiken als bij dijken, zie bijlage I
- voor het deel van het talud dat belast wordt bij waterstanden in de buurt van de kruinhoogte, $h_c - H_s < h < h_c + H_s$, blijkt de stabiliteit wat lager te zijn dan bij vergelijkbare omstandigheden op dijken. Daarom wordt aanbevolen de normale toetsregels (ANAMOS) aan te vullen met de volgende criteria:
 - Betonzuilen: F mag maximaal 5 zijn: $F = \frac{H_s}{\Delta D} \xi_{op}^{2/3} \leq 5$
 - Basalt: F mag maximaal 4 zijn: $F = \frac{H_s}{\Delta D} \xi_{op}^{2/3} \leq 4$

Referenties

- Burger A. (1985), *Sterkte Oosterschelde dijken onder geconcentreerde golfaanval; Onderzoek naar de stabiliteit van enkele veel voorkomende taludverdedigingen onder langdurige golfaanval bij een vaste waterstand*, WL | Delft Hydraulics, verslag Deltagootonderzoek M2036, maart 1985
- Chen (1995); *Hydrodynamic coefficients for submarine pipelines*; WL | Delft Hydraulics, rapport H2470, november 1995
- Coeveld, M. (2003); *Invloed van golfklappen op stabiliteit: literatuurstudie*, WL | Delft Hydraulics, verslag H4134, september 2003.
- Dongeren, A van, G. Klopman, A. Reniers en H. Petit (2001), *High-quality laboratory wave generation for flumes and basins*, ASCE, Waves 2001 Conference, San Francisco.
- Eysink, W. en M. Klein Breteler (2003), *Onderzoeksprogramma kennisleemtes steenbekledingen; Deltagootonderzoek naar stabiliteit van basalt*, WL | Delft Hydraulics, meetverslag H4327, december 2003
- GeoDelft, (2000); *'Projectstandaard GEF-ZSTEEN-Report'*, GeoDelft, verslag CO-388501 versie 5, 5 juni 2000
- Gent, M.R.A. van (2002), *Low-exceedance wave overtopping events; measurements of velocities and the thickness of water-layers on the crest and inner slope of dikes*, Delft Cluster rapport DC030202/H3803, juni 2002.
- Goda, Y (1985), *Random Seas and Design of Maritime structures*, University of Tokyo, ISBN 4-13-068110-9 (UTP 69105)
- Leeuwen, P.J. van, en G. Klopman (1996), *A new method for the generation of second-order random waves*, Ocean Engineering, Elsevier, Vol. 23, No.2, pp.167-192.
- Klein Breteler, M., e.a. (1992); *Taludbekledingen van gezette steen, stabiliteit van de toplaag*, M1795 / H195 deel XX, band A, WL / Delft Hydraulics, april 1992.
- Klein Breteler, M., (2002), *Eenvoudige toetsmethode voor havendammen*, WL | Delft Hydraulics, verslag H4048, juli 2002.
- Klein Breteler (2002a), *Stabiliteit van westelijke havendam van Urk en Ketelhaven, Deltagootproeven op kruin en binnentalud*, verslag H4083, juli 2002
- Klein Breteler, B. van Vossen, C. Kuiper (2003), *Testen van Zsteen versie 1.8*, WL | Delft Hydraulics, verslag H4331, december 2003
- Klein Breteler, M. (2004), *Onderzoeksprogramma kennisleemtes steenbekledingen; Reststerkte van steenzetting met zuilen naar initiële schade*, WL | Delft Hydraulics, verslag H4327, oktober 2004
- Klein Breteler, M., (2004), *Toetsing havendammen*, memo, 29 januari 2004.
- Klein Breteler, M., en W. Eysink (2005), *Onderzoeksprogramma kennisleemtes steenbekledingen; Langeduursterkte van steenzettingen*, WL | Delft Hydraulics, verslag H4475, mei 2005
- Klopman, G. en P.J. van Leeuwen (1990), *An efficient method for the reproduction of nonlinear random waves*, ASCE, Proc. ICCE'90, Vol.1, pp.478-488, Delft.
- Kuiper, C. (2000), *Databestand ZSTEEN*, WL / Delft Hydraulics, verslag H3753, november 2000.

Mansard, E. en E. Funke (1980), *The measurement of incident and reflected spectra using a least-square method*, ASCE proc pp.154-172, ICCE'80, Sydney.

Rudolph, D. en M. Klein Breteler (2005), *Onderzoeksprogramma kennisleemtes steenbekledingen; Analyse van de stabiliteit van basalt*, WL | Delft Hydraulics, verslag H4422, februari 2004

TAW (2002), *Technisch Rapport Golfploop en Golfverslag bij dijken*, rapport code TR23 Technische advies commissie voor de waterkeringen, mei 2002

Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV'04); *De veiligheid van primaire waterkeringen in Nederland, voorschrift toetsen op veiligheid voor de tweede toetsronde 2001-2006*; Ministerie van Verkeer en Waterstaat, ISBN 90-369-5558-0, januari 2004

Waal, J.P. de, M. Klein Breteler, en H. den Adel (1995); *Taludbekledingen van gezette steen, golfdruk op het talud, deel B: verbetering van het analytische model en Steenzet*; WL | Delft Hydraulics, verslag H195, December 1995

A Tabellen

DRO nr	Type	IJKING [mBar/Volt]	X* [m]	Y* [m]	Z* [m]
DRO01	PDCR42	4,0	2,203	0,350	0,734
DRO02	PDCR42	4,0	2,275	0,350	0,745
DRO03	PDCR42	4,0	2,307	0,350	0,749
DRO04	PDCR42	4,0	2,339	0,350	0,750
DRO05	PDCR42	4,0	2,371	0,350	0,750
DRO06	PDCR42	4,0	2,403	0,350	0,748
DRO07	PDCR42	4,0	2,435	0,350	0,744
DRO08	PDCR42	4,0	2,464	0,341	0,740
DRO09	PDCR42	4,0	2,483	0,359	0,736
DRO10	PDCR42	2,0	2,502	0,341	0,731
DRO11	PDCR42	2,0	2,531	0,350	0,723
DRO12	PDCR42	2,0	2,578	0,350	0,707
DRO13	PDCR42	2,0	2,805	0,350	0,632
DRO14	PDCR42	2,0	2,900	0,350	0,600
DRO15	PDCR42	2,0	2,919	0,341	0,594
DRO16	PDCR42	2,0	2,938	0,359	0,587
DRO17	PDCR42	2,0	2,957	0,341	0,581
DRO18	PDCR42	2,0	2,976	0,359	0,575
DRO19	PDCR42	2,0	3,004	0,350	0,565
DRO20	PDCR42	2,0	3,052	0,350	0,549
DRO21	Kulite	2,0	2,371	0,125	0,750
DRO22	Kulite	2,0	2,531	0,125	0,723
DRO23	Kulite	2,0	2,805	0,125	0,632
SHM01	sneldheidsmeter	-	2,371	0,900	0,750
SHM02	sneldheidsmeter	-	2,531	0,900	0,723
SHM03	sneldheidsmeter	-	2,805	0,900	0,632
LDM01	laagdijktometer	-	2,371	0,650	0,750
LDM02	laagdijktometer	-	2,531	0,650	0,723
LDM03	laagdijktometer	-	2,805	0,650	0,632

- * X = 0 Teen van de Constructie
Y = 0 Linker gootwand (Gekeken vanaf het golfschot)
Z = 0 Gootbodem

Tabel A1 Locatie van de instrumenten voor Configuratie 1

<i>DRO nr</i>	<i>Type</i>	<i>IJKING</i> <i>[mBar/Volt]</i>	<i>X*</i> <i>[m]</i>	<i>Y*</i> <i>[m]</i>	<i>Z*</i> <i>[m]</i>
DRO01	PDCR42	4,0	2,203	0,350	0,734
DRO02	PDCR42	4,0	2,275	0,350	0,750
DRO03	PDCR42	4,0	2,307	0,350	0,750
DRO04	PDCR42	4,0	2,339	0,350	0,750
DRO05	PDCR42	4,0	2,371	0,350	0,750
DRO06	PDCR42	4,0	2,403	0,350	0,750
DRO07	PDCR42	4,0	2,435	0,350	0,750
DRO08	PDCR42	4,0	2,464	0,341	0,745
DRO09	PDCR42	4,0	2,483	0,359	0,739
DRO10	PDCR42	2,0	2,502	0,341	0,733
DRO11	PDCR42	2,0	2,531	0,350	0,723
DRO12	PDCR42	2,0	2,578	0,350	0,707
DRO13	PDCR42	2,0	2,805	0,350	0,632
DRO14	PDCR42	2,0	2,900	0,350	0,600
DRO15	PDCR42	2,0	2,919	0,341	0,594
DRO16	PDCR42	2,0	2,938	0,359	0,587
DRO17	PDCR42	2,0	2,957	0,341	0,581
DRO18	PDCR42	2,0	2,976	0,359	0,575
DRO19	PDCR42	2,0	3,004	0,350	0,565
DRO20	PDCR42	2,0	3,052	0,350	0,549
DRO21	Kulite	2,0	2,371	0,125	0,750
DRO22	Kulite	2,0	2,531	0,125	0,723
DRO23	Kulite	2,0	2,805	0,125	0,632
SHM01	sneldheidsmeter	-	2,371	0,900	0,750
SHM02	sneldheidsmeter	-	2,531	0,900	0,723
SHM03	sneldheidsmeter	-	2,805	0,900	0,632
LDM01	laagdiktometer	-	2,371	0,650	0,750
LDM02	laagdiktometer	-	2,531	0,650	0,723
LDM03	laagdiktometer	-	2,805	0,650	0,632

- * X = 0 Teen van de Constructie
Y = 0 Linker gootwand (Gekeken vanaf het golfschot)
Z = 0 Gootbodem

Tabel A2 Locatie van de instrumenten voor Configuratie 2

DRO nr	Type	IJKING [mBar/Volt]	X* [m]	Y* [m]	Z* [m]
DRO01	PDCR42	4,0	2,203	0,350	0,734
DRO02	PDCR42	4,0	2,275	0,350	0,750
DRO03	PDCR42	4,0	2,307	0,350	0,750
DRO04	PDCR42	4,0	2,339	0,350	0,750
DRO05	PDCR42	4,0	2,371	0,350	0,750
DRO06	PDCR42	4,0	2,403	0,350	0,750
DRO07	PDCR42	4,0	2,435	0,350	0,750
DRO08	PDCR42	4,0	2,464	0,341	0,745
DRO09	PDCR42	4,0	2,483	0,359	0,739
DRO10	PDCR42	2,0	2,502	0,341	0,733
DRO11	PDCR42	2,0	2,531	0,350	0,723
DRO12	PDCR42	2,0	2,578	0,350	0,707
DRO13	PDCR42	2,0	2,805	0,350	0,632
DRO14	PDCR42	2,0	2,930	0,341	0,600
DRO15	PDCR42	2,0	2,990	0,359	0,600
DRO16	PDCR42	2,0	3,125	0,341	0,600
DRO17	PDCR42	2,0	3,164	0,350	0,595
DRO18	PDCR42	2,0	3,183	0,350	0,589
DRO19	PDCR42	2,0	3,202	0,350	0,583
DRO20	PDCR42	2,0	3,231	0,350	0,573
DRO24	PDCR42	2,0	3,278	0,350	0,557
DRO25	PDCR42	2,0	3,373	0,350	0,526
DRO21	Kulite	2,0	2,371	0,125	0,750
DRO22	Kulite	2,0	2,531	0,125	0,723
DRO23	Kulite	2,0	2,805	0,125	0,632
SHM01	sneldmeter	-	2,371	0,900	0,750
SHM02	sneldmeter	-	2,531	0,900	0,723
SHM03	sneldmeter	-	2,805	0,900	0,632
LDM01	laagdiktemeter	-	2,371	0,650	0,750
LDM02	laagdiktemeter	-	2,531	0,650	0,723
LDM03	laagdiktemeter	-	2,805	0,650	0,632

- * X = 0 Teen van de Constructie
Y = 0 Linker gootwand (Gekeken vanaf het golfschot)
Z = 0 Gootbodern

Tabel A3 Locatie van de instrumenten voor Configuratie 3

<i>DRO nr</i>	<i>Type</i>	<i>IJKING</i> <i>[mBar/Volt]</i>	<i>X*</i> <i>[m]</i>	<i>Y*</i> <i>[m]</i>	<i>Z*</i> <i>[m]</i>
DRO01	PDCR42	4,0	2,953	0,350	0,738
DRO02	PDCR42	4,0	3,025	0,350	0,750
DRO03	PDCR42	4,0	3,057	0,350	0,750
DRO04	PDCR42	4,0	3,089	0,350	0,750
DRO05	PDCR42	4,0	3,121	0,350	0,750
DRO06	PDCR42	4,0	3,153	0,350	0,750
DRO07	PDCR42	4,0	3,185	0,350	0,750
DRO08	PDCR42	4,0	3,214	0,341	0,745
DRO09	PDCR42	4,0	3,233	0,359	0,739
DRO10	PDCR42	2,0	3,252	0,341	0,733
DRO11	PDCR42	2,0	3,281	0,350	0,723
DRO12	PDCR42	2,0	3,328	0,350	0,707
DRO13	PDCR42	2,0	3,555	0,350	0,632
DRO14	PDCR42	2,0	3,680	0,341	0,600
DRO15	PDCR42	2,0	3,740	0,359	0,600
DRO16	PDCR42	2,0	3,875	0,341	0,600
DRO17	PDCR42	2,0	3,914	0,350	0,595
DRO18	PDCR42	2,0	3,933	0,350	0,589
DRO19	PDCR42	2,0	3,952	0,350	0,583
DRO20	PDCR42	2,0	3,981	0,350	0,573
DRO24	PDCR42	2,0	4,028	0,350	0,557
DRO25	PDCR42	2,0	4,123	0,350	0,526
DRO21	Kulite	2,0	3,121	0,125	0,750
DRO22	Kulite	2,0	3,281	0,125	0,723
DRO23	Kulite	2,0	3,555	0,125	0,632
SHM01	sneldmeter	-	3,121	0,900	0,750
SHM02	sneldmeter	-	3,281	0,900	0,723
SHM03	sneldmeter	-	3,555	0,900	0,632
LDM01	laagdiktemeter	-	3,121	0,650	0,750
LDM02	laagdiktemeter	-	3,281	0,650	0,723
LDM03	laagdiktemeter	-	3,555	0,650	0,632

- * X = 0 Teen van de Constructie
Y = 0 Linker gootwand (Gekeken vanaf het golfschot)
Z = 0 Gootbodem

Tabel A4 Locatie van de instrumenten voor Configuratie 4

	LAAGDIKTEMETERS			SNELHEIDSMETERS		
	LDM01	LDM02	LDM03	VCM01	VCM02	VCM03
CONFIGURATIE 1						
T101	x	x	x	x	x	x
T102	x	x	x	x	x	x
T103	x	x	x	x	x	x
T104	x	x	x	x	x	x
T105	x	x	x	x	x	x
T106	x	x	x	x	x	x
T107	x	x	x	x	x	x
T108	x	x	x	x	x	x
T109	x	x	x	-	-	x
T110	x	x	x	-	-	x
T111	x	x	x	-	-	x
T112	x	x	x	-	-	x
T113	x	x	x	-	-	x
T114	-	-	-	-	-	-
T115	-	-	-	-	-	-
T116	-	-	-	-	-	-
CONFIGURATIE 2						
T201	x	x	x	x	x	x
T202	x	x	x	x	x	x
T203	x	x	x	x	x	x
T204	x	x	x	-	-	x
T205	x	x	x	-	-	x
T206	x	x	x	-	-	x
T207	x	x	x	-	-	x
T208	x	x	x	-	-	x
T209	-	-	-	-	-	x
T210	-	-	-	-	-	x
T211	-	-	-	-	-	x
CONFIGURATIE 3						
T301	x	x	x	x	x	x
T302	x	x	x	x	x	x
T303	x	x	x	x	x	x
T304	x	x	x	x	x	x
T305	x	x	x	x	x	x
T306	x	x	x	x	x	x
T307	x	x	x	x	x	x
T308	x	x	x	x	x	x
T309	x	x	x	x	x	x
T310	x	x	x	x	x	x
CONFIGURATIE 4						
T401	x	x	x	x	x	x
T402	x	x	x	x	x	x
T403	x	x	x	x	x	x
T404	x	x	x	x	x	x
T405	x	x	x	x	x	x

Tabel A5 Beschikbaarheid weergeven per proef van de metingen van frontsnelheden en laagdiktes

DRO nr	X* [m]	Y* [m]	Z* [m]	Opmerkingen
DRO01	154,710	0,42	4,459	Bovenzijde steenzetting
DRO02	155,360	0,85	4,543	Bovenzijde steenzetting
DRO03	155,360	0,85	4,393	Onder DRO02
DRO04	155,670	0,69	4,533	Bovenzijde steenzetting
DRO05	155,670	0,69	4,383	Onder DRO04
DRO06	156,070	0,74	4,438	Bovenzijde steenzetting
DRO07	156,023	0,74	4,296	Onder DRO06
DRO08	156,300	0,74	4,360	Bovenzijde steenzetting
DRO09	156,253	0,74	4,218	Onder DRO08
DRO10	156,600	0,57	4,234	Bovenzijde steenzetting
DRO11	156,553	0,57	4,092	Onder DRO10
DRO12	156,780	0,67	4,159	Bovenzijde steenzetting
DRO13	156,733	0,67	4,017	Onder DRO12
DRO14	157,760	0,67	3,841	Bovenzijde steenzetting
DRO15	157,713	0,67	3,699	Onder DRO14
DRO16	158,250	0,68	3,683	Bovenzijde steenzetting
DRO17	158,203	0,68	3,541	Onder DRO16
DRO18	158,490	0,68	3,608	Bovenzijde steenzetting
DRO19	158,443	0,68	3,466	Onder DRO18
DRO20	158,730	0,68	3,531	Bovenzijde steenzetting
DRO21	158,683	0,68	3,389	Onder DRO20
DRO22	158,960	0,68	3,454	Bovenzijde steenzetting
DRO23	158,913	0,68	3,312	Onder DRO22

X = 0 Teen van de Constructie
Y = 0 Gootwand aan de zijde van de meetruimte
Z = 0 Gootbodem

Tabel A6 Locatie van de drukopnemers bij testen Havendambekleding, Serie 1

DRO nr	X* [m]	Y* [m]	Z* [m]	Opmerkingen
DRO01	154,710	0,42	4,453	Bovenzijde steenzetting
DRO02	155,360	0,68	4,500	Bovenzijde steenzetting
DRO03	155,360	0,68	4,350	Onder DRO02
DRO04	155,860	0,68	4,478	Bovenzijde steenzetting
DRO05	155,860	0,68	4,336	Onder DRO04
DRO06	156,070	0,68	4,402	Bovenzijde steenzetting
DRO07	156,023	0,68	4,260	Onder DRO06
DRO08	156,340	0,68	4,326	Bovenzijde steenzetting
DRO09	156,293	0,68	4,184	Onder DRO08
DRO10	156,600	0,68	4,247	Bovenzijde steenzetting
DRO11	156,553	0,68	4,105	Onder DRO10
DRO12	156,780	0,68	4,167	Bovenzijde steenzetting
DRO13	156,733	0,68	4,025	Onder DRO12
DRO14	157,760	0,68	3,850	Bovenzijde steenzetting
DRO15	157,713	0,68	3,708	Onder DRO14
DRO16	158,250	0,68	3,691	Bovenzijde steenzetting
DRO17	158,203	0,68	3,549	Onder DRO16
DRO18	158,490	0,68	3,612	Bovenzijde steenzetting
DRO19	158,443	0,68	3,470	Onder DRO18
DRO20	158,730	0,68	3,533	Bovenzijde steenzetting
DRO21	158,683	0,68	3,391	Onder DRO20
DRO22	158,960	0,68	3,453	Bovenzijde steenzetting
DRO23	158,913	0,68	3,313	Onder DRO22

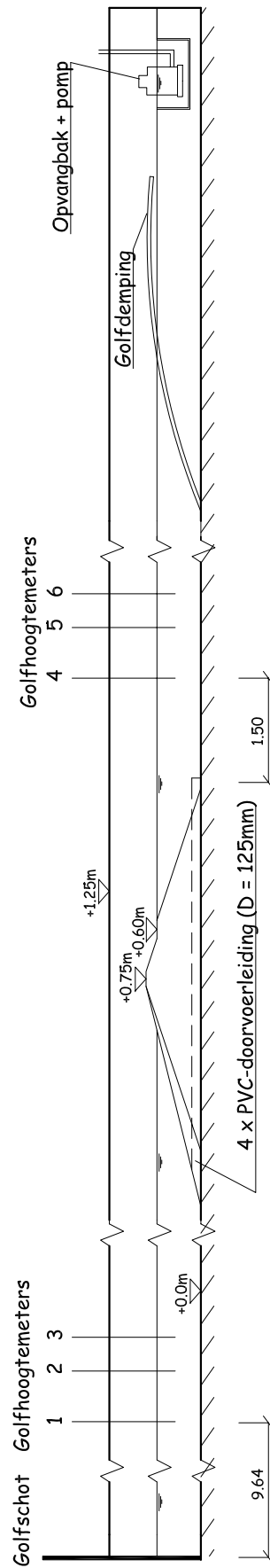
X = 0 Teen van de Constructie
Y = 0 Gootwand aan de zijde van de meetruimte
Z = 0 Gootbodern

Tabel A7 Locatie van de drukopnemers bij testen Havendambekleding, Serie 2 en Serie 3

Proef	h	H_s	H_{max}	T_p	T_{m-10}	$duur$	N	h_c/H_s	s_{op}	ξ_{op}	$H_s/\Delta D$			$F = \xi^{2/3} H_s/\Delta D$		
	(m)	(m)	(m)	(s)	(s)	(h:min:s)	(-)	(-)	(-)	(-)	buitentalud	kruin	binnentalud	buitentalud	kruin	binnentalud
Serie 1																
P01	4,55	0,99	1,61	4,67	4,34	01:06:40	1012	-0,01	0,03	1,95	2,71	5,08	6,93	4,23	7,93	10,82
P02	4,53	1,19	1,89	4,99	4,73	00:29:27	420	0,01	0,03	1,91	3,26	6,11	8,33	5,01	9,41	12,82
P02A	4,53	1,18	1,70	5,08	4,75	00:41:40	595	0,01	0,03	1,95	3,23	6,05	8,26	5,04	9,44	12,89
P03	4,55	1,38	2,10	5,47	5,13	01:17:00	1036	-0,01	0,03	1,94	3,78	7,08	9,66	5,87	11,01	15,03
P04	4,56	1,67	1,94	5,97	5,66	00:12:40	113	-0,01	0,03	1,92	4,57	8,56	11,70	7,06	13,22	18,07
Serie 2																
P11	4,12	1,10	1,67	4,94	4,59	01:10:00	1002	0,38	0,03	1,96	3,01	7,70	7,70	4,71	12,06	12,06
P12	4,06	1,25	1,73	5,24	4,90	01:12:45	994	0,38	0,03	1,95	3,42	8,75	8,75	5,34	13,66	13,66
P13	4,00	1,36	1,79	5,55	5,26	01:17:30	1026	0,40	0,03	1,98	3,72	9,52	9,52	5,87	15,01	15,01
Serie 3																
P21	4,99	1,15	1,69	4,99	4,64	00:02:37	35	-0,39	0,03	1,94	3,15	8,05	8,05	4,90	12,52	12,52

Tabel A8 **Golfcondities Deltagootproeven**

B Figuren



Teen 1:3 talud : 32.90m vanaf het golfshot
 Teen 1:4 talud : 32.15m vanaf het golfshot

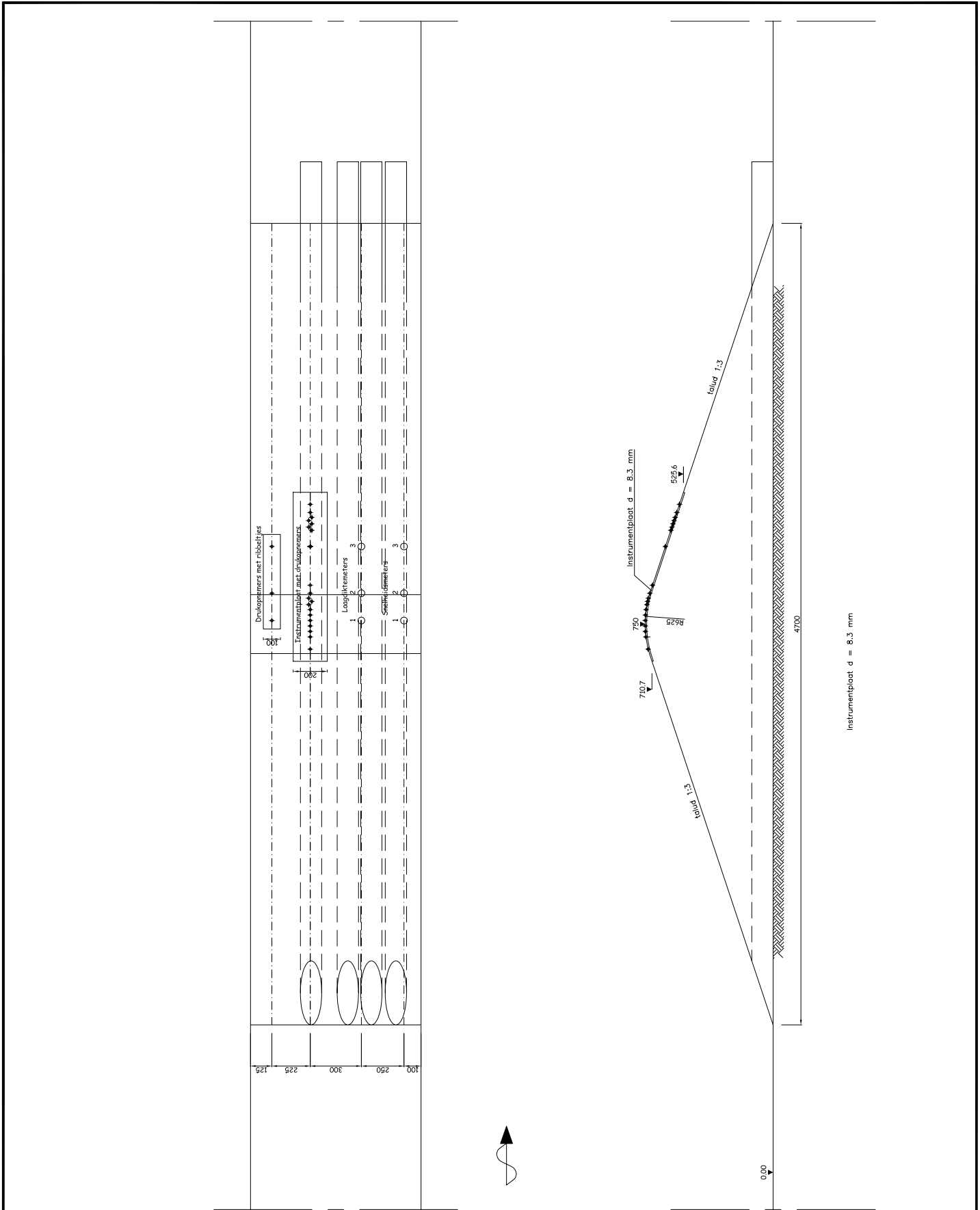
Langsdoorsnede modelopstelling
 voor alle configuraties

maten in mm

WL| Delft Hydraulics

H4432

FIG. B.1

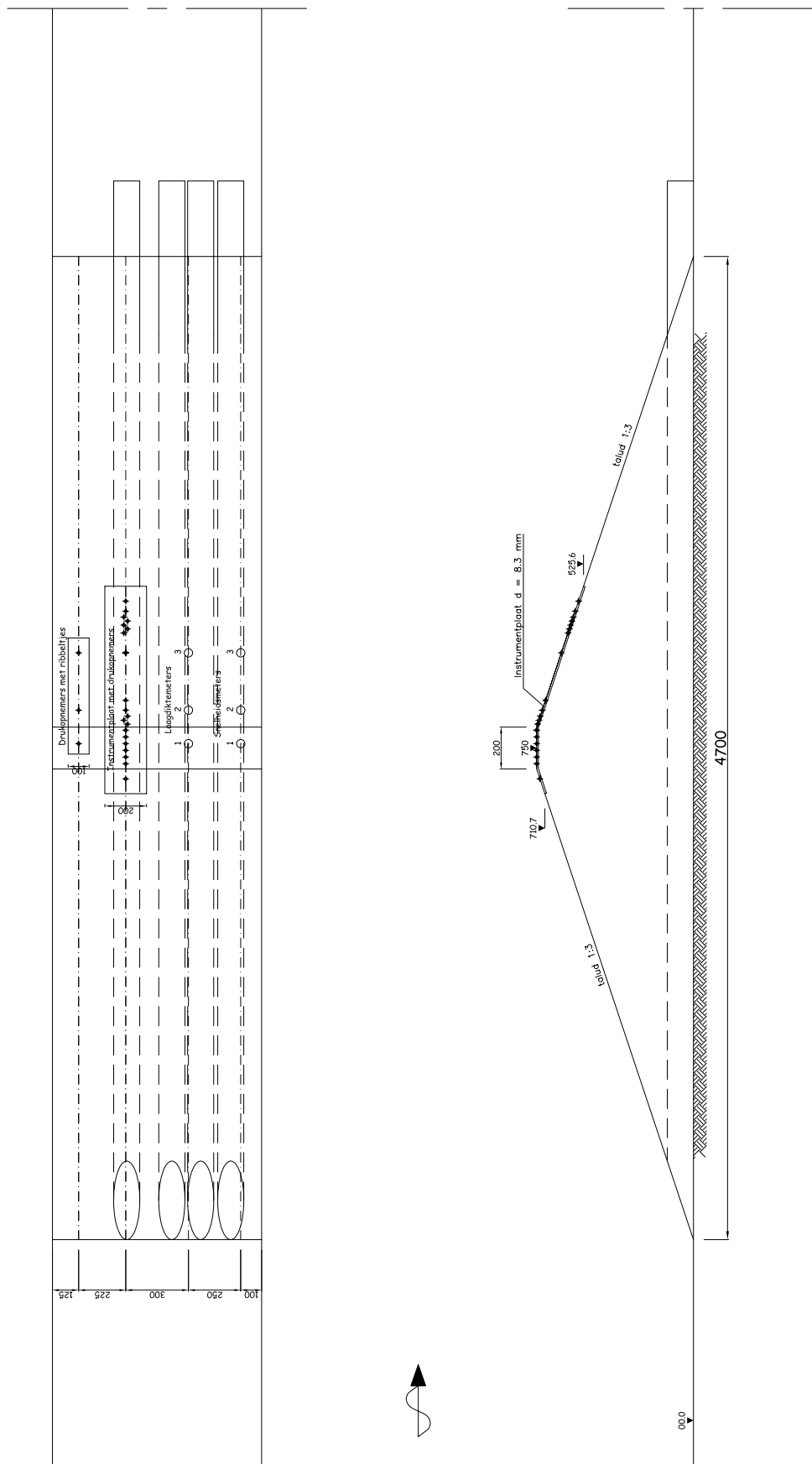


Doorsnede en bovenaanzicht Configuratie 1

maten in mm

BY: ck

Date: 21-07-04



Doorsnede en bovenaanzicht Configuratie 2

maten in mm

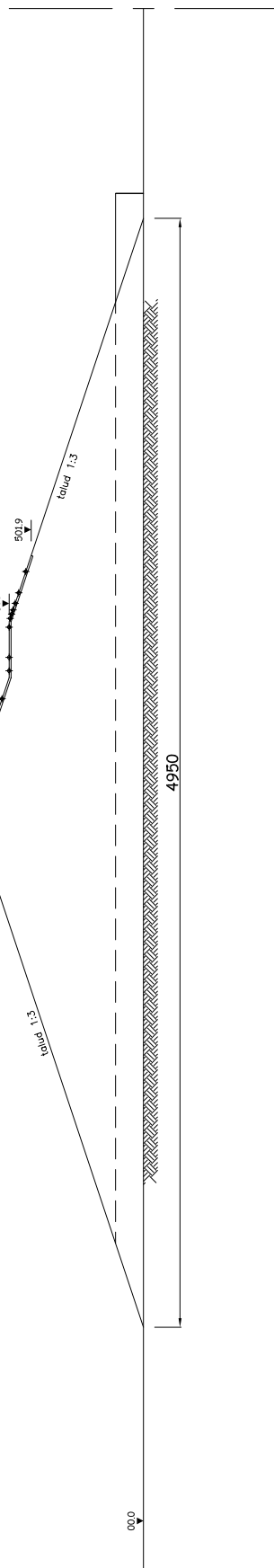
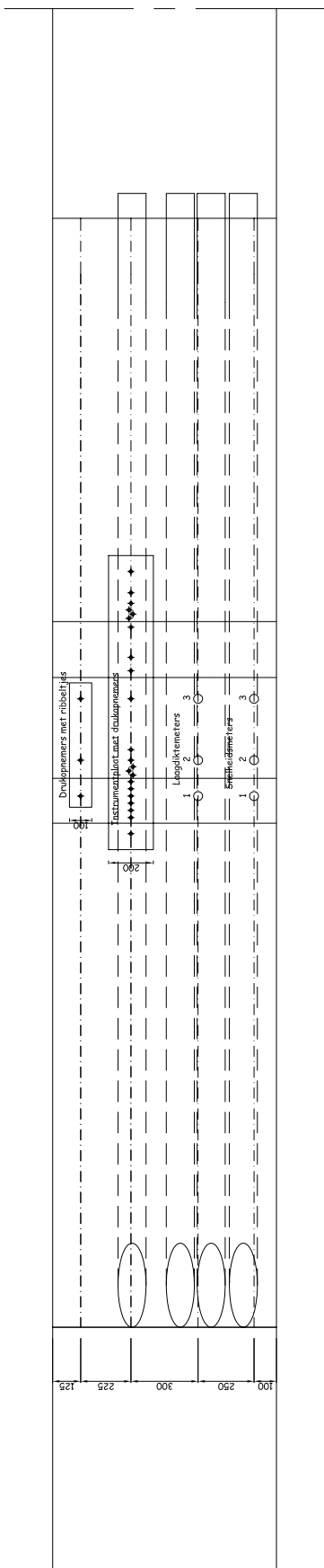
BY: ck

Date: 21-07-04

WLJ Delft Hydraulics

H 4432

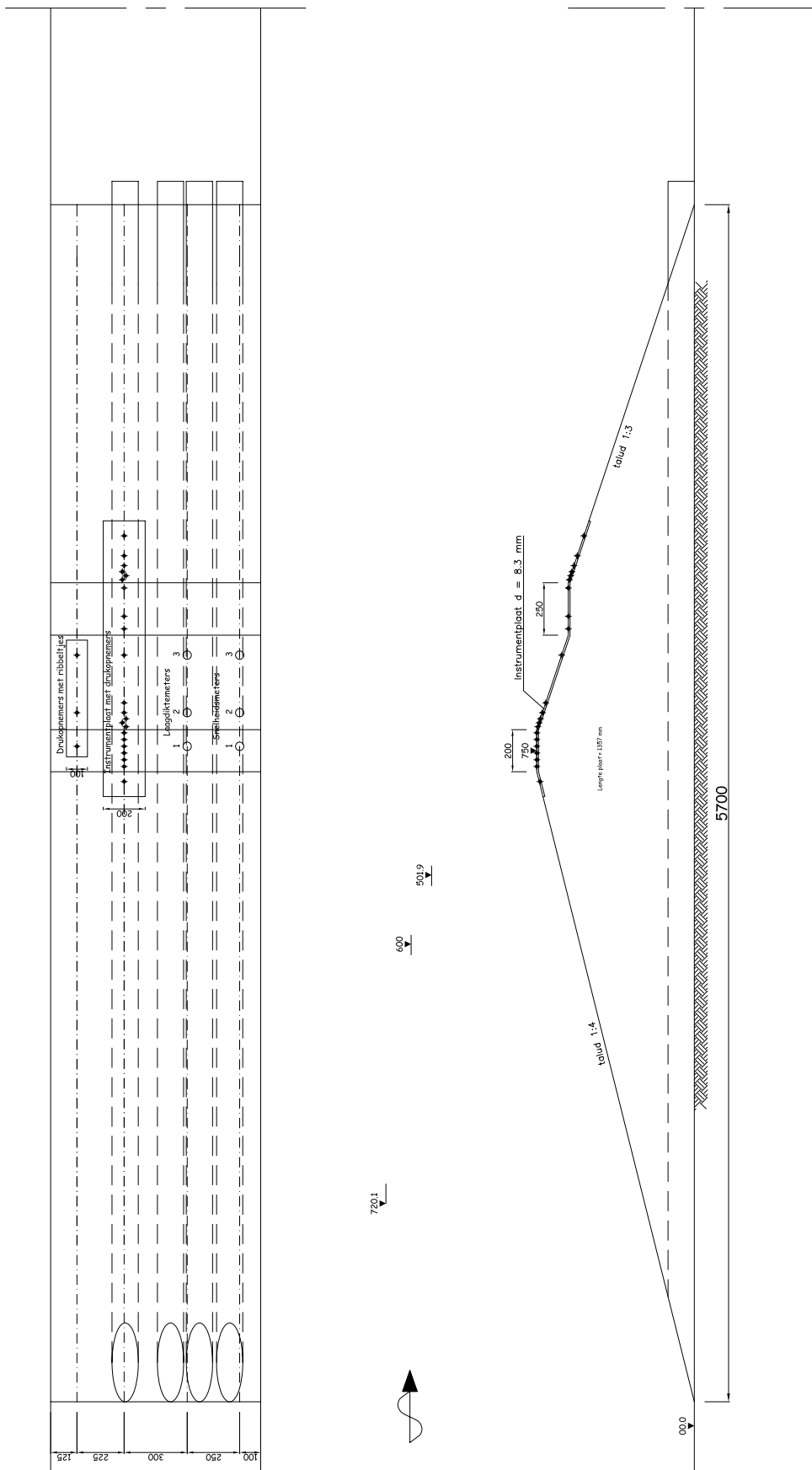
FIG. B3



Doorsnede en bovenaanzicht Configuratie 3

maten in mm

BY: ck
Date: 21-07-04



Doorsnede en bovenaanzicht Configuratie 4

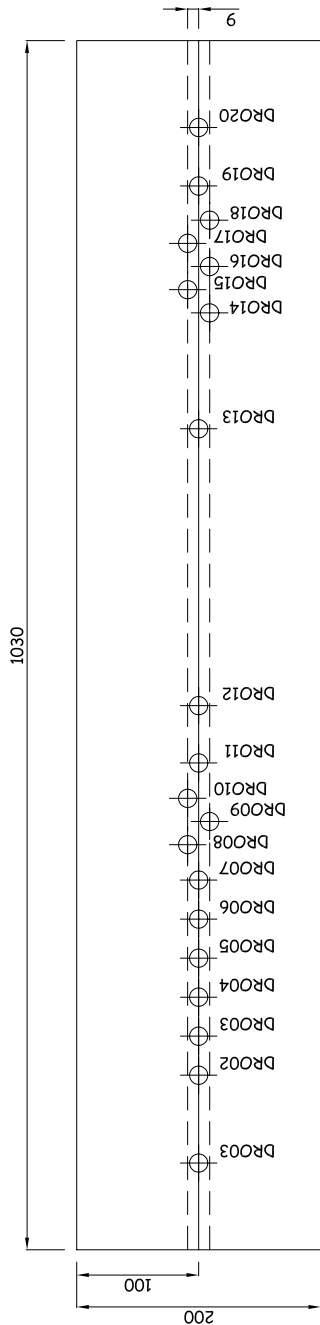
maten in mm

BY: ck
Date: 21-07-04

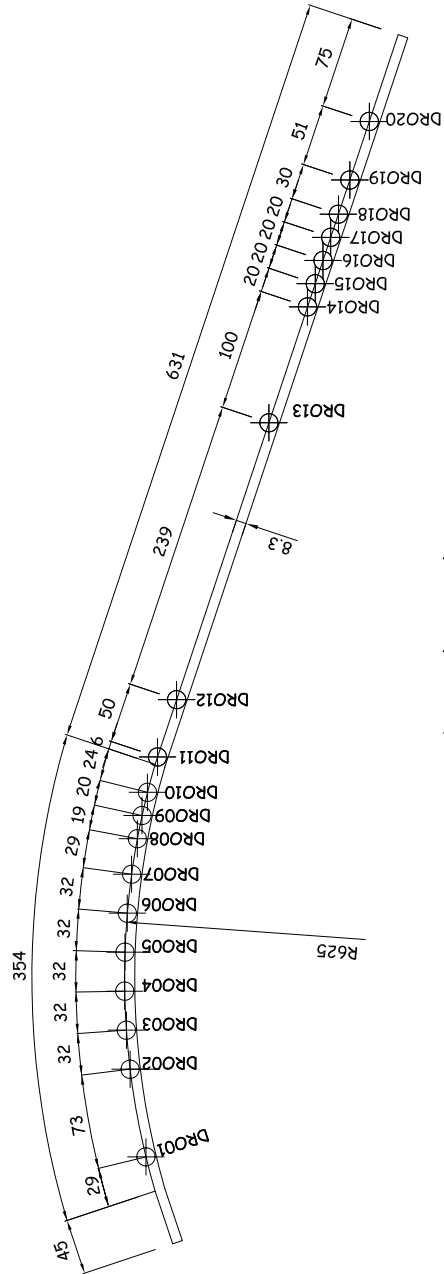
WLJ Delft Hydraulics

H 4432

FIG. B5



Bovenaanzicht



Dwarsdoorsnede

Plaats van de drukopnemers in de instrumentplaat
Configuratie 1

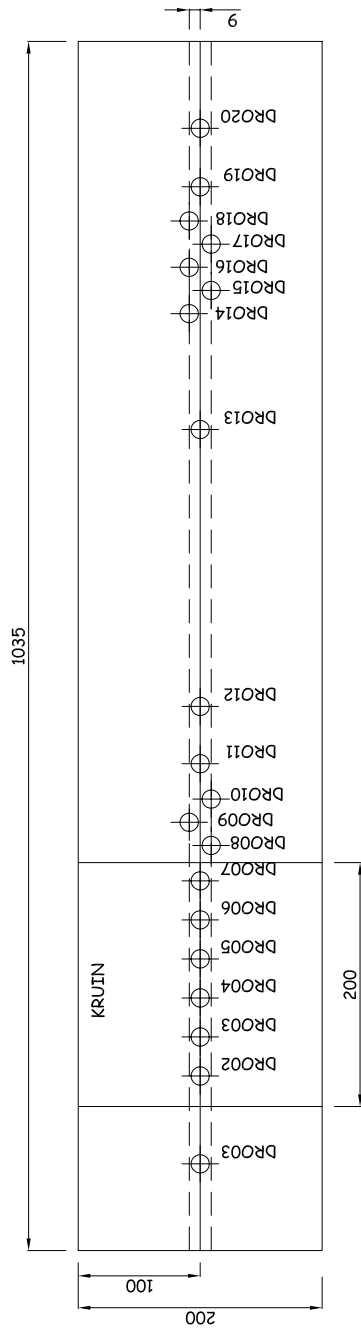
maten in mm

BY: ck
Date: 21-07-04

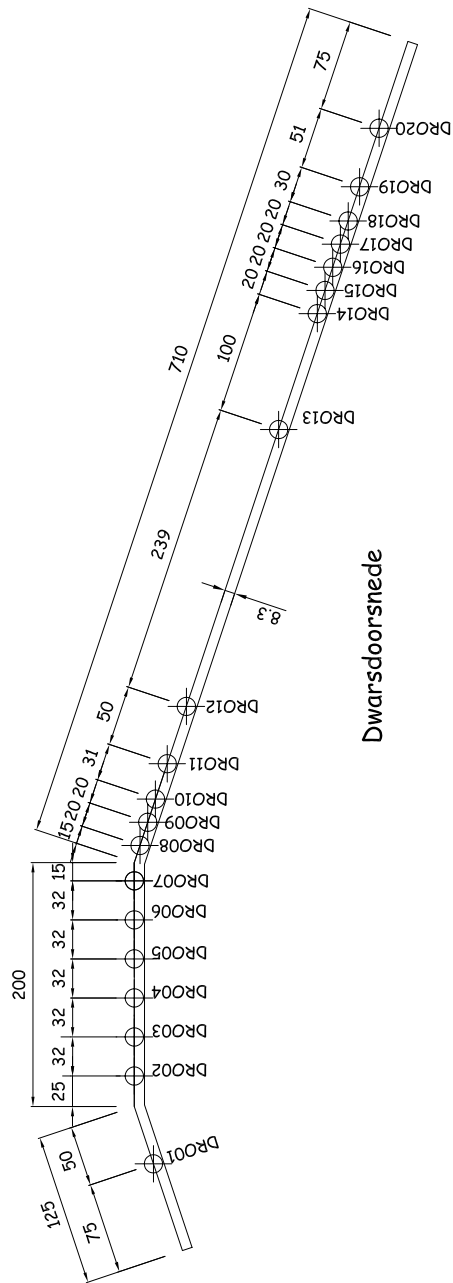
WLJ Delft Hydraulics

H 4432

FIG. B6



Bovenaanzicht



Dwarsdoorsnede



Plaats van de drukopnemers in de instrumentplaat
Configuratie 2

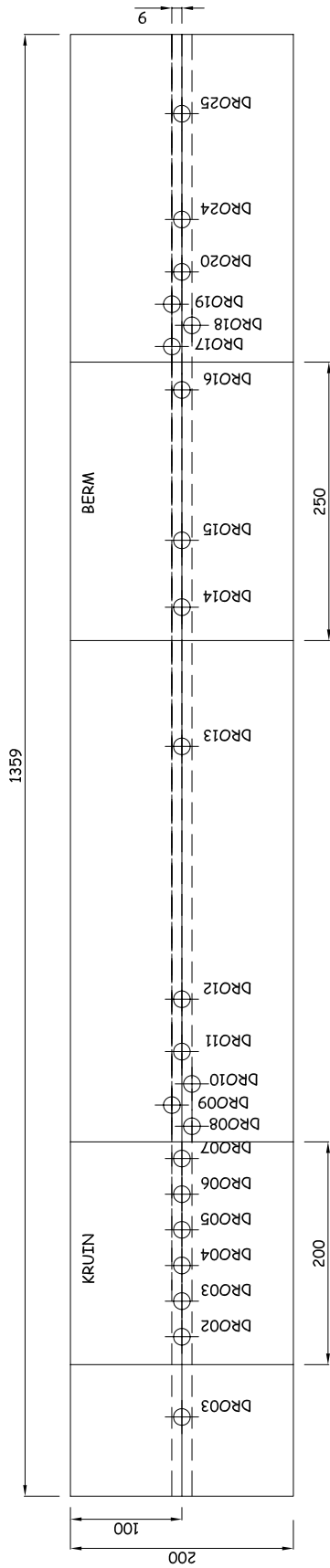
maten in mm

BY: ck
Date: 21-07-04

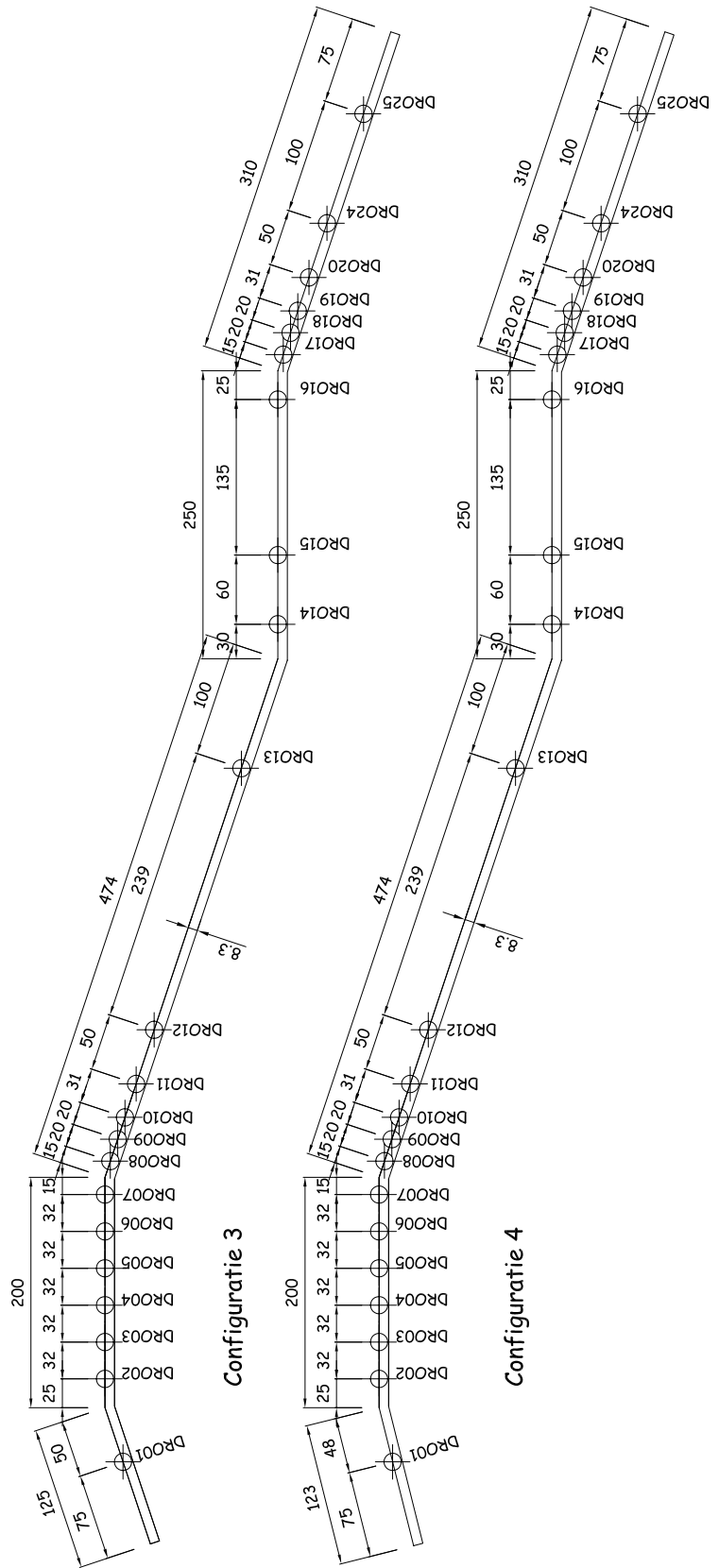
WLJ Delft Hydraulics

H 4432

FIG. B7



Bovenaanzicht



Dwarsdoorsnede

Plaats van de drukopnemers in de instrumentplaat
Configuratie 3 en 4

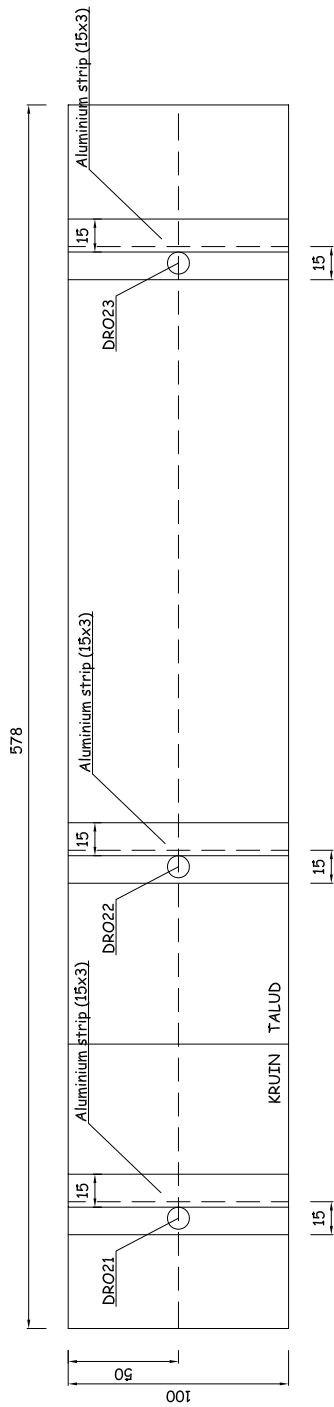
maten in mm

BY: ck
Date: 21-07-04

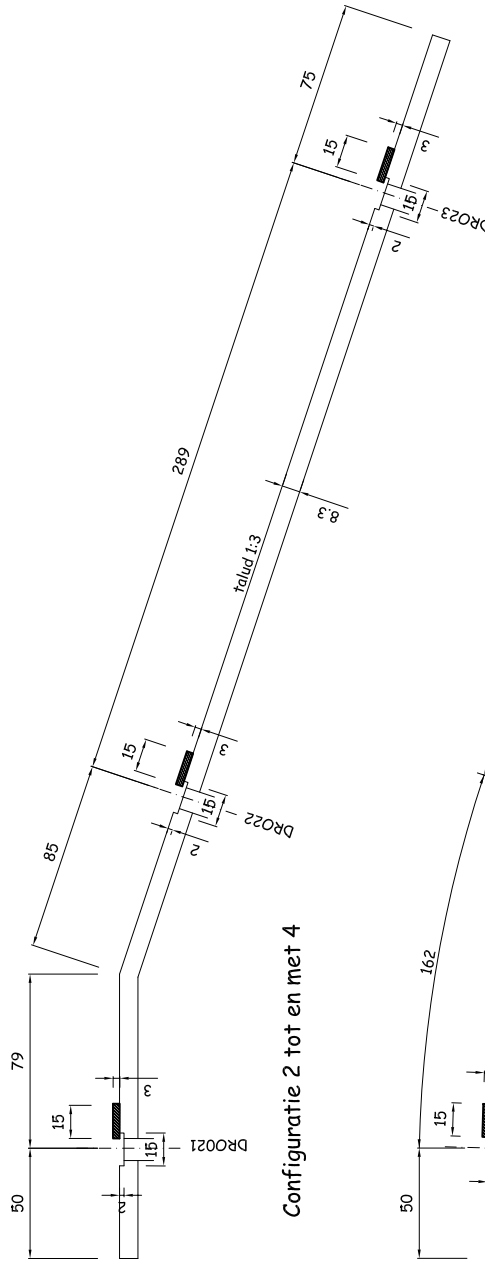
WLJ Delft Hydraulics

H 4432

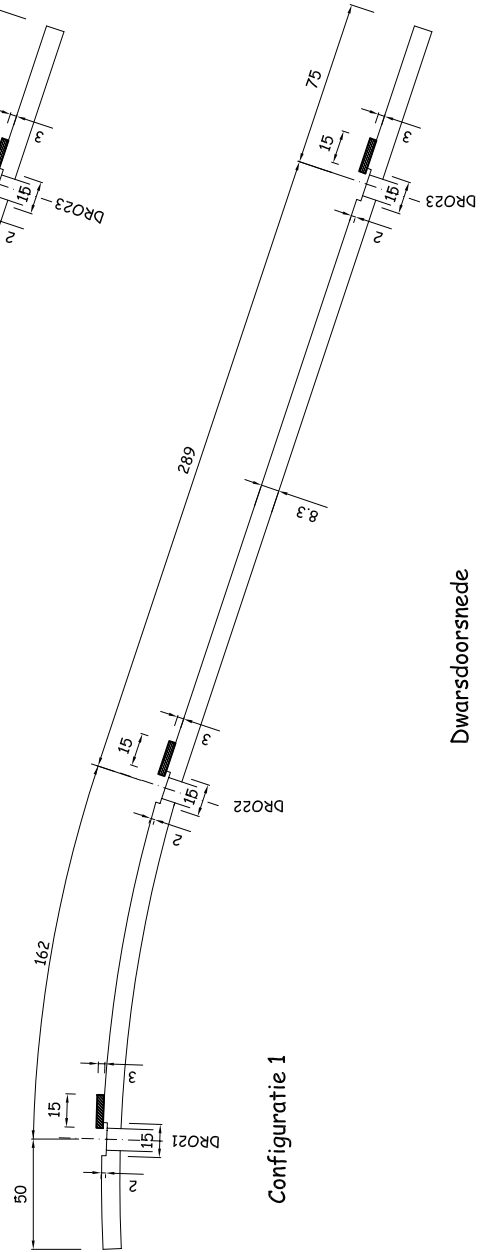
FIG. B8



Bovenaanzicht



Configuratie 2 tot en met 4



Configuratie 1

Dwarsdoorsnede

Detailtekening van de instrumentplaat met ribbeltje
Configuratie 1 tot en met Configuratie 4

maten in mm

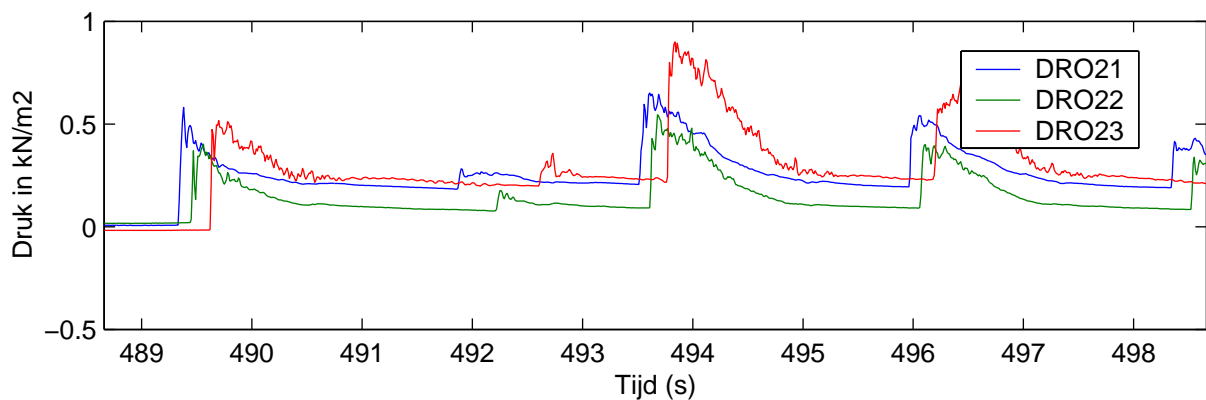
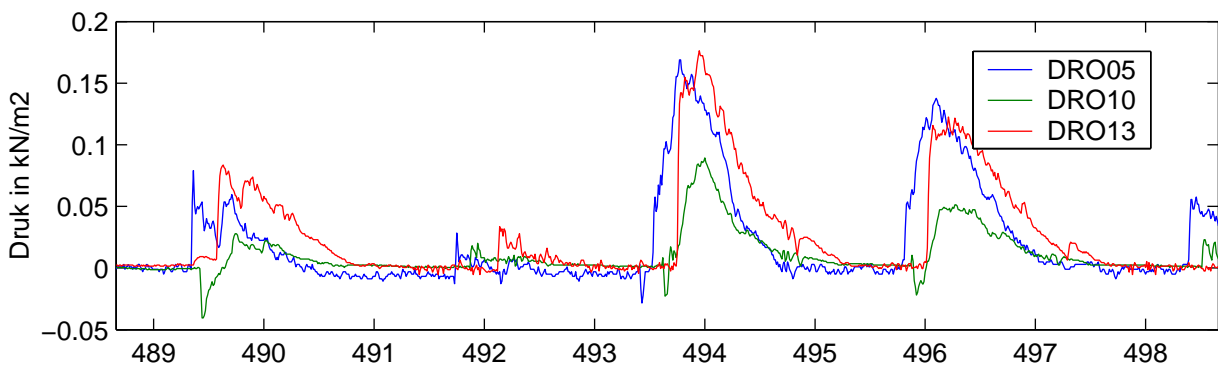
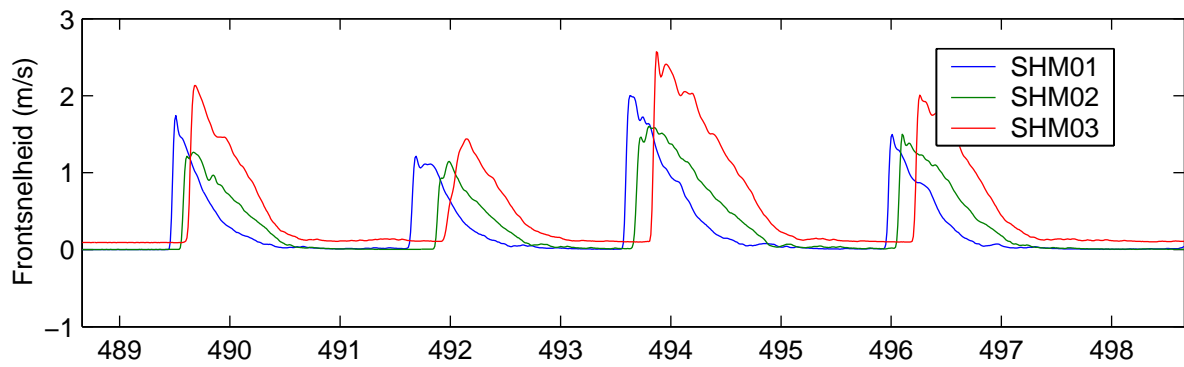
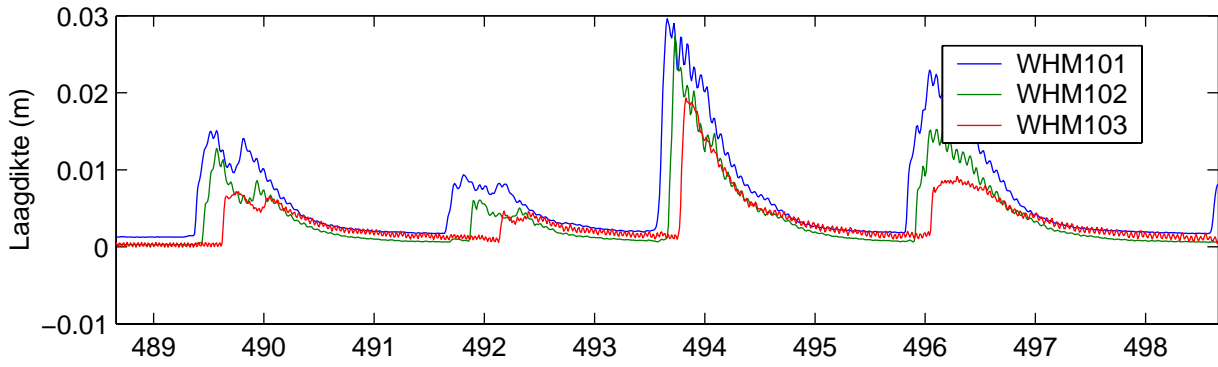
BY: ck
Date: 21-07-04

WLJ Delft Hydraulics

H 4432

FIG. B9

Test: #T103



Kennisleemtes steenbekledingen
Stabiliteit havendammen tijdseries

$$s_{op} = 0.02$$

$$h_c / H_s = 2.0$$

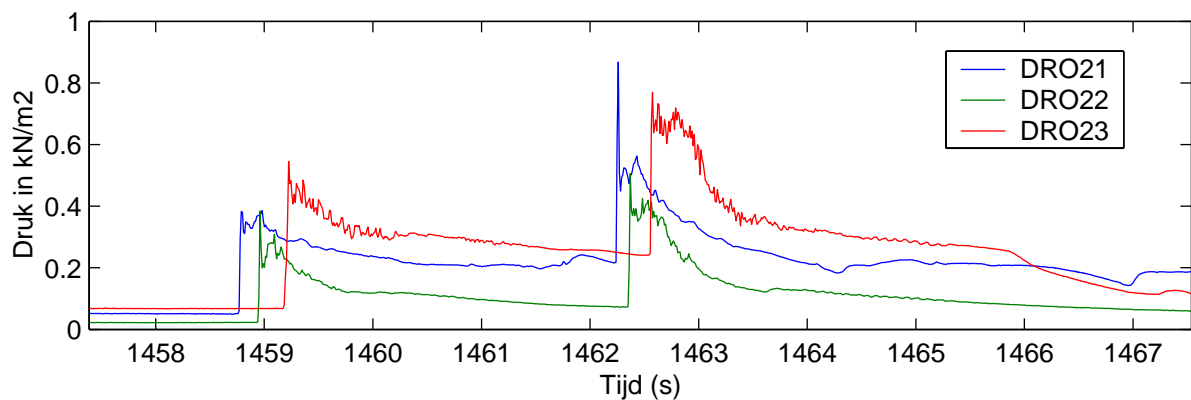
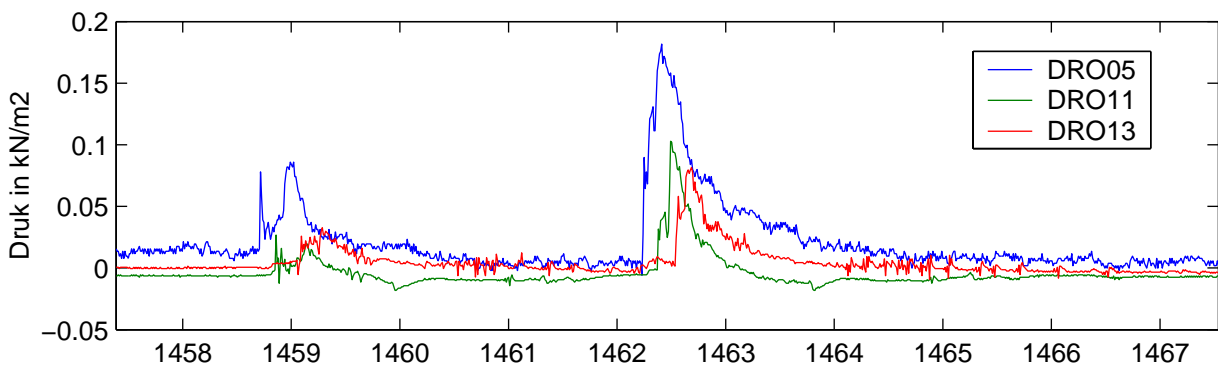
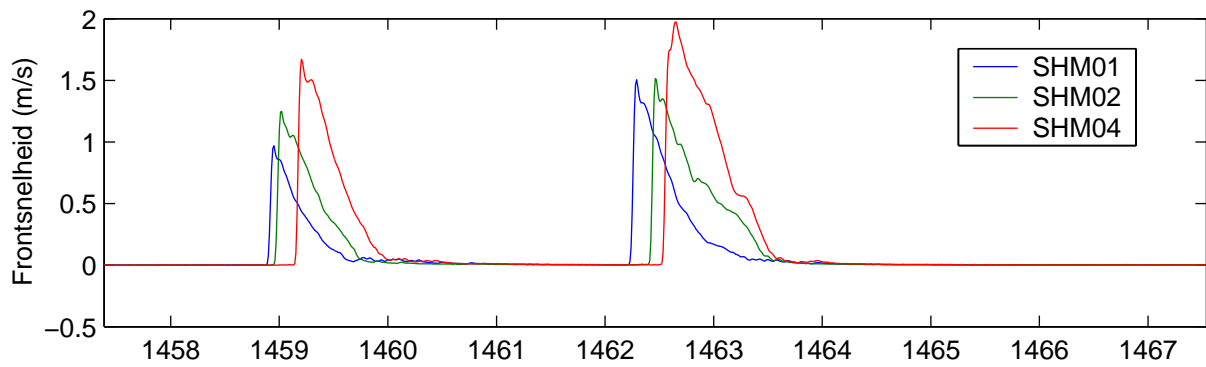
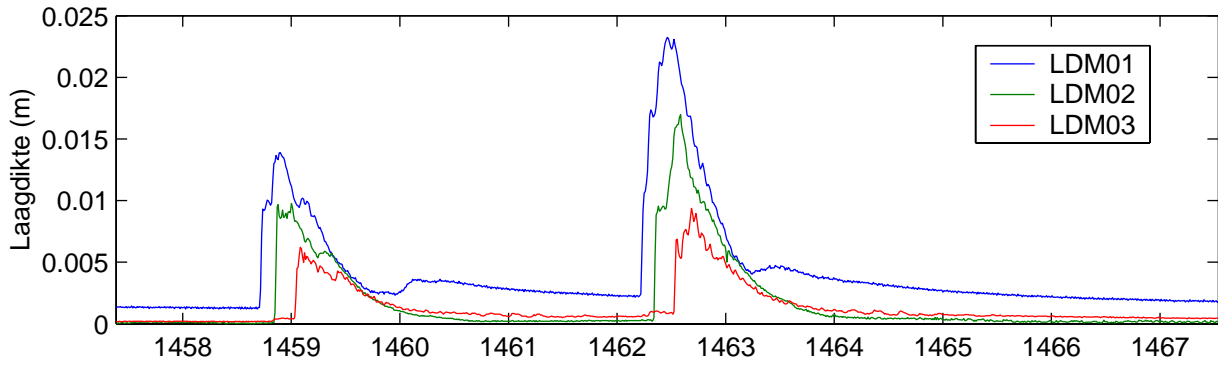
Configuratie 1

WL | DELFT HYDRAULICS

H4432

Fig. B10a

Test: #T203



Kennisleemtes steenbekledingen
Stabiliteit havendammen tijdseries

$s_{op} = 0.02$

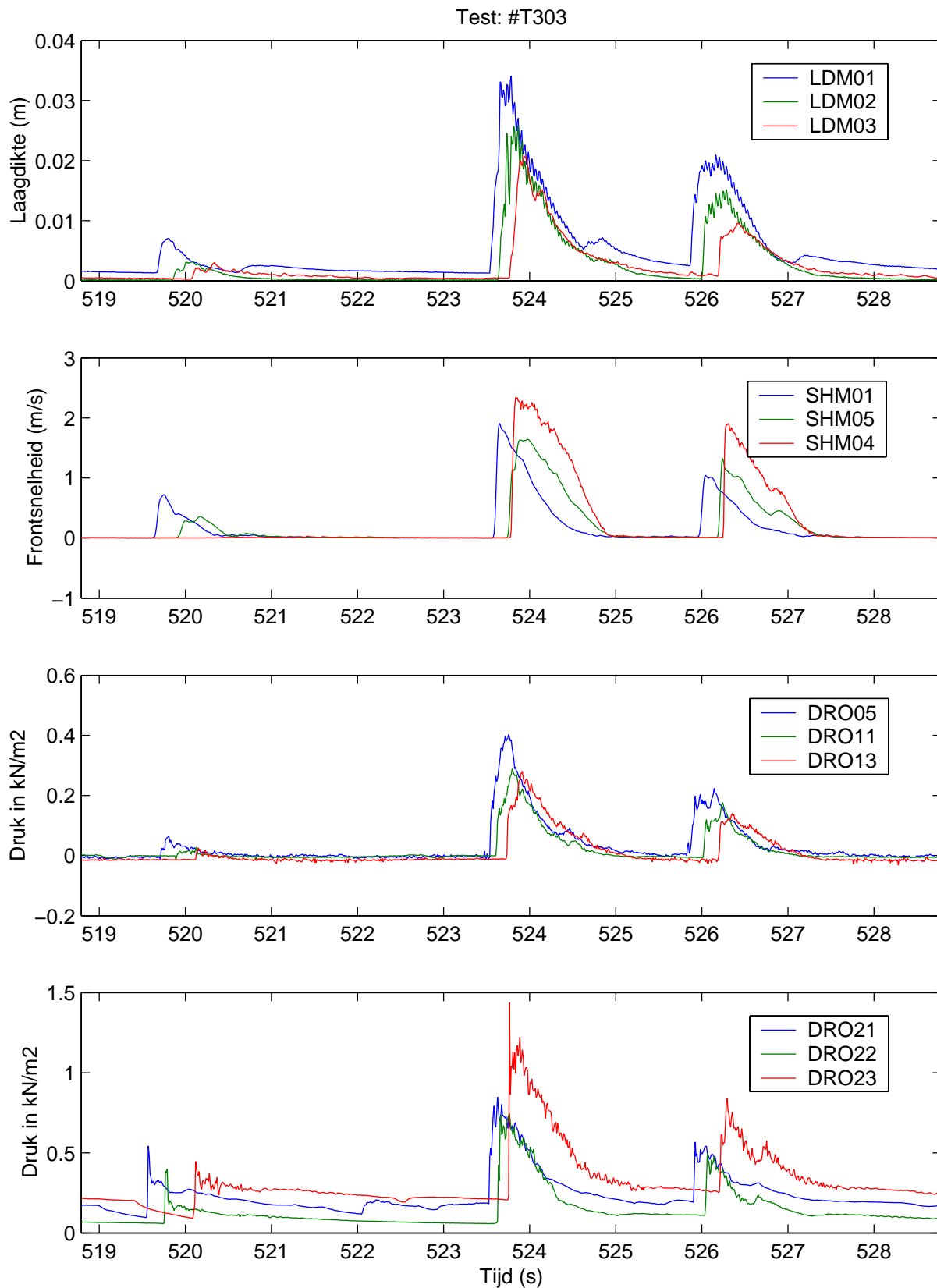
$h_c/H_s = 2.0$

Configuratie 2

WL | DELFT HYDRAULICS

H4432

Fig. B10b



Kennisleemtes steenbekledingen
Stabiliteit havendammen tijdseries

$s_{op} = 0.02$

$h_c / H_s = 1.67$

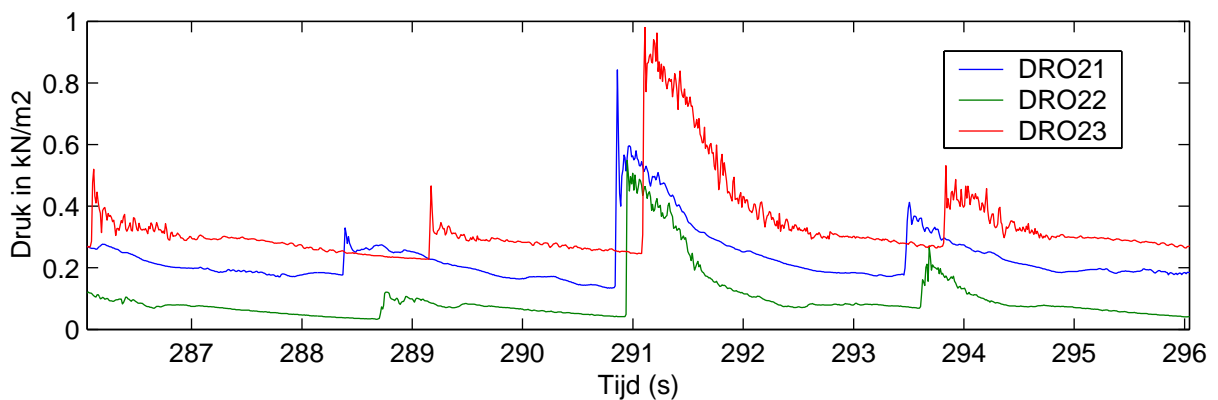
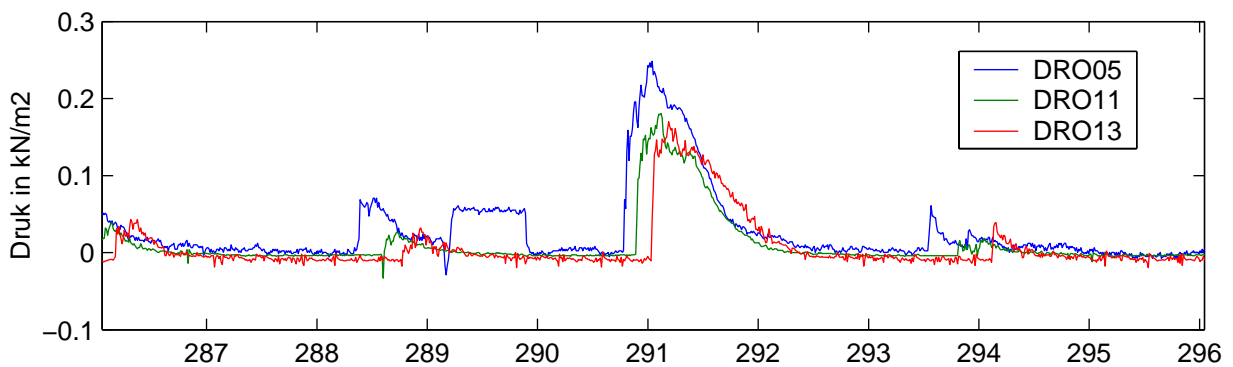
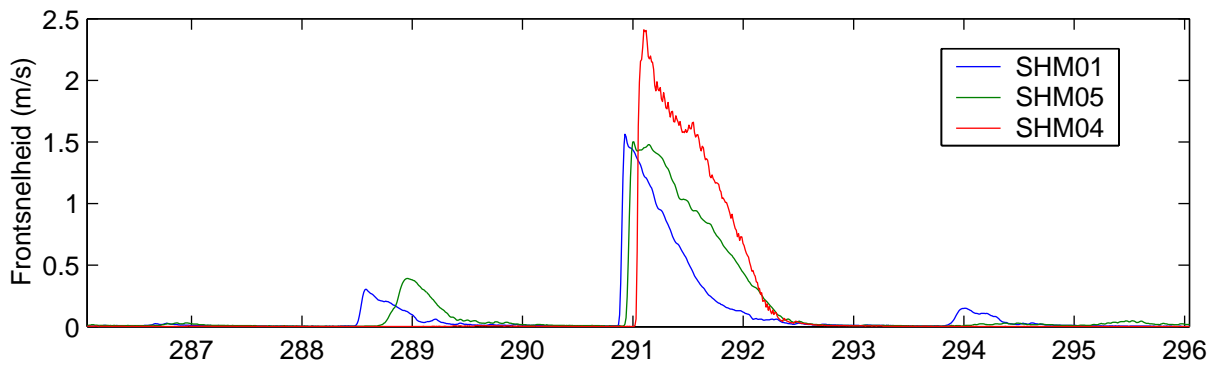
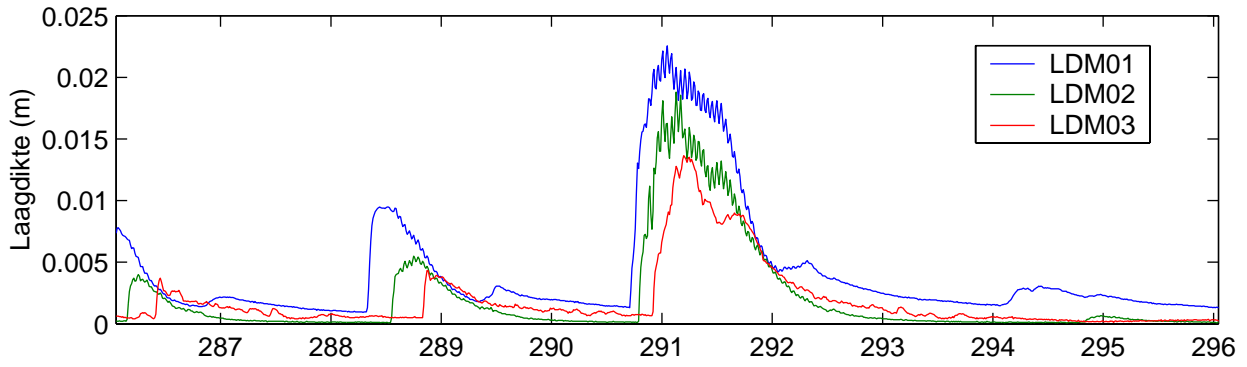
Configuratie 3

WL | DELFT HYDRAULICS

H4432

Fig. B11a

Test: #T403



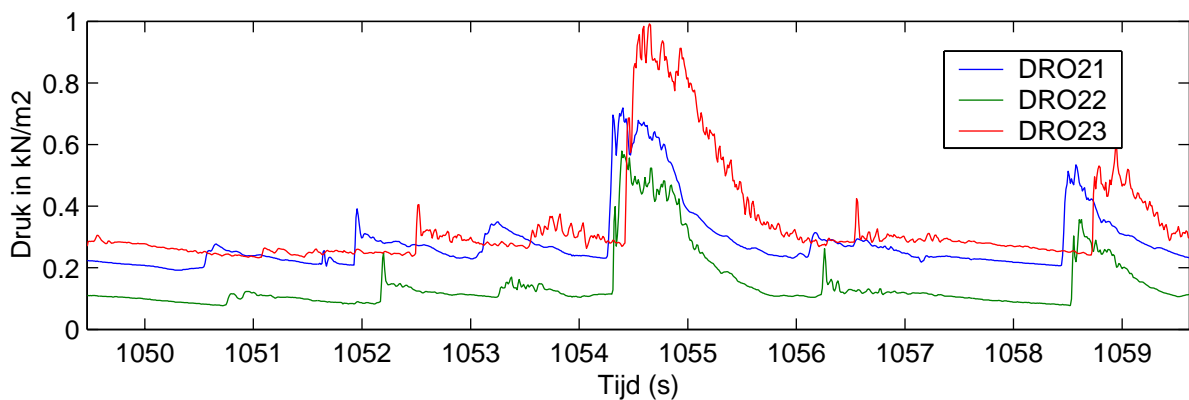
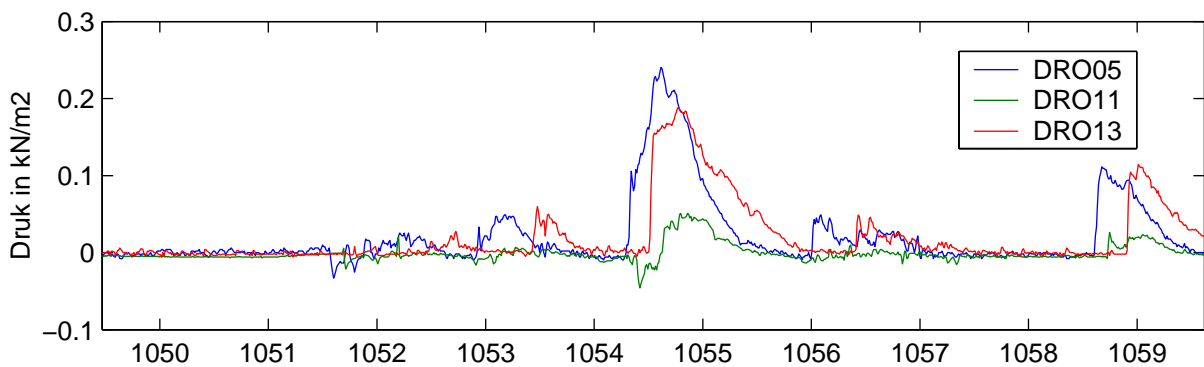
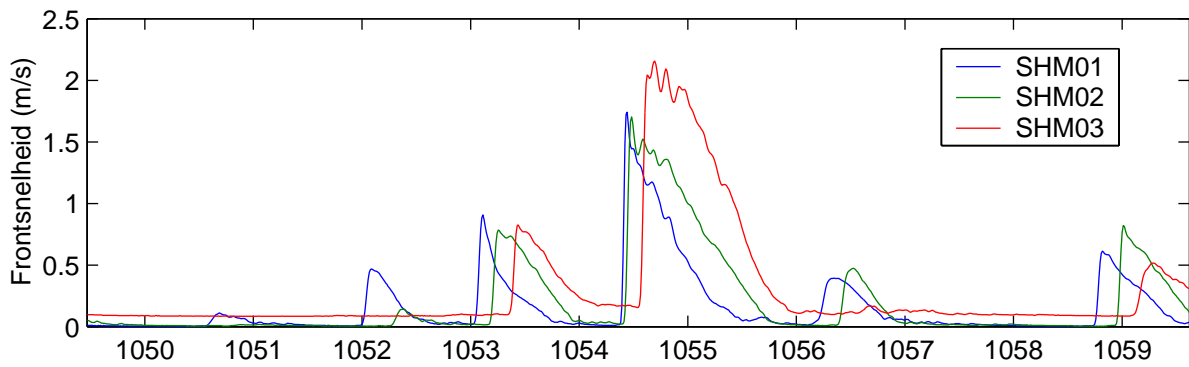
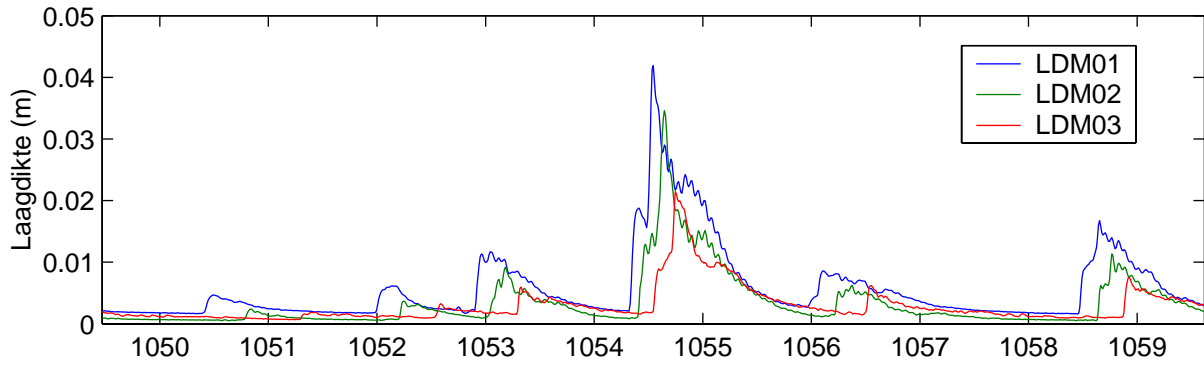
Kennisleemtes steenbekledingen
Stabiliteit havendammen tijdseries

$$s_{op} = 0.02$$

$$h_c / H_s = 1.67$$

Configuratie 4

Test: #T105



Kennisleemtes steenbekledingen
Stabiliteit havendammen tijdseries

$s_{op} = 0.03$

$h_c / H_s = 1.0$

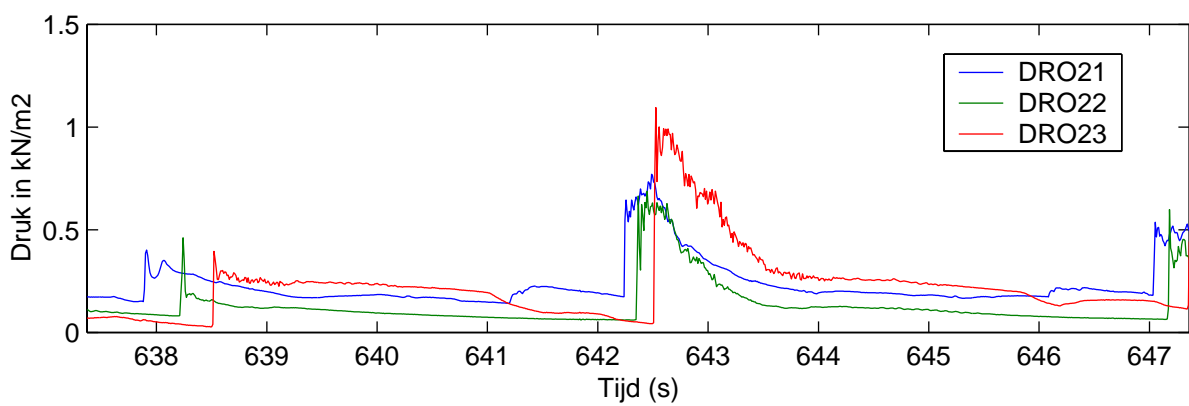
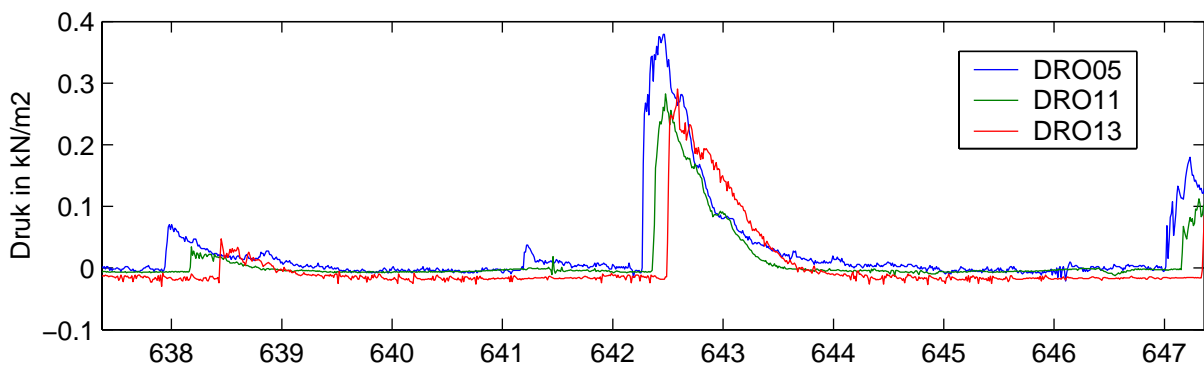
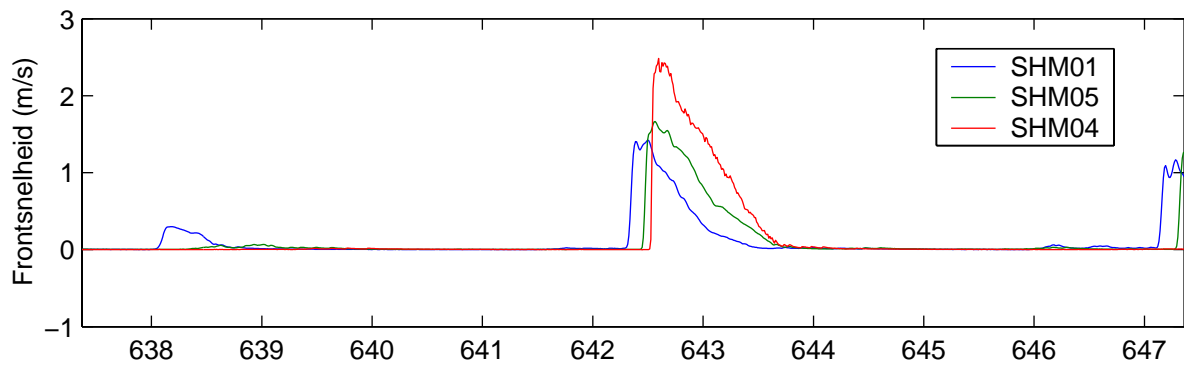
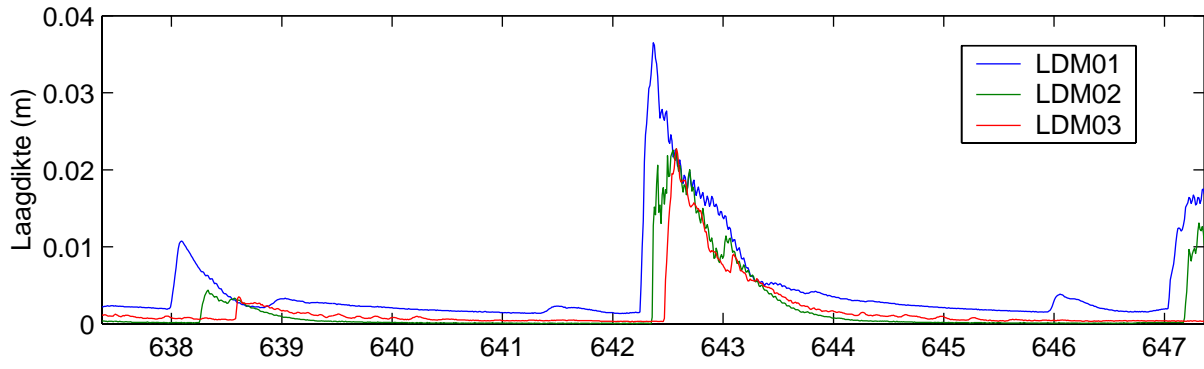
Configuratie 1

WL | DELFT HYDRAULICS

H4432

Fig. B12a

Test: #T305



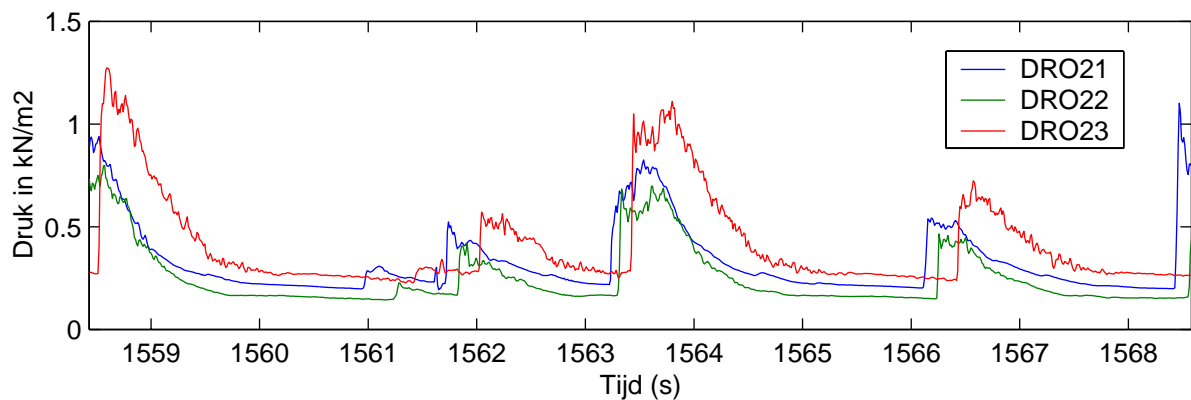
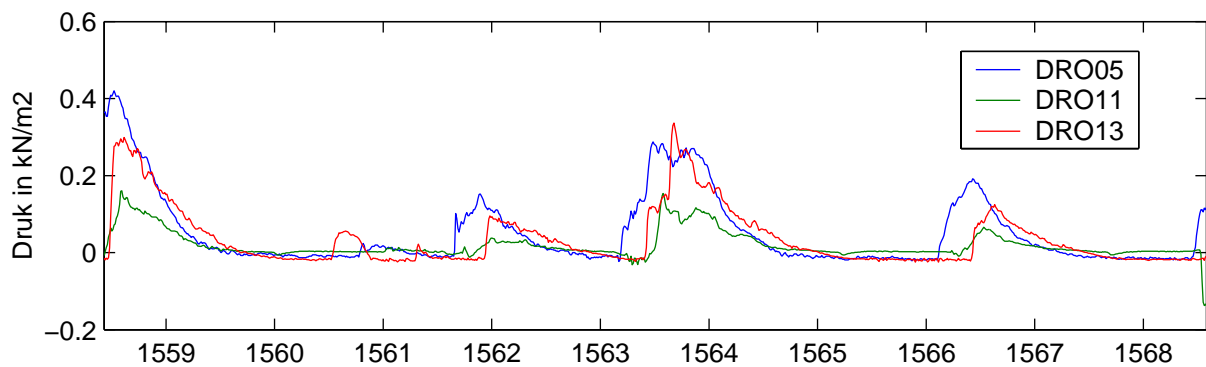
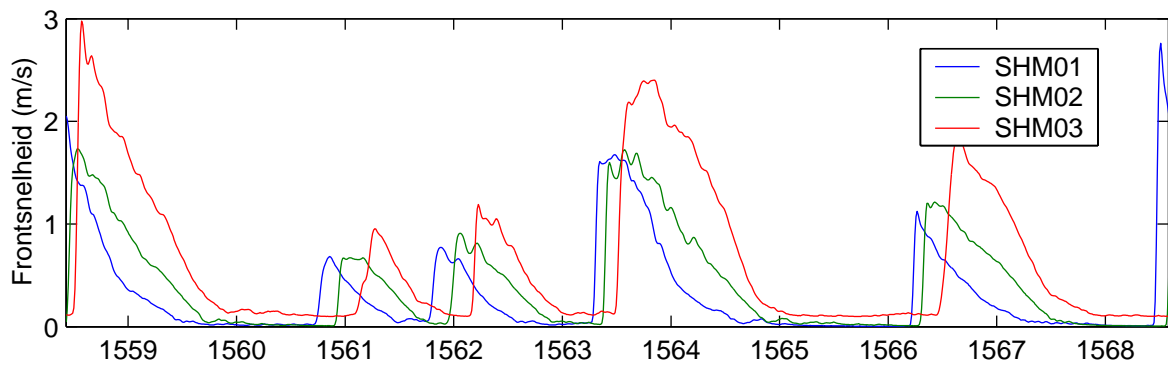
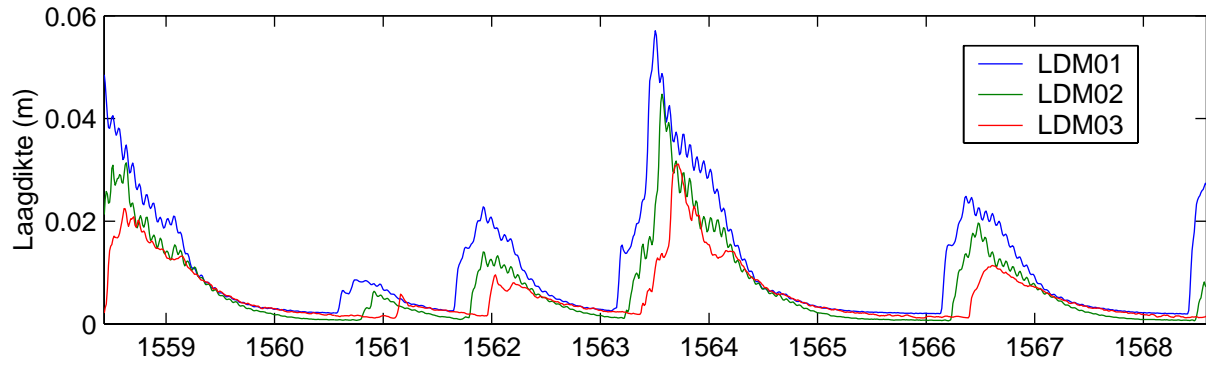
Kennisleemtes steenbekledingen
Stabiliteit havendammen tijdseries

$$s_{op} = 0.03$$

$$h_c / H_s = 1.0$$

Configuratie 3

Test: #T107

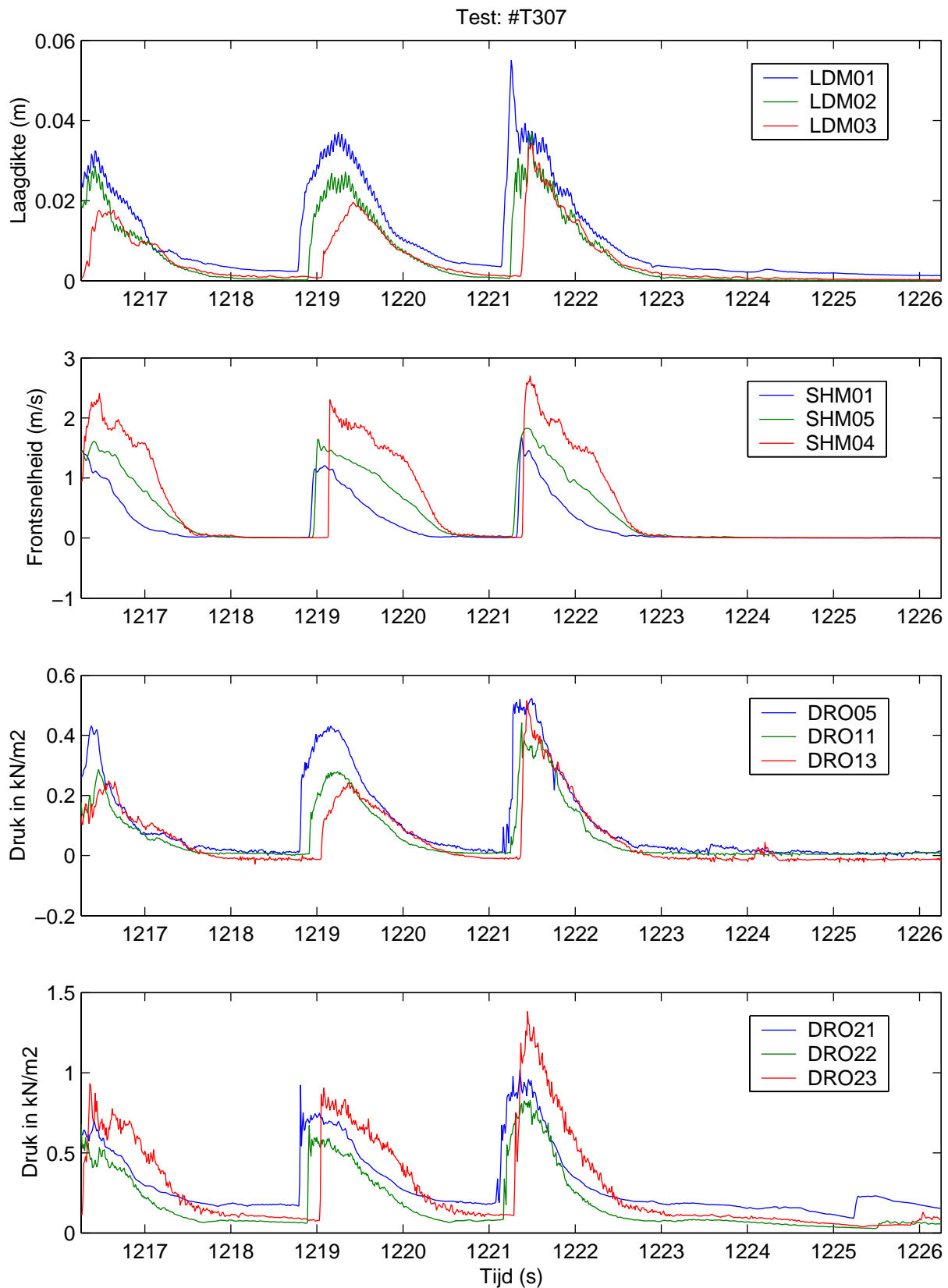


Kennisleemtes steenbekledingen
Stabiliteit havendammen tijdseries

$$s_{op} = 0.03$$

$$h_c / H_s = 0.75$$

Configuratie 1



Kennisleemtes steenbekledingen
Stabiliteit havendammen tijdseries

$$s_{op} = 0.03$$

$$h_c / H_s = 0.75$$

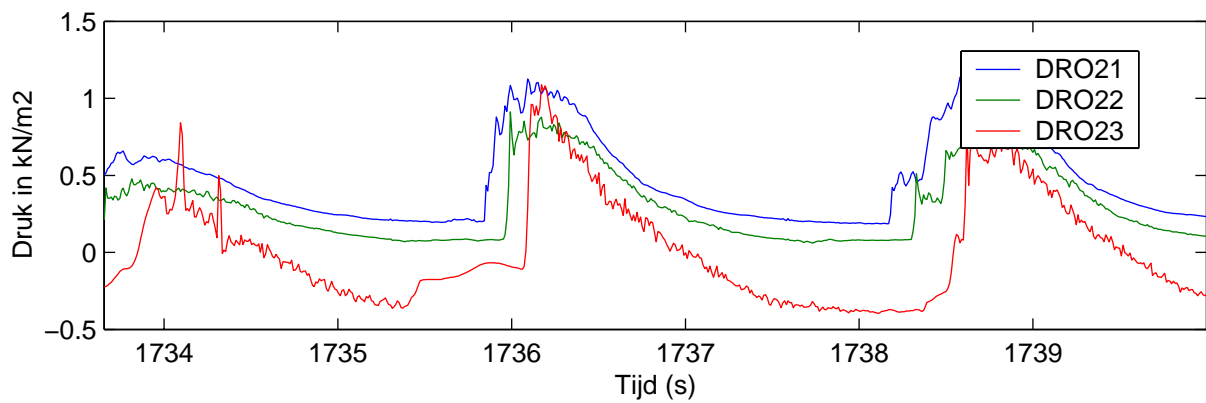
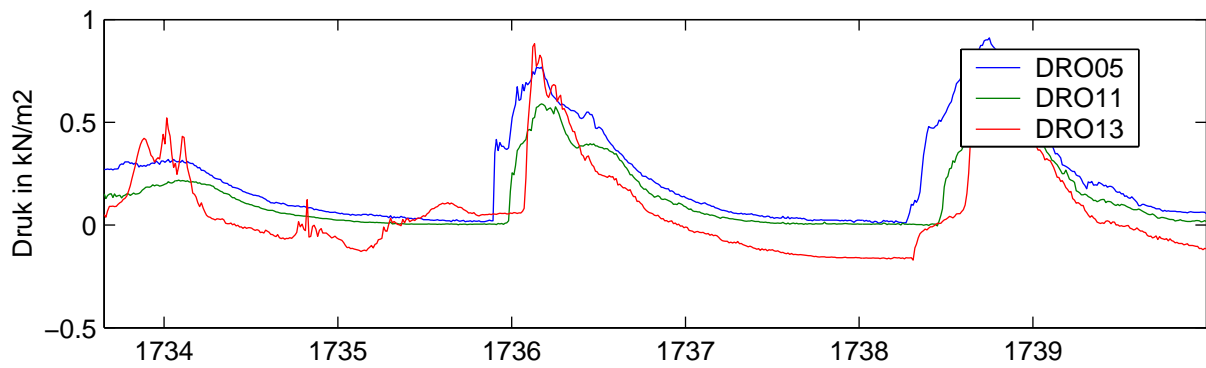
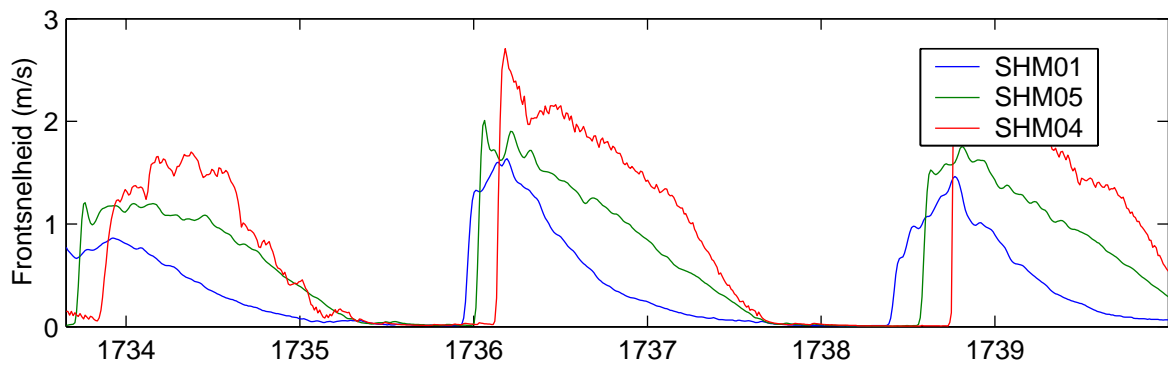
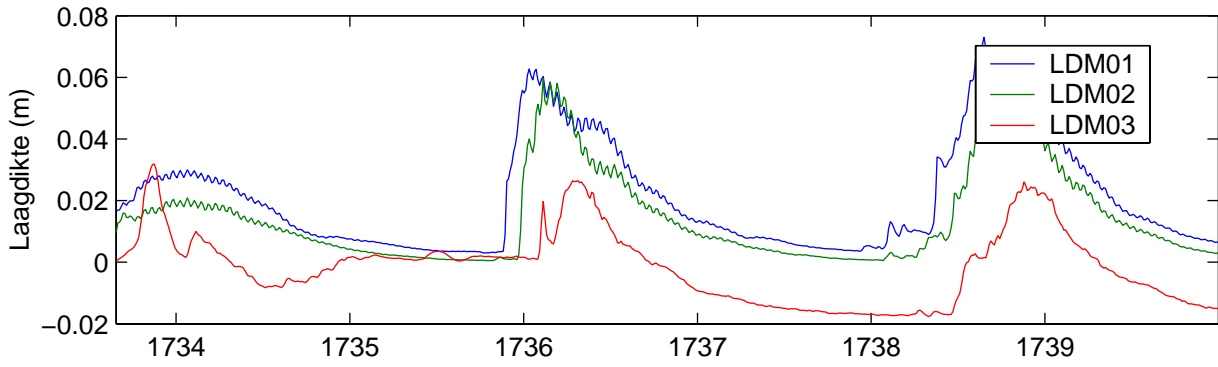
Configuratie 3

WL | DELFT HYDRAULICS

H4432

Fig. B13b

Test: #T310



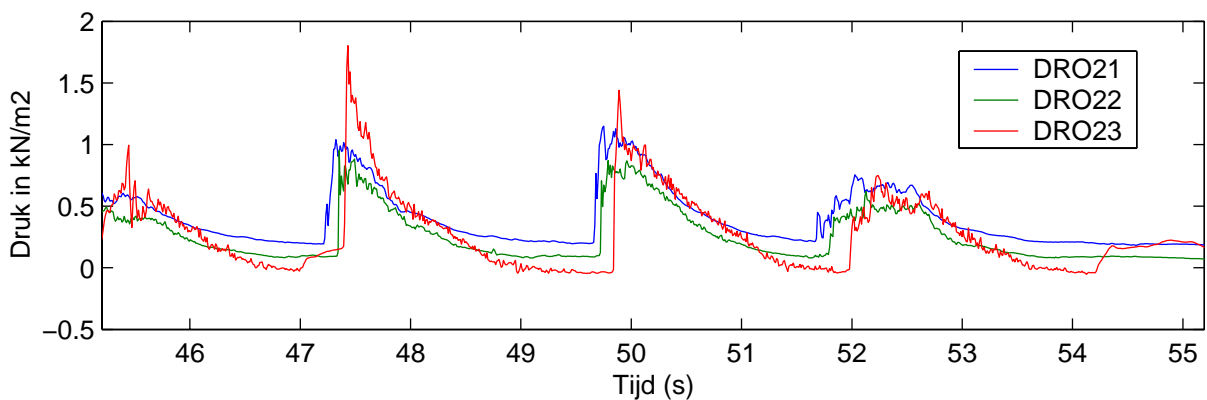
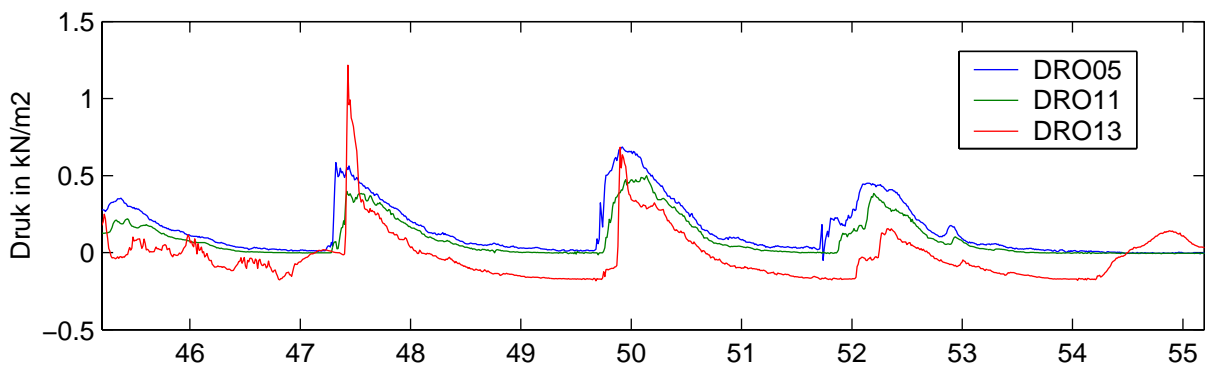
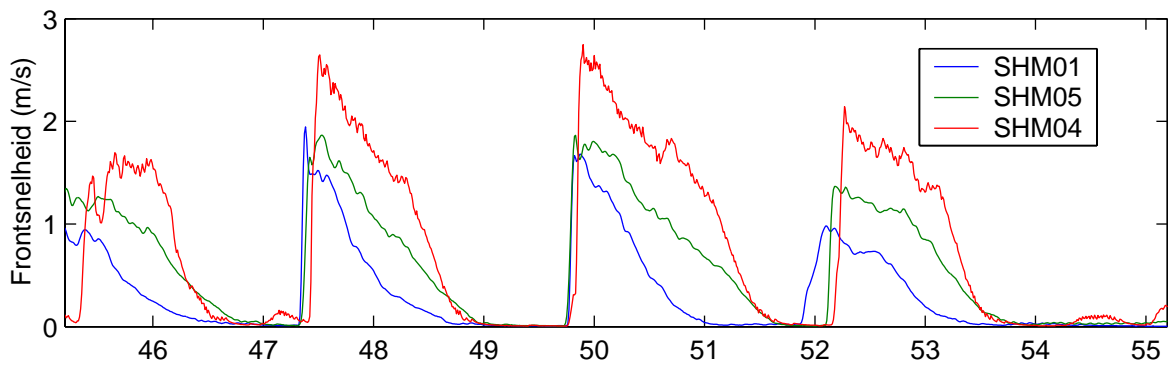
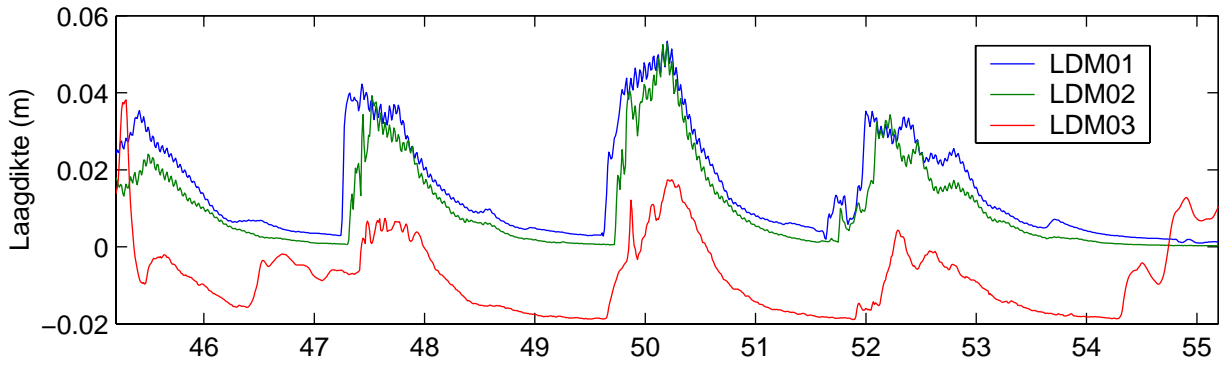
Kennisleemtes steenbekledingen
Stabiliteit havendammen tijdseries

$$s_{op} = 0.03$$

$$h_c / H_s = 0.5$$

Configuratie 3

Test: #T405



Kennisleemtes steenbekledingen
Stabiliteit havendammen tijdseries

$s_{op} = 0.03$

$h_c/H_s = 0.5$

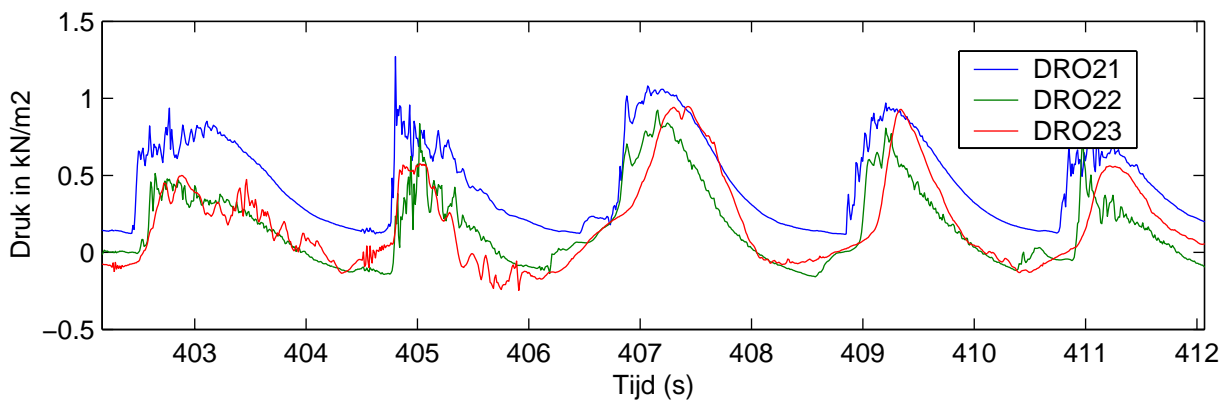
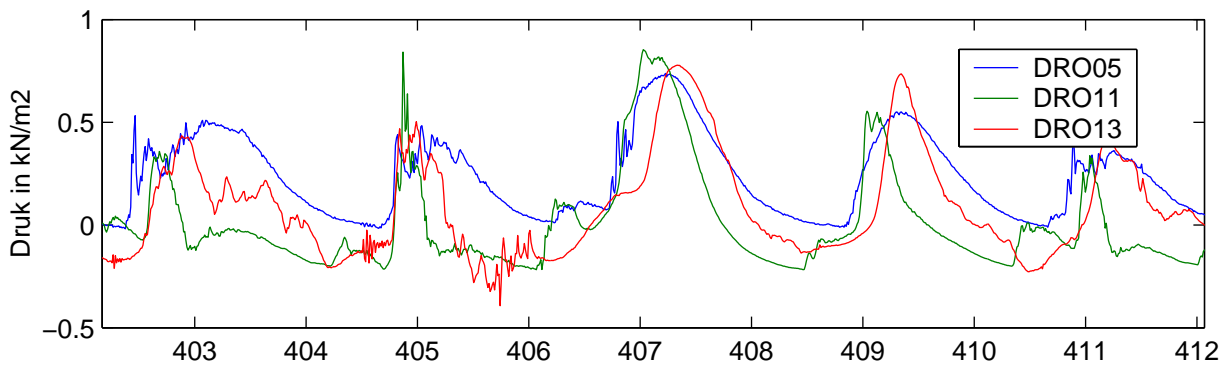
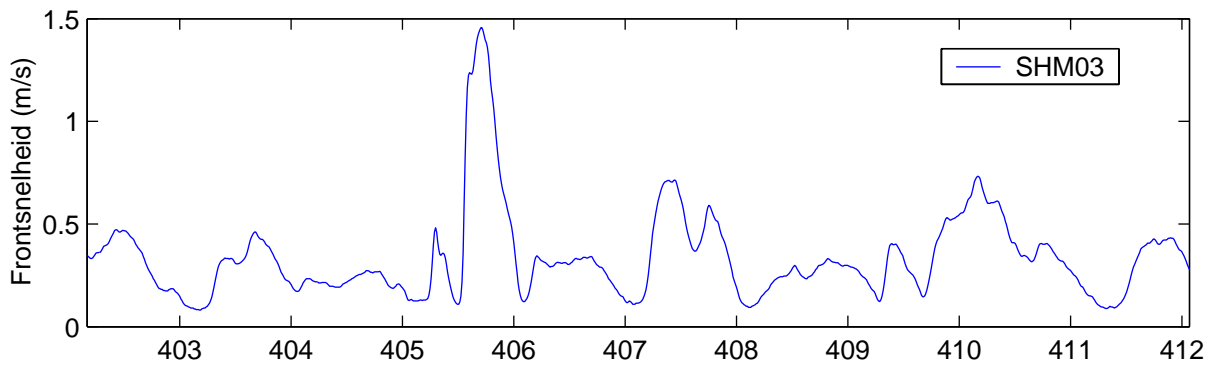
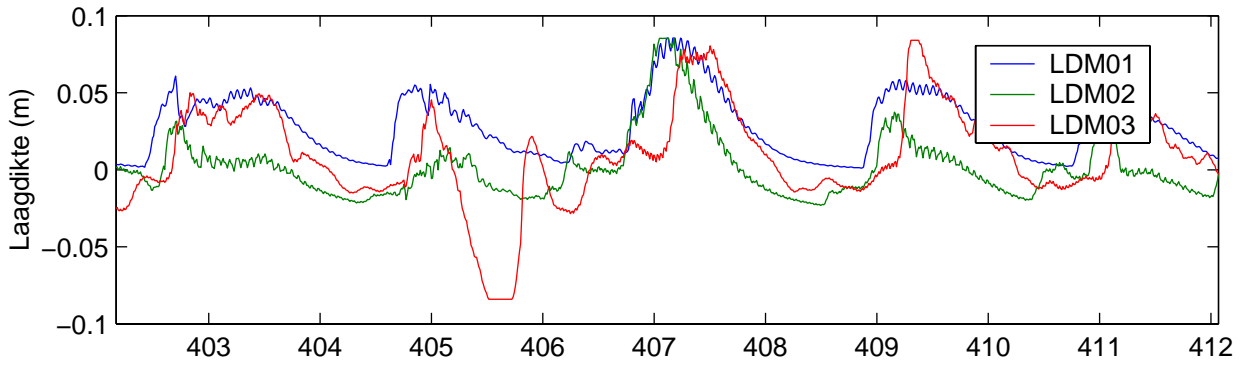
Configuratie 4

WL | DELFT HYDRAULICS

H4432

Fig. B14b

Test: #T112



Kennisleemtes steenbekledingen
Stabiliteit havendammen tijdseries

$$s_{op} = 0.03$$

$$h_c/H_s = 0.0$$

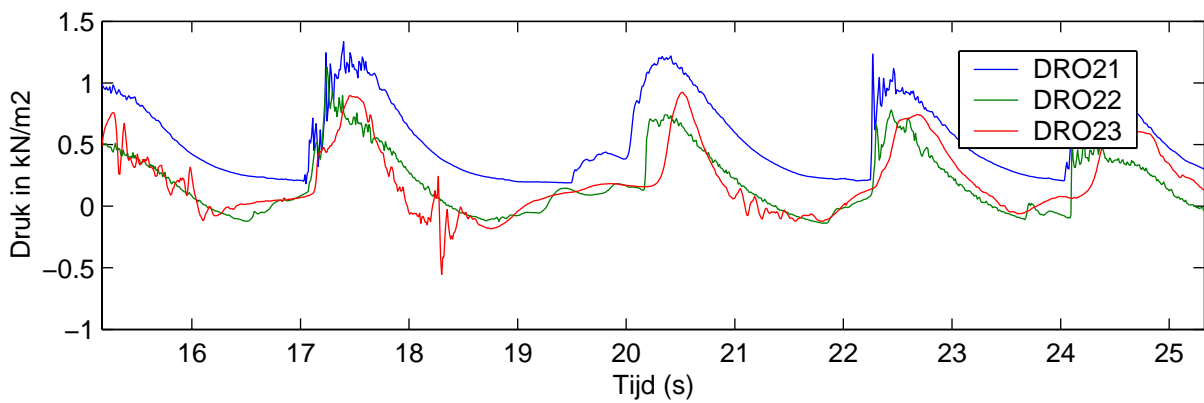
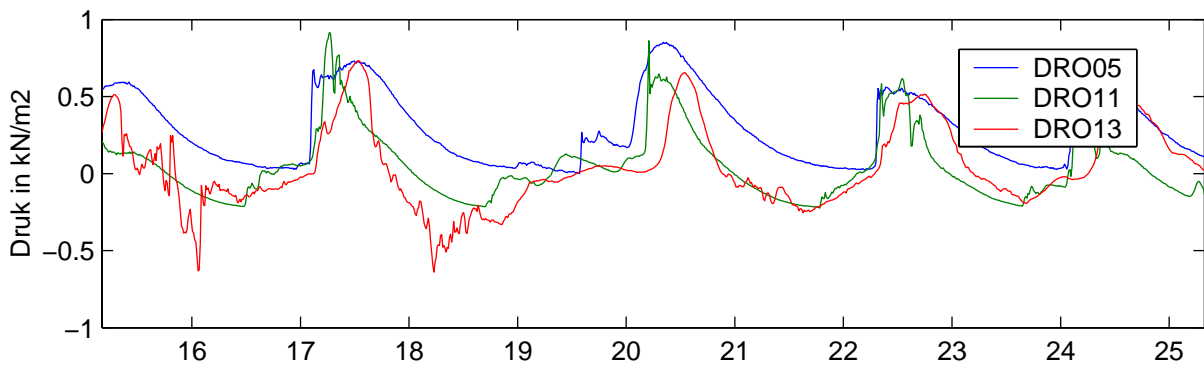
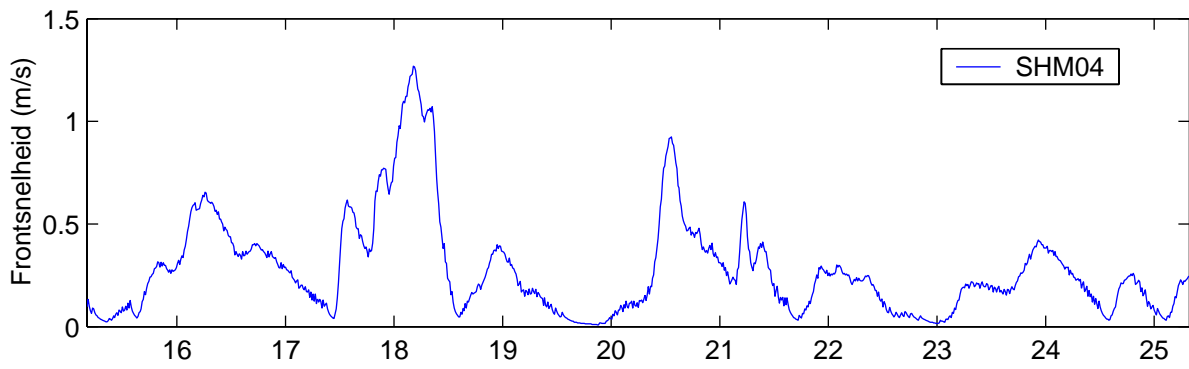
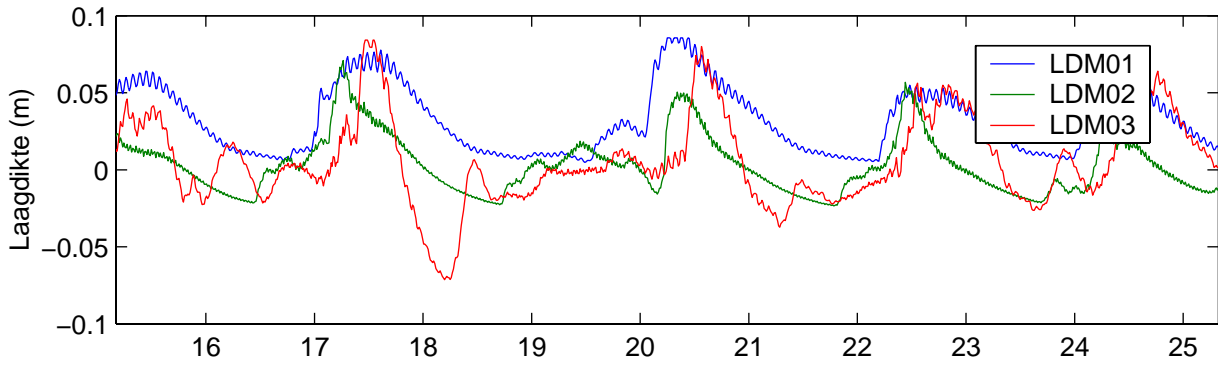
Configuratie 1

WL | DELFT HYDRAULICS

H4432

Fig. B15a

Test: #T207



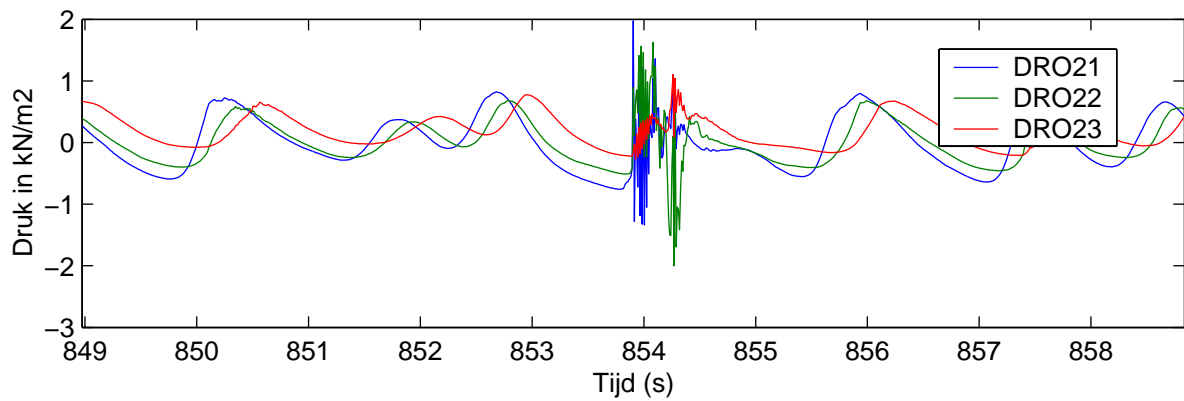
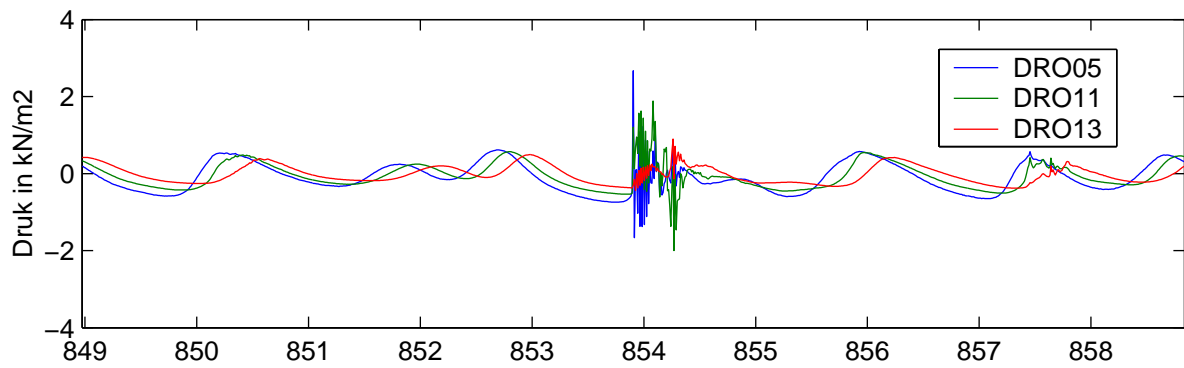
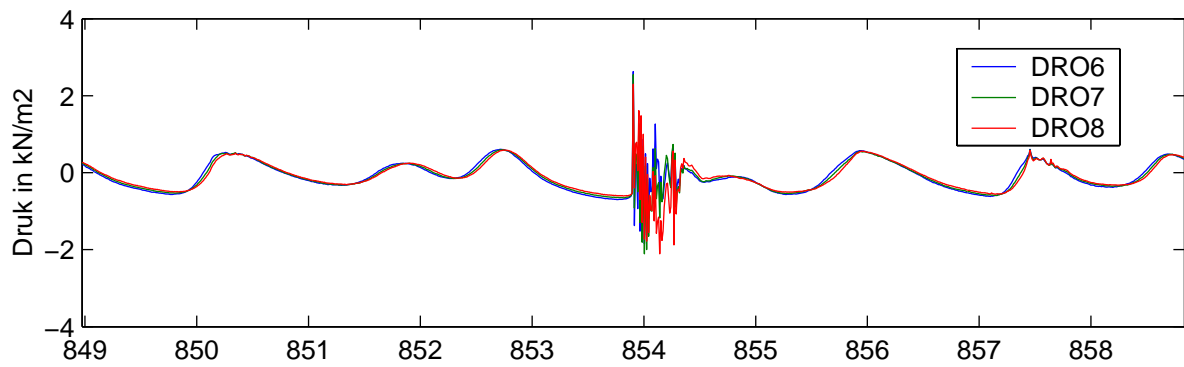
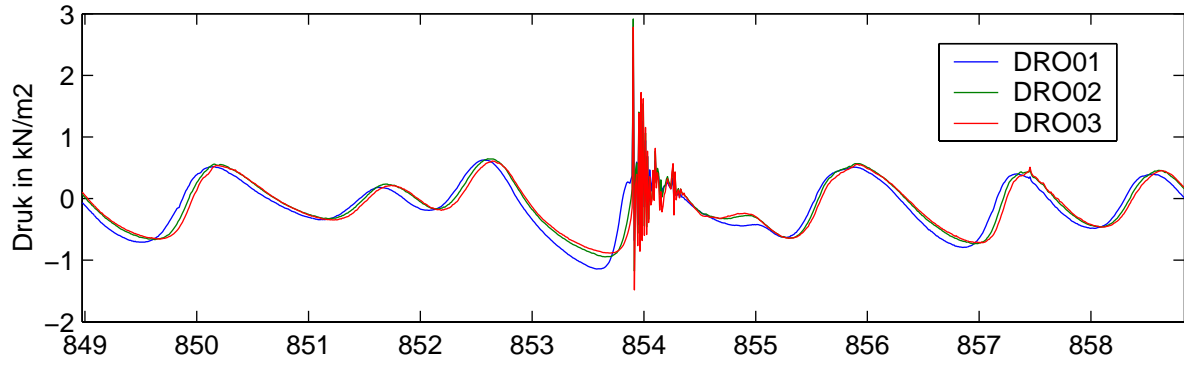
Kennisleemtes steenbekledingen
Stabiliteit havendammen tijdseries

$$s_{op} = 0.03$$

$$h_c / H_s = 0.0$$

Configuratie 2

Test: #T114



Kennisleemtes steenbekledingen
Stabiliteit havendammen tijdseries

$s_{op} = 0.04$

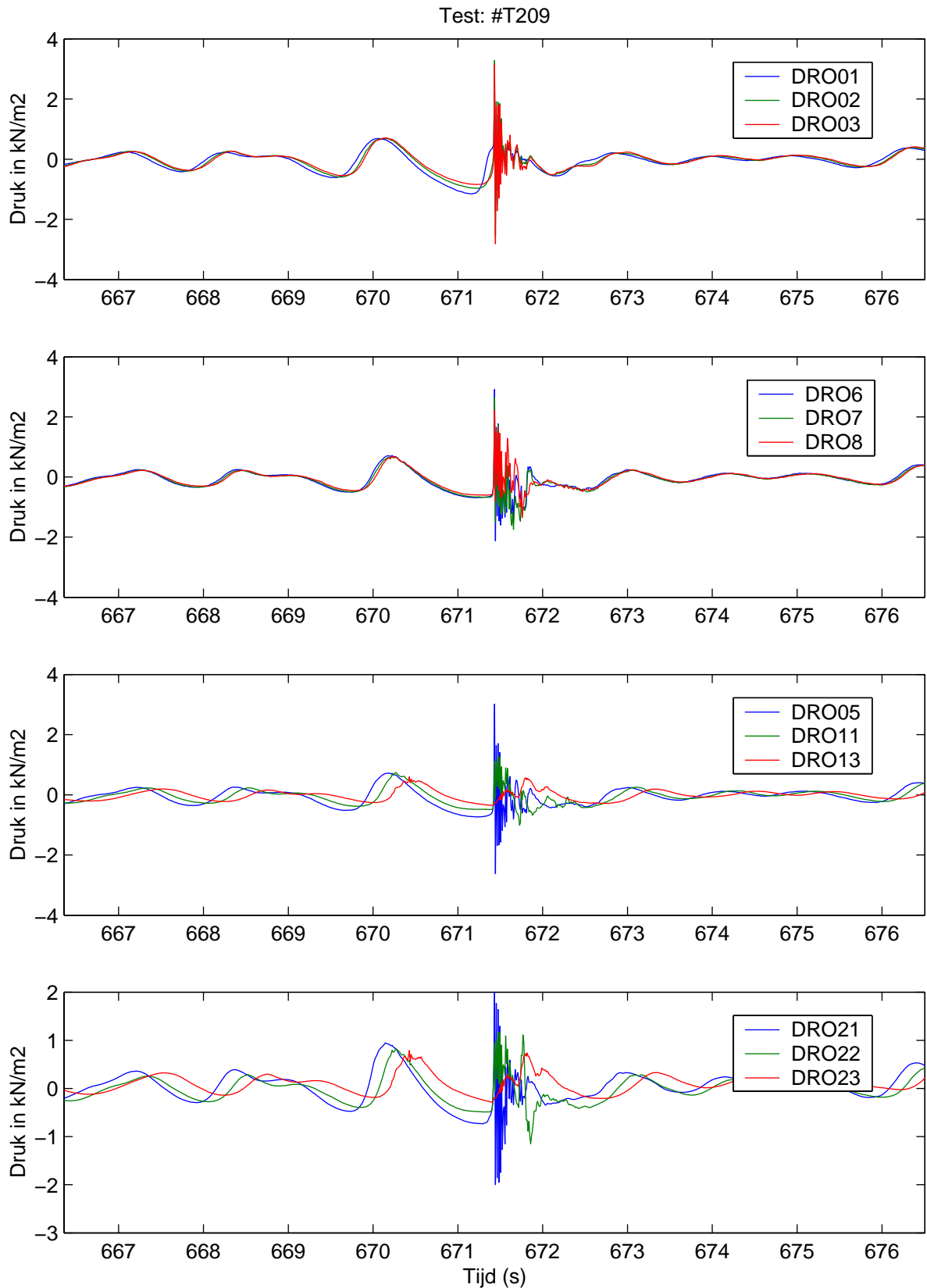
$h_c / H_s = -1.0$

Configuratie 1

WL | DELFT HYDRAULICS

H4432

Fig. B16a



Kennisleemtes steenbekledingen
Stabiliteit havendammen tijdseries

$s_{op} = 0.04$

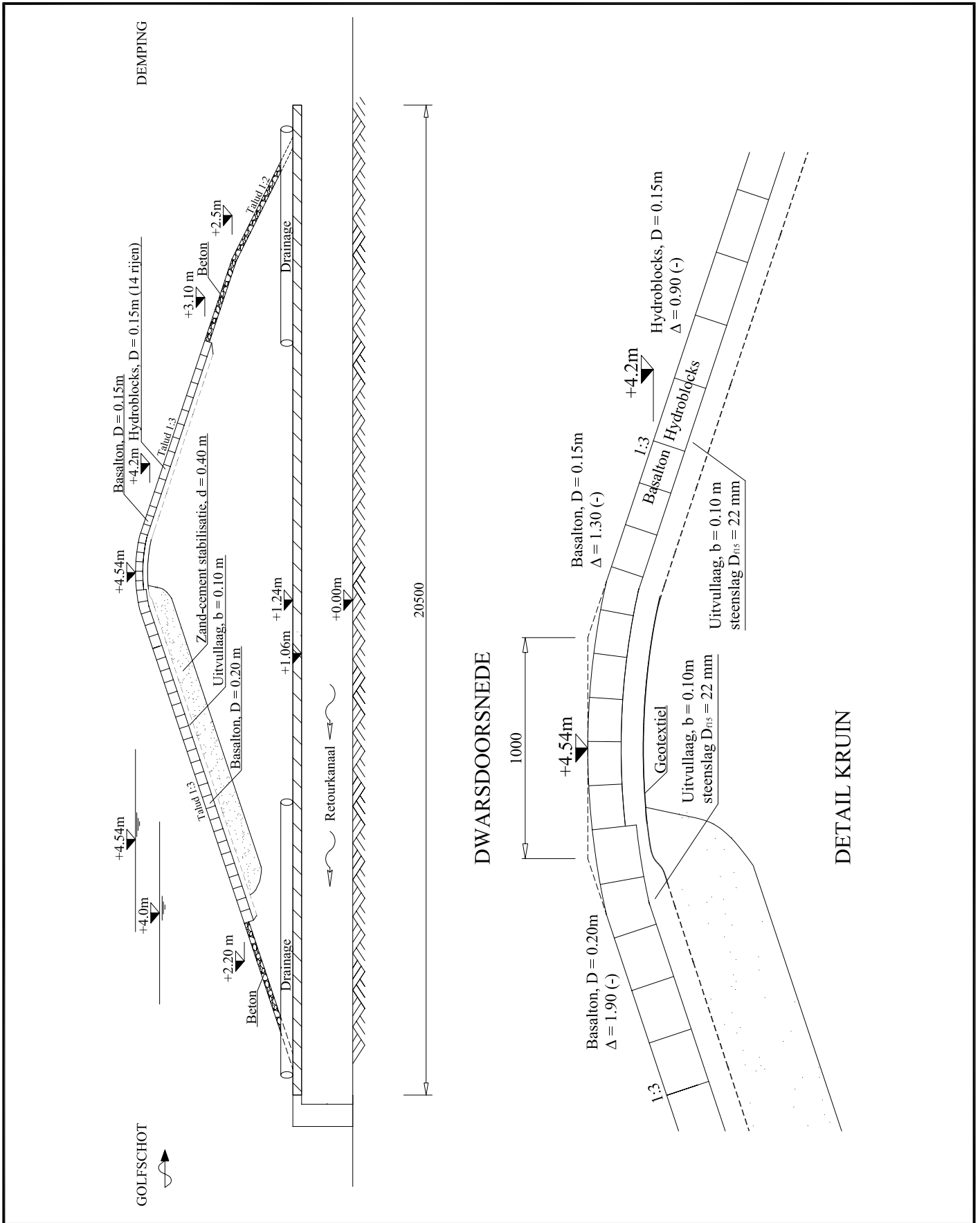
$h_c/H_s = -1.0$

Configuratie 2

WL | DELFT HYDRAULICS

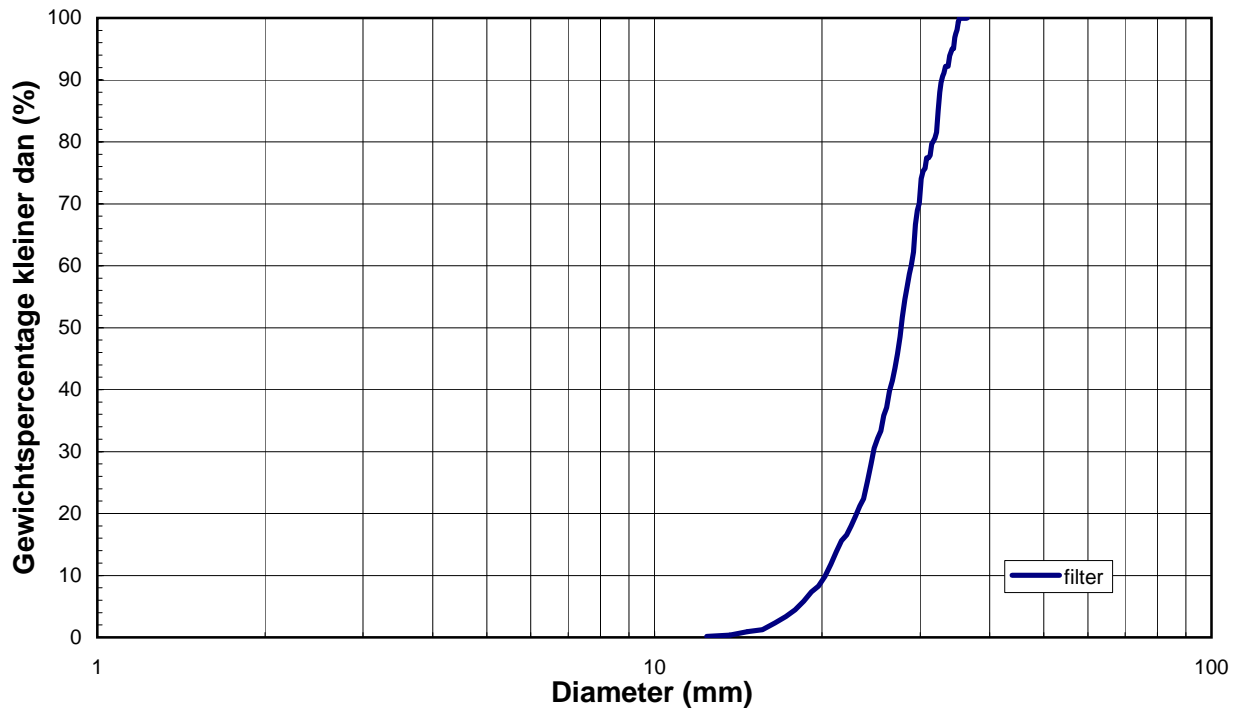
H4432

Fig. B16b

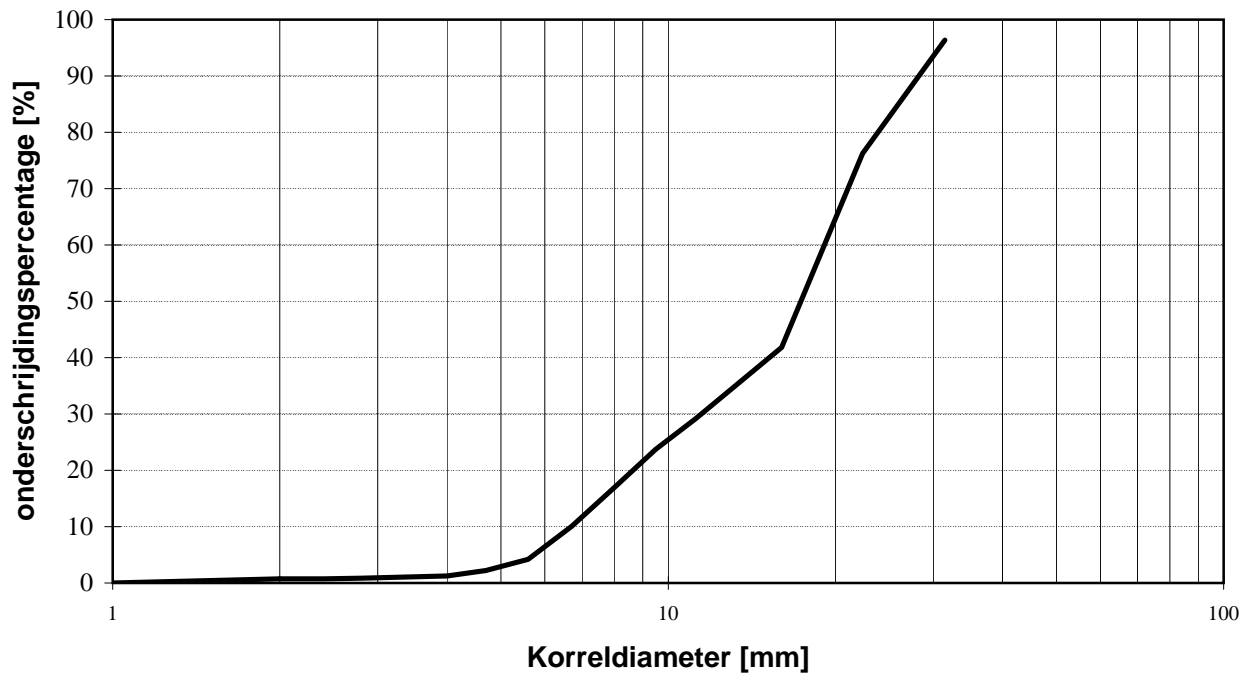


Dwarsdoorsnede van de modelopstelling in de Deltagoot
Serie 1

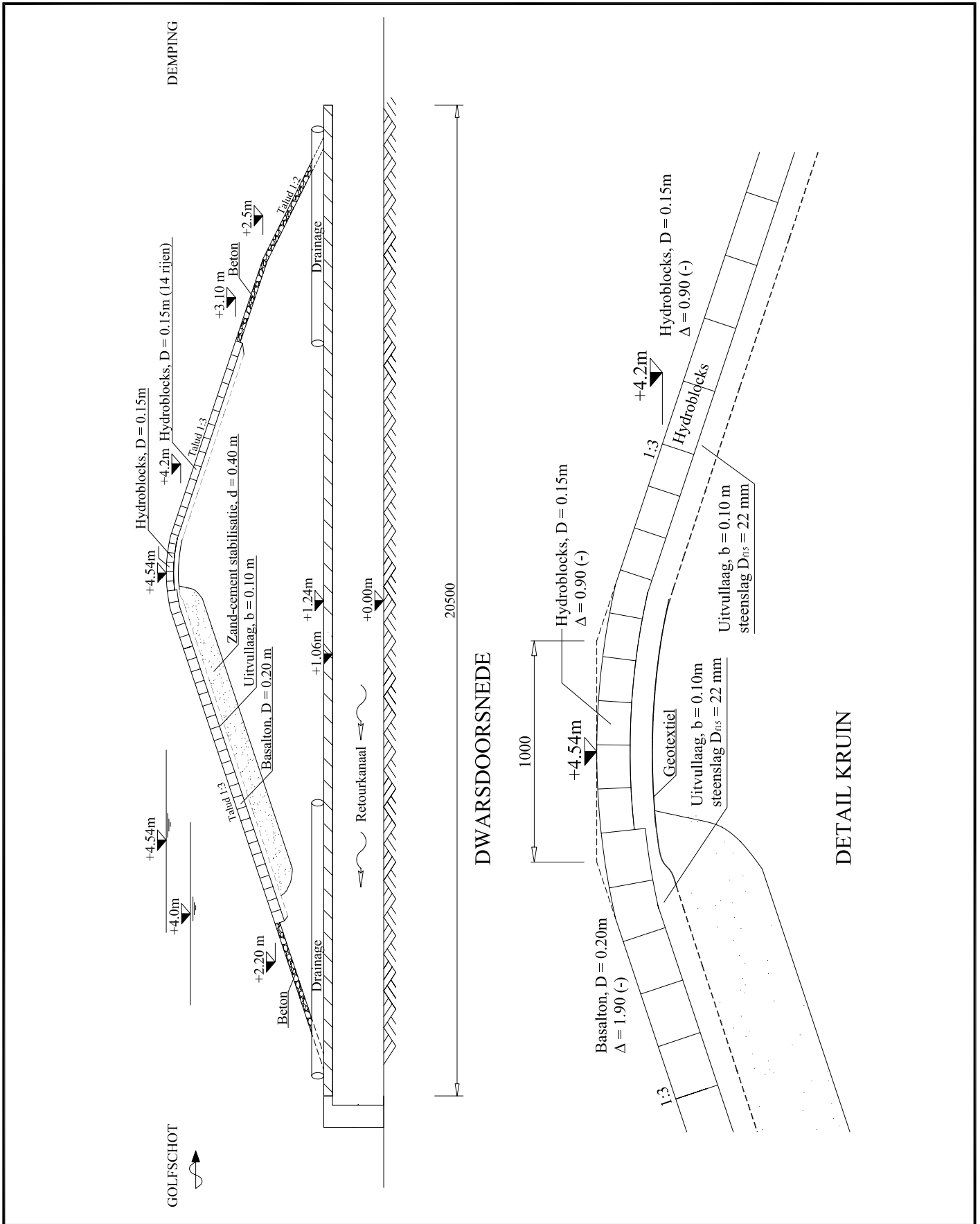
Zeefkromme van filter



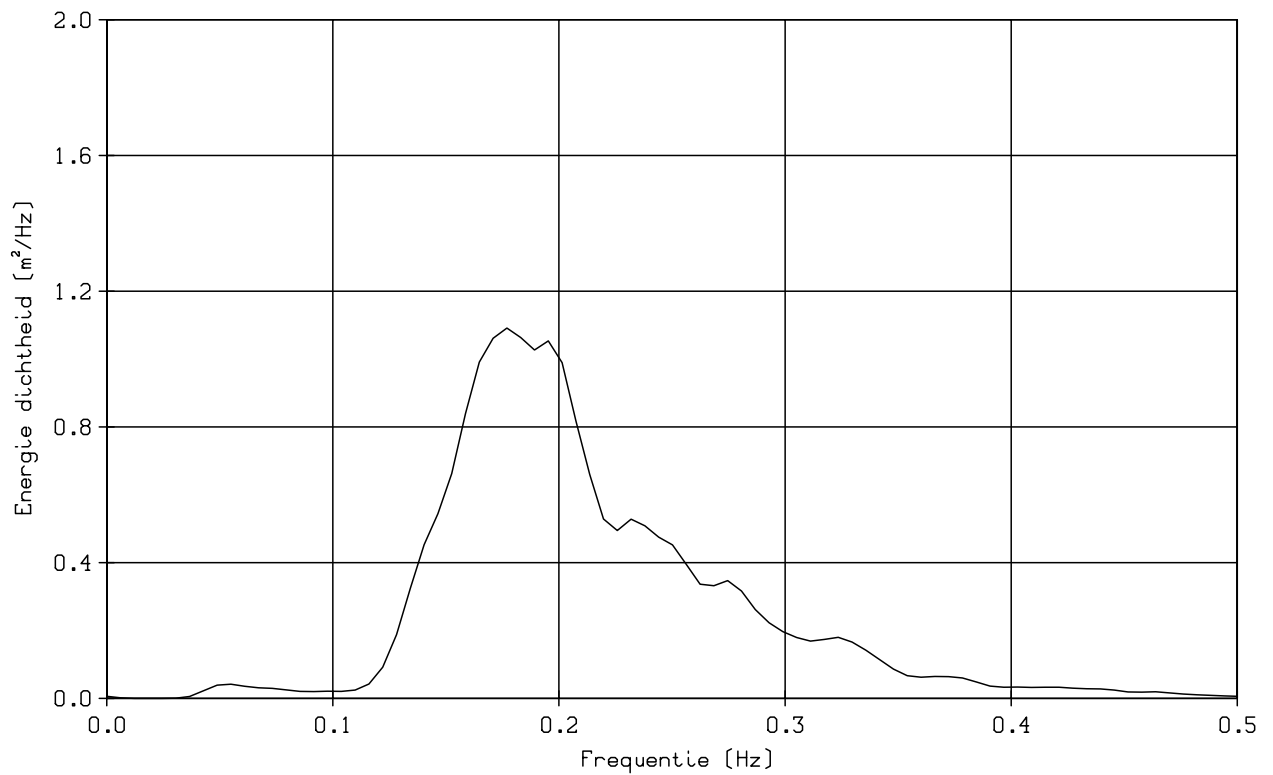
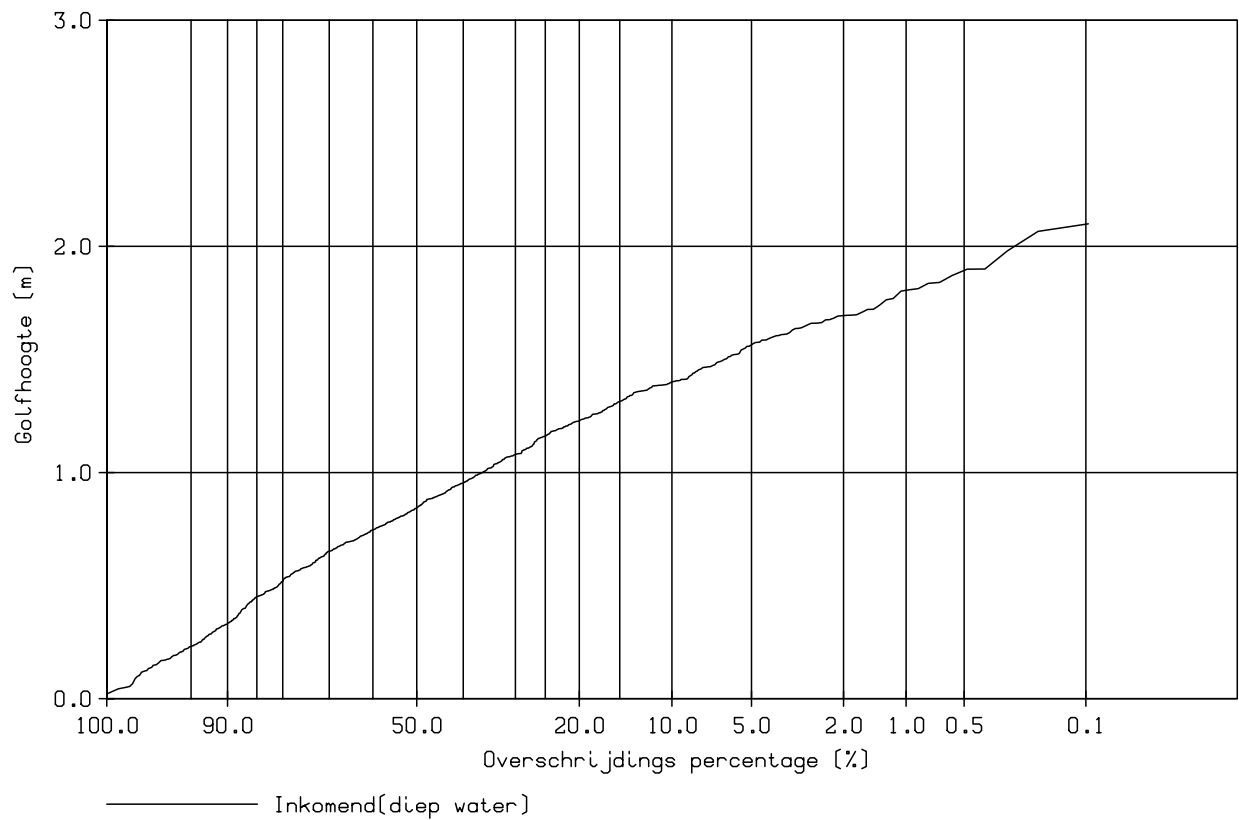
Zeefkromme van inwasmateriaal



Zeefkromme van filter en inwasmateriaal



Dwarsdoorsnede van de modelopstelling in de Deltagoot
Serie 2 en 3



OVERSCHRIJDINGSKROMME EN
ENERGIE DICHTHEID SPECTRUM

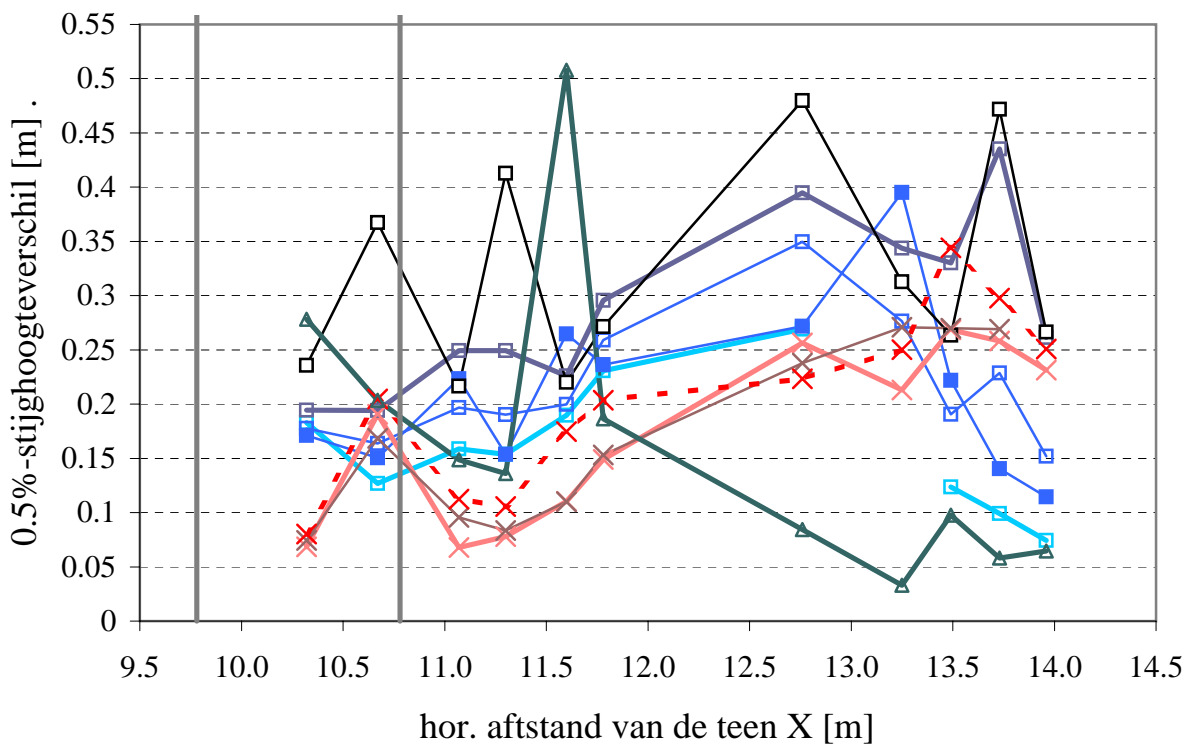
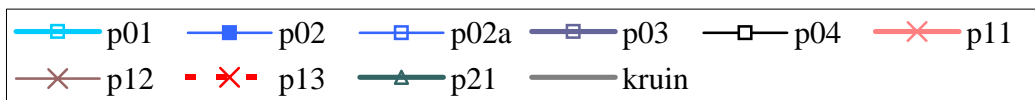
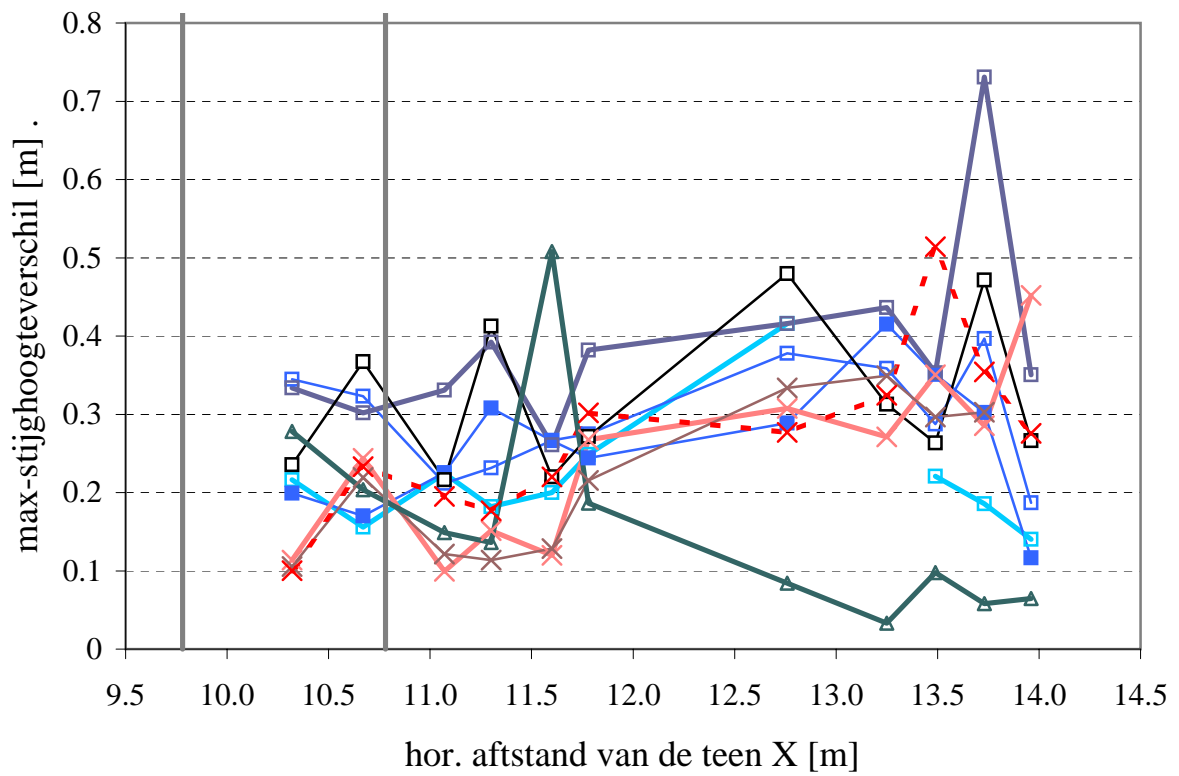
#p03

Inkomend

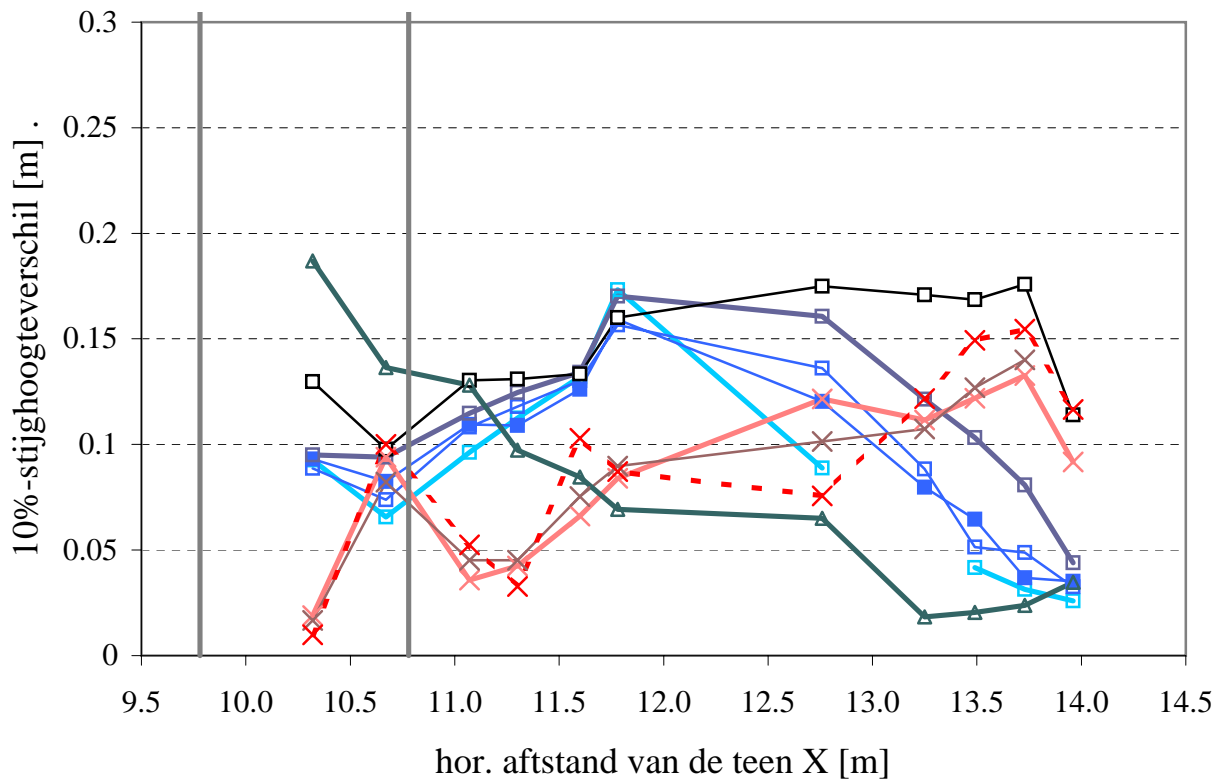
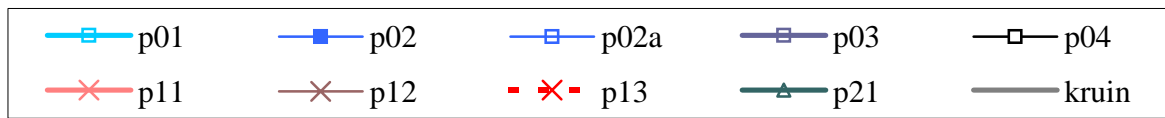
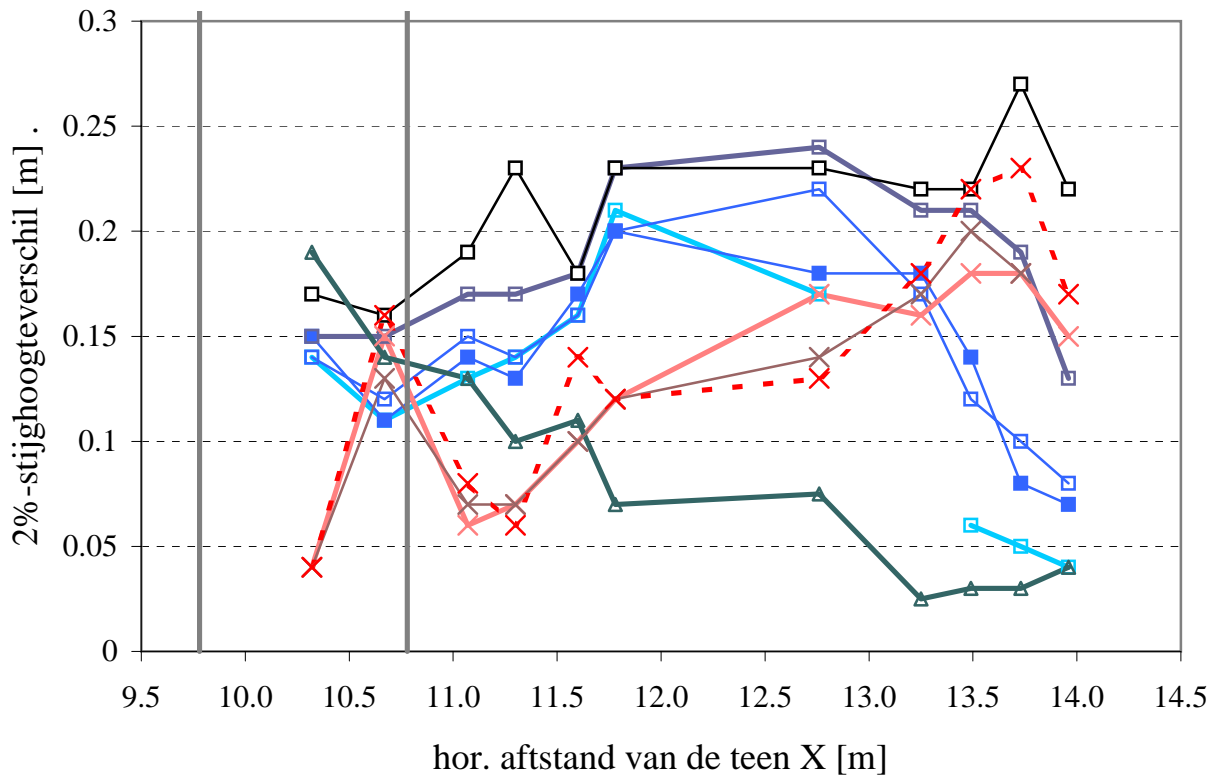
WL | delft hydraulics

H4327

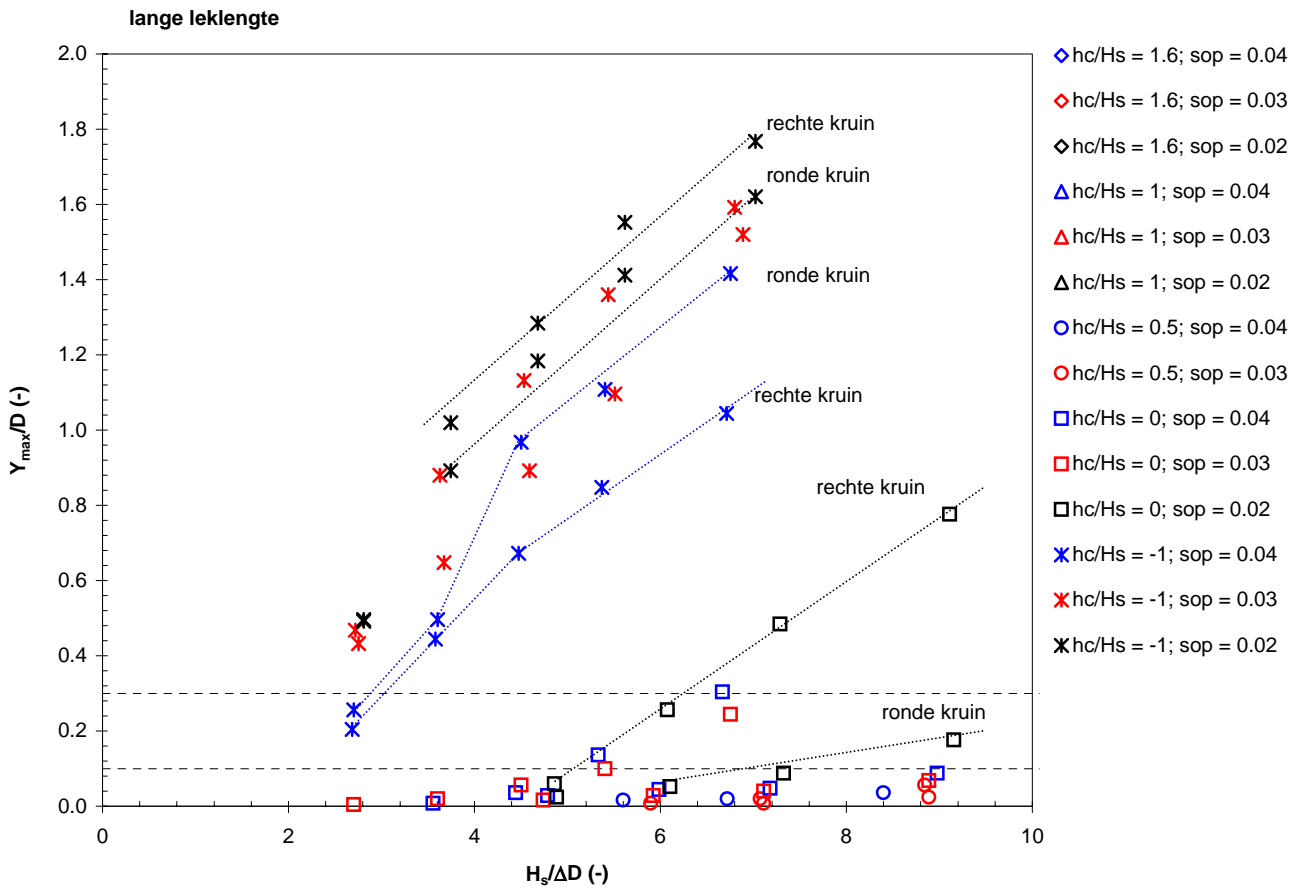
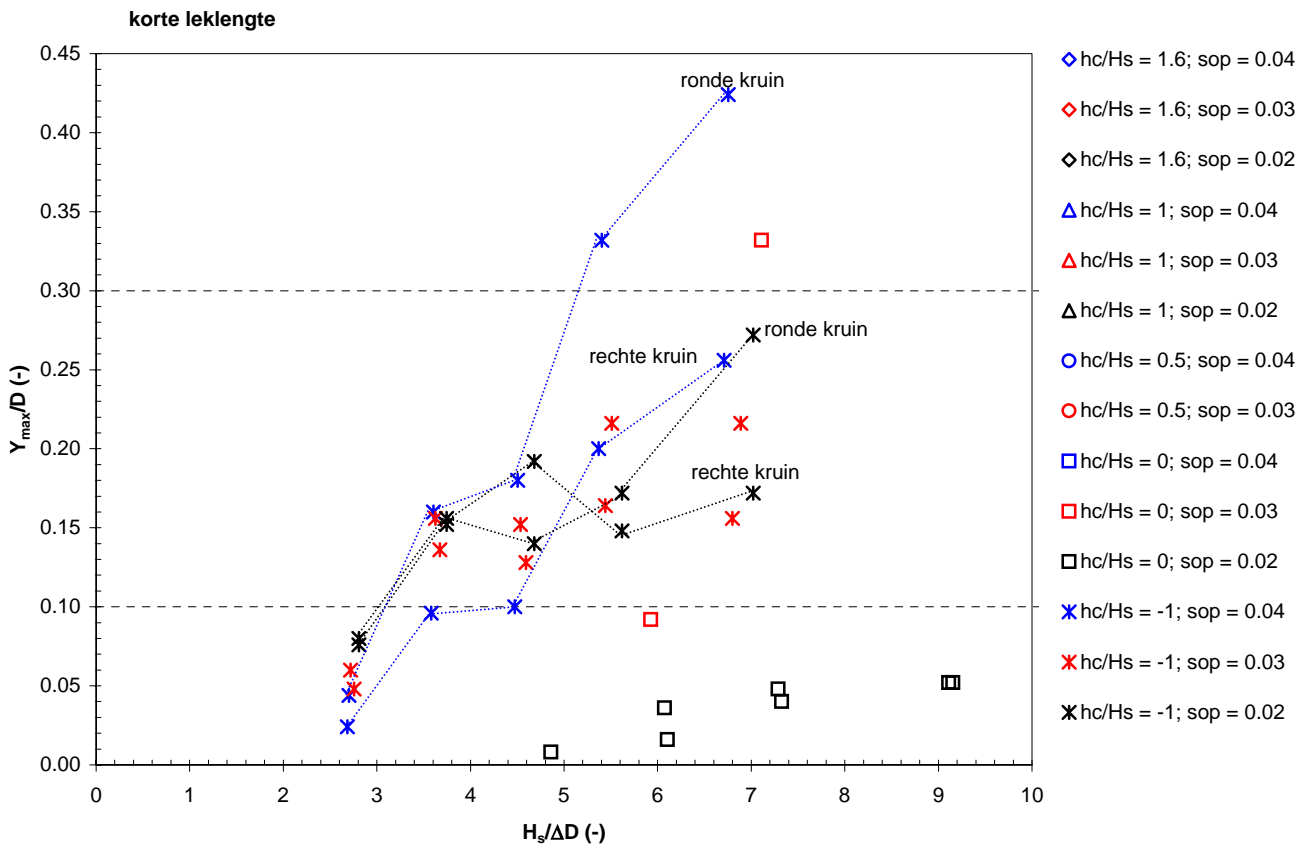
FIG. B20



Gemeten stijghoogteverschil in Deltagoot
(maximum en 0,5% overschr. frequ.)

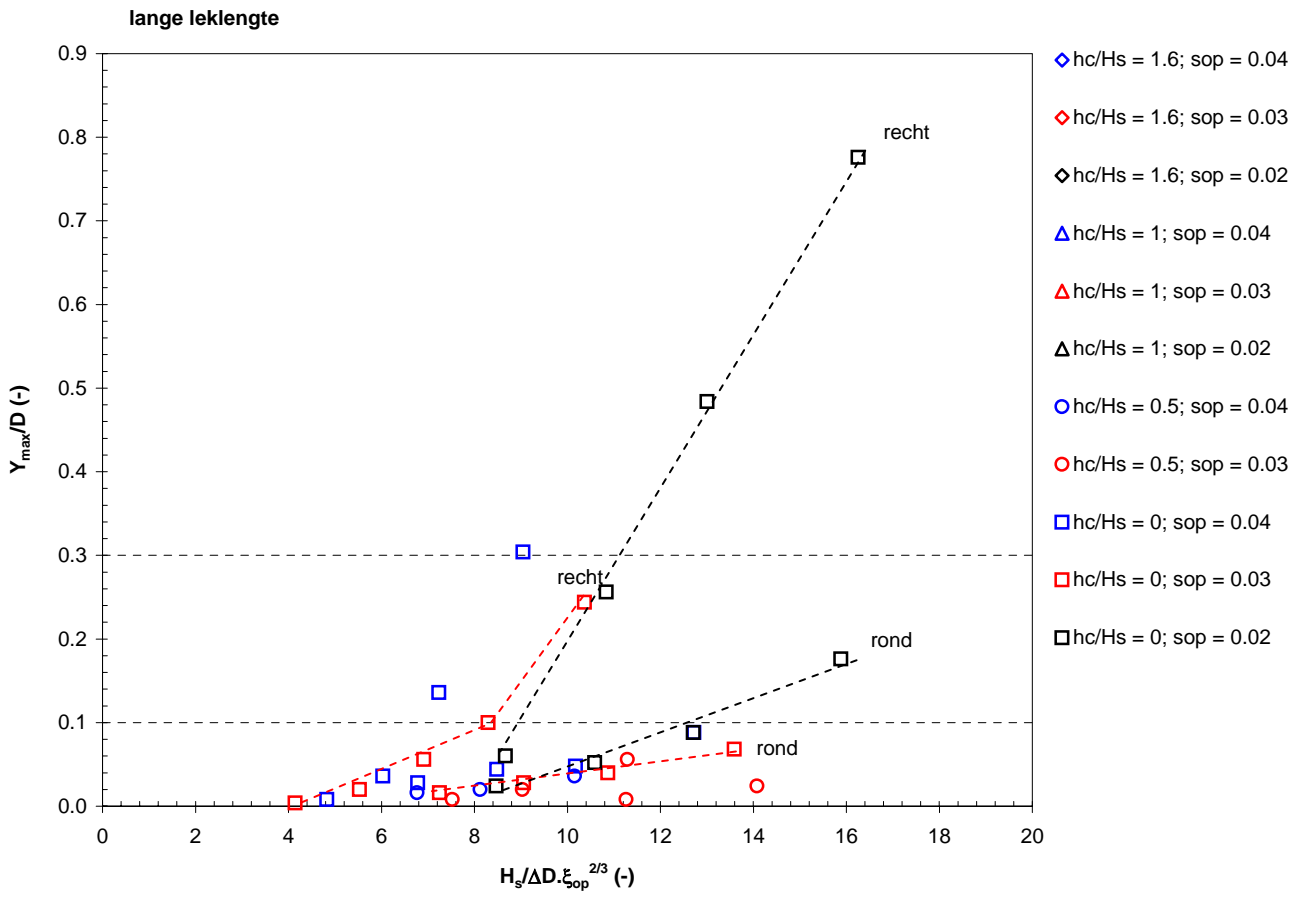
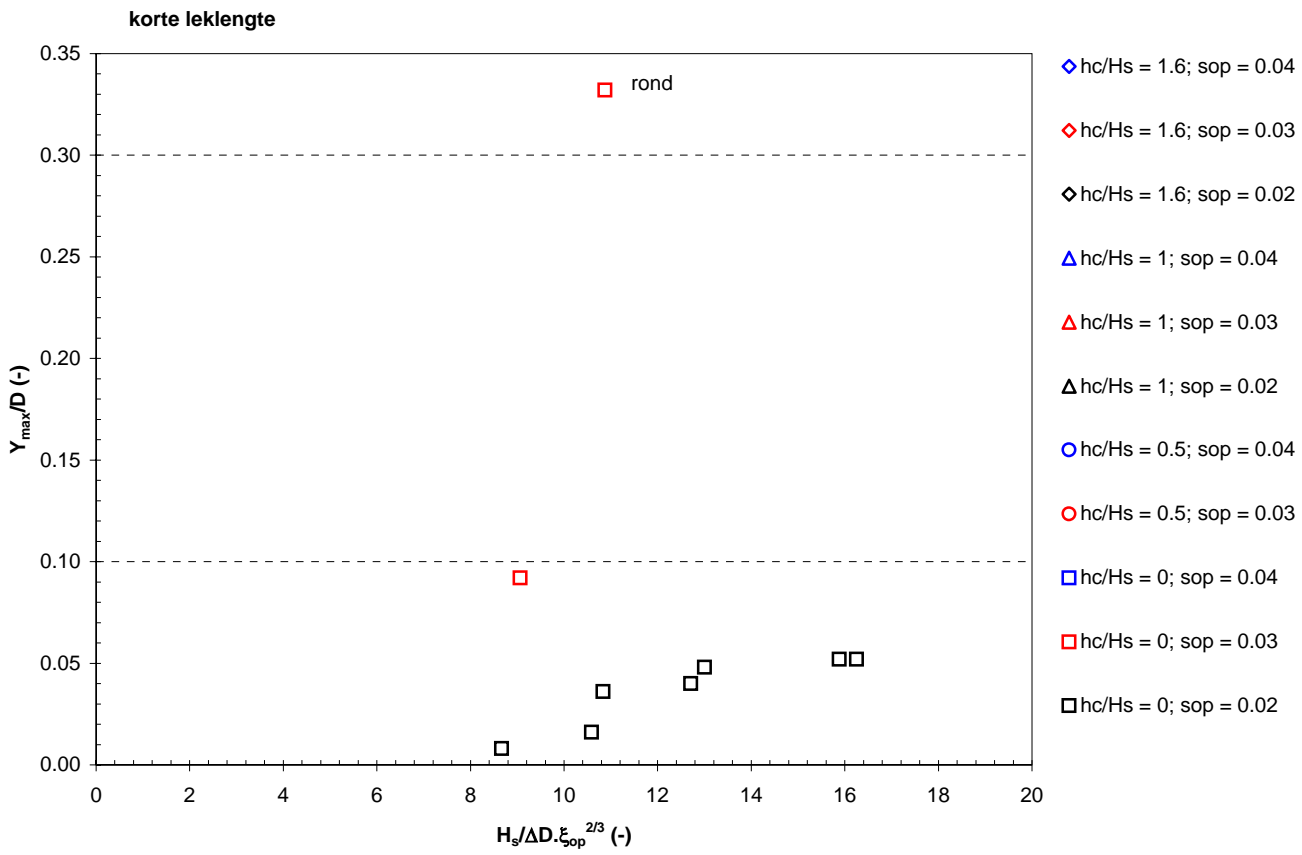


Gemeten stijghoogteverschil in Deltagoot
(2% en 10% overschr. frequ.)



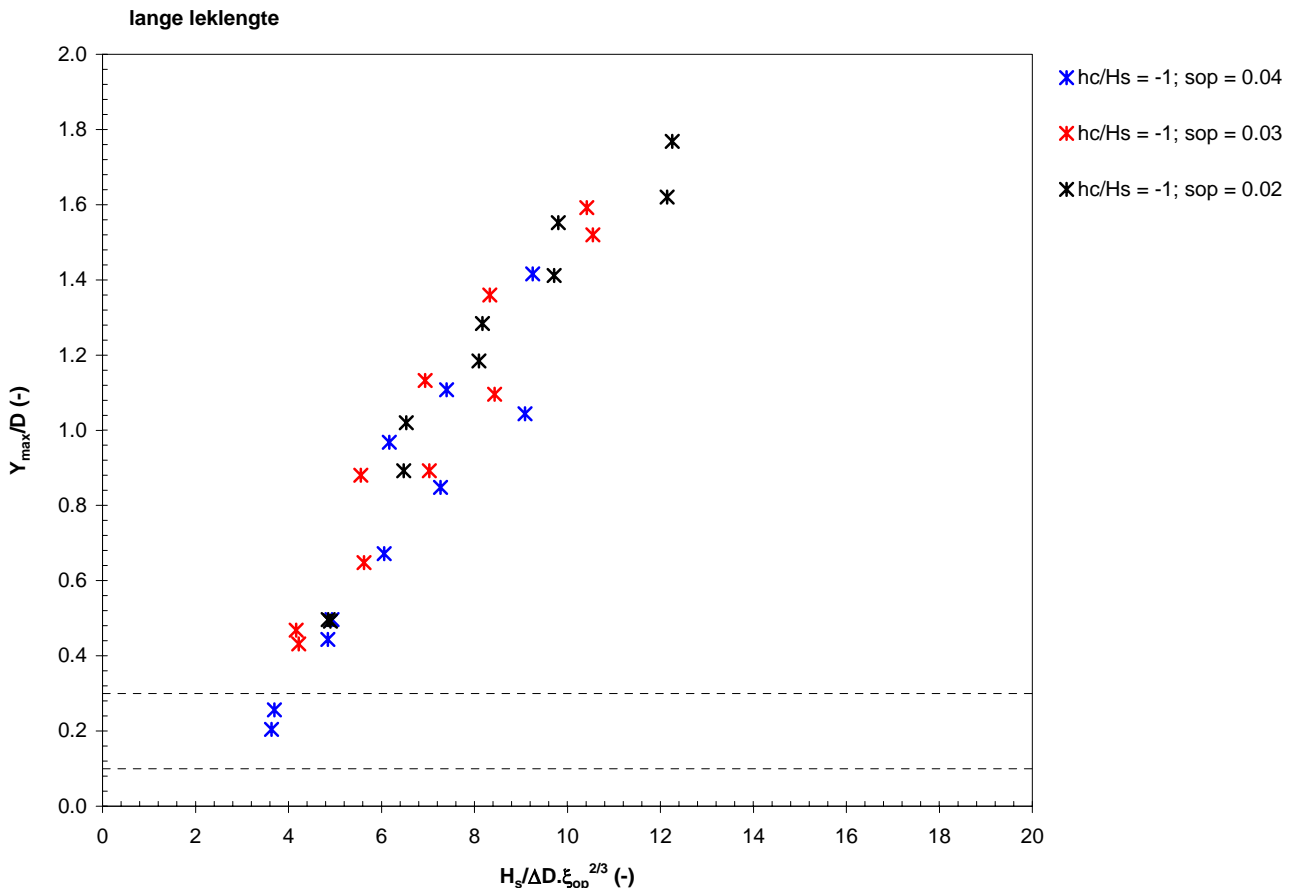
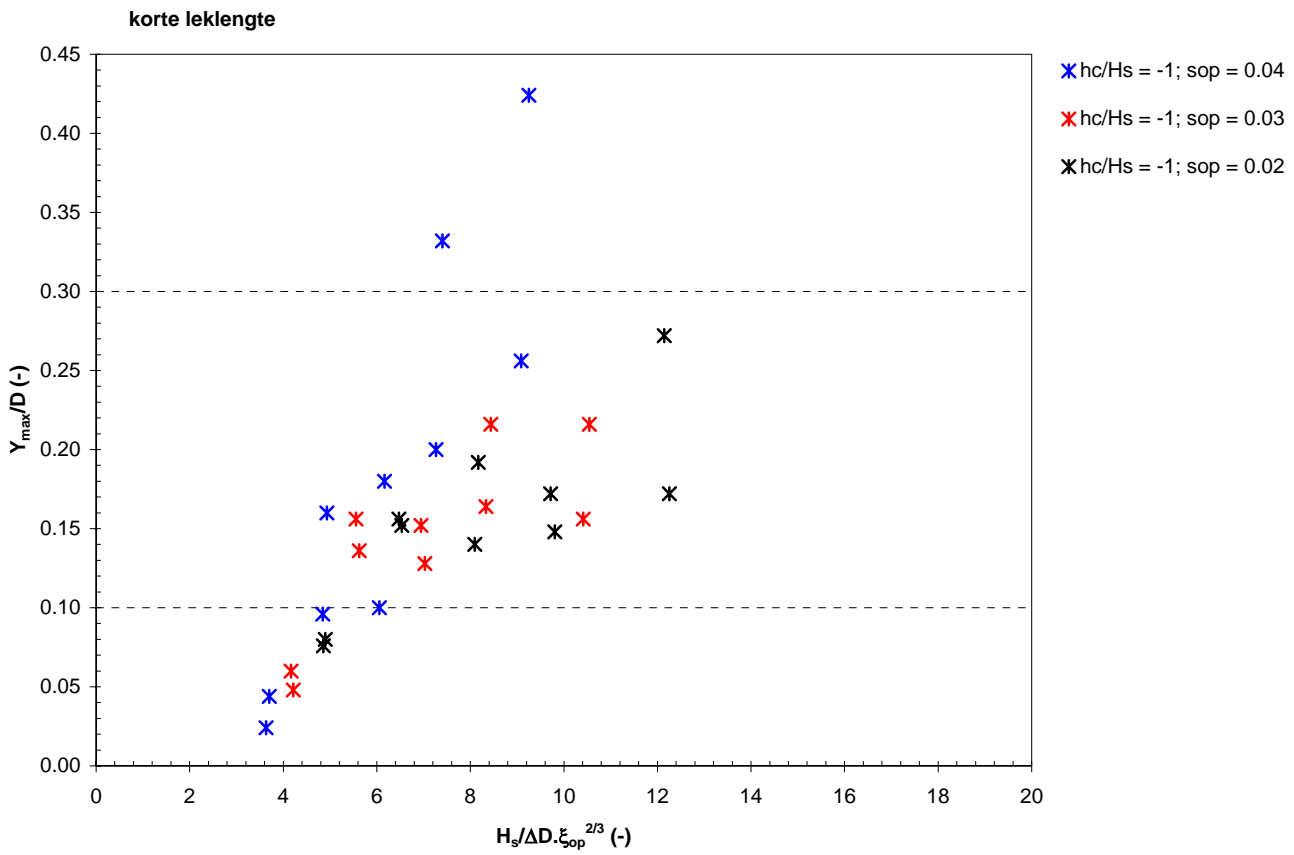
Met Zsteen berekende blokbeweging
als functie van de belasting op de kruin

KRUIJN



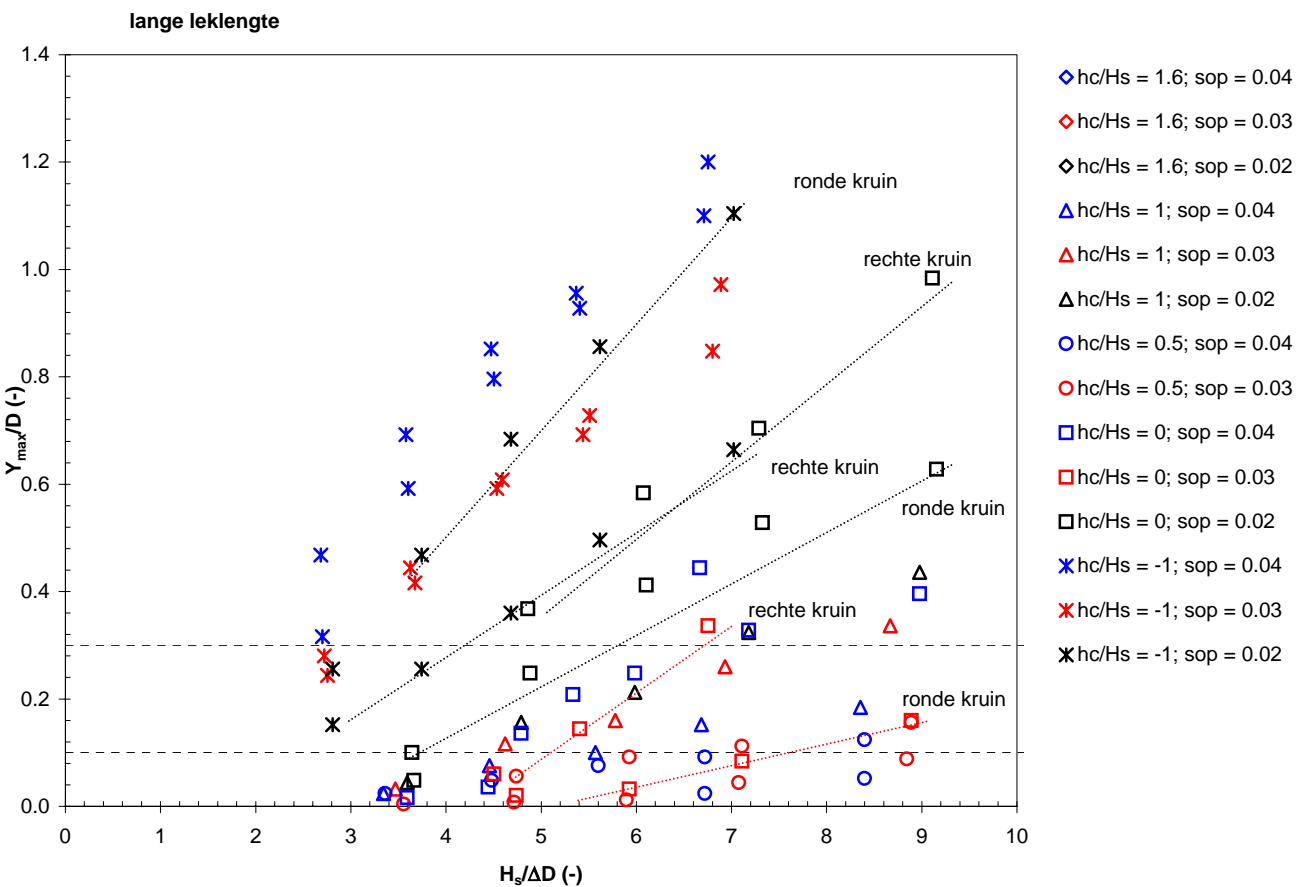
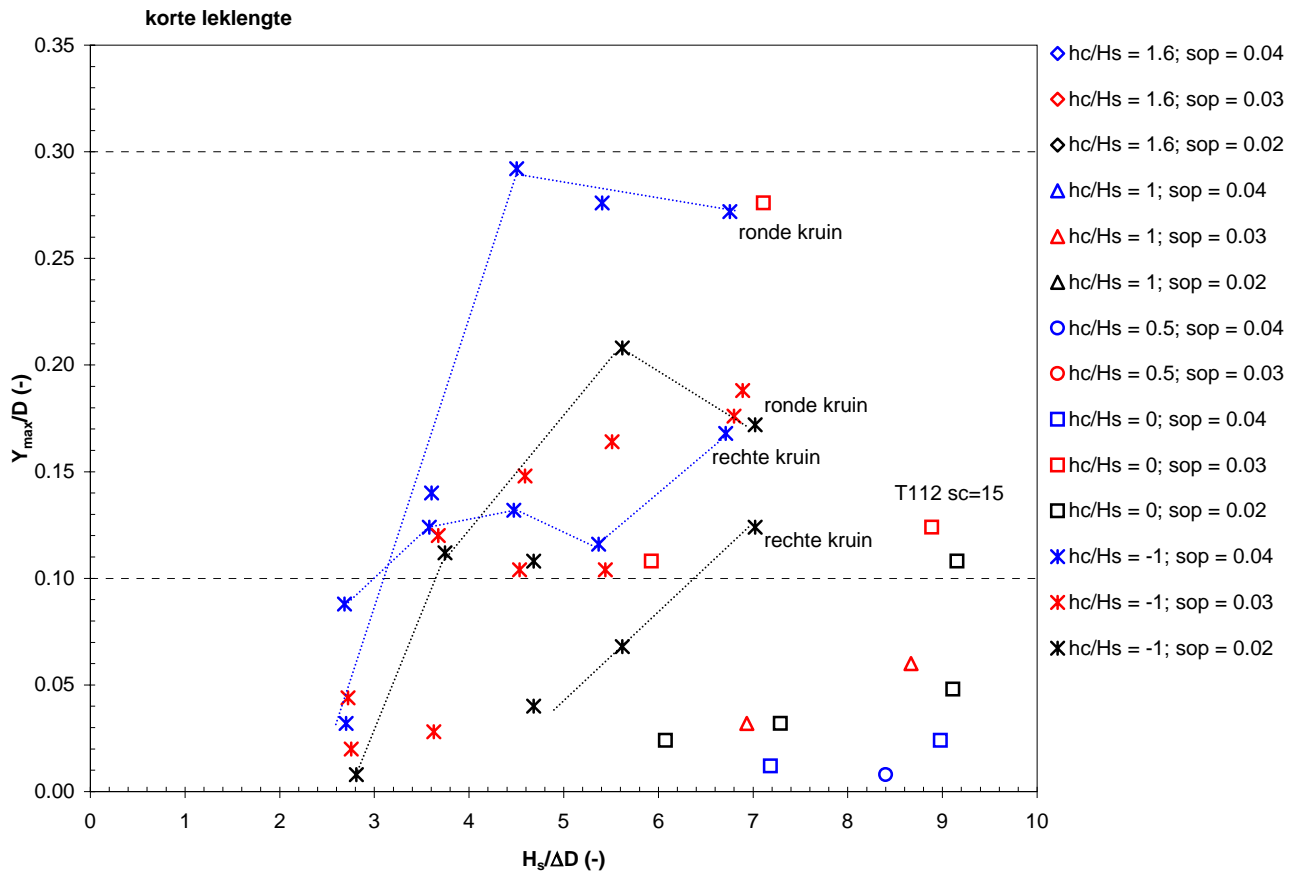
Met Zsteen berekende blokbeweging
als functie van de belasting op de kruin

KRUIN



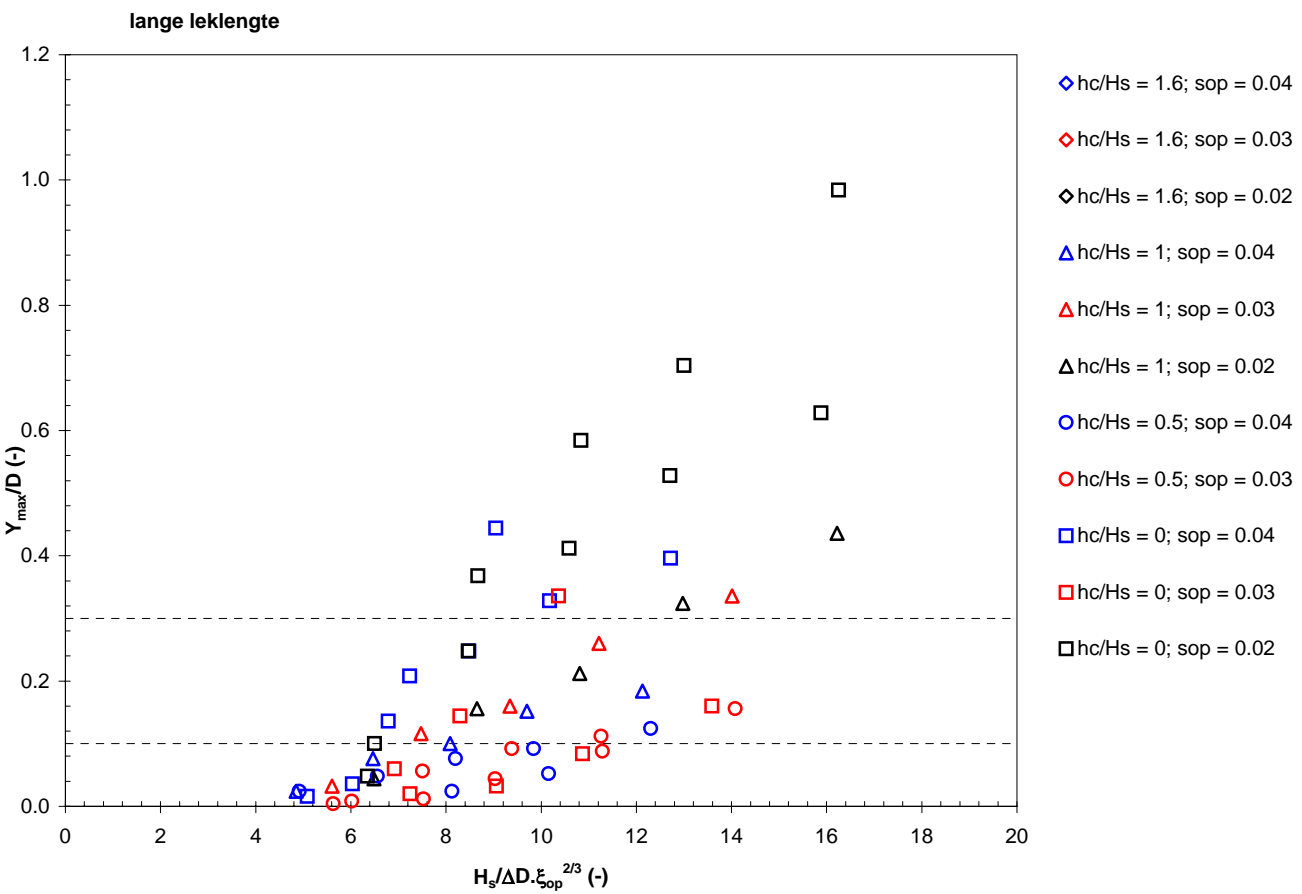
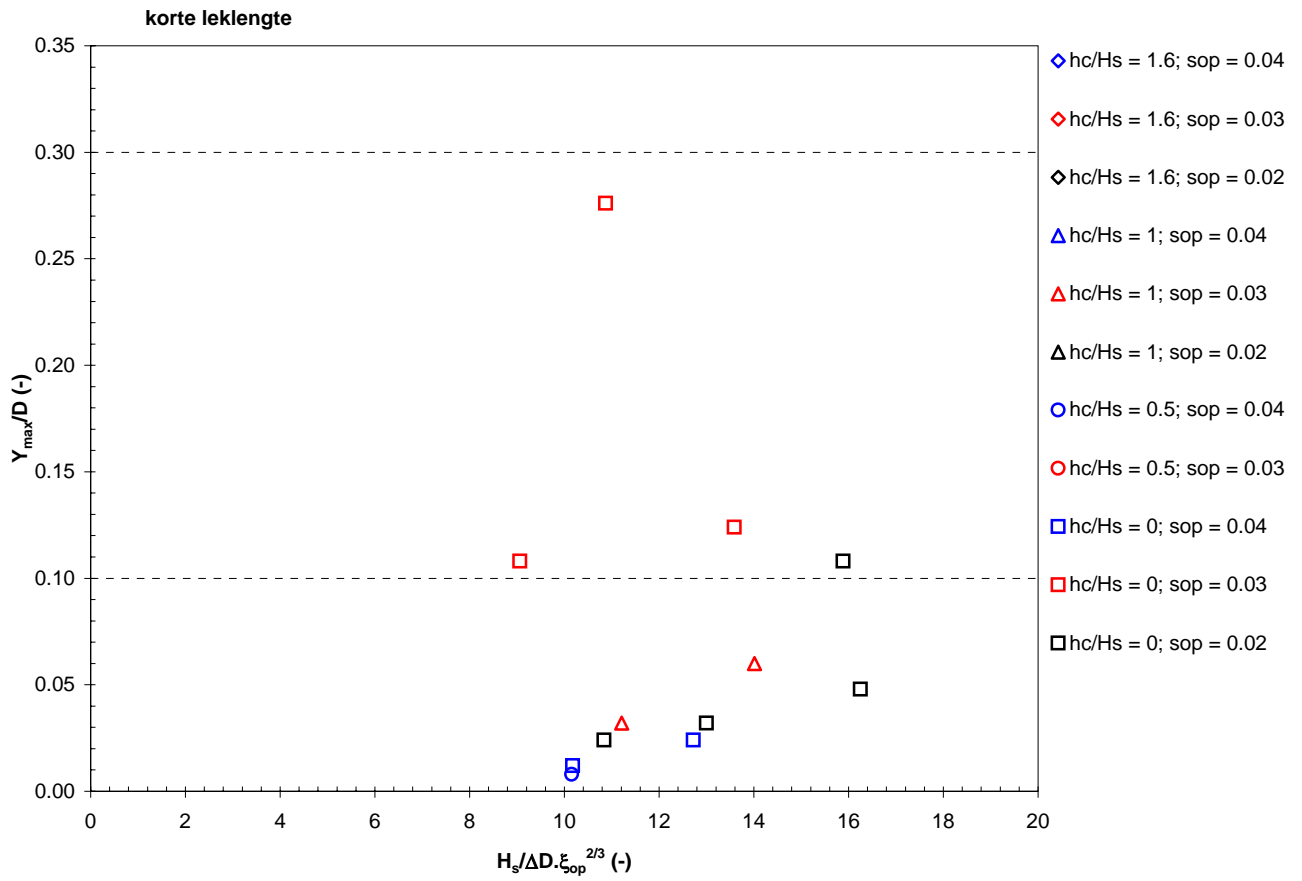
Met Zsteen berekende blokbeweging
als functie van de belasting op de kruin

KRUIN



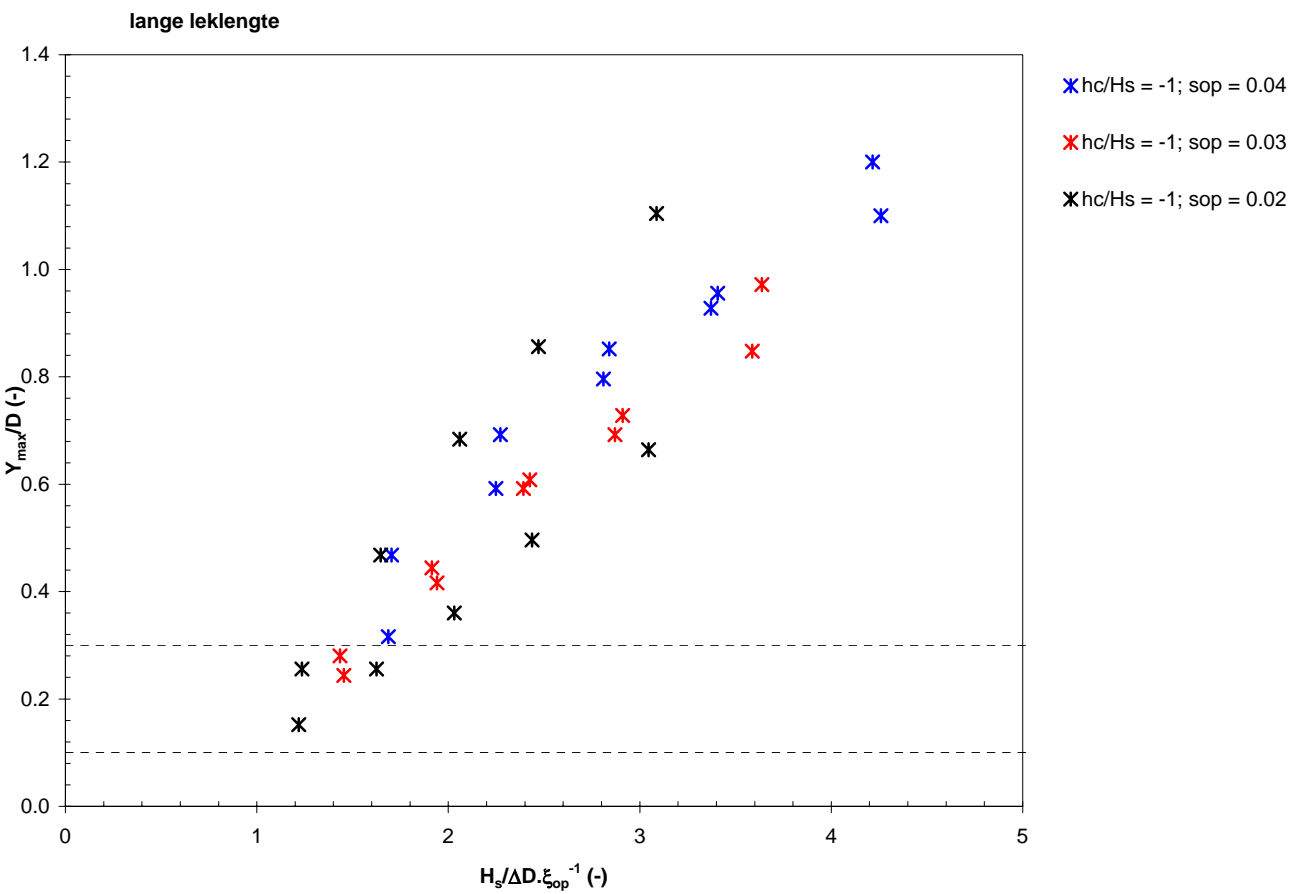
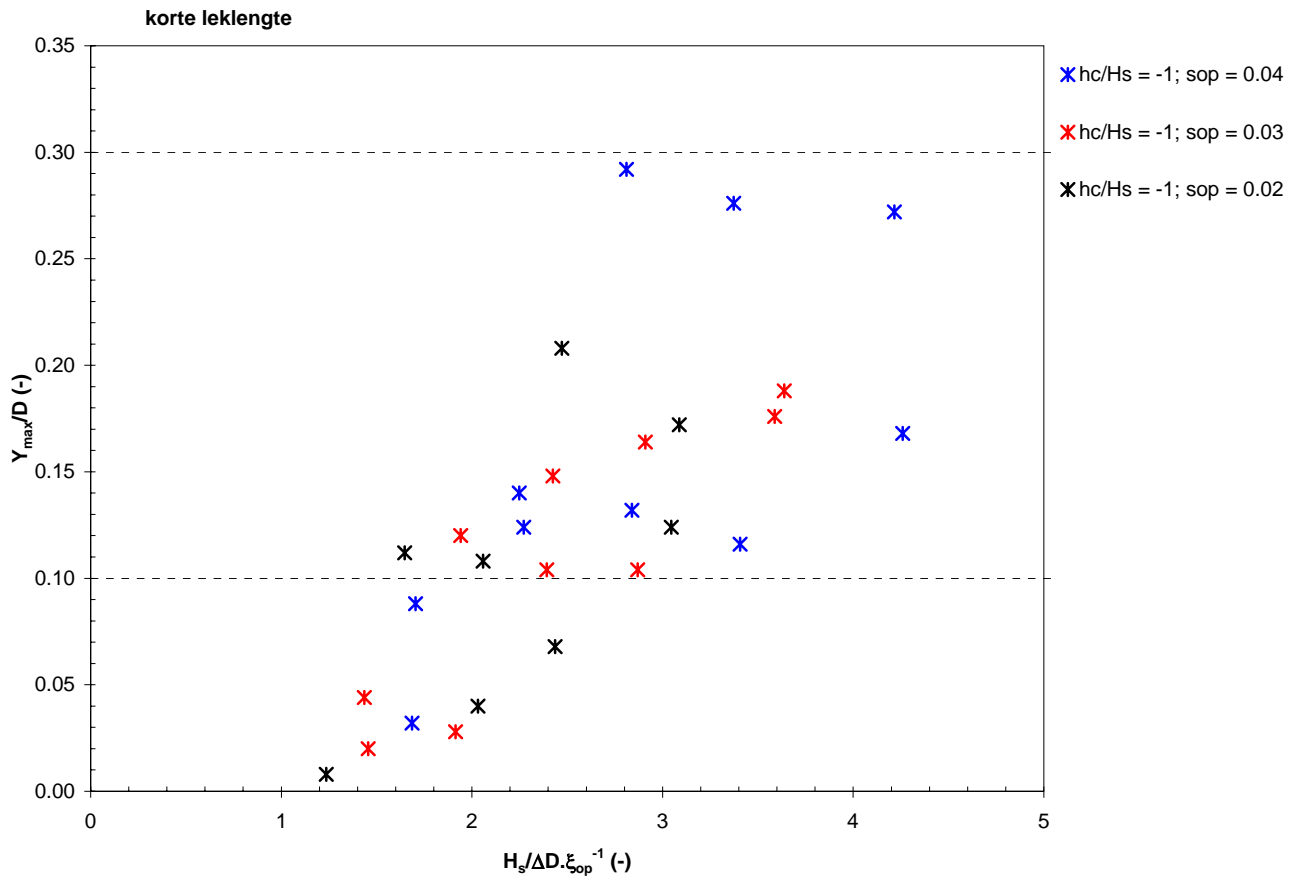
Met Zsteen berekende blokkbeweging
als functie van de belasting op het binnentalud

BINNENTALUD



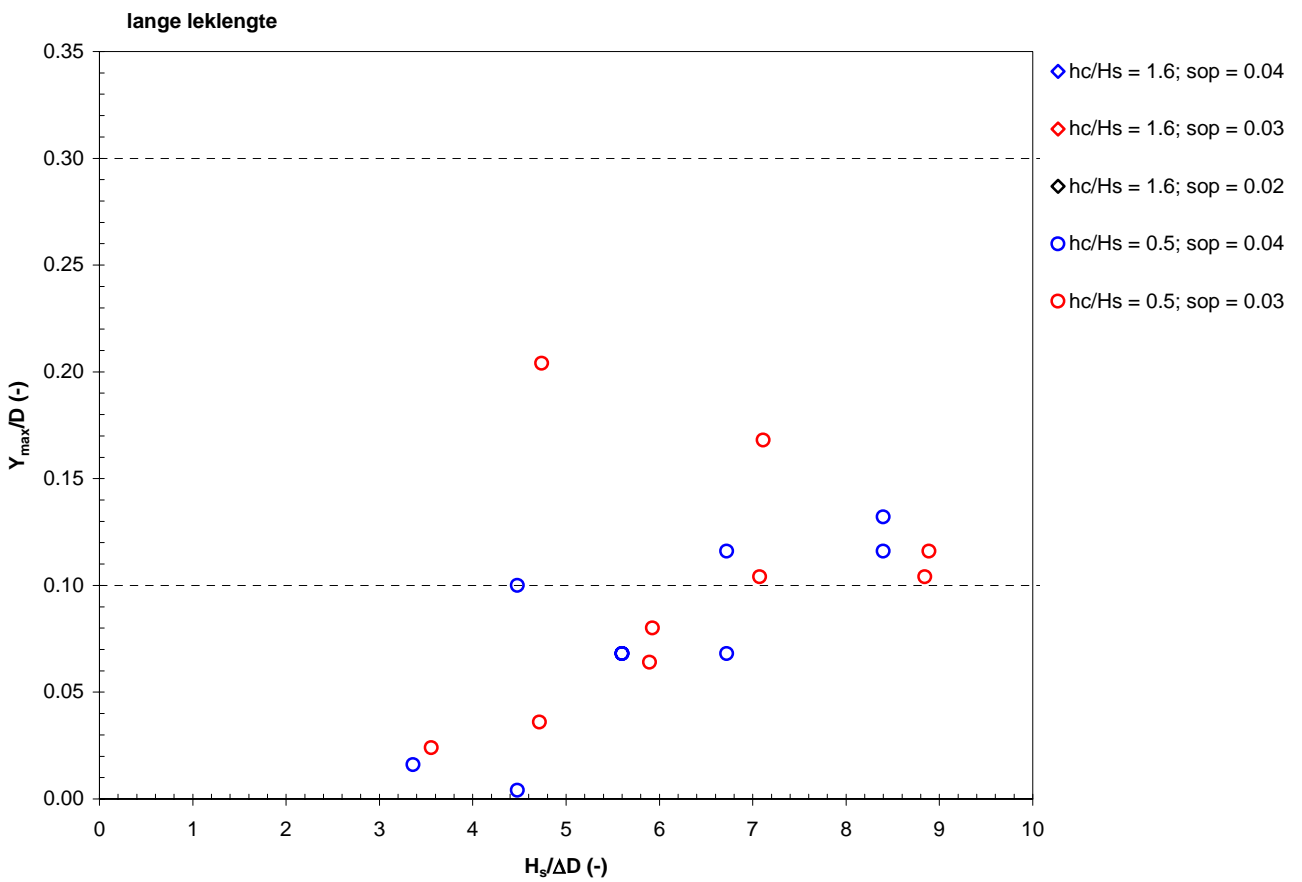
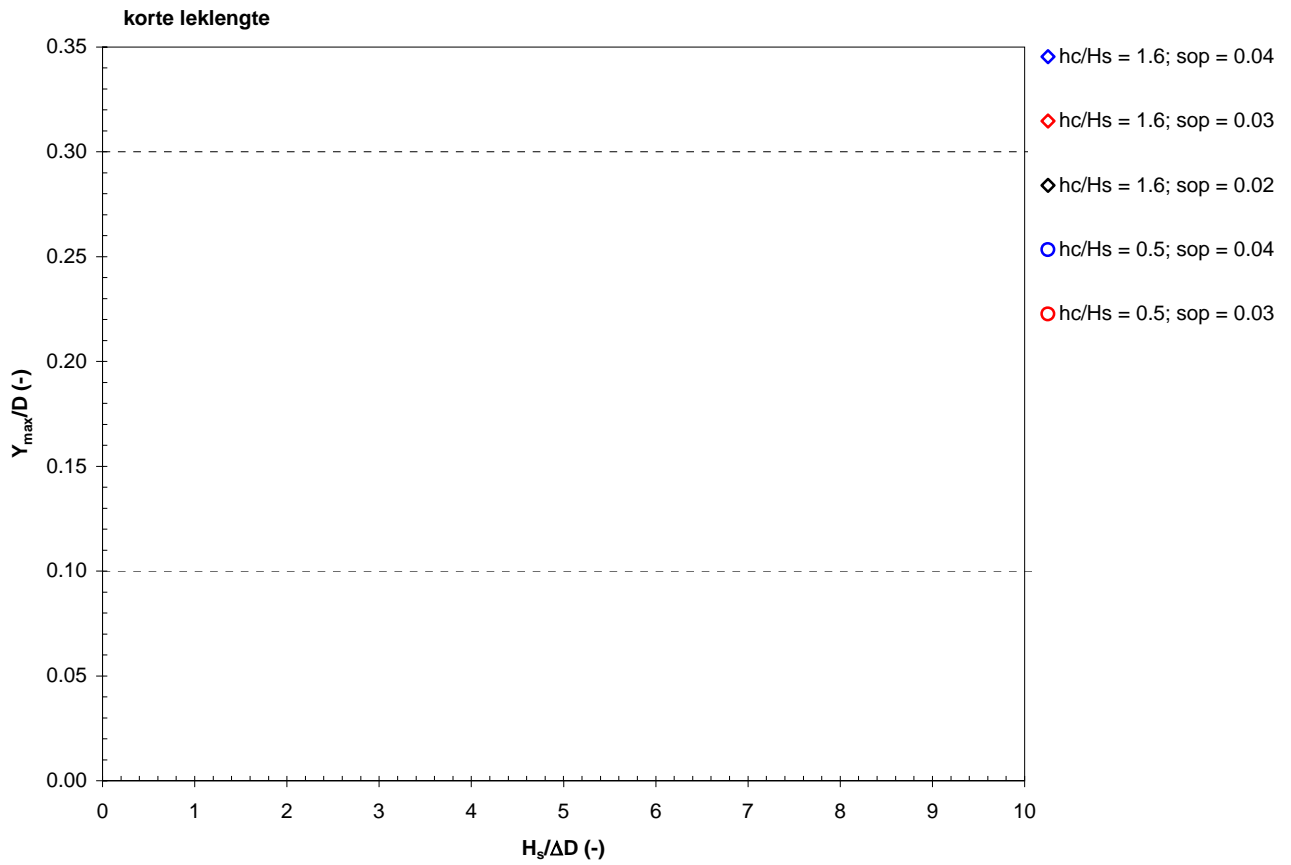
Met Zsteen berekende blokbeweging
als functie van de belasting op het binnentalud

BINNENTALUD



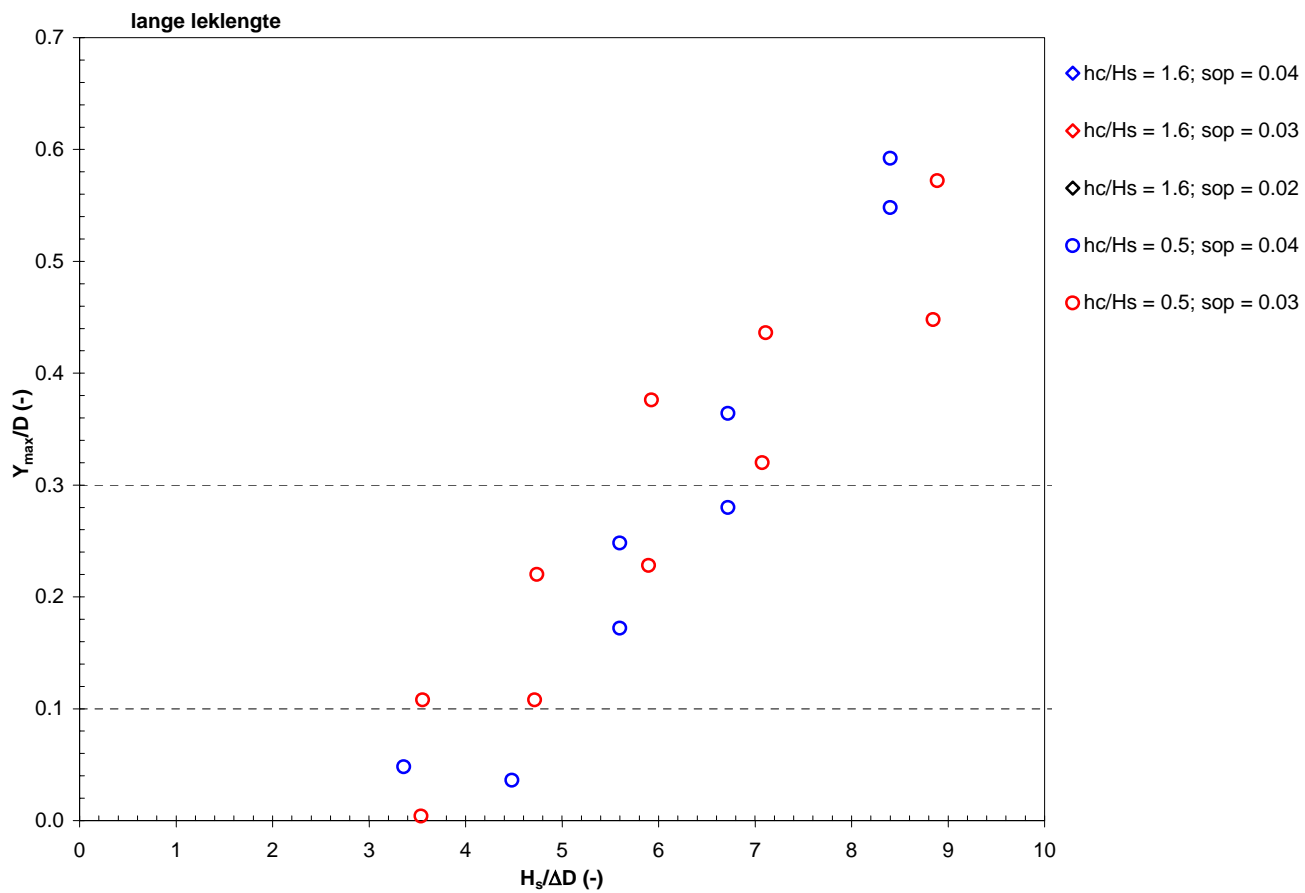
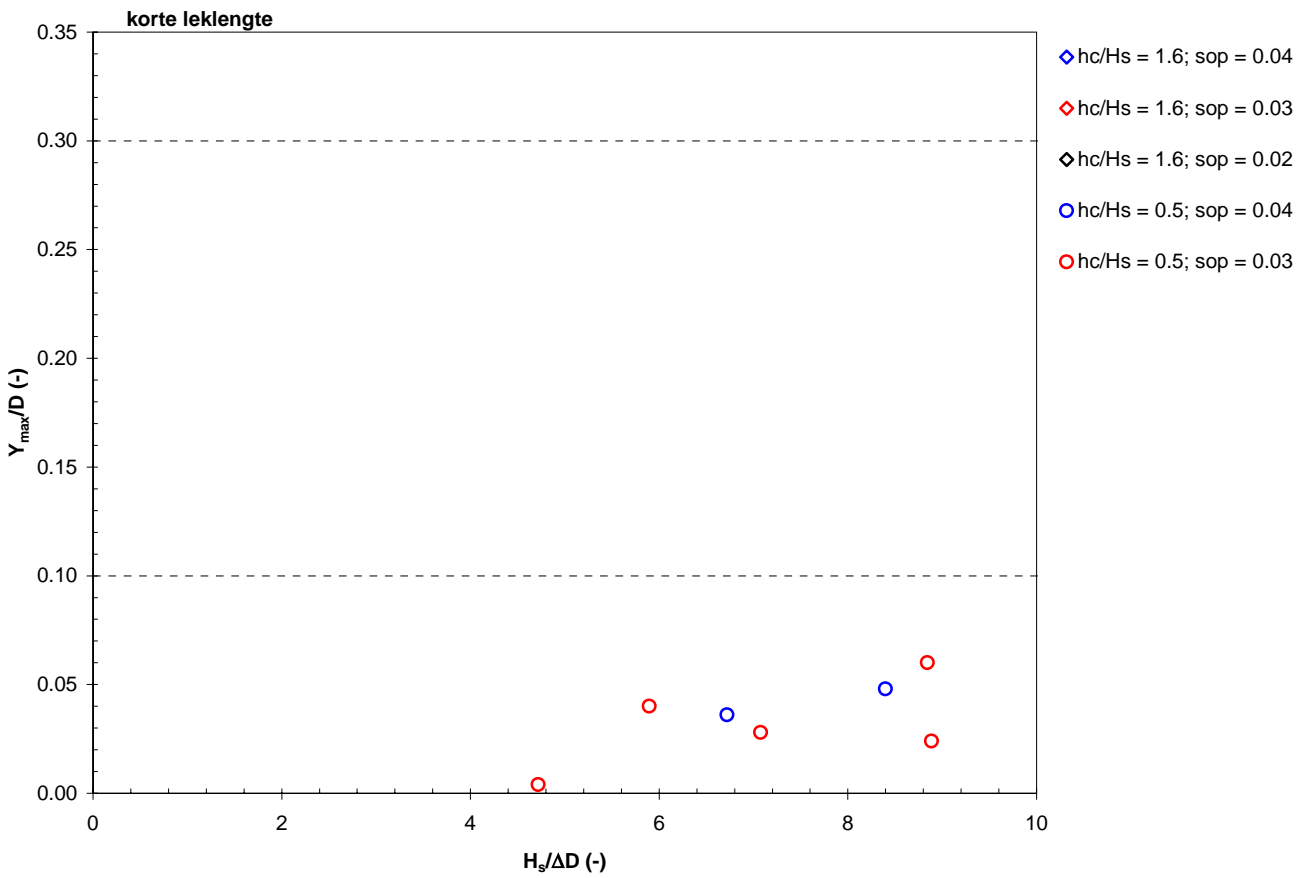
Met Zsteen berekende blokbeweging
als functie van de belasting op het binnentalud

BINNENTALUD



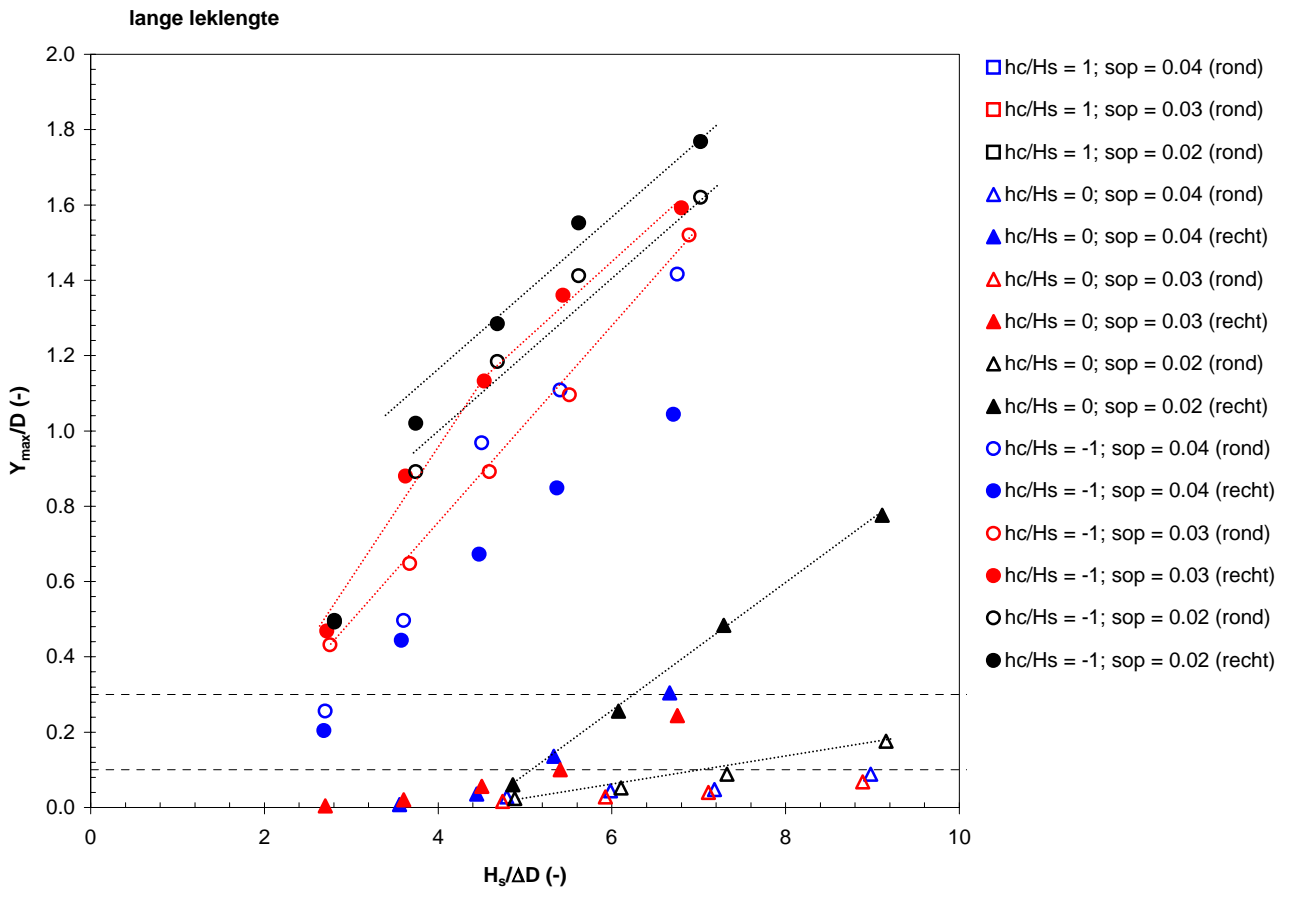
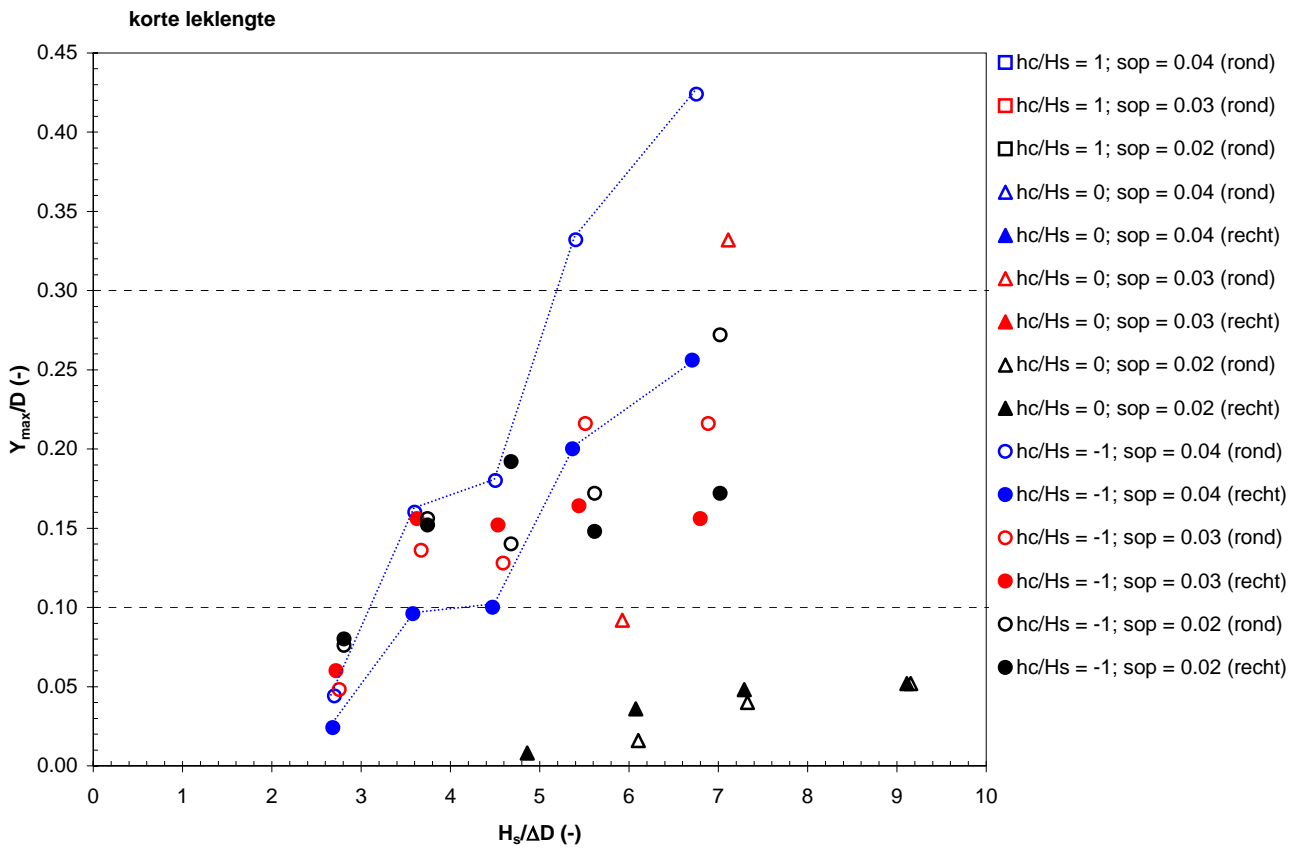
Met Zsteen berekende blokbeweging
als functie van de belasting op de binnenberm

BINNENBERM



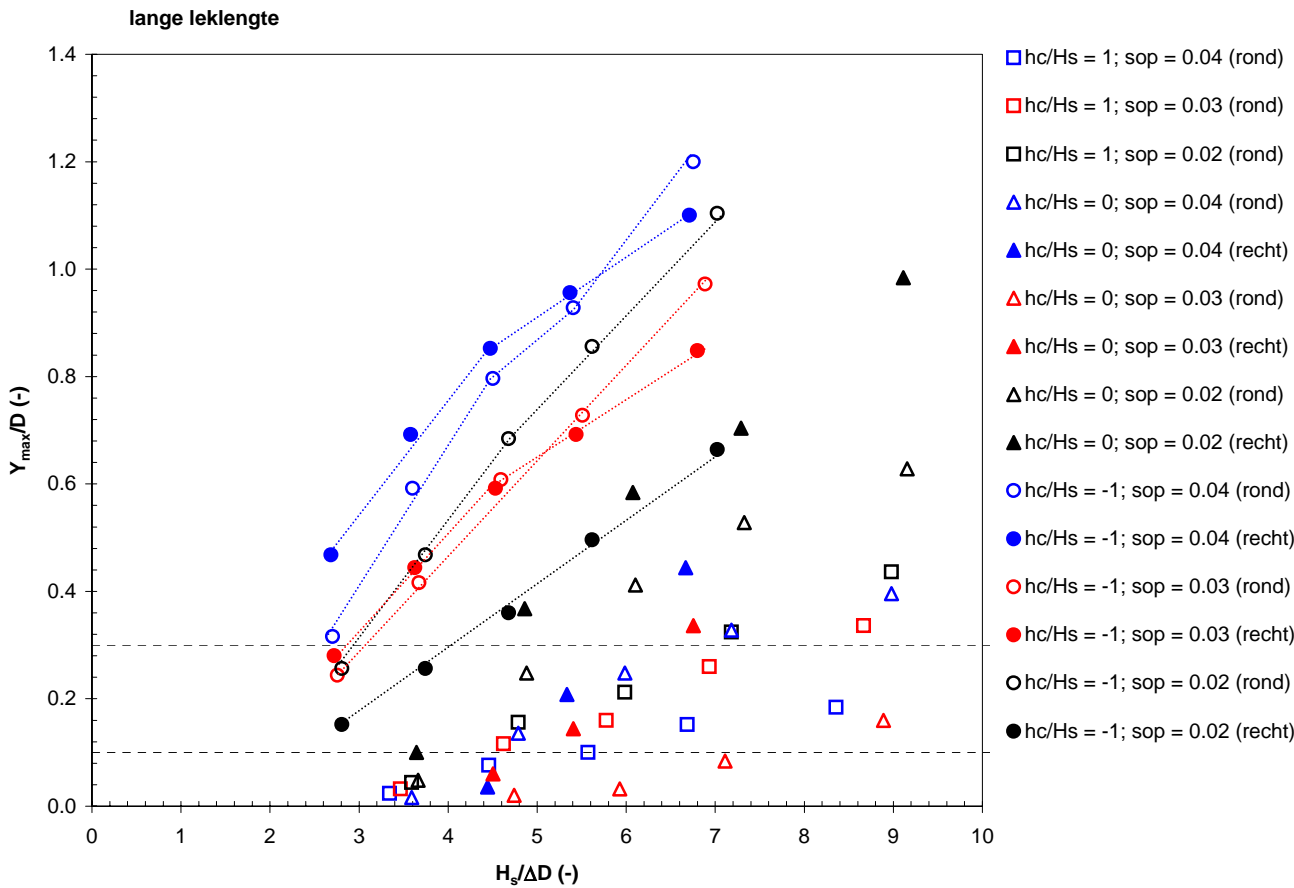
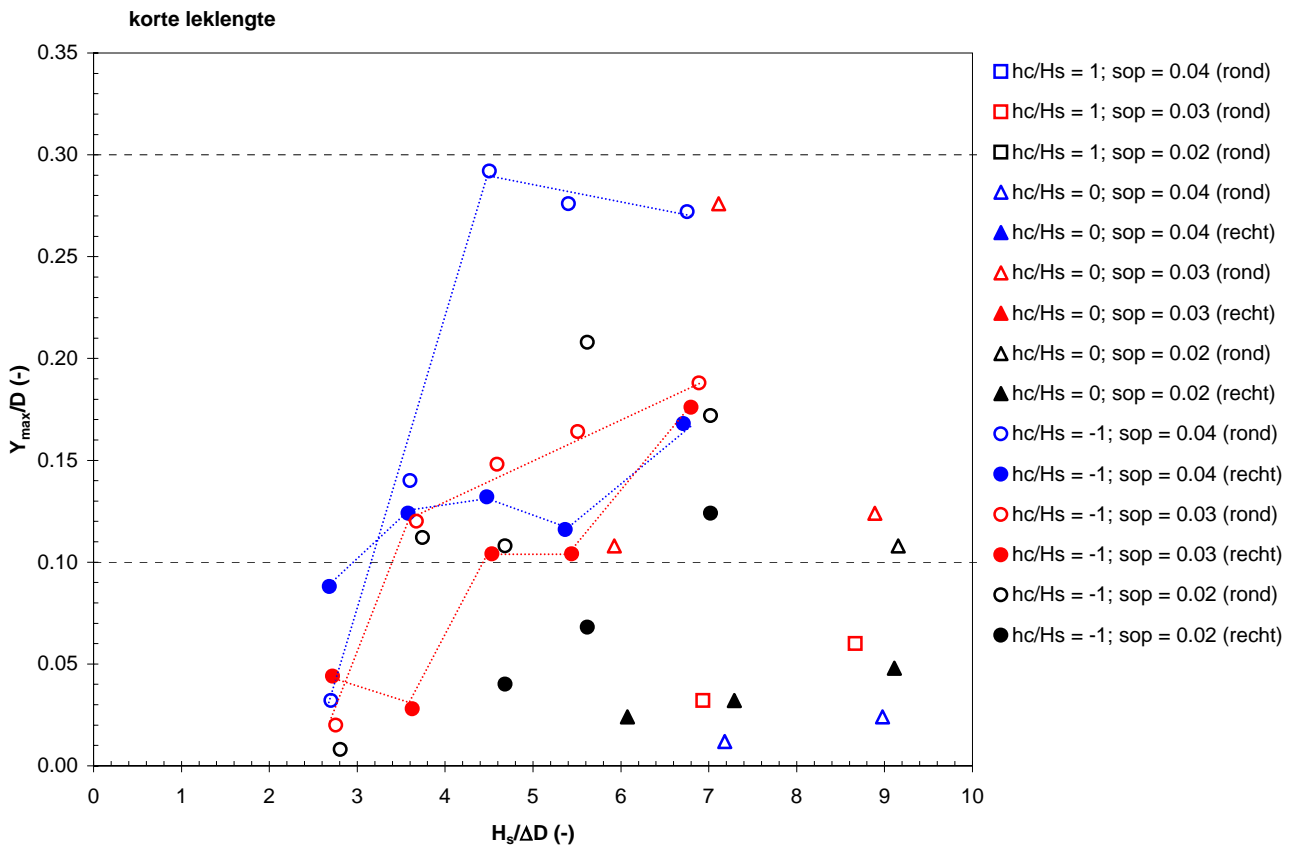
Met Zsteen berekende blokbeweging
als functie van de belasting op het binnentalud onder de berm

TALUD ONDER BERM



Vershil tussen een ronde kruin en een rechte kruin
op de stabiliteit van de bekleding op de kruin

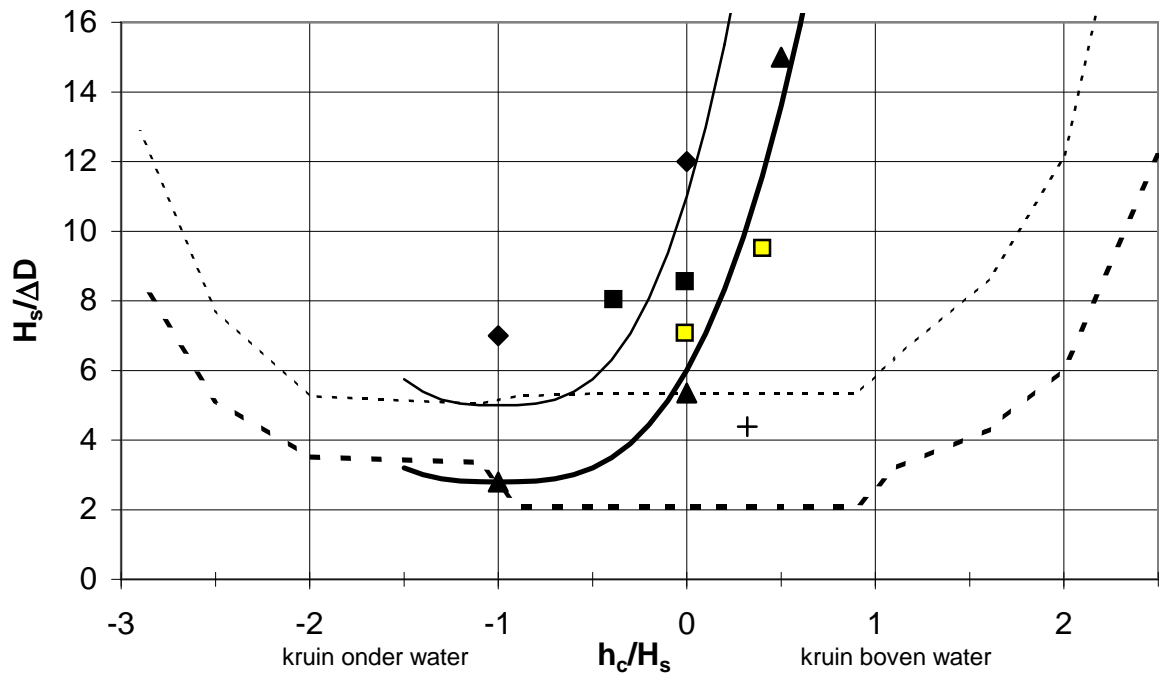
KRUIJN



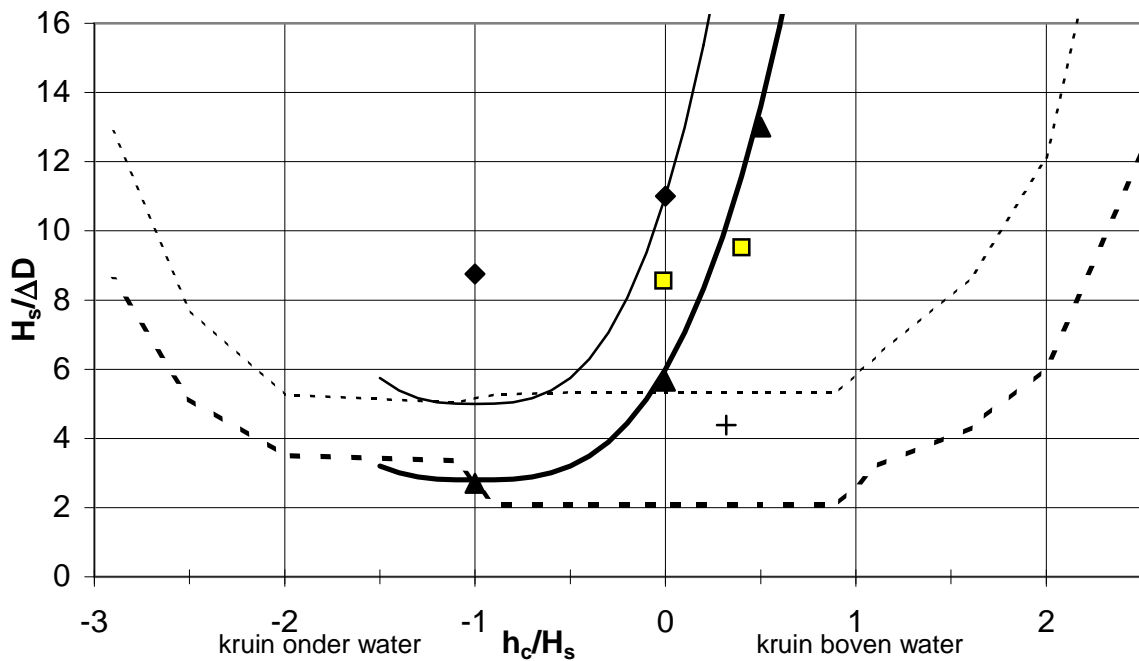
Verskil tussen een ronde kruin en een rechte kruin op de stabiliteit van de bekleding op het binnentalud

BINNENTALUD

Kruin; korte leklengte

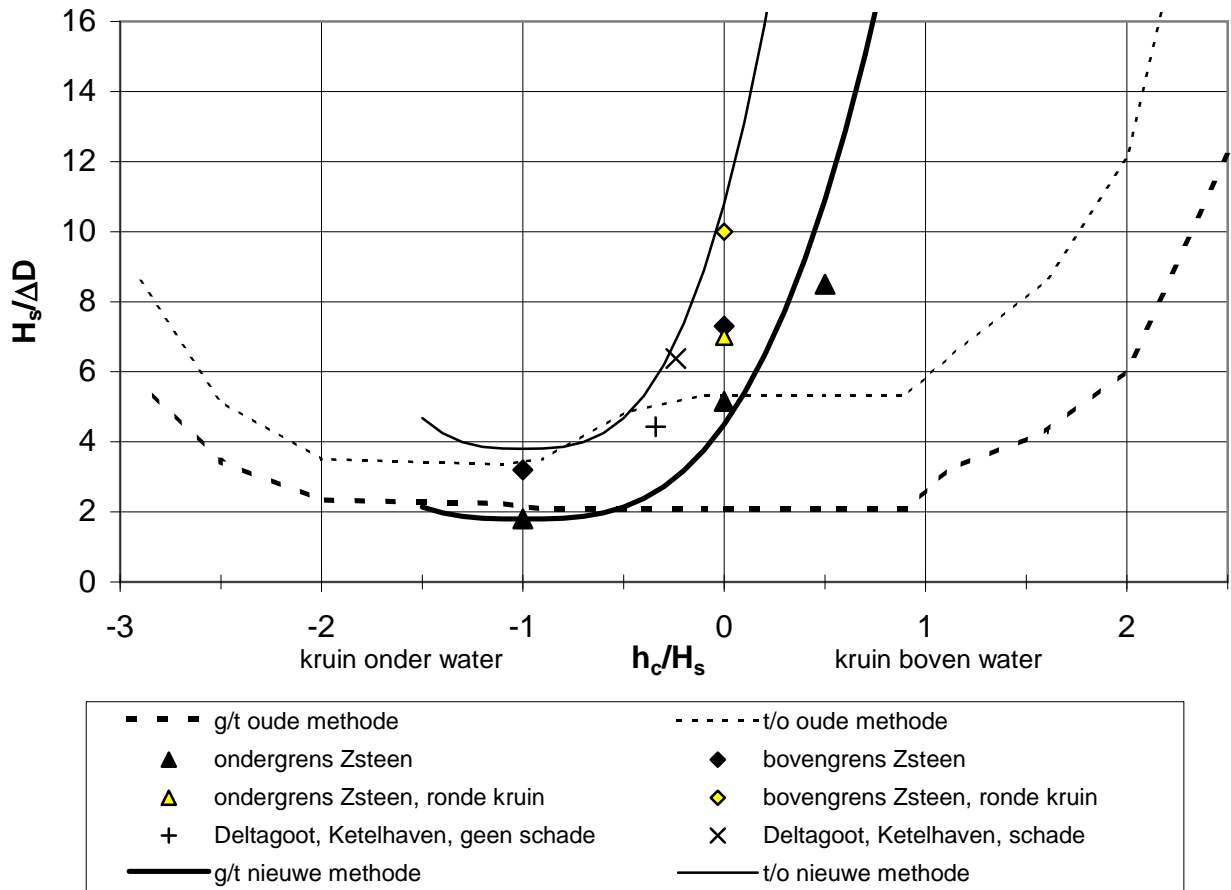


Binnentalud; korte leklengte

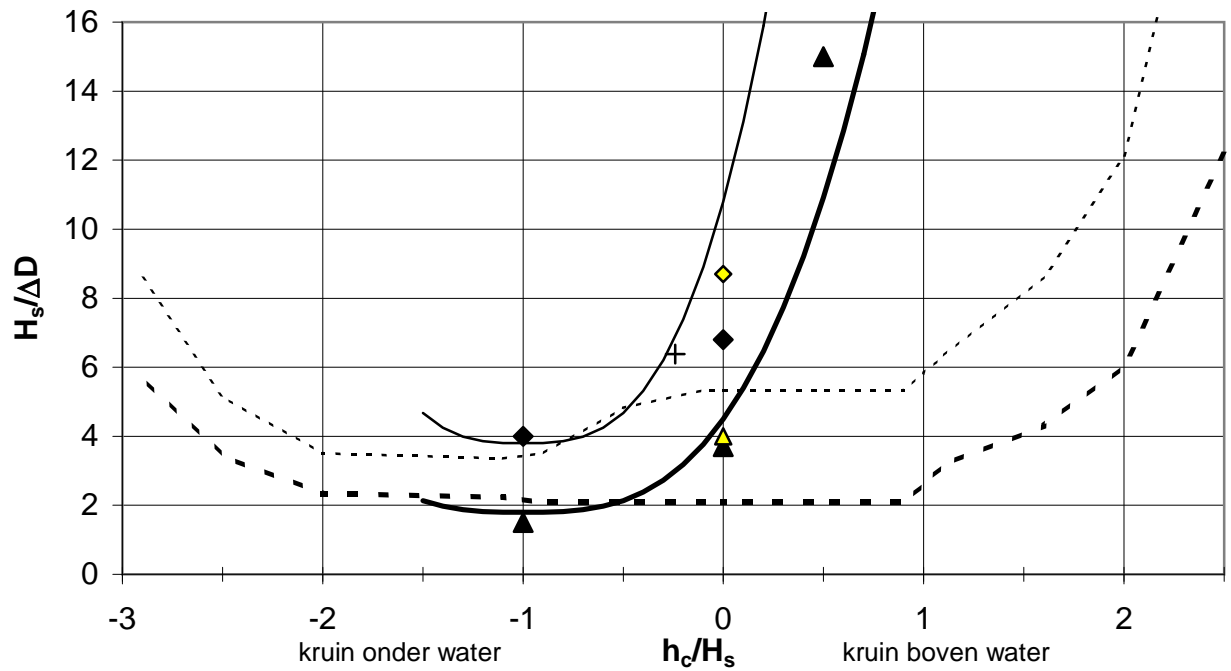


Stabiliteit als functie van kruinhoogte
Kruin en binnentalud, met korte leklengte

Kruin; lange leklengte

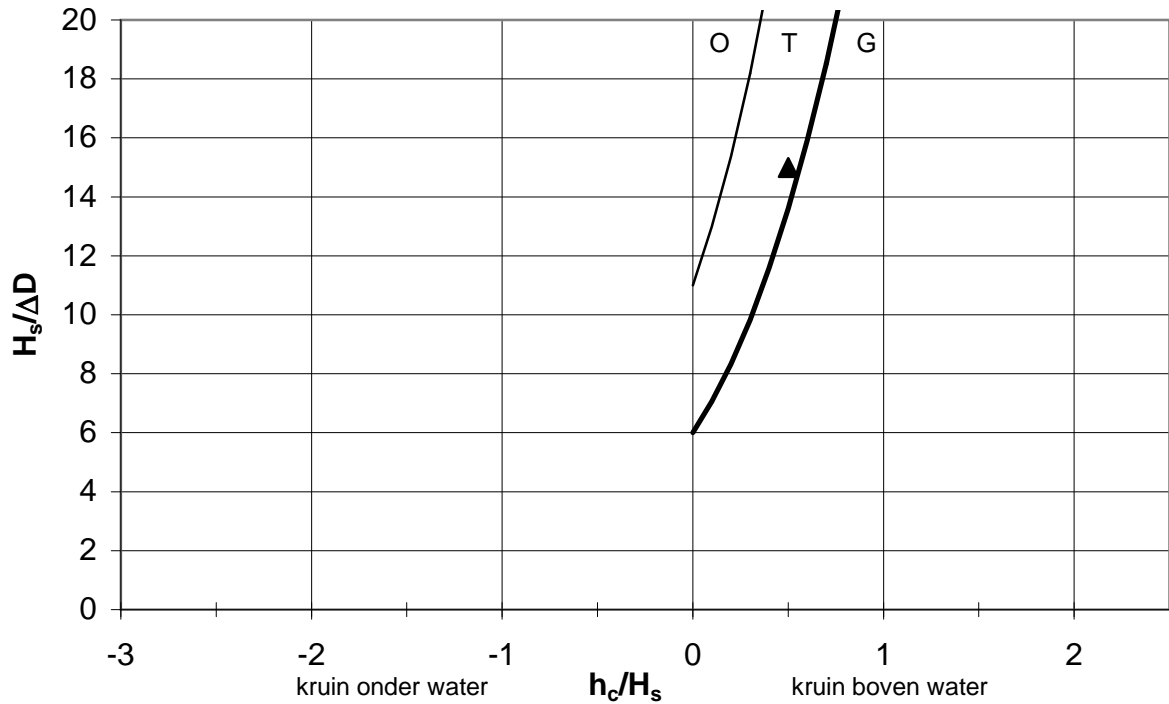


Binnentalud; lange leklengte



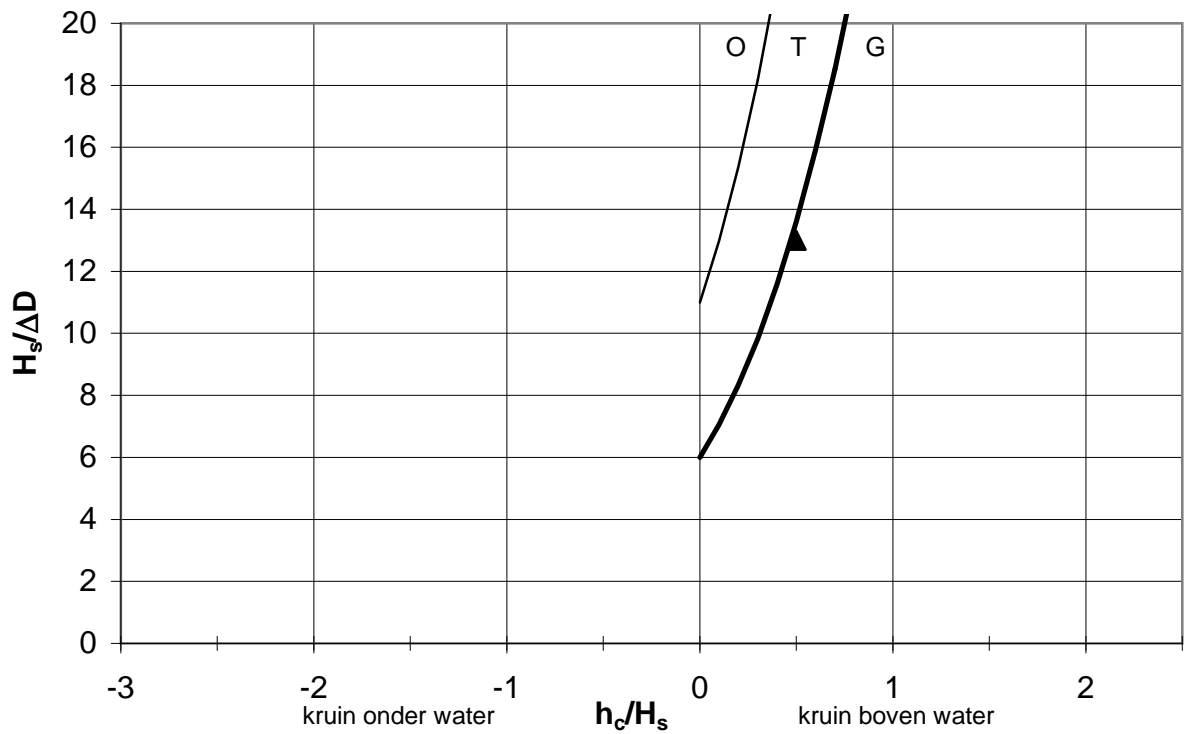
Stabiliteit als functie van kruinhoogte
Kruin en binnentalud, met lange leklengte

Binnenberm rond SWL; korte leklengte



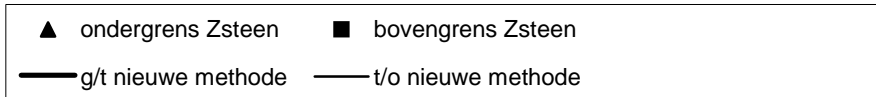
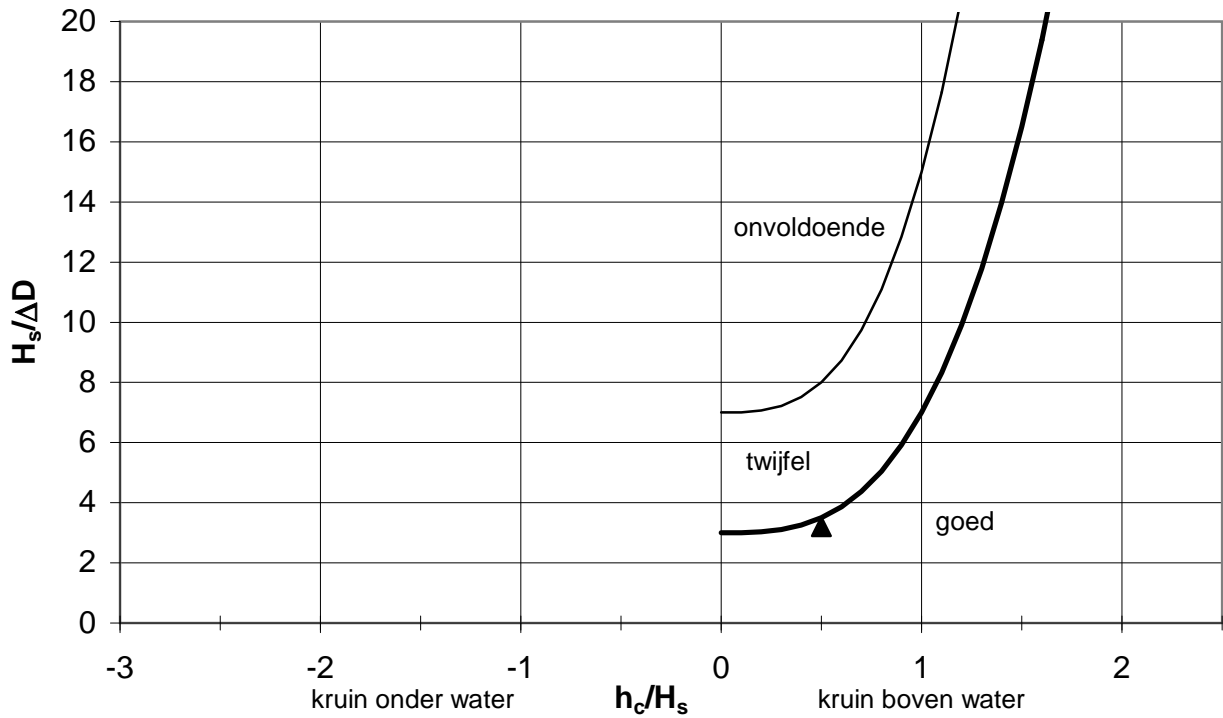
ondergrens Zsteen
 g/t nieuwe methode
 t/o nieuwe methode

Talud onder binnenberm; korte leklengte

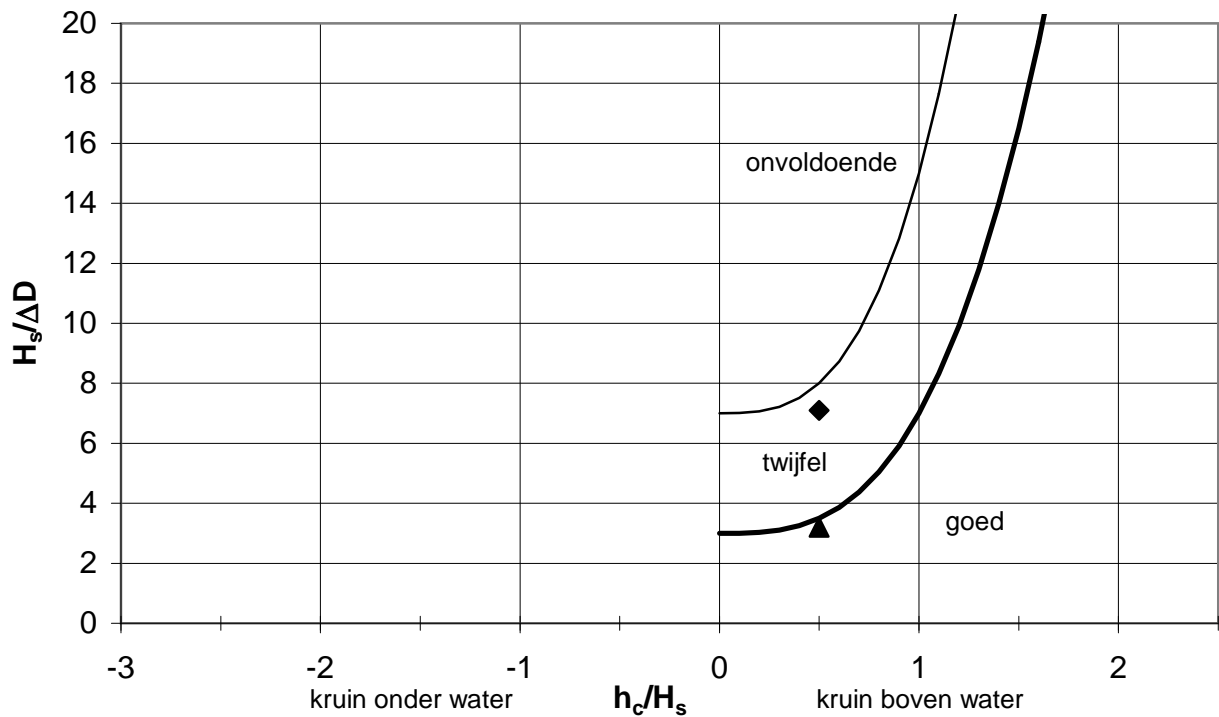


Stabiliteit als functie van kruinhoogte
Binnenberm en talud eronder, met korte leklengte

Binnenberm rond SWL; lange leklengte



Talud onder binnenberm; lange leklengte



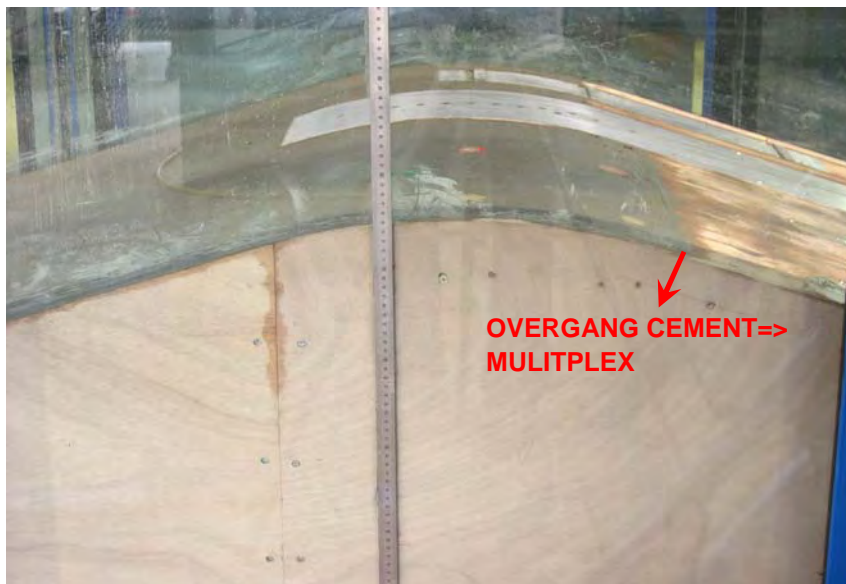
Stabiliteit als functie van kruinhoogte
 Binnenberm en talud eronder, met lange leklengte

C Foto's



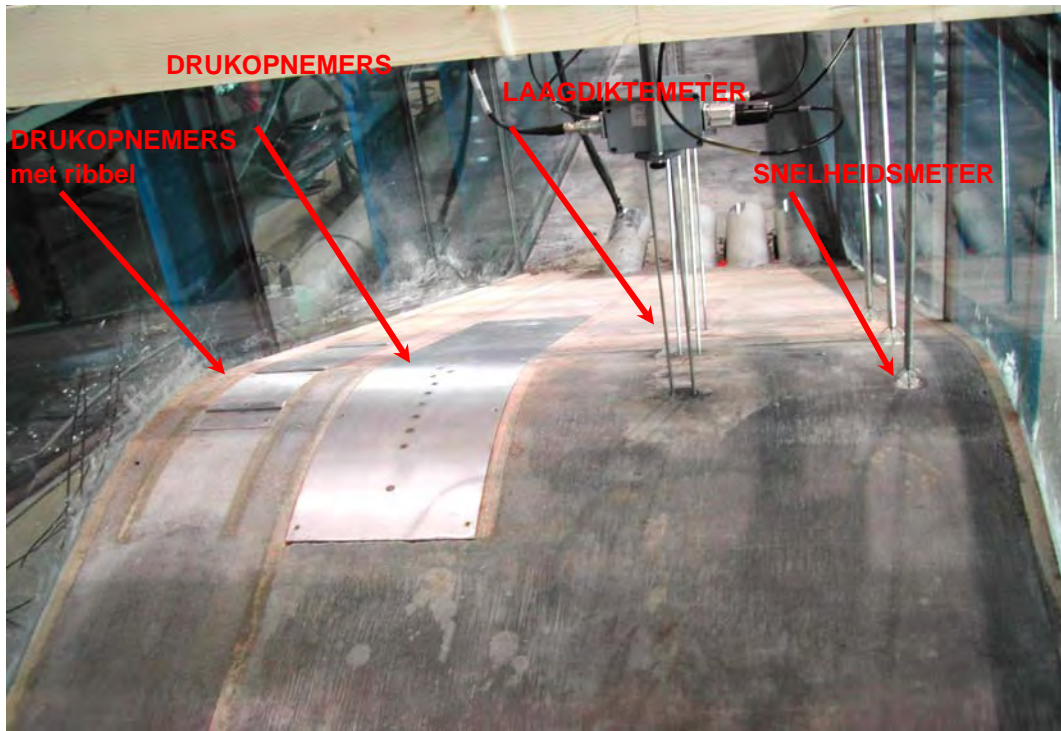
ZEEWAARTS TALUD
GEVULD MET GRIND

VERSTEVIGINGEN T.P.V.
RONDING EN INSTRUMENT-
PLATEN



CONFIGURATIE NA AAN-
BRENGEN CEMENT

Configuratie 1 na inbouw instrumenten



Detailfoto van de ingebouwde instrumenten



CONFIGURATIE 1



CONFIGURATIE 2

Configuratie 1 en 2 tijdens testen



CONFIGURATIE 3

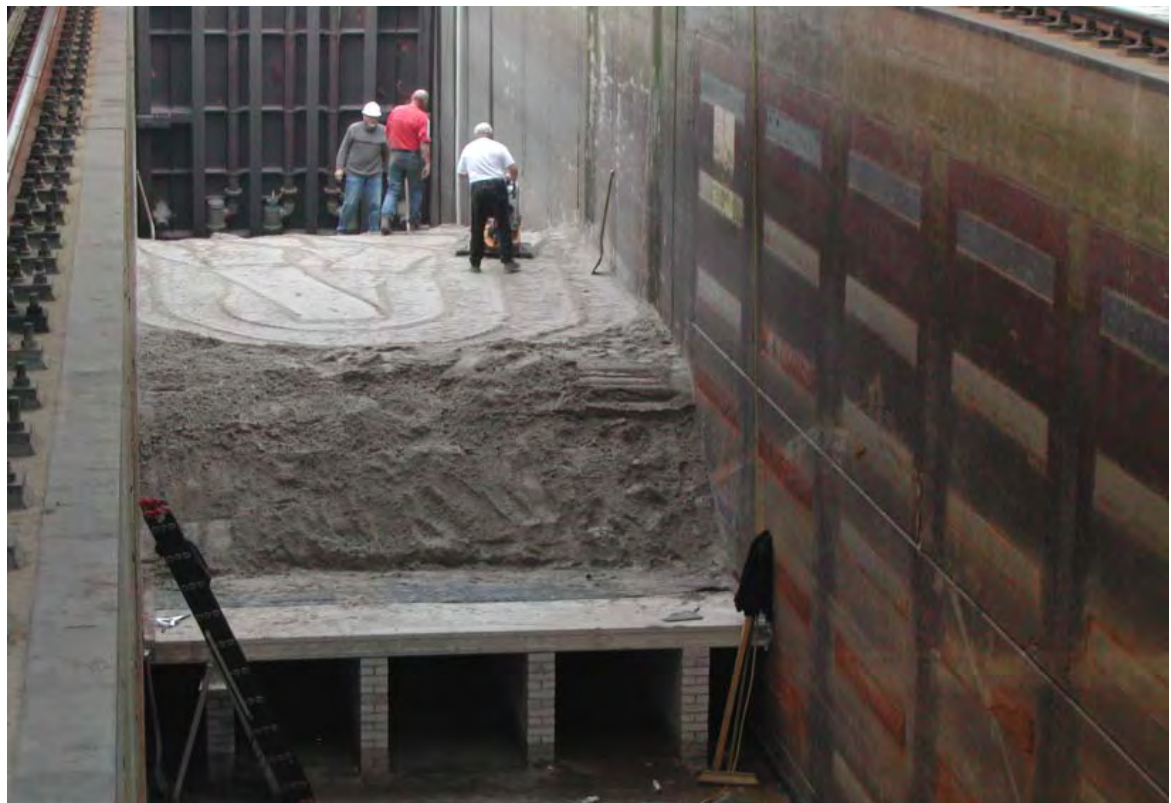


CONFIGURATIE 4

Configuratie 3 en 4 tijdens testen



Bouw van ondersteuning tweede vloer

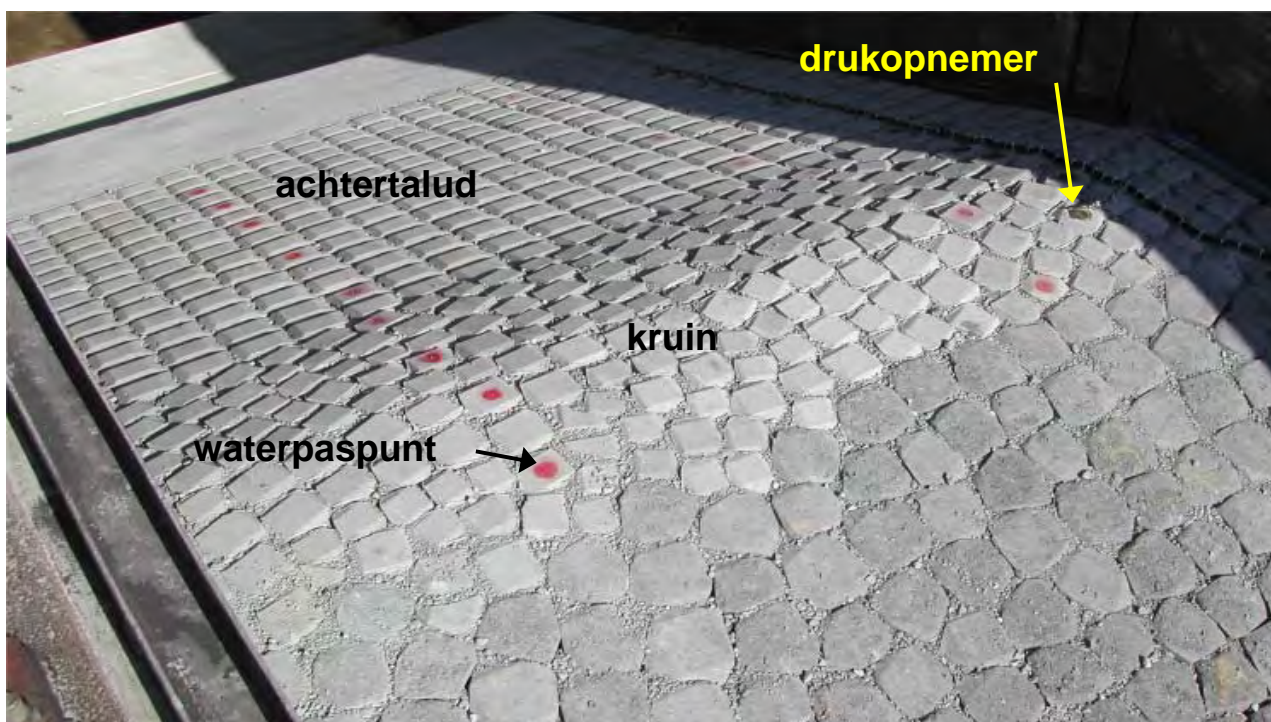


Verdichten van zandkern

Bouw ondersteuning tweede vloer
en verdichten van zandkern



Zetten van de Basalton op de kruin

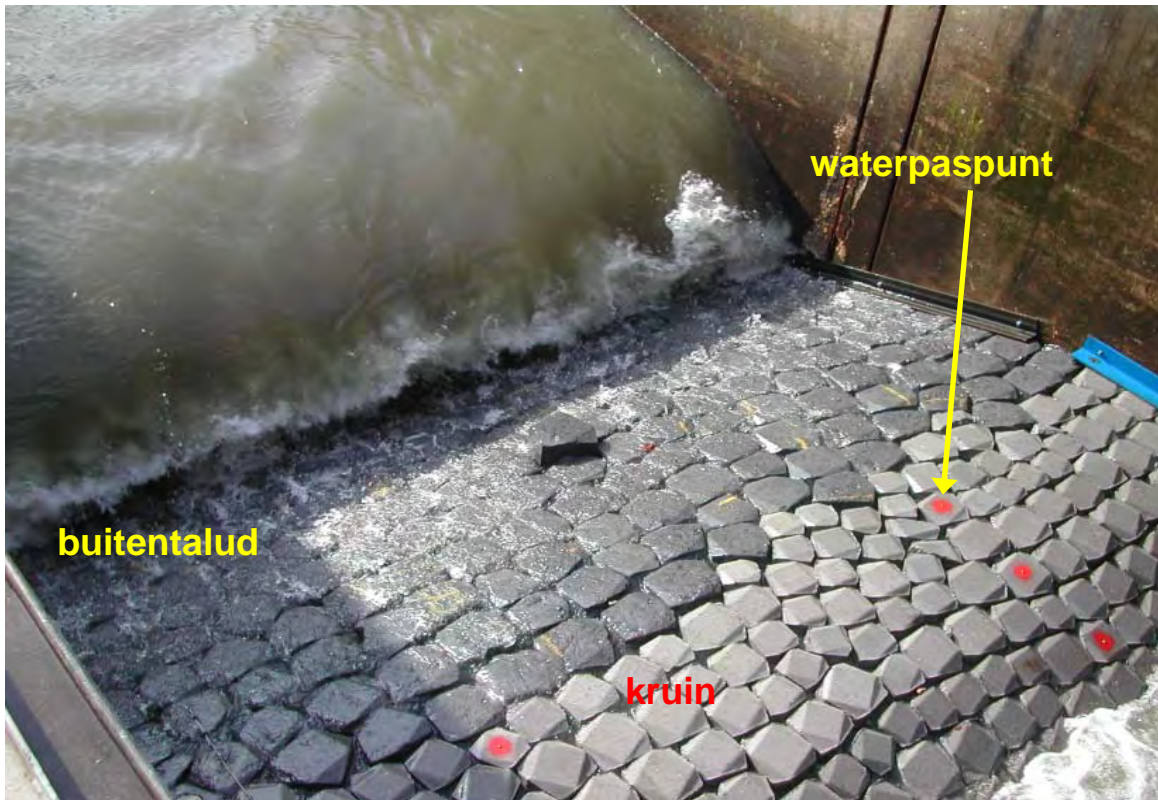


Kruin voor proef P01

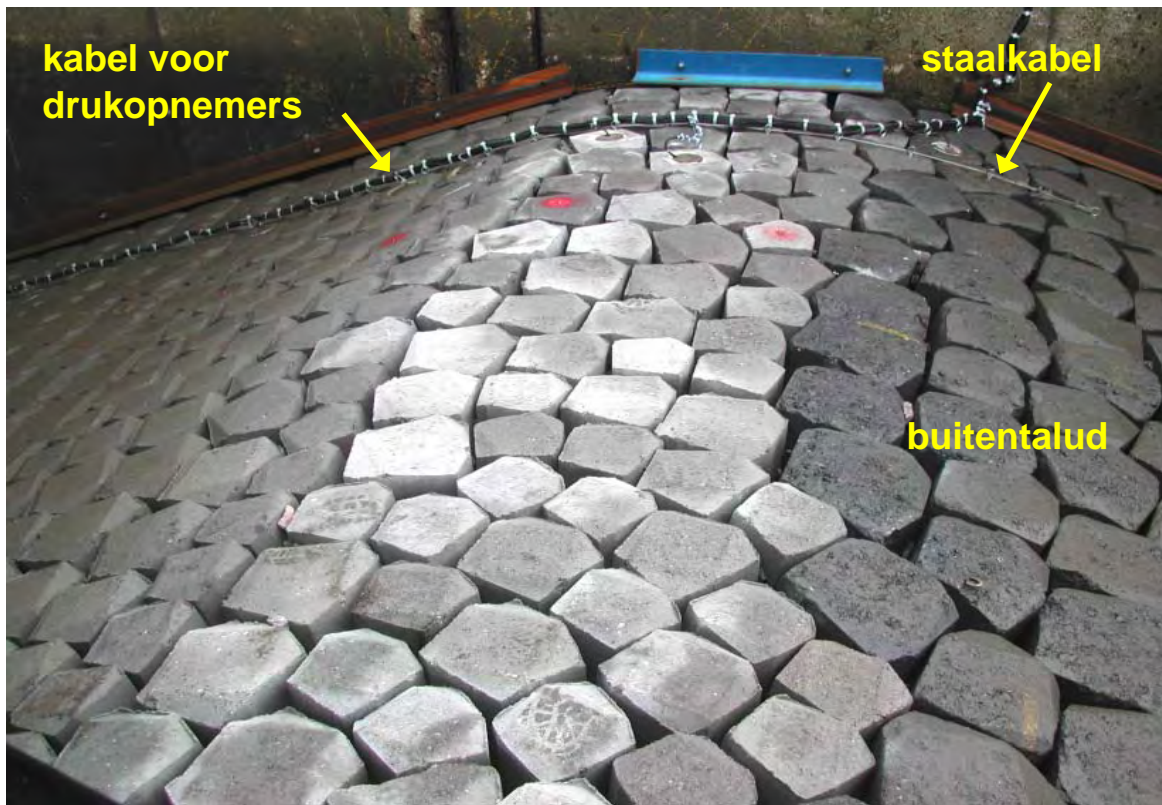
Zetten van Basalton op kruin en
kruin voor P01



Havendam vlak voor en tijdens proef P01



Zuil op buitentalud is tijdens P02 opgelicht



Kruin na P03

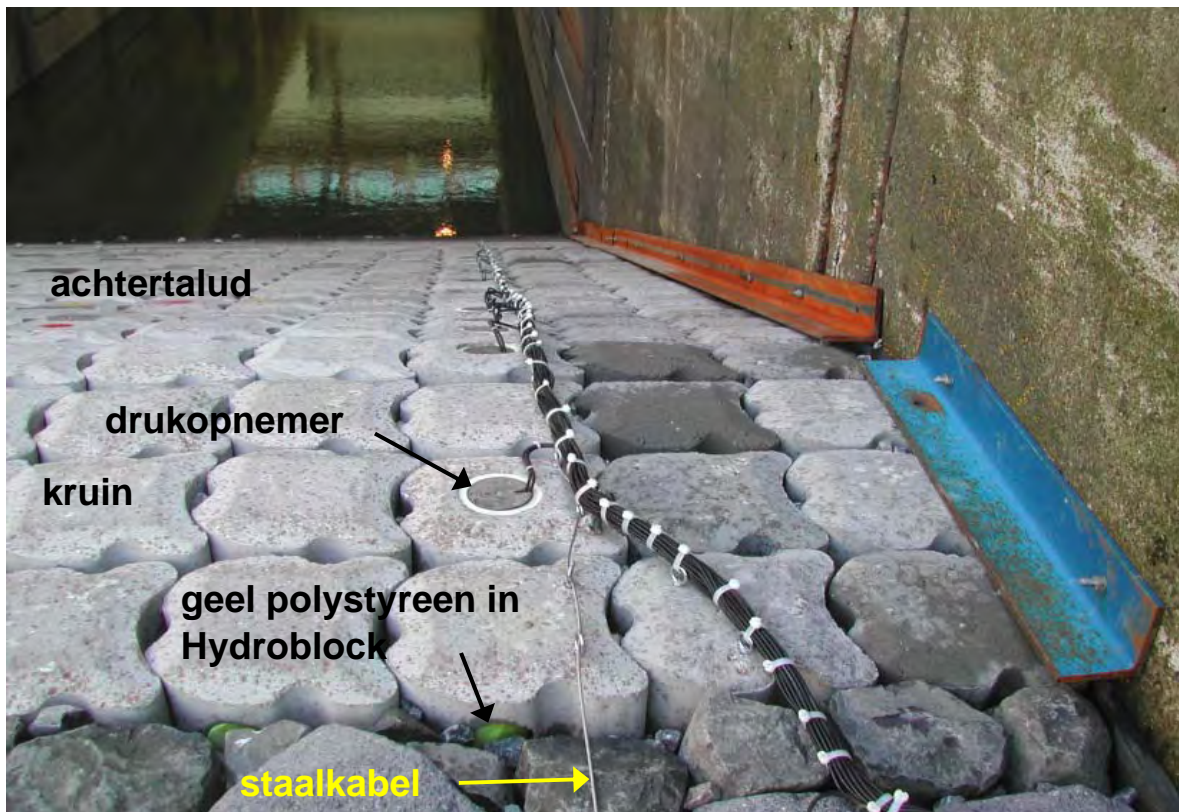
Kruin tijdens proef P02 en na P03



Schade na P04



Aansluiting Basalton-buitentalud op Hydroblocks-kruin met enkele basalt zuilen (voor P11)



Na P12

Kruin voor P11 en na P12



Tijdens proef P11



Schade na proef P21

WL | Delft Hydraulics

H4432

FIG. C12

D Vergelijking tussen kleinschalig en
 grootschalig model

Vergelijking tussen kleinschalig en grootschalig modelonderzoek

Voor het opstellen van de toetsmethode zijn kleinschalige proeven uitgevoerd in de Scheldegoot voor verschillende geometrieën. Voor de verificatie van de toetsmethode zijn tevens grootschalige modelproeven uitgevoerd voor één van de geometrieën. Doel van deze vergelijking is om te controleren of schaafeffecten een belangrijke rol spelen bij het meten van de drukken die gebruikt worden om de blokbeweging met Zsteen te bepalen. Daartoe worden in dit hoofdstuk de Zsteen resultaten van opgeschaalde Scheldegootproeven en Deltagootproeven met elkaar vergeleken. Hierbij is gekeken naar de berekende stijghoogteverschillen en blokbewegingen.

Voor de Zsteen-berekeningen zijn de volgende constructieparameters toegepast, waarbij de gemeten drukken uit het kleinschalige model zijn opgeschaald naar Deltagootafmetingen.

	Scheldegoot	Deltagoot
Dikte van de zuil D (m)	0,25	0,15
Oppervlakte zuil A (m ²)	0,09	0,04
Percentage open oppervlak Ω (%)	15	12
Soortelijke massa ρ_s (kg/m ³)	2350	2300
Korrelgrootte filter D_{f15} (mm)	22	22
Dikte filterlaag b (m)	0,10	0,10
Leklengte Λ (m)	0,42	0,51

Tabel D.1 Constructieparameters gebruikt tijdens de Zsteen berekeningen voor respectievelijk de kleinschalige en grootschalige modelproeven.

Uit deze tabel blijkt dat beide constructies helaas niet helemaal overeenkomen.

De constructie die was ingebouwd in de Deltagoot was een havendam met een ronde kruin zonder berm. Deze komt het beste overeen met Configuratie 1 (ronde kruin) en Configuratie 2 (horizontale kruin) uit het kleinschalige modelonderzoek. Om de resultaten onderling te kunnen vergelijken zijn de golfcondities (de gemeten stijghoogtes op de havendam) van de kleinschalige modelresultaten eerst opgeschaald en daarna nagerekend met Zsteen. Dit is gedaan voor 5 verschillende schaalfactoren, $n_l = 6$, $n_l = 8$, $n_l = 10$, $n_l = 12$ en $n_l = 15$. Door het opschalen wordt ook de kruinbreedte steeds groter. Gezien het feit dat de Scheldegootproeven zijn uitgevoerd met een kruinbreedte van 0,20 m en in de Deltagoot gewerkt is met een kruin van 1 meter is een schaalfactor 5 ideaal. Bij andere schaalfactoren wordt het vergelijken van de resultaten bemoeilijkt door de invloed van de kruinbreedte.

Voor de vergelijking zijn 2 kleinschalige modelproeven geselecteerd; Test T112 (Configuratie 1) en Test T205 (Configuratie 2) en is Serie 1 van de grootschalige modelproeven geselecteerd. De geselecteerde proeven hebben een ξ -waarde die goed met elkaar overeenkomt en tevens was de dwarsdoorsnede van deze proeven vergelijkbaar. In tabel D.2 en tabel D.3 worden de resultaten van de geselecteerde proeven nog een keer samengevat.

<i>Proef</i>	h_c/H_s	H_s	T_p	N_{golven}	ξ_{op}
	(-)	(m)	(s)	(-)	(-)
T112	0,0	0,200	2,03	1101	1,89
T205	0,0	0,152	1,78	1087	1,90

Tabel D.2 Resultaten kleinschalig modelonderzoek

<i>Proef</i>	h_c/H_s	H_s	T_p	N_{golven}	ξ_{op}	<i>Schaal T112</i>	<i>Schaal T205</i>
	(-)	(m)	(s)	(-)	(-)	(-)	(-)
P01	-0,01	0,99	4,67	1012	1,95	5,0	6,5
P02	0,01	1,18	5,08	595	1,95	6,0	7,8
P03	-0,01	1,38	5,47	1036	1,94	5,9	7,8
P04	-0,01	1,67	5,97	113	1,92	6,9	9,1

Tabel D.3 Resultaten grootschalig modelonderzoek en afgeleide schaalfactoren

Op basis van deze resultaten kan de schaal bepaald worden waarmee de kleinschalige resultaten moeten worden opgeschaald. De schaal staat weergegeven in de laatste twee kolommen van tabel D.3. Voor Proef P04 zijn de schaalfactoren het grootst en is de kruinbreedte dus het meest verschillend.

De voorlopige toetsmethodiek is gebaseerd op de berekende blokbeweging. In tabel D.4 zijn derhalve de berekende maximale relatieve blokbewegingen (Y_{max}/D) weergegeven voor de kruin en het binnentalud, voor zowel de Deltagootproeven als de opgeschaalde Scheldegootproeven. Voor de Scheldegootproeven T112 en T205 is, op basis van de bepaalde schalen uit tabel D.3, de blokbeweging bepaald met een lineaire interpolatie, gegeven de blokbeweging voor de 5 berekende schalen ($n_i = 5$ tot $n_i = 15$).

	<i>KRUIN</i>			<i>BINNENTALUD</i>		
	<i>Deltagoot</i>	<i>Scheldegoot</i>		<i>Deltagoot</i>	<i>Scheldegoot</i>	
		<i>T112</i>	<i>T205</i>		<i>T112</i>	<i>T205</i>
P01	0,06	0	0	0,08	0	0
P02	0,05	0	0	0,29	0	0
P03	0,15	0	0	0,41	0	0
P04	0,17	0,02	0	0,24	0,02	0

Tabel D.4 Berekende relatieve blokbeweging (Y_{max}/D) voor grootschalige en geselecteerde opgeschaalde kleinschalige modelproeven

Uit de tabel blijkt dat de berekende blokbeweging voor de Deltagoot veel groter was. De belangrijkste reden voor dit verschil is het verschil in de toplaagdikte en leklengte. De ΔD voor de Deltagoot was in de berekeningen $\Delta D = 0,20$ m en voor de Scheldegoot $\Delta D = 0,34$ m.

Wat verder opvalt in tabel D.4 is dat voor de Deltagoot bij Proef P04 de berekende blokbeweging ($Y_{max}/D = 0,24$) lager was dan bij Proef P03 ($Y_{max}/D = 0,41$), terwijl voor de

overeenkomstige Scheldegootproeven juist omgekeerd was. Als reden voor dit verschil kan gegeven worden dat het aantal golven bij Proef P04 slechts 113 was, omdat toen de constructie bezweek. Voor de Scheldegootberekeningen zijn respectievelijk 1101 en 1087 golven doorgerekend voor Proef T112 en Proef T205. Wanneer Proef P04 zou worden opgeschaald naar hetzelfde aantal golven als bij de Scheldegoot, zal naar alle waarschijnlijkheid ook voor deze proef de meeste blokbeweging worden berekend. Ondanks dat de grootte van de blokbeweging erg afwijkt, is wel de toename zowel voor de kleinschalige als de grootschalige proeven consistent.

Voor de vergelijking tussen de kleinschalige en de grootschalige resultaten is vervolgens gekeken naar de berekende stijghoogteverschillen over de toplaag. Gekozen is om niet de maximale stijghoogteverschillen te gebruiken, omdat deze te veel van toeval afhankelijk zijn, maar voor de stijghoogteverschillen met een overschrijdingspercentage van 2% en 10%. Deze stijghoogteverschillen zijn geplot in figuur D.1 (Deltagoot) en figuur D.2 – D.5 (Scheldegoot) van bijlage 'Figuren' van bijlage D. De stijghoogteverschillen zijn bepaald voor elk gemodelleerd blok in Zsteen en zijn bepaald uitgaande van een log-normale verdeling.

De overschrijdingsfrequenties van het stijghoogteverschil zijn bepaald per drukopnemer. Dit betekent dat de gepresenteerde stijghoogteverschillen niet op hetzelfde tijdstip zijn opgetreden.

Wat opvalt in deze figuren is dat het maximale 2% stijghoogteverschil voor zowel de grootschalige als de opgeschaalde kleinschalige testen (schaal 6 en schaal 8) optreedt midden op de kruin. Verder geldt dat de 2% en 10% stijghoogteverschillen van de Deltagoot redelijk overeenkomen met die van de opgeschaalde kleinschalige modelproeven voor Proef T112. Dit is ook te zien in tabel D.5, waarin de range van de grootste stijghoogteverschillen zijn gegeven voor de verschillende proeven (P01 – P04 voor de Deltagoot) en de relevante schalen voor Proef T112 en T205.

Overschrijdingsfreq.	KRUIN		BINNENTALUD	
	Deltagoot	Scheldegoot	Deltagoot	Scheldegoot
2%	0,20 - 0,38	0,23 - 0,45	0,22 – 0,28	0,07 – 0,30
10%	0,11 - 0,24	0,14 – 0,17	0,17 – 0,20	0,06 – 0,16

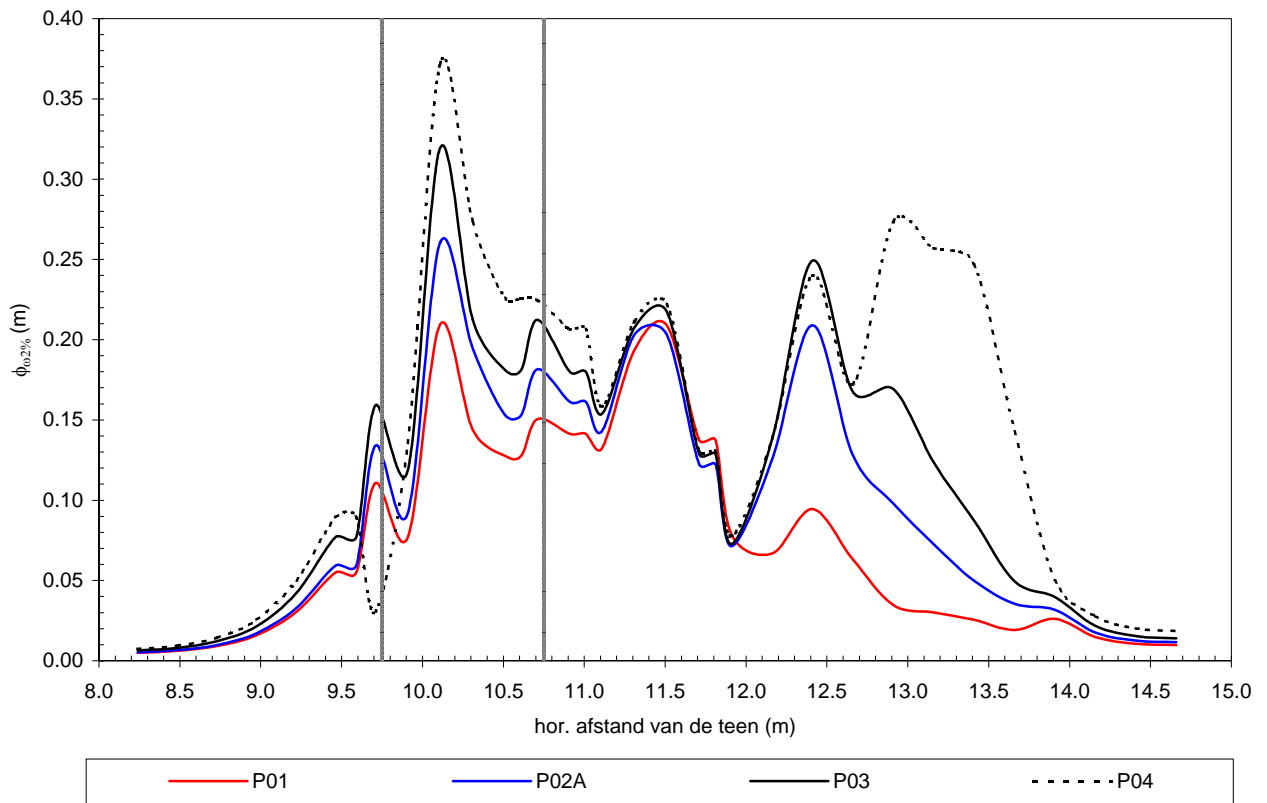
Tabel D.5 Vergelijking van de berekende 2% en 10% stijghoogteverschillen

De verschillen kunnen diverse oorzaken hebben, zoals verschillen in geometrie (zoals de kruinbreedte, meetlocaties en de lek lengte). Een andere reden die afwijkingen kan veroorzaken zijn imperfecties van de modellering in Zsteen. Tevens is voor de Scheldegoot- en Deltagootproeven een verschillende meetfrequentie toegepast. De Deltagootproeven zijn doorgerekend met 200 Hz golfbestanden (gefilterd met een laagdoorlaat filter op 100 Hz). De Scheldegootproeven zijn doorgerekend met golfbestanden van 100 Hz (gefilterd met een laagdoorlaat filter op 50 Hz). Wanneer deze Scheldegootproeven opgeschaald worden met de schaalfactoren uit tabel D.3 komen de opgeschaalde meetfrequenties uit op een frequentie van 33 – 45 Hz. Deze afwijking is dus groot, maar gezien de opgeschaalde frequenties in de buurt liggen van de minimaal benodigde meetfrequentie voor het meten golfbelasting op steenzettingen van 40 Hz wordt ervan uitgegaan dat de grootste verschillen worden veroorzaakt door de verschillen in geometrie en door imperfecties van Zsteen.

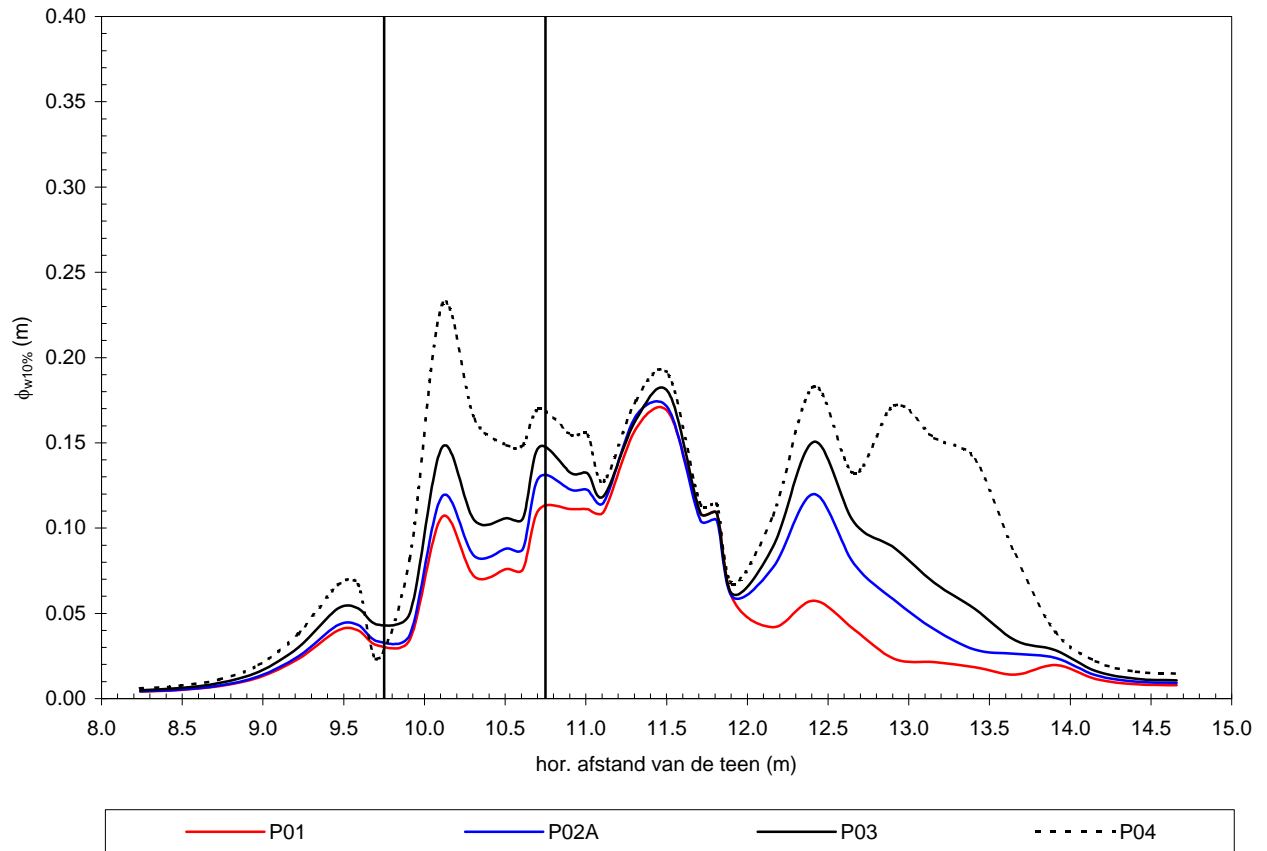
De resultaten zijn echter voldoende om te kunnen concluderen dat de berekeningen op basis van de Deltagootmetingen redelijk goed vergelijkbaar zijn met de opgeschaalde waarden op basis van de Scheldegootmetingen.

Figuren

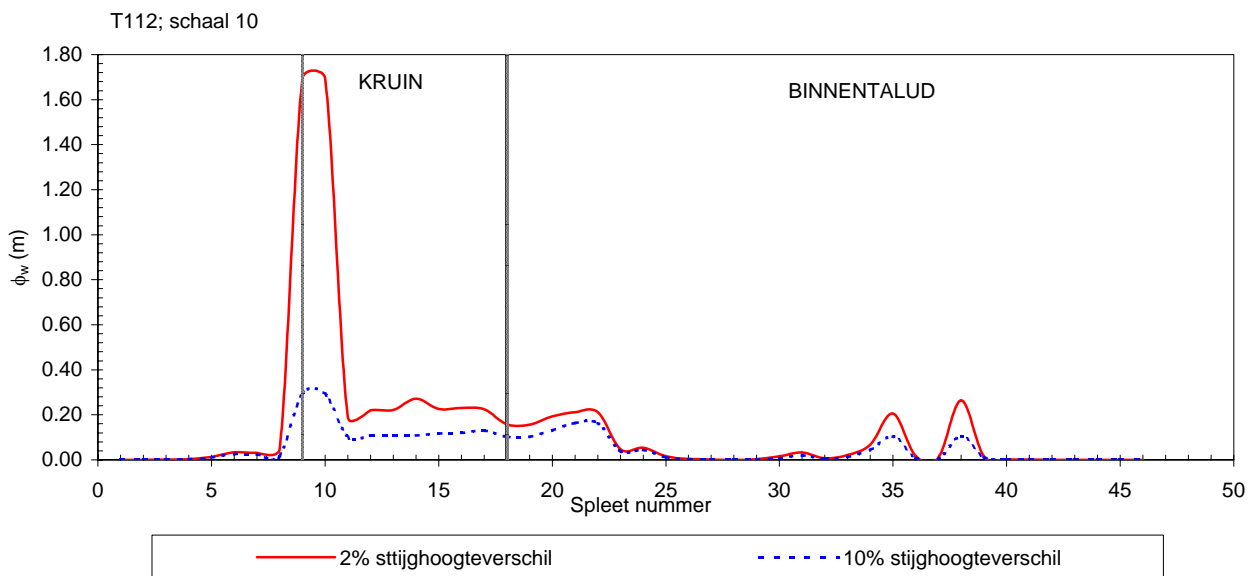
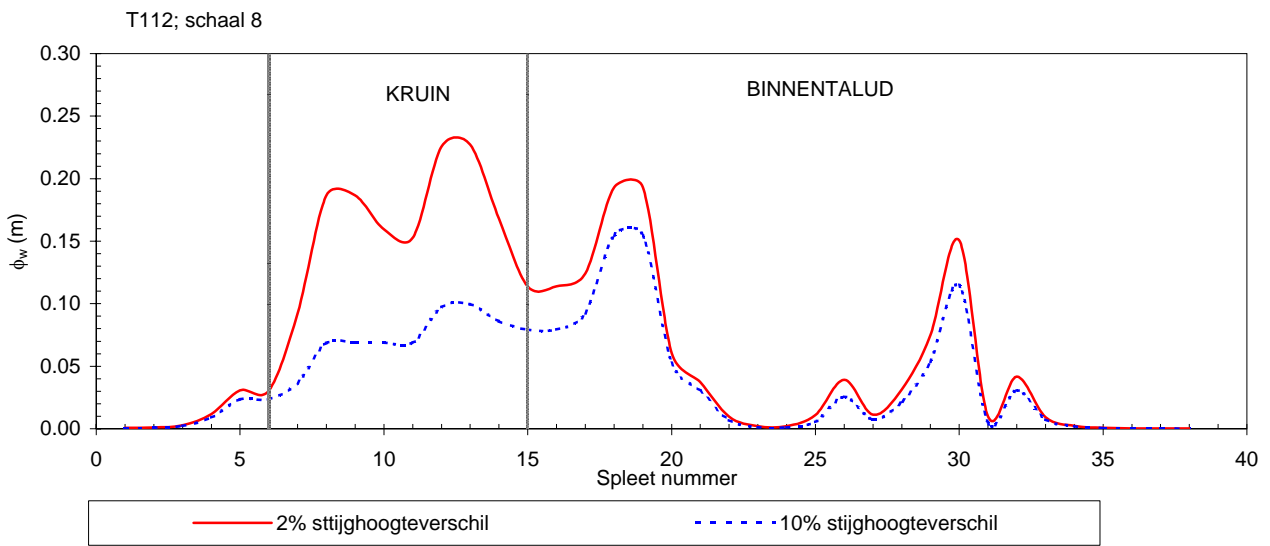
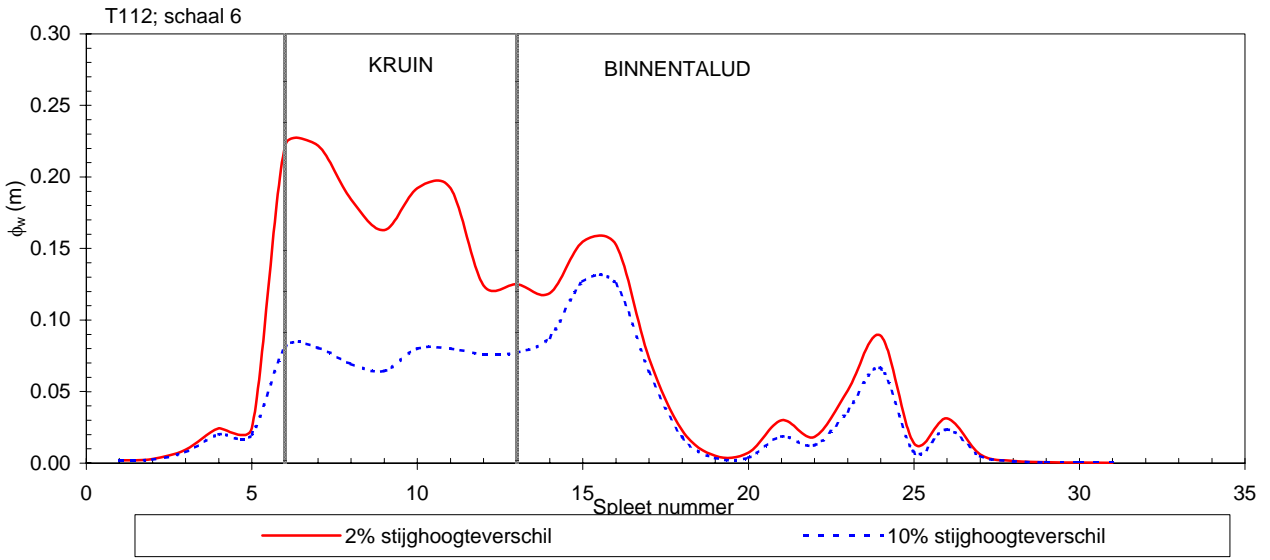
2% Stijghoogteverschillen Deltagoot proeven



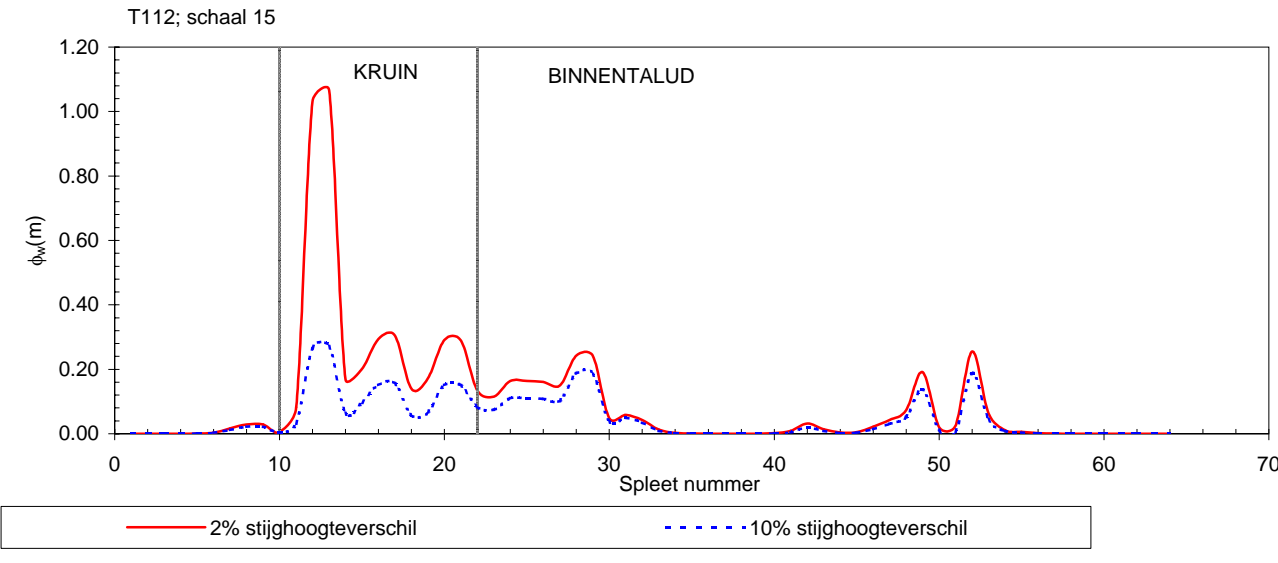
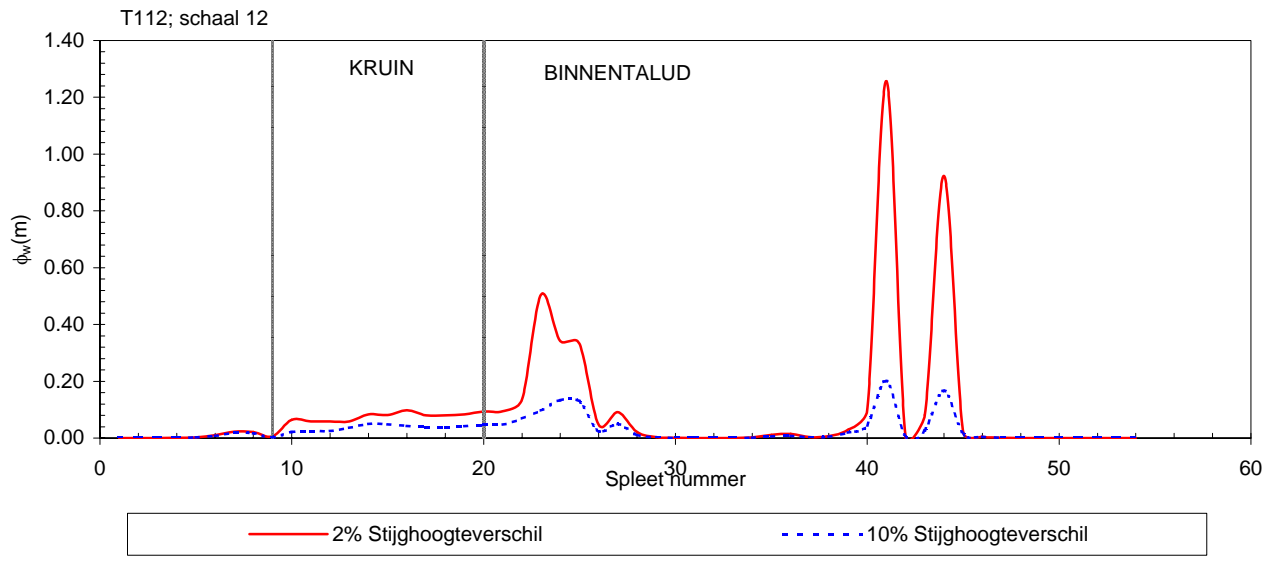
10% Stijghoogteverschillen Deltagoot proeven



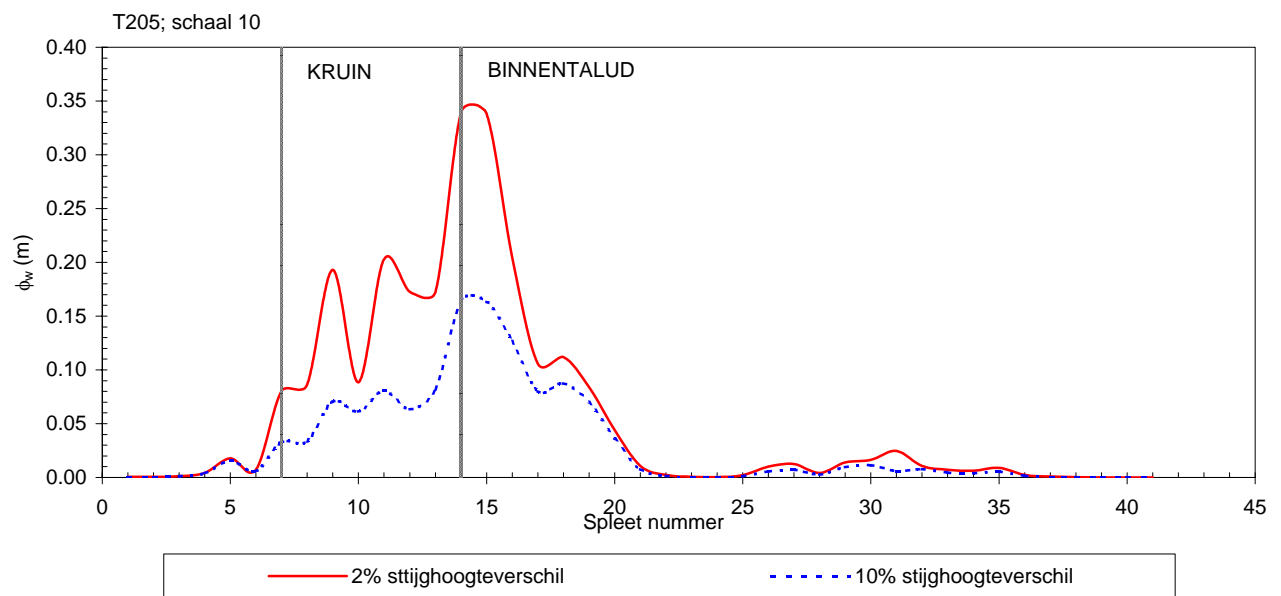
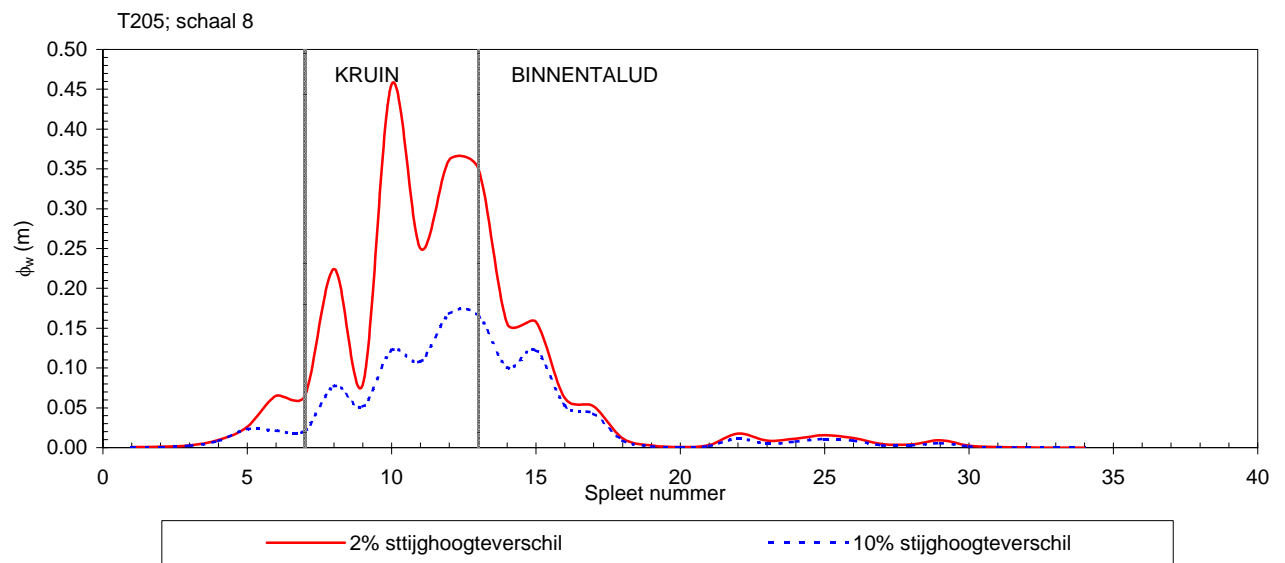
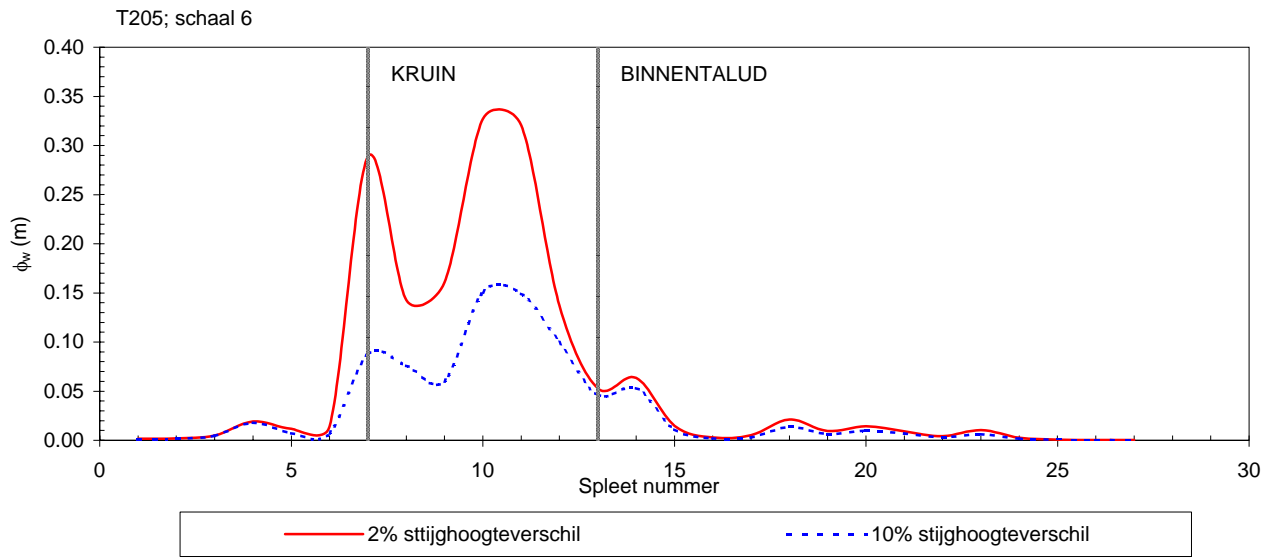
Berekende stijghoogteverschillen met ZSTEEN
Deltagoot proeven



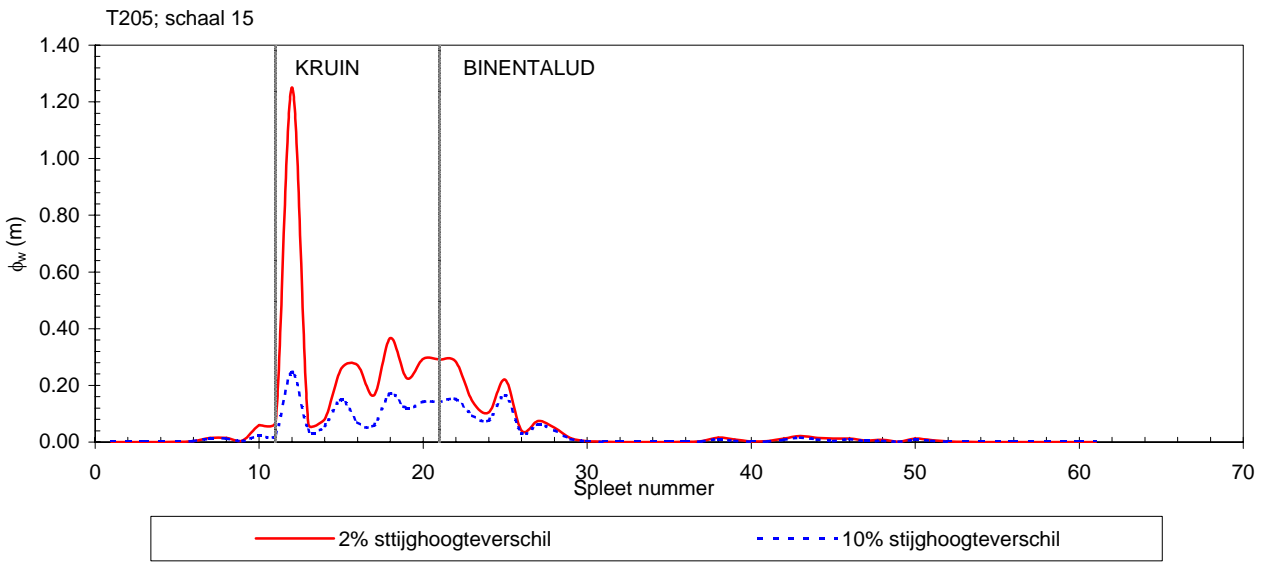
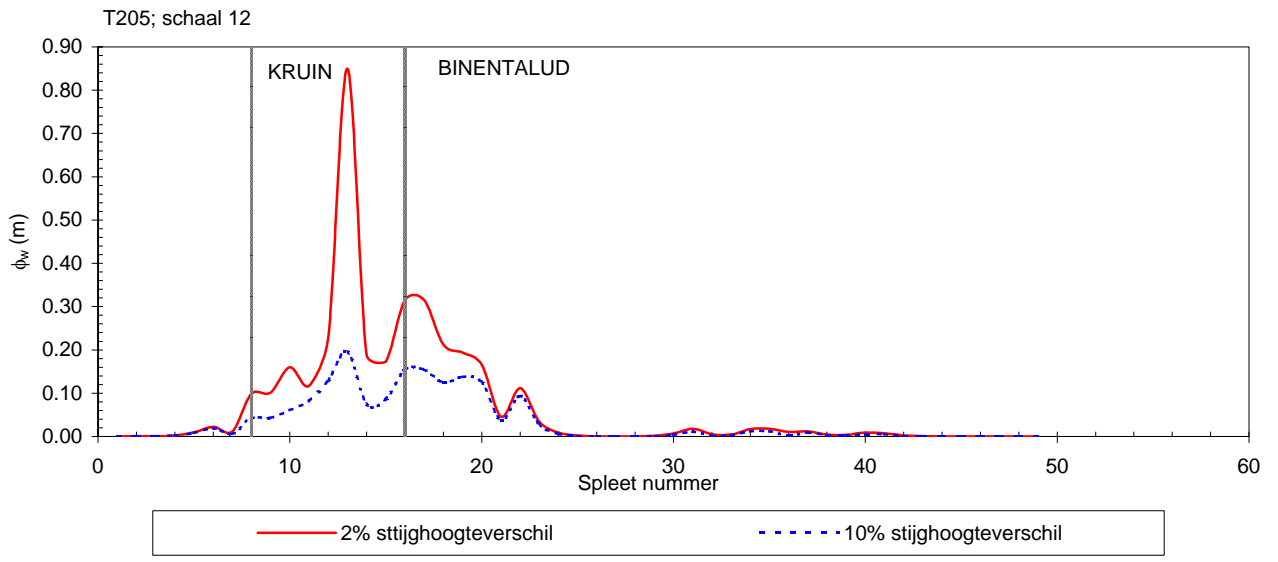
Berekende stijghoogteverschillen met ZSTEEN
Scheldegootproeven (opgeschaald)



Berekende stijghoogteverschillen met ZSTEEN
Scheldegootproeven (opgeschaald)



Berekende stijghoogteverschillen met ZSTEEN
Scheldegootproeven (opgeschaald)

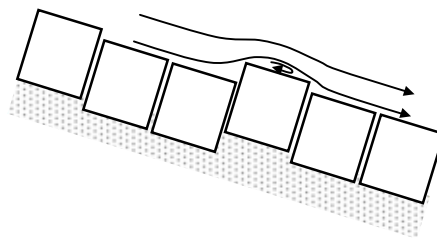


Berekende stijghoogteverschillen met ZSTEEN
Scheldegootproeven (opgeschaald)

E Afleiding toetsmethode voor ribbels

E.1 Invloed van het uitsteken van een element op de stabiliteit

In de loop der jaren is het denkbaar dat steenzettingen onderhevig zijn aan verzakkingen en vervormingen, waardoor het oppervlak niet meer mooi vlak is. Als hierdoor opstaande randen in het zetwerk ontstaan, dan kan dat de stabiliteit ter plaatse beïnvloeden. Dit mechanisme kan met name belangrijk zijn als een watertong er met hoge snelheid overheen stroomt, zoals op de kruin en het binnentalud van havendammen. Door de lokale kromming van de stroomlijnen zal er een verlaging van de stijghoogte optreden die een liftkracht geeft op de rij stenen die boven de andere stenen uitsteekt.



Figuur E.1 Oneffenheden in steenzetting op het binnentalud.

In bijlage H is op basis van een krachterevenwicht de stabiliteit bepaald van een uitstekend blok. Uitgangspunt in de beschreven methode is dat de stabiliteit van stenen een functie is van de lokale snelheden van de waterlaag die voorbij trekt. In dit hoofdstuk is aan de hand van de watersnelheden die zijn gemeten tijdens het kleinschalig modelonderzoek naar havendammen (bijlage G) en de afgeleide formules een toetsmethode opgesteld voor een uitstekend blok.

E.2 Bepaling van de watersnelheid op de kruin en binnentalud

In het kleinschalig modelonderzoek in de Scheldegoet zijn tijdens de meeste proeven de snelheden op de kruin en op 2 plaatsen op het binnentalud gemeten. Dit kon echter niet voor alle proeven gedaan worden. Om deze proeven toch te kunnen betrekken in de analyse is getracht met andere methoden de snelheden van de waterlaag te bepalen. Achtereenvolgens wordt beschreven hoe de snelheden bepaald zijn voor de proeven waarbij wel snelheidsmetingen beschikbaar zijn en de proeven waarbij een andere methode is toegepast om de snelheid te bepalen.

Wel snelheidsmetingen beschikbaar

De watersnelheden zijn gemeten op de kruin en op 2 locaties op het binnentalud voor de proeven waarbij de waterstand lager was dan de kruin ($h_c/H_s > 0$). Voor deze testen is voor elke locatie de maximale watersnelheid bepaald uit de metingen. Voor het bepalen van het maximum is het tijdsignaal eerst gefilterd op basis van een voortschrijdend gemiddelde over 3 tijdstippen ($\Delta t = 0,03s$).

Geen snelheidsmetingen beschikbaar

Bij de proeven waarbij de waterstand gelijk of hoger was dan de kruinhoogte, is de snelheid ter plaatse van de ribbels op de havendam niet gemeten. Dit was voor de proeven T109 tot en met T113 voor Configuratie 1 en de proeven T204 tot en met T208 voor Configuratie 2. Om deze proeven toch mee te kunnen nemen in de analyse is geprobeerd de snelheid op de kruin en het binnentalud te bepalen op basis van de drukmetingen. Voor de proeven waarbij de *waterstand gelijk was aan de kruin* bleek het redelijk goed mogelijk de snelheden te bepalen ter hoogte van de ribbels op de kruin en de hoogste locatie op het binnentalud. De signalen van de drukopnemer van de laagst gelegen ribbel bleek zo zeer beïnvloed te zijn door turbulentie van het overslaande water dat uit deze signalen geen snelheidsinformatie te halen was. Dit gold ook voor alle signalen van de proeven die zijn uitgevoerd met een *waterstand die hoger was dan de kruin*. Voor deze laatste gevallen was het dus niet mogelijk de snelheden te bepalen. Voor deze situaties kan echter worden aangenomen dat het uitstekende blok niet zwaarder belast wordt dan de andere blokken.

De snelheden die bepaald zijn, zijn de snelheden die optreden in een golf, waar de maximale druk bij een betreffende ribbel optreedt. Om de maximale druk te bepalen zijn de gemeten signalen gefilterd op basis van een voortschrijdend gemiddelde over 9 tijdstippen ($\Delta t = 0,09$ s) om extreme pieken in het druksignaal te verwijderen. Vervolgens zijn de maxima in het druksignaal van de drukopnemers bij de ribbel bepaald op basis van het gefilterde signaal.

Voor het bepalen van de snelheid zijn 5 verschillende methoden uitgezocht en vervolgens is de beste toegepast om de snelheden te bepalen:

1. Snelheid is bepaald uit het tijdsverschil van het voorbijkomende golffront, bepaald met de drukopnemers ter plaatse van de 3 ribbels;
2. Snelheid is bepaald uit het tijdsverschil van het voorbijkomende golffront, bepaald met de drukopnemers die in het talud waren gemonteerd op dezelfde hoogte als de drukopnemers van de ribbel (x en z coördinaat gelijk) en één ervóór.
3. Snelheid is bepaald uit het tijdsverschil van het voorbijkomende golffront, bepaald met de drukopnemers die in het talud waren gemonteerd op dezelfde hoogte als de drukopnemers van de ribbel (x en z coördinaat gelijk) en één erna.
4. Snelheid is bepaald uit het tijdstip waarop de maximale gemeten druk bij ribbels optreedt.
5. Snelheid is bepaald uit tijdstip waarop maximale gemeten verschildruk optreedt. Deze verschildruk is bepaald uit het verschil tussen de maximale druk gemeten met de drukopnemer bij de ribbel en de druk op datzelfde tijdstip gemeten met de drukopnemer die op dezelfde hoogte in het talud (x en z coördinaat gelijk) zat.

Deze methoden zullen in onderstaande paragrafen nader worden toegelicht.

E.2.1 Methoden 1–3

Bij deze methoden wordt een gemiddelde snelheid bepaald tussen 2 drukopnemers in de golf op het moment dat de stuwdruk in de drukopnemer ter plaatse van de ribbel maximaal is. Hieronder is aangegeven welke drukopnemers zijn gebruikt voor het bepalen van de snelheden.

- Methode 1: DRO21-DRO22 en DRO22-DRO23;

- Methode 2: DRO05-DRO04, DRO11-DRO10
- Methode 3: DRO05-DRO06, DRO11-DRO12

Bij het bepalen van het voorbijkomende golffront is er gekeken of eenzelfde vorm in het drukverloop bij de opeenvolgende drukmeters te zien was, anders is die meting niet gebruikt. Het tijdsverschil wordt gebruikt als twee druksignalen een plotselinge drukverhoging laten zien. De afstand tussen de twee drukmeters gedeeld door het tijdsverschil tussen de twee druksignalen geeft een indicatie van de golffrontsnelheid. Dit is gelijk aan de maximale deeltjessnelheid in het front. Het verschil tussen de tijden waarop de plotselinge drukverhoging 50% van de uiteindelijke waarde had gehaald werd bekeken. Soms was er alleen een duidelijk drukmaximum te zien. In die gevallen is het tijdsverschil tussen de maxima bekeken.

E.2.2 Methoden 4–5

Bij de snelheidsbepaling met behulp van de gemeten stuwdruk bij de ribbels (Methode 4 en Methode 5) is de wortel van de gemeten maximale druk ter hoogte van de ribbel uitgezet tegen de gemeten maximale snelheid. Van het lineaire verband dat hieruit volgde is vervolgens de richtingscoëfficiënt bepaald. Hiermee kan voor de proeven zonder snelheidsmeter de snelheid bepaald worden. De resultaten van deze fit voor Methode 4 en Methode 5 staan in figuur E.13 achterin deze bijlage E, respectievelijk in het bovenste en het onderste figuur. Beide methoden geven een redelijk verband tussen $\sqrt{p_{\max}}$ en u_{\max} .

E.2.3 Analyse van de gebruikte methoden

Om te evalueren welke manier van snelheidsbepaling de beste is, is er gekeken of er een verband te vinden is tussen de snelheden bepaald met één van de 5 beschreven methoden en de wortel uit de golfhoogte. De wortel uit de golfhoogte is naar verwachting evenredig met de snelheid. In figuur E.14 in staan de bepaalde snelheden voor de 5 beschreven methoden weergegeven als functie van $\sqrt{H_s}$. De snelheden die bepaald zijn uit de voortplanting van het golffront (Methode 1 t/m Methode 3) vertonen meer spreiding dan met de andere methoden. De figuur laat zien dat de snelheden bepaald met Methode 4 de minste spreiding vertonen. Theoretisch is het beter om de druk van de vlakke drukmeter van de druk voor de ribbel af te trekken, zodat de hydrostatische druk niet meegenomen wordt. Echter, door een tweede meting mee te nemen wordt er ook een extra meetfout geïntroduceerd. Ook kan er een stuwdruk op het talud werken. Deze invloeden op het eindresultaat zijn blijkbaar groter dan het voordeel van de correctie van de hydrostatische druk. Daarom is gekozen om de watersnelheden die bepaald zijn met Methode 4 te gebruiken.

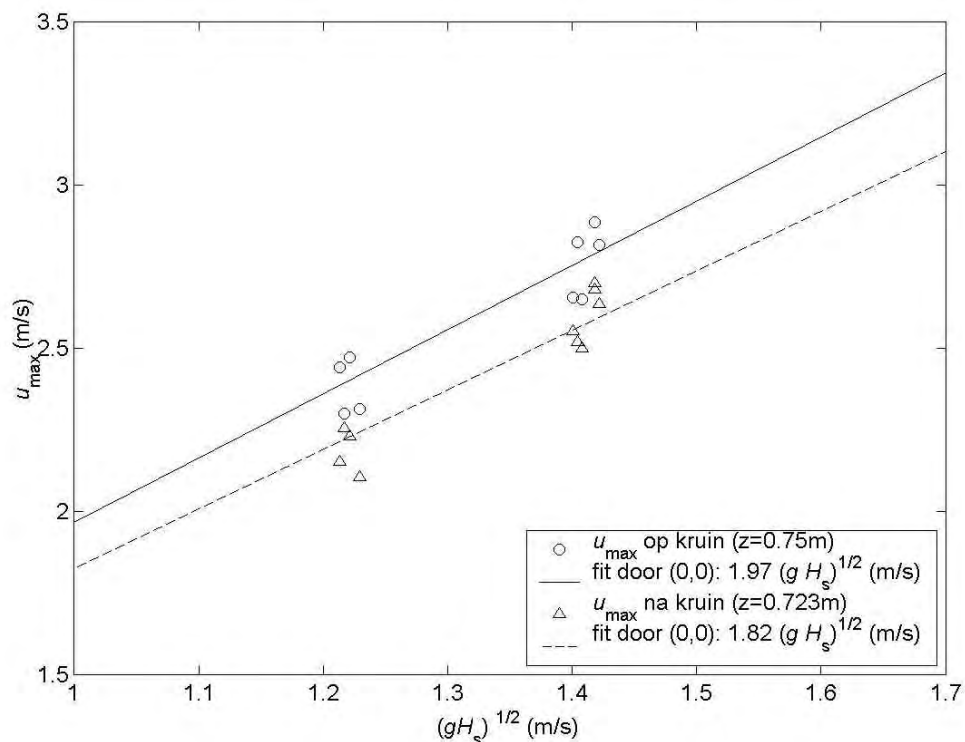
Met het gevonden verband tussen de gemeten snelheid en de wortel van de stuwdruk (lineaire interpolatie met een lijn door de oorsprong) kunnen vervolgens de snelheden ter plaatse van de kruin en net achter de kruin bepaald worden. Gezien de minimale verschillen in de geometrie mag aangenomen worden dat de snelheden bij beide Configuraties niet veel verschillen. Dit wordt bevestigd door de metingen.

In Van Gent (2002) zijn op basis van modelproeven formules afgeleid voor laagdiktes en snelheden op de kruin en binnentalud van dijken. Uit de analyse die uitgevoerd is in dat rapport bleek, dat de dikte van de oploop, d , evenredig is met de golfhoogte en dat de

snelheid evenredig is met \sqrt{gd} . Uitgaande van dit gegeven zijn in figuur E.2 de snelheden volgens Methode 4 uitgezet tegen $\sqrt{(gH_s)}$ voor zowel de kruin als het binnentalud. Uit de figuur blijkt dat ook voor de resultaten uit dit onderzoek een redelijk lineair verband bestaat. Op basis van de punten in de grafiek is een best fit toegepast op de punten. Op basis van deze fit zijn de volgende relaties afgeleid om de snelheid op de kruin en het binnentalud te bepalen:

$$u_{\max} \approx 1,97\sqrt{gH_s}, \quad \text{bij de ribbel op de kruin, en} \quad (\text{E.1})$$

$$u_{\max} \approx 1,82\sqrt{gH_s}, \quad \text{bij de eerste ribbel na de kruin.} \quad (\text{E.2})$$



Figuur E.2 Verband tussen golfhoogte en snelheid bij twee ribbels, voor metingen met waterstand ter hoogte van de kruin. Bepaald uit stuwdruk (Methode 4).

E.3 Algemene formule voor bepalen snelheid

Nu een relatie voor de snelheden is afgeleid, moet er een verband gevonden worden tussen de golfparameters en de gemeten snelheden. In de vorige paragraaf werden gevallen beschouwd met eenzelfde relatieve kruinhoogte en helling. Daaruit bleek dat de snelheden redelijk goed aan de wortel van de golfhoogte gekoppeld worden. Om alle vier de configuraties te kunnen beschrijven wordt de snelheid op de kruin gekoppeld aan de theoretische golfoploop. Dit is golfoploop die zou optreden als de helling oneindig doorliep. Deze oploop, $z_{2\%}$, is te bepalen aan de hand van de brekerparameter:

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_s / L_{op}}}, \text{ waarbij } L_{op} = \frac{g T_p^2}{2\pi} \quad (\text{E.3})$$

De maximale golfloop op gladde taluds wordt gegeven door Technisch rapport Golfloop en Golfoverslag (TAW, 2002). Aangezien hier meetpunten worden vergeleken is gekozen om in de analyse te werken met de formule die wordt gebruikt voor probabilistische berekening van de golfloop (Vergelijking E.4). Hierbij zijn geen reducties toegepast (reductiefactoren zijn 1). Aanbevolen wordt om voor de Toetsing gebruik te maken van de algemene vergelijking voor golfloop zoals gegeven in het Technisch rapport (TAW, 2002). Deze vergelijking is hieronder weergegeven als Vergelijking E.4a en geeft een conservatievere benadering.

$$z_{2\%} = \min \left[1, 65 \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta H_s \xi_{op}; H_s \gamma_f \gamma_\beta (4, 0 - 1, 5 / \sqrt{\xi_{op}}) \right] \quad (\text{E.4})$$

$$z_{2\%} = \min \left[1, 77 \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta H_s \xi_{op}; H_s \gamma_f \gamma_\beta (4, 3 - 1, 6 / \sqrt{\xi_{op}}) \right] \quad (\text{E.4a})$$

met:

- $z_{2\%}$ = golfplooptniveau dat door 2% van de golven wordt overschreden (m)
- γ_f = reductiefactor voor de invloed van de ruwheid van het talud (-)
- γ_b = reductiefactor voor de invloed van een berm (-)
- γ_β = reductiefactor voor de invloed van scheef inkomende golven (-)

Op de kruin zal, als er geen energieverlies optreedt, de snelheid vervolgens gelijk moeten zijn aan:

$$u_{\max, \text{kruin}} = \sqrt{2g(z_{2\%} - h_c)} \quad (\text{E.5})$$

In figuur E.3 en figuur E.4 zijn de bepaalde snelheden (aangegeven met de markers met een kruis) en de gemeten snelheden uitgezet tegen het rechter lid van Vergelijking (E.5). Het blijkt dat de snelheid op de kruin redelijk voorspeld wordt door deze vergelijking. Het is ook te zien dat bij de ribbel net onder de kruin een lagere snelheid optreedt dan volgens deze vergelijking. Dat komt waarschijnlijk door het feit dat het water, na het loslaten vanaf de rand van de kruin, het talud aan de lizijde nog niet bereikt heeft. De snelheid bij de onderste ribbel is echter hoger. Het water op het talud aan de binnenzijde versnelt dus.

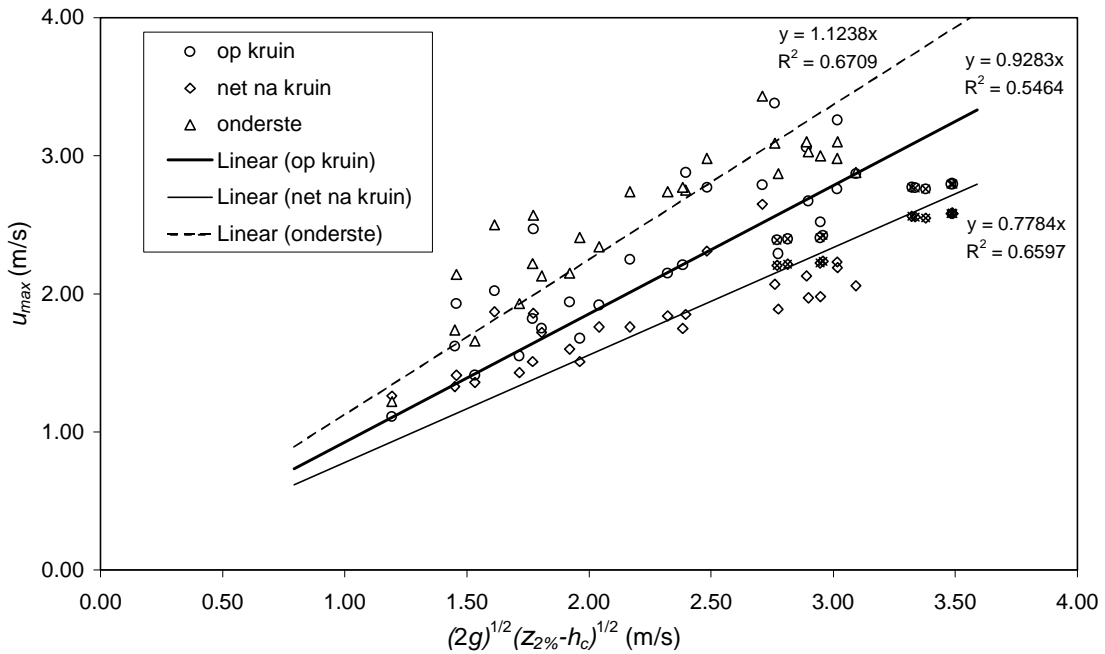
Daarom beschouwen we het volgende. Op een willekeurige plek aan de binnenzijde van het talud op hoogte z , zal de snelheid (zonder energieverlies) ongeveer zijn:

$$u_{\max, \text{binnen}} \leq \sqrt{2g} \sqrt{z_{2\%} - z + h} \quad (\text{E.6})$$

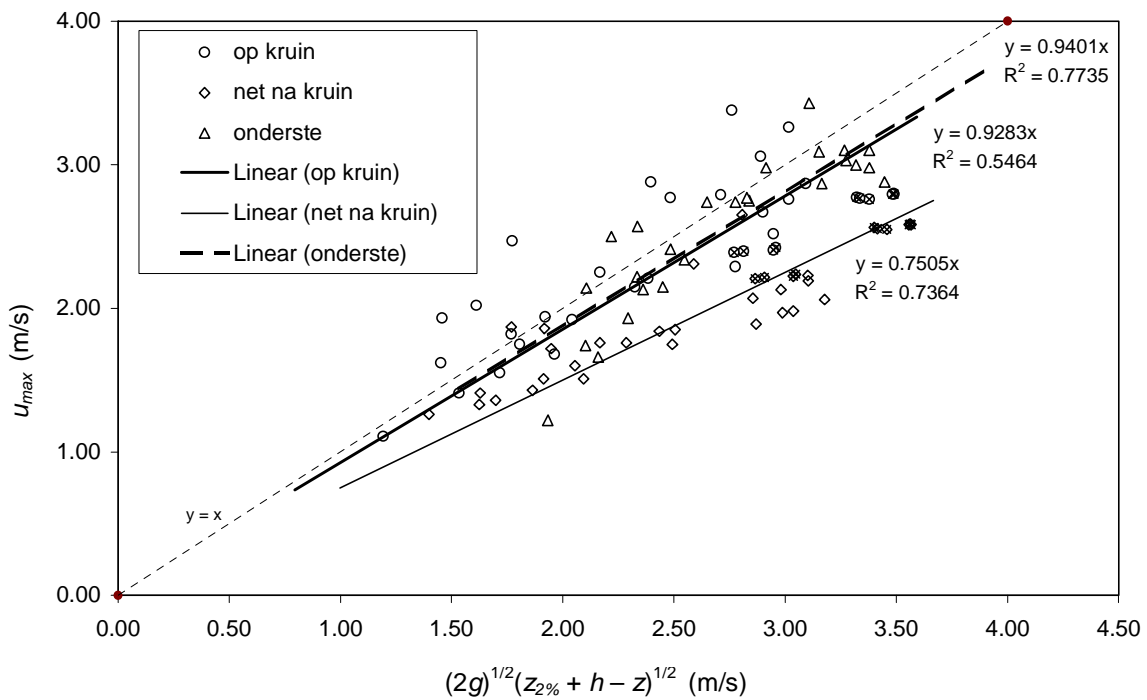
Het is logisch om te veronderstellen dat het water versnelt totdat het de waterlijn weer bereikt, die op $z = h$ ligt. Dus de maximale snelheid treedt op aan de binnenzijde van de havendammen en heeft als grootte ongeveer:

$$u_{\max} = \sqrt{2gz_{2\%}} \quad (\text{E.7})$$

In tabel E.2 achterin deze bijlage E zijn voor de uitgevoerde kleinschalige modelproeven, waarbij de waterstand kleiner of gelijk was aan de kruin ($h_o/H_s \leq 0$) de gemeten of bepaalde watersnelheden weergegeven en tevens de berekende watersnelheden. Bij de proeven waarbij de snelheid niet bepaald kon worden of waarbij de waterstand hoger was dan de kruin is een ‘-’ geplaatst.



Figuur E.3 Theoretische golfloop boven kruin t.o.v. de gemeten snelheden



Figuur E.4 Theoretische golfloop boven de meetlocatie t.o.v. de gemeten snelheden.

De met Vergelijking (E.7) bepaalde snelheid wordt beschouwd als een bovengrens van de werkelijk optredende snelheid op het hele talud. Ondanks dat er punten liggen boven de vastgestelde lijn moet bedacht worden dat de snelheden die bepaald zijn de maximale pieken zijn. Deze snelheden treden slechts op gedurende een korte periode. Daarom wordt hier voorgesteld Vergelijking (E.7) toe te passen om de maximale snelheid op het binnentalud te bepalen. In figuur E.4 is te zien dat de snelheid bij de laagste ribbel redelijk goed voorspeld wordt.

De hier beschreven aanpak geeft een bovengrensbenadering omdat de snelheden zijn afgeleid voor gladde taluds. De werkelijke snelheid zal kleiner zijn door wrijving op het talud.

Een golf waarvan de oloploop nèt over een hoge kruin heen komt kan volgens dit verband nog een heel grote snelheid geven bij de waterlijn aan de lijszijde van de dam, terwijl in werkelijkheid al het water al in de havendam gesijpeld zal zijn. Wanneer de laagdiktes erg klein zijn, en dus waarschijnlijk ook kleiner zijn dan de mate waarin het blok uitsteekt, kan een grotere stabiliteit van het blok verwacht worden, en is de methode dus conservatief (veilig).

E.4 Toelaatbare mate van uitsteken van blokken

Nu de snelheden bepaald zijn kunnen we kijken wat dit voor de toelaatbare mate van uitsteking van de blokken betekent. Hiertoe beschouwen we 2 constructie typen; een basalt bekleding en een bekleding met betonblokken met de volgende eigenschappen:

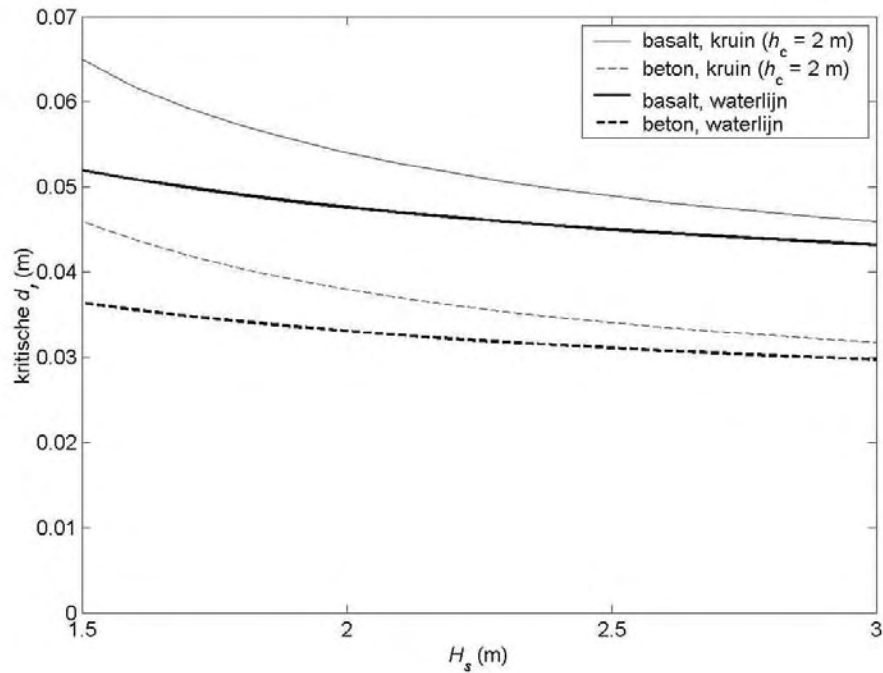
	basalt	beton
D (m)	0,3	0,2
B (m)	0,3	0,5
Δ (-)	1,9	1,3

Tabel E.1 Beschouwde bloktypes

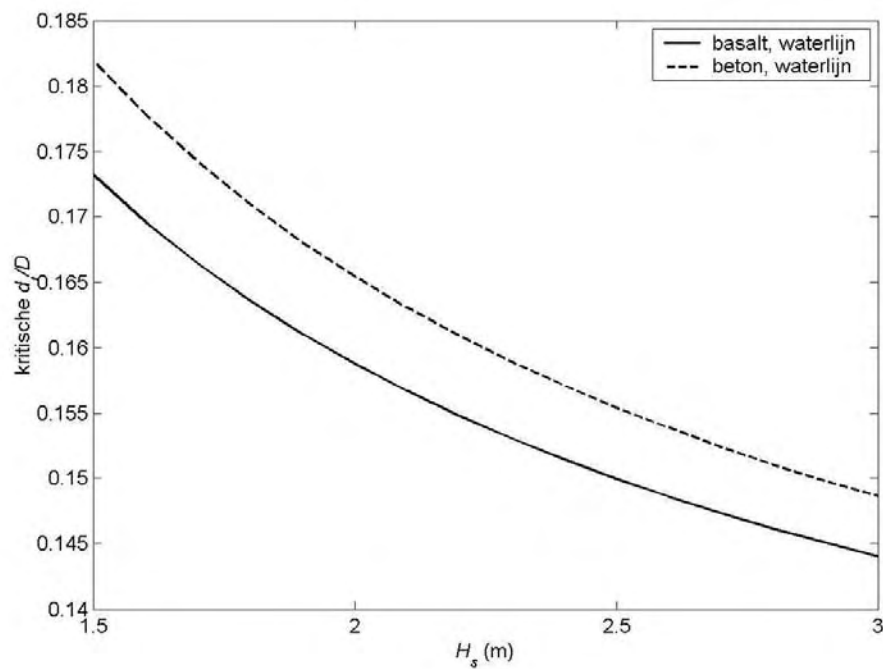
In figuur E.5 staan voor deze blokken voor de metingen waarbij de kritische waarden voor de uitsteking van een blok, d_r , geplot op de waterlijn aan de binnenzijde, voor alle kruinhoogtes h_c/H_s , als functie van H_s . Deze waarden zijn bepaald uit de snelheidswaarden bepaald met Vergelijking (E.5) en Vergelijking (E.7), evenals de stabiliteitsuitdrukkingen (B.30) en (B.31) uit de notitie in bijlage H.

Voor de basaltblokken varieert de maximaal toelaatbare uitsteking tussen de 4, 5 en 6 cm, en voor de betonblokken tussen de 3 en 4 cm voor golfhoogtes die liggen tussen $H_s = 1,5 - 3$ m. In figuur E.6 is de relatieve toelaatbare uitsteking d_r/D weergegeven. Voor de 2 gekozen bekledingstypen varieert de relatieve uitsteking tussen $d_r/D = 0,14$ en $d_r/D = 0,18$. Beide bekledingstypen geven hierbij een redelijk eenduidig beeld.

Geconcludeerd kan worden dat op basis van de uitgevoerde kleinschalige modelproeven, en gebruikmakend van de afgeleide analytische methode uit bijlage H, de relatieve toelaatbare blokuitsteking $d_r/D = 0,14-0,18$ mag zijn, voordat de stabiliteit in gevaar komt.



Figuur E.5 Kritische uitsteeking van de blokken voor verschillende golfhoogtes. De uitsteeking bij de waterlijn is voor alle kruinhoogtes (als er redelijke overslag plaatsvindt) gelijk. De uitsteeking bij de kruin geldt alleen voor een kruinhoogte van 2 m.



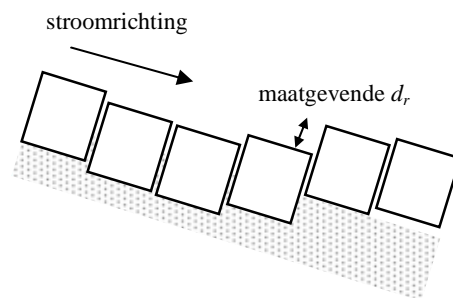
Figuur E.6 Kritische relatieve uitsteeking van de blokken (d_c/D) voor verschillende golfhoogtes. De uitsteeking bij de waterlijn is voor alle kruinhoogtes (als er redelijke overslag plaatsvindt) gelijk.

Tot nu toe is er steeds uitgegaan van een afzonderlijk blok dat uitsteekt boven de omringende blokken. Voor een groep blokken die uitsteken geldt echter dat de belasting op het meest bovenstrooms gelegen blok in de groep dezelfde is als een afzonderlijk uitstekend

blok. Dit is een gevolg van het feit dat de stijghoogte op de benedenstroomse zijde van een afzonderlijk uitstekend blok een verwaarloosbare invloed heeft op het krachtenevenwicht.

E.5 Toetsmethode

Op basis van de in dit rapport uitgevoerde analyse naar de stabiliteit van een uitstekend blok, wordt nu stap voor stap een toetsmethode beschreven om te toetsen of een bepaalde mate van uitsteken toelaatbaar is. Deze toetsmethode is geschikt voor afzonderlijk uitstekende blokken en voor groepen uitstekende blokken. Maatgevend is de grootste bovenstroomse afstand die een blok uitsteekt boven het naastliggende blok, zie figuur E.7.



Figuur E.7 Maatgevende waarde van d_r als meerdere blokken uitsteken.

Stap 1: Controleer of toetsing op een uitstekend blok nodig is

In geval de waterstand boven de kruin staat, is de belasting op een uitstekend blok niet groter dan op vlak gezette blokken. De havendam hoeft dus niet getoetst te worden voor uitstekende blokken als $h_c/H_s < 0$.

Verder is in de afleiding van de Toetsmethode vastgesteld dat een uitstekend blok altijd stabiel is als het blok minder uitsteekt dan:

$$d_r < \frac{fD}{5C_L} \quad (d_r < 0,11 D) \quad \Rightarrow \text{STABIEL, geen toetsing nodig} \quad (\text{E.8})$$

Hierin is:

d_r = mate waarin een blok uitsteekt (m) (zie figuur E.7)

D = dikte van de toplaag (m)

f = wrijvingscoëfficiënt $\approx 0,5$

C_L = liftcoëfficiënt $\approx 0,9$

Conclusie: Als $h_c/H_s \geq 0$ en $d_r/D \geq 0,11$, dan is toetsing nodig. Volg Stap 2 tot en met Stap 5.

Stap 2: Bepaal de golfoploop

Bepaal de golfparameters voor de havendam (H_s , T_p) en helling van het buitentalud ($\tan\alpha$).

Bereken vervolgens de golfoploop die door 2% van de golven wordt overschreden met het rekenmodel PC-Overslag, of bereken dit met de hand:

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_s / L_{op}}}, \text{ waarin } L_{op} = \frac{gT_p^2}{2\pi} \quad (\text{E.9})$$

Hiermee kan de golfloop bepaald worden:

$$z_{2\%} = \min \left[1, 77 \gamma_b \gamma_f \gamma_\beta H_s \xi_{op}; H_s \gamma_f \gamma_\beta (4, 3 - 1, 6 / \sqrt{\xi_{op}}) \right] \quad (\text{E.10})$$

met:

- $z_{2\%}$ = golfplooptniveau dat door 2% van de golven wordt overschreden (m)
- γ_f = reductiefactor voor de invloed van de ruwheid van het talud (-)
- γ_b = reductiefactor voor de invloed van een berm (-)
- γ_β = reductiefactor voor de invloed van scheef inkomende golven (-)

Stap 3: Bepaal de maximaal optredende stuwdruk als gevolg van overslaand water

De maximaal optredende stuwdruk kan als volgt bepaald worden (belasting).

- Voor de *kruin* geldt:

$$\phi_{a,\max,kruin} = 0,9(z_{2\%} - h_c) \quad (\text{E.11})$$

- Voor het *binnentalud* geldt:

$$\phi_{a,\max,binnen} = 0,9z_{2\%} \quad (\text{E.12})$$

Stap 4: Bepaal de kritische stuwdruk van de constructie (sterkte)

Op basis van de constructie-eigenschappen zijn in bijlage H formules afgeleid voor het bepalen van de kritische stuwdruk, $\phi_{a,krit}$, waarbij een uitstekend blok nog net stabiel is. De kritische stuwdruk wordt bepaald volgens onderstaande vergelijkingen (sterkte):

- Als $d_r \leq 0,2B$:

$$\phi_{a,krit} = \frac{2\Delta DB(\cos \alpha + f \sin \alpha)}{C_L 5d_r - fD} \quad (\text{E.13})$$

- Als $d_r > 0,2B$:

$$\phi_{a,krit} = \frac{2\Delta DB(\cos \alpha + f \sin \alpha)}{C_L(2 - B/5d_r)B - fD} \quad (\text{E.14})$$

met:

- Δ = relatieve soortelijke massa van de blokken (-)
- B = breedte van de blokken (m)
- C_L = 0,9
- f = 0,5.

Stap 5: Toets de constructie op een uitstekend blok

Controleer of de maximaal optredende stuwdruk, $\phi_{a,max}$, als gevolg van overslaand water kleiner is dan de maximaal toelaatbare stuwdruk, $\phi_{a,krit}$.

De constructie is *stabiel* als:

$$\phi_{a,max} < \phi_{a,krit} \quad (E.15)$$

De constructie is *niet stabiel* als:

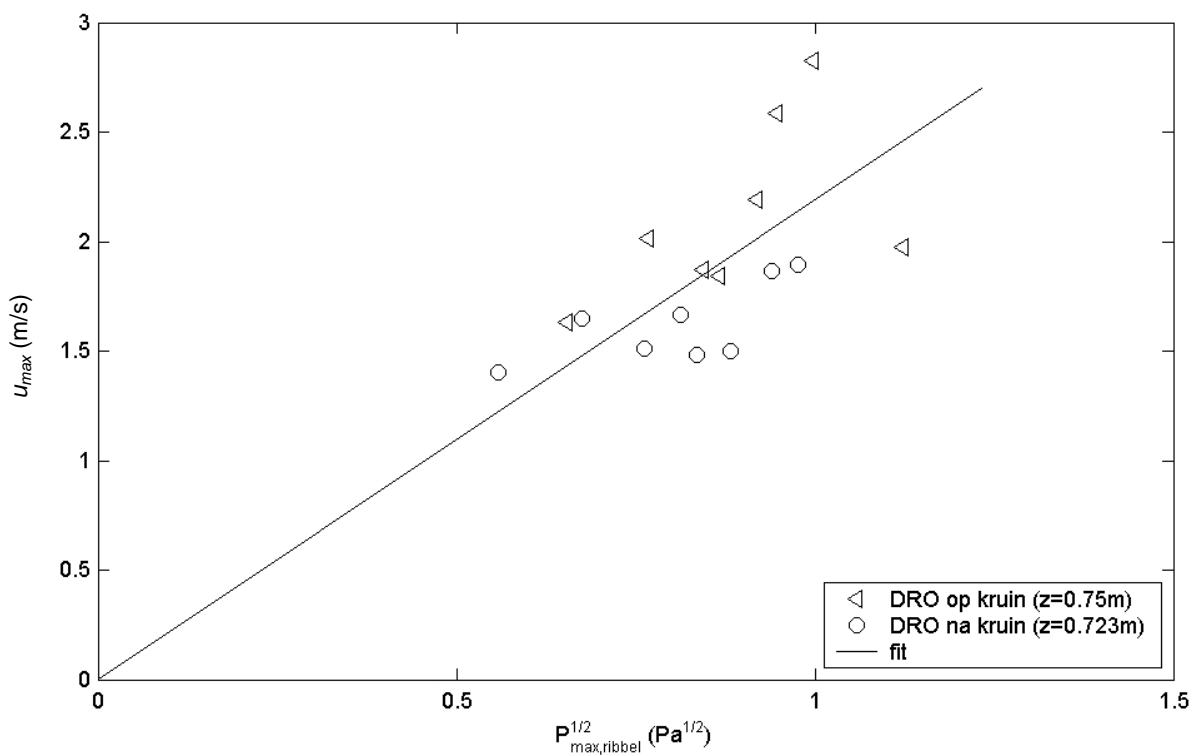
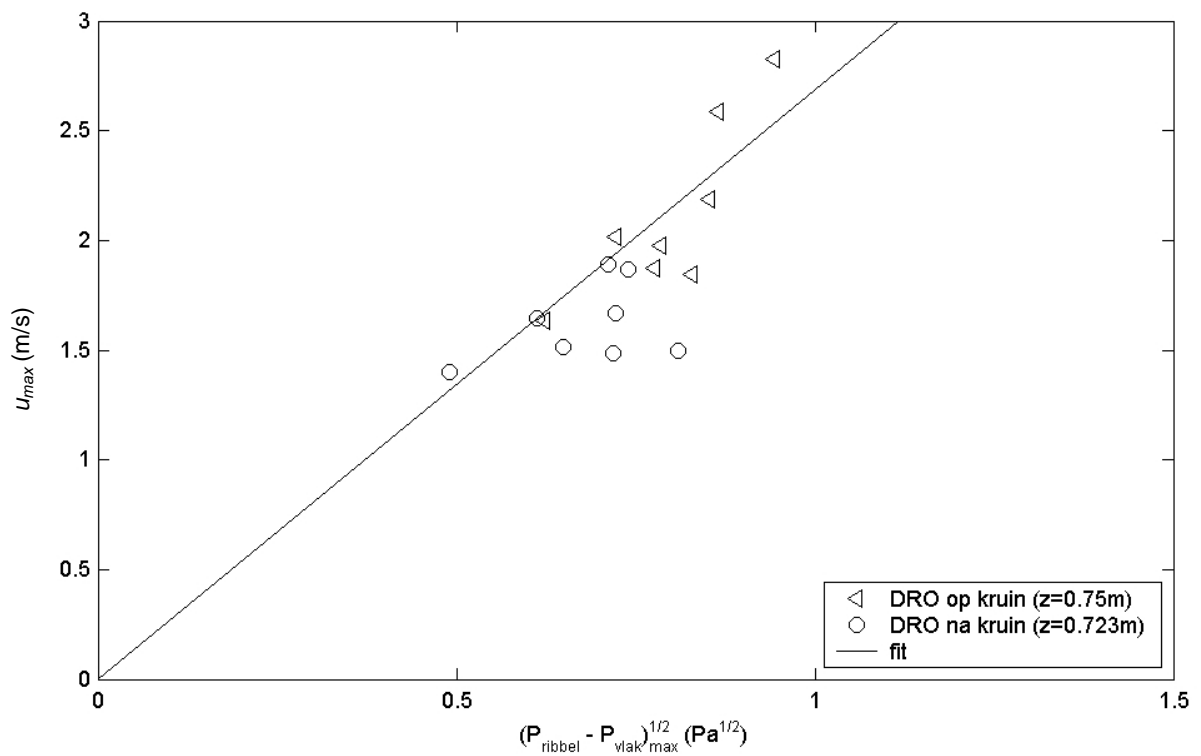
$$\phi_{a,max} \geq \phi_{a,krit} \quad (E.16)$$

De in dit hoofdstuk beschreven toetsmethode kan gezien worden als een conservatieve methode. In de afleiding van de methode (zie bijlage H) zijn veilige aannames gedaan.

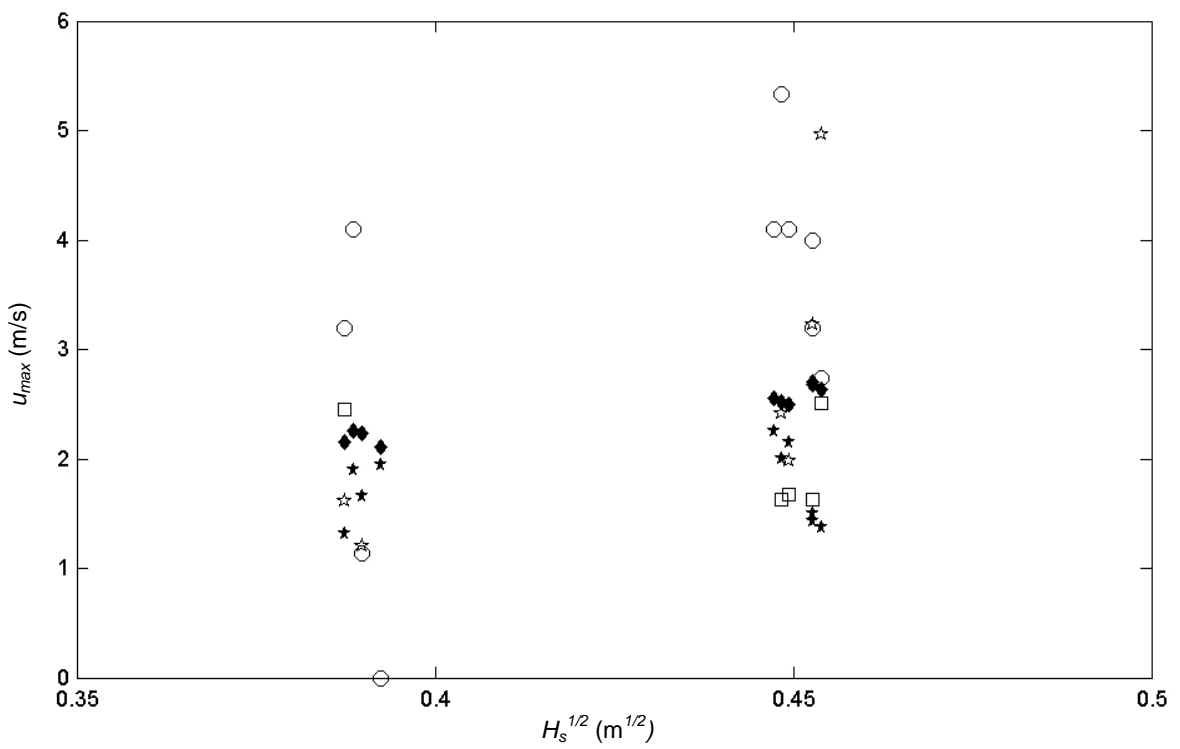
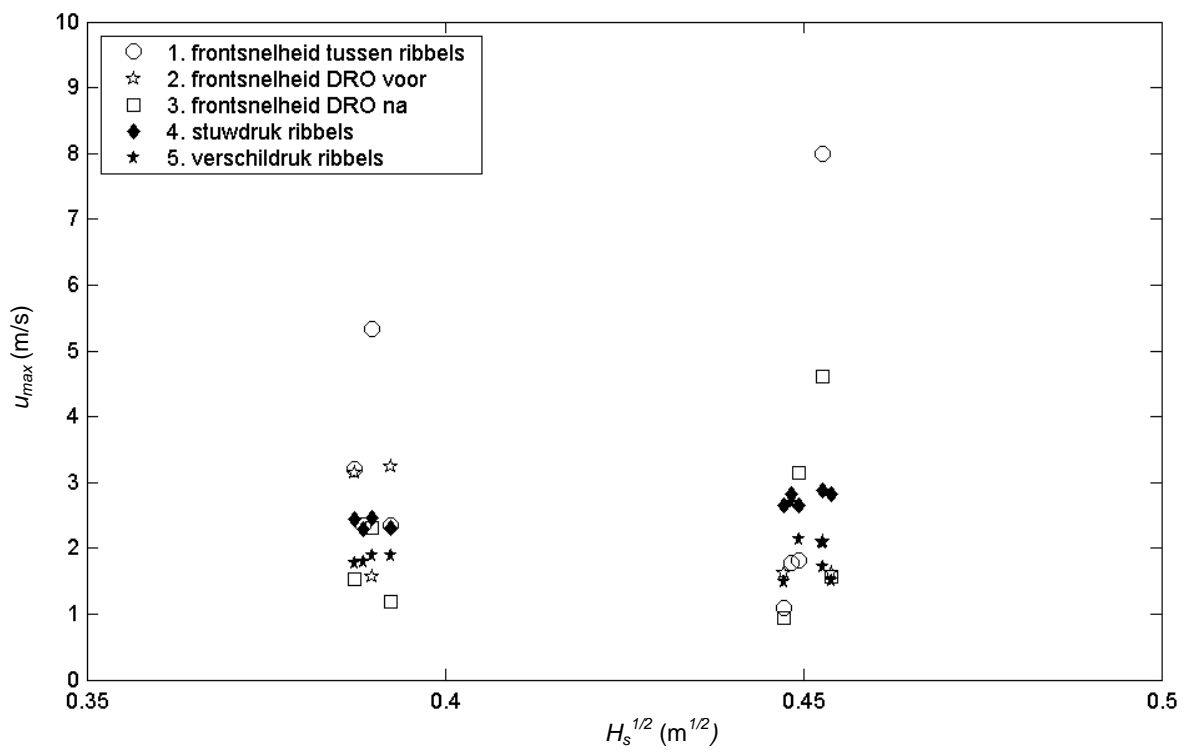
configuratie	Proef	Gemeten						Berekend		
		u_{loc1} (m/s)	u_{loc2} (m/s)	u_{loc3} (m/s)	ξ_{op} (-)	$z_{2\%}$ (m)	$z_{2\%} - h_c$ (m)	u_{max} (m/s)		
							Loc. 1	Loc. 2	Loc. 3	
1	T101	1,9	1,4	2,1	1,7	0,4	0,1	1,2	1,4	1,9
1	T102	2,0	1,9	2,5	2,0	0,4	0,1	1,6	1,8	2,2
1	T103	2,5	1,9	2,6	2,4	0,5	0,2	2,2	2,3	2,7
1	T104	2,3	1,8	2,7	1,7	0,4	0,2	2,0	2,1	2,5
1	T105	2,9	1,9	2,8	2,0	0,4	0,3	2,4	2,5	2,9
1	T106	3,4	2,1	3,1	1,8	0,5	0,3	2,6	2,7	3,0
1	T107	3,1	2,1	3,1	2,1	0,6	0,5	3,0	3,1	3,3
1	T108	3,3	2,2	3,1	2,4	0,7	0,6	3,4	3,5	3,7
1	T109	2,4	2,2	-	1,6	0,4	0,4	2,7	2,8	3,1
1	T110	2,4	2,2	-	1,9	0,4	0,4	2,9	3,0	3,3
1	T111	2,8	2,6	-	1,7	0,5	0,5	3,2	3,3	3,5
1	T112	2,8	2,6	-	1,9	0,6	0,6	3,3	3,4	3,7
1	T113	2,8	2,6	-	2,3	0,7	0,7	3,7	3,8	4,0
1	T114	-	-	-	-	-	0,0	-	-	-
1	T115	-	-	-	-	-	0,0	-	-	-
1	T116	-	-	-	-	-	0,0	-	-	-
2	T201	1,6	1,3	1,7	1,8	0,4	0,1	1,3	1,5	2,0
2	T202	1,6	1,4	1,9	2,0	0,5	0,2	1,8	1,9	2,3
2	T203	1,8	1,5	2,2	2,5	0,6	0,3	2,3	2,4	2,7
2	T204	2,4	2,2	-	1,6	0,4	0,4	2,6	2,7	3,1
2	T205	2,4	2,2	-	1,9	0,4	0,4	2,9	3,0	3,3
2	T206	2,8	2,6	-	1,7	0,5	0,5	3,2	3,3	3,5
2	T207	2,8	2,6	-	2,4	0,7	0,7	3,8	3,9	4,1
2	T208	2,8	2,6	-	2,3	0,7	0,7	3,7	3,8	4,0
2	T209	-	-	-	-	-	0,0	-	-	-
2	T210	-	-	-	-	-	0,0	-	-	-
2	T211	-	-	-	-	-	0,0	-	-	-
3	T301	1,8	1,7	2,1	1,8	0,4	0,1	1,6	1,8	2,2
3	T302	1,9	1,6	2,2	2,0	0,5	0,2	2,0	2,1	2,5
3	T303	1,9	1,8	2,3	2,4	0,6	0,3	2,4	2,6	2,9
3	T304	2,2	1,8	2,7	1,8	0,4	0,2	2,2	2,3	2,7
3	T305	2,2	1,8	2,8	2,0	0,4	0,3	2,4	2,5	2,8
3	T306	2,3	1,9	2,9	1,8	0,5	0,4	2,6	2,7	3,0
3	T307	2,7	2,0	3,0	2,1	0,6	0,5	3,0	3,1	3,4
3	T308	2,8	2,2	3,0	2,4	0,7	0,6	3,4	3,5	3,7
3	T309	2,5	2,0	3,0	1,8	0,5	0,4	2,8	2,9	3,2
3	T310	2,9	2,1	2,9	2,0	0,6	0,5	3,1	3,2	3,5
4	T401	1,1	1,3	1,2	1,4	0,3	0,0	0,9	1,2	1,8
4	T402	1,4	1,4	1,7	1,5	0,3	0,1	1,3	1,5	2,0
4	T403	1,7	1,5	2,4	1,8	0,4	0,2	1,9	2,0	2,4
4	T404	2,8	2,3	3,0	1,3	0,4	0,3	2,3	2,4	2,8
4	T405	2,8	2,7	3,4	1,4	0,4	0,3	2,6	2,7	3,0

Tabel E.2 Gemeten en afgeleide watersnelheden tijdens proeven.

Figuren



Verband stuwdruk bij ribbel en gemeten snelheid. T101-T108
 boven: druk voor ribbel min hydrostatische druk,
 onder: alleen drukmeter bij ribbel



Verband H_s en snelheid voor T109-T113 en T204-T208,
bepaald met verschillende methodes.
boven: op kruin ($z=0.75\text{m}$), onder: na kruin ($z=0.723\text{m}$)

F Invloed locatie van de spleten

F.1 Invloed van locatie van de spleten

Het resultaat van Zsteen is helaas afhankelijk van de toevallige locatie van de blokken t.o.v. het maatgevende stijghoogteverloop op de bekleding. Een kleine verschuiving van het stijghoogteverloop kan ervoor zorgen dat het maximale stijghoogteverschil een zodanige locatie heeft dat er een maximale kracht worden uitgeoefend op een bepaald blok, of dat de kracht verdeeld wordt over twee blokken. Gezien het feit dat het Zsteen-resultaat bepaald wordt door het blok dat de grootste beweging geeft, zal de resulterende beweging beduidend kleiner zijn als de kracht verdeeld wordt over twee blokken. Het gaat hierbij om verschuivingen van maximaal de blokbreedte (paar decimeter). In werkelijkheid zal dit effect veel kleiner zijn door het grote aantal raaien waar een bepaalde golf een belasting geeft, waar in elke raai de blokken of zuilen een beetje anders liggen.

Voor steenzettingen op een gewoon talud worden de Zsteen-berekeningen altijd een aantal malen herhaald met een iets gewijzigde waterstand, zodat de ongunstigste belastinglocatie gevonden kan worden en dus de grootste blokbeweging. Voor havendammen is dat minder goed mogelijk, omdat met het wijzigen van de waterstand tevens de kruinhoogte wijzigt. Bovendien is het ook niet mogelijk om de locatie van de blokken te veranderen, omdat ter plaatse van de binnenkruinlijn en buitenkruinlijn altijd een spleet moet zitten.

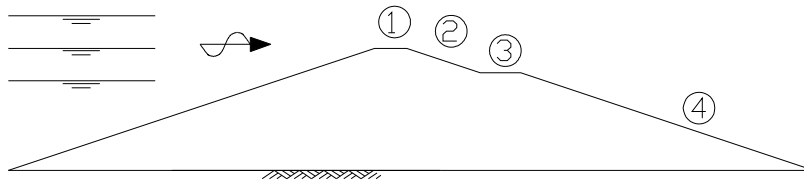
Om een indruk te krijgen van de grootte van de afwijkingen die kunnen ontstaan door deze problematiek, is opnieuw gekeken naar de figuren B.23 tot en met B.28 uit bijlage B. In deze figuren zijn de resultaten van de Zsteen-berekeningen gepresenteerd, waarbij er series met gelijke geometrie, waterstand en golfsteilheid zijn weergegeven met een bepaald symbool. De series zijn tot stand gekomen door de golfcondities steeds hoger te maken door middel van de schaalfactor. Men kan verwachten dat dit een gelijkmatige trend geeft van steeds toenemende blokbeweging. Door de invloed van de spleetlocatie verloopt deze trend echter niet vloeiend en zijn er specifieke rekenresultaten die wat uit de toon vallen. In de bovenste grafiek van figuur B.23 ligt bijvoorbeeld de blauwe ster bij $H_s/\Delta D \approx 4,5$ ca. 35% te laag en is er een spreiding in de rode sterren van ongeveer 30%. In de onderste grafieken is er een spreiding in de rode sterren van ongeveer 25%. In de bovenste grafiek van figuur B.24 ligt de blauwe ster bij $H_s/\Delta D \approx 5,2$ ca. 30% te laag.

Op grond van dergelijke constatering wordt geconcludeerd dat het rekenresultaat van afzonderlijke berekeningen ca. 0 tot 40% te laag kan liggen. Vooral als de blokbeweging klein is kan de afwijking relatief groot zijn, zelfs groter dan 40%, maar die zijn minder relevant voor het toetsen van de bekleding.

Daarom is in hoofdstuk 6 geadviseerd om geen conclusies te trekken op basis van slechts één Zsteen-berekening, maar altijd een behoorlijk aantal berekeningen te maken met iets gewijzigde geometrie en golfcondities en de conclusie te baseren op het ongunstigste resultaat. De in dit verslag afgeleide toetsmethode is gebaseerd op series van 5 à 10 berekeningen waar steeds de ongunstigste beschouwd zijn.

F.2 Locatie van de blokbeweging

Voor het opstellen van een verfijndere toetsmethode voor havendammen is gebruik gemaakt van met Zsteen berekende blokbewegingen. Hierbij is onderscheid gemaakt in 4 secties, weergegeven in onderstaande figuur:



1. Kruin
2. Binnentalud
3. Berm aan binnenzijde
4. Talud onder berm

De keuze van bovenstaande secties is gebaseerd op een scheiding die in de Zsteen-berekeningen is aangebracht. In deze paragraaf is gekeken waar de blokbeweging binnen de hierboven beschreven secties is opgetreden.

In figuur F.1 tot en met figuur F.4 is voor de golfcondities waarbij er volgens Zsteen blokbeweging optreedt, aangegeven waar de blokbeweging is opgetreden. Op de horizontale as is de brekerparameter ξ_{op} uitgezet. Op de verticale as staat de dimensieloze locatie waar de grootste blokbeweging is opgetreden. Voor de kruin en de binnenberm is de dimensieloze locatie gedefinieerd als de afstand van het meest bewegende blok tot de zeewaartse rand van de kruin of berm, gedeeld door de totale breedte van de kruin of berm. Voor het binnentalud is steeds het niveau van het meest bewegende blok, ten opzichte van de stilwaterlijn, gedeeld door de golfhoogte weergegeven. Steeds gaat het om het midden van het bovenoppervlak van het meest bewegende blok.

In de legenda van de figuren is onderscheid gemaakt tussen de verschillende kruinhoogten (indicatieve waarden). En verder is er onderscheid gemaakt tussen een lange en een korte leklengte.

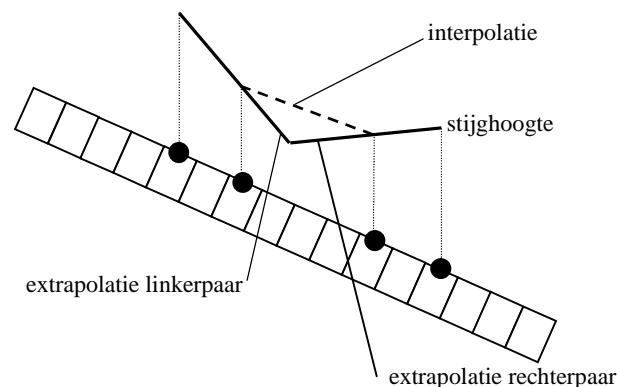
De horizontale gestreepte lijnen in figuur F.1 en F.3 geven de locatie van de drukopnemers in het Scheldegootonderzoek weer.

Uit figuur F.1 blijkt dat op de kruin de blokbeweging verspreid over de volle kruinbreedte is opgetreden. Het zwaartepunt van de bewegingen lijkt voor een onder water gelegen kruin ($h_c/H_s = -1$) iets naar achteren te liggen, terwijl voor een kruin op of boven de waterlijn ($h_c/H_s = 0$ en $0,5$) de bewegingen vooral op de voorste helft van de kruin plaatsvinden.

In de figuur valt verder op dat de grootste beweging soms tussen de drukopnemers plaatsvindt, terwijl op basis van een lineaire interpolatie van de druk tussen de

drukopnemers men zou verwachten dat de blokbeweging zich zou concentreren rond de locaties van de drukopnemers.

Dit is een gevolg van het feit dat in deze Zsteen-versie eenzelfde extrapolatie van het stijghoogteverloop op de toplaag bij blokbeweging wordt gebruikt als in de gewone Zsteen (zie figuur F.2.1). Deze extrapolatie wordt toegepast als een blok in beweging komt en maakt gebruik van de twee drukopnemers links van een bewegend blok (linker paar) en de twee drukopnemers rechts van een bewegend blok (rechter paar). Het stijghoogteverloop tussen elk paar drukopnemers wordt geëxtrapoleerd naar het gebied tussen de paren (waar het blok beweegt). Als de extrapolatie van links en van rechts een snijpunt geeft dat lager ligt dan de stijghoogte volgens een lineaire interpolatie tussen de drukopnemers direct naast het bewegende blok, dan wordt die stijghoogte gebruikt om opnieuw de blokbeweging te berekenen.



Figuur F.2.1 Schematisatie van het stijghoogteverloop in Zsteen tussen twee drukopnemers als er sprake is van blokbeweging

In figuur F.2 is te zien dat de bewegingen op het binnentalud vooral optreden nabij de kruin, behalve bij een aantal situaties met een lange leklengte. De combinatie van een lange leklengte met een kruin gelijk aan de waterlijn geeft iets vaker de grootste blokbeweging op $-0,8 < h_{\text{blok}}/H_s < -0,6$ dan vlak onder de kruin. Een lange leklengte in combinatie met een kruin boven water ($h_c/H_s = 0,5$) geeft de grootste blokbeweging ter plaatse van de waterlijn. Voor de situatie met een kruin ver onder water ($h_c/H_s \approx -1$) treden de grootste bewegingen soms op bij $h_{\text{blok}}/H_s > -1$, hetgeen niet mogelijk lijkt (locatie boven de kruin). Dit klopt echter toch, omdat tijdens de proeven h_c/H_s vaak niet precies -1 was, maar ook wel eens $-0,95$ (zie tabel G.2).

Op de binnenberm zijn alleen blokbewegingen berekend bij een lange leklengte (zie figuur F.3). De grootste blokbeweging blijkt bij een lange leklengte verspreid over de gehele berm op te treden.

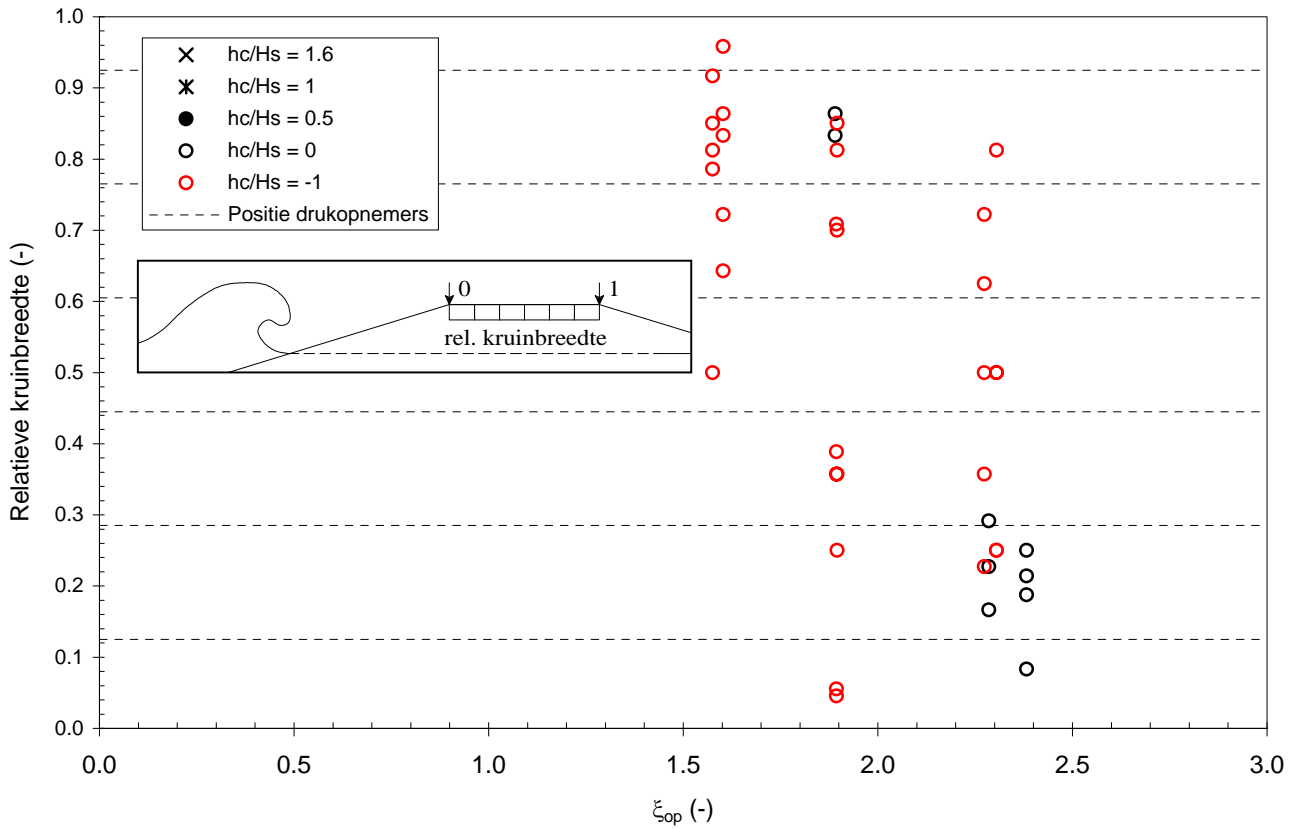
In figuur F.4 is te zien dat de blokbeweging op het binnentalud onder de binnenberm optreedt op een niveau van $-0,25 < h_{\text{blok}}/H_s < -0,45$ terwijl bij deze berekeningen $h_c/H_s \approx 0,5$ en $h_b/H_s \approx 0,25$ ($H_s \approx 0,2$ m; $h = 0,65$ m; $h_c = 0,75$ m; $h_b = 0,60$ m). Dit betekent dat de blokbeweging vlak onder de berm is opgetreden.

Uit bovenstaande analyse kan geconcludeerd worden dat de grootste blokbeweging optreedt in de volgende zone:

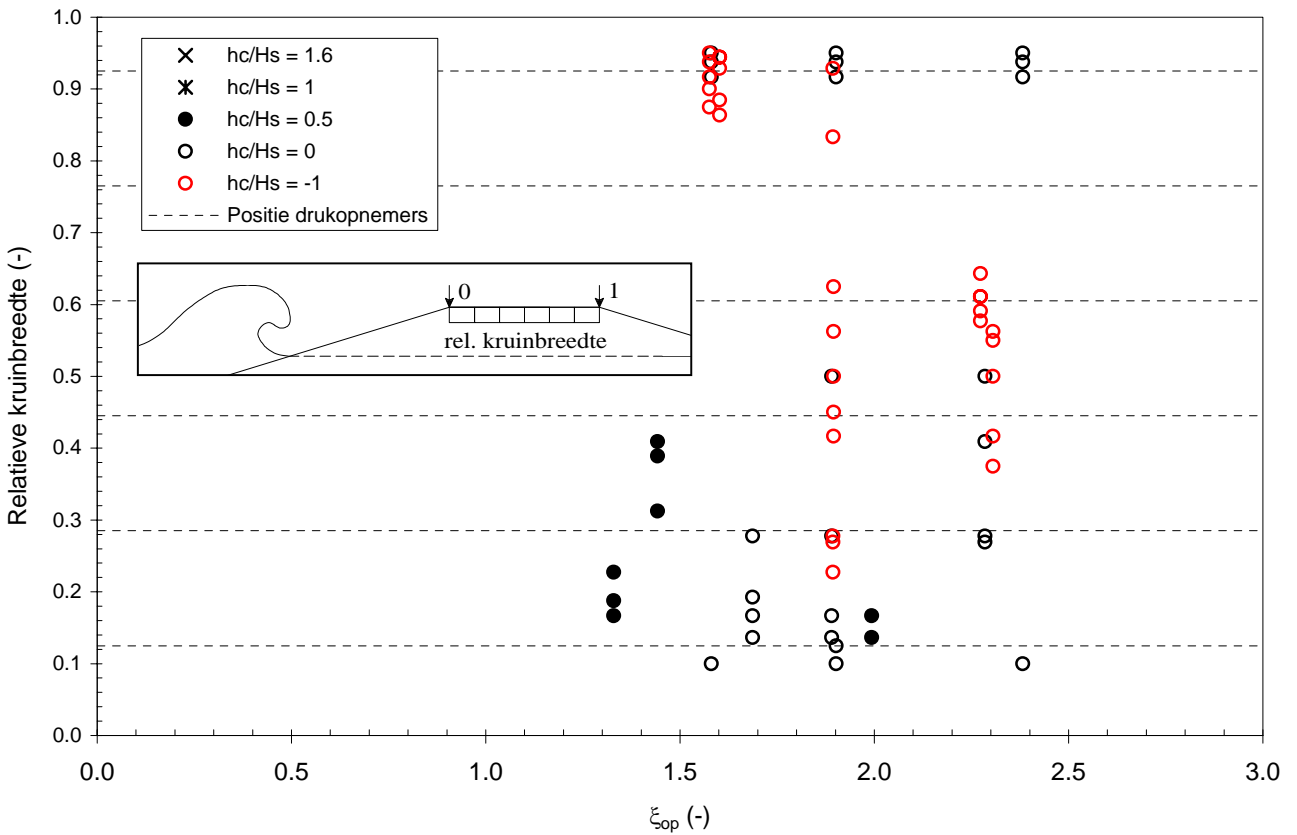
- bovengrens: kruinhoogte of stilwaterlijn (hoogste van beide)
- ondergrens: $0,8H_s$ onder de waterlijn

Figuren

KORTE LEKLENGTE



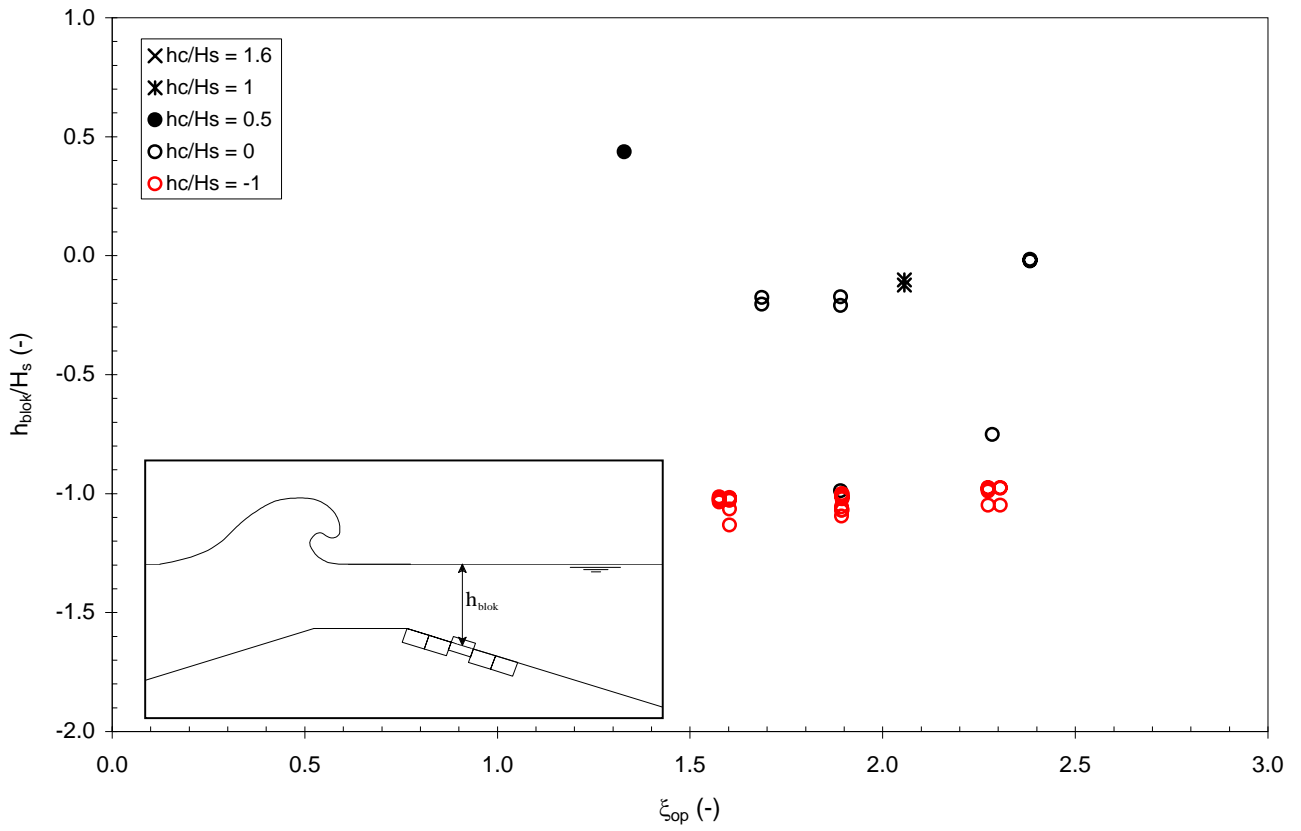
LANGE LEKLENGTE



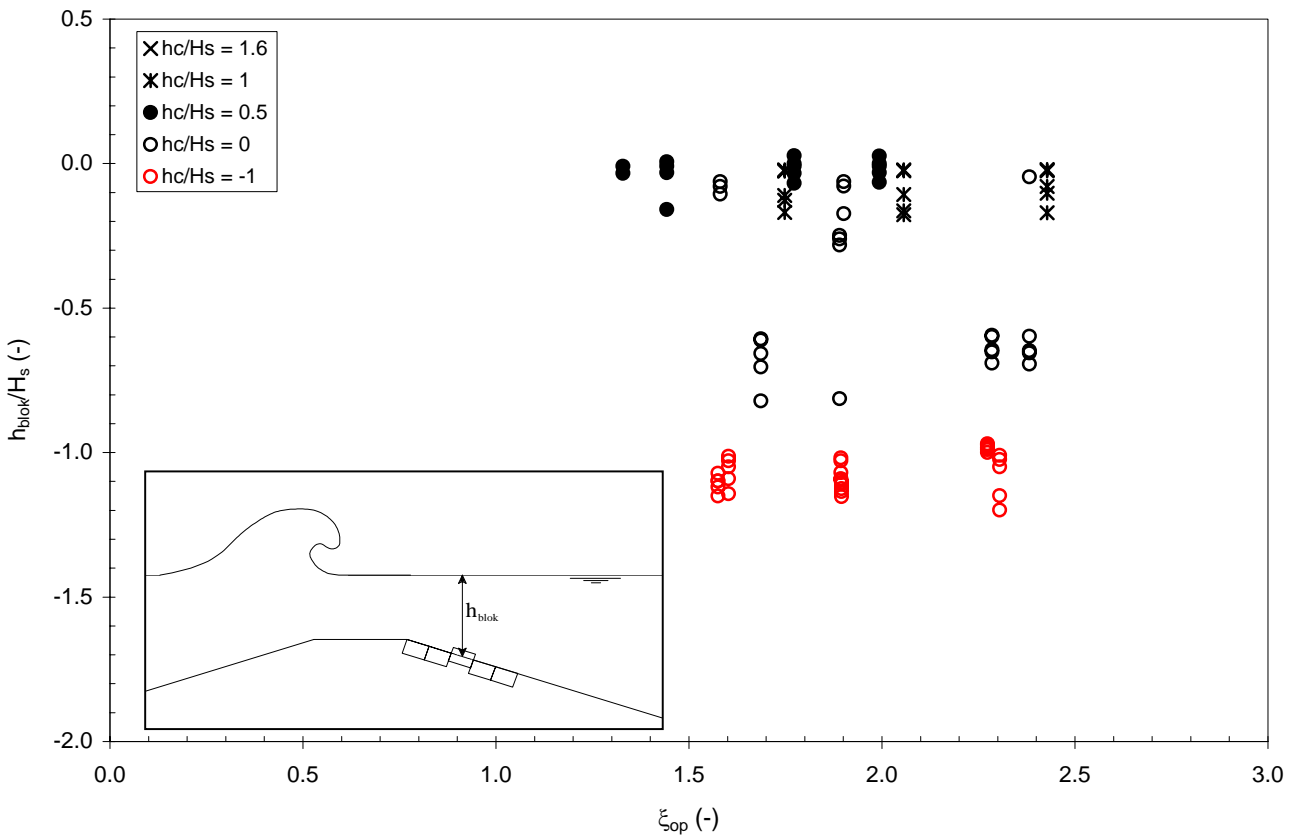
Locatie van de berekende blokbeweging
voor een lange en korte lek lengte

KRUIJN

KORTE LEKLENGTE



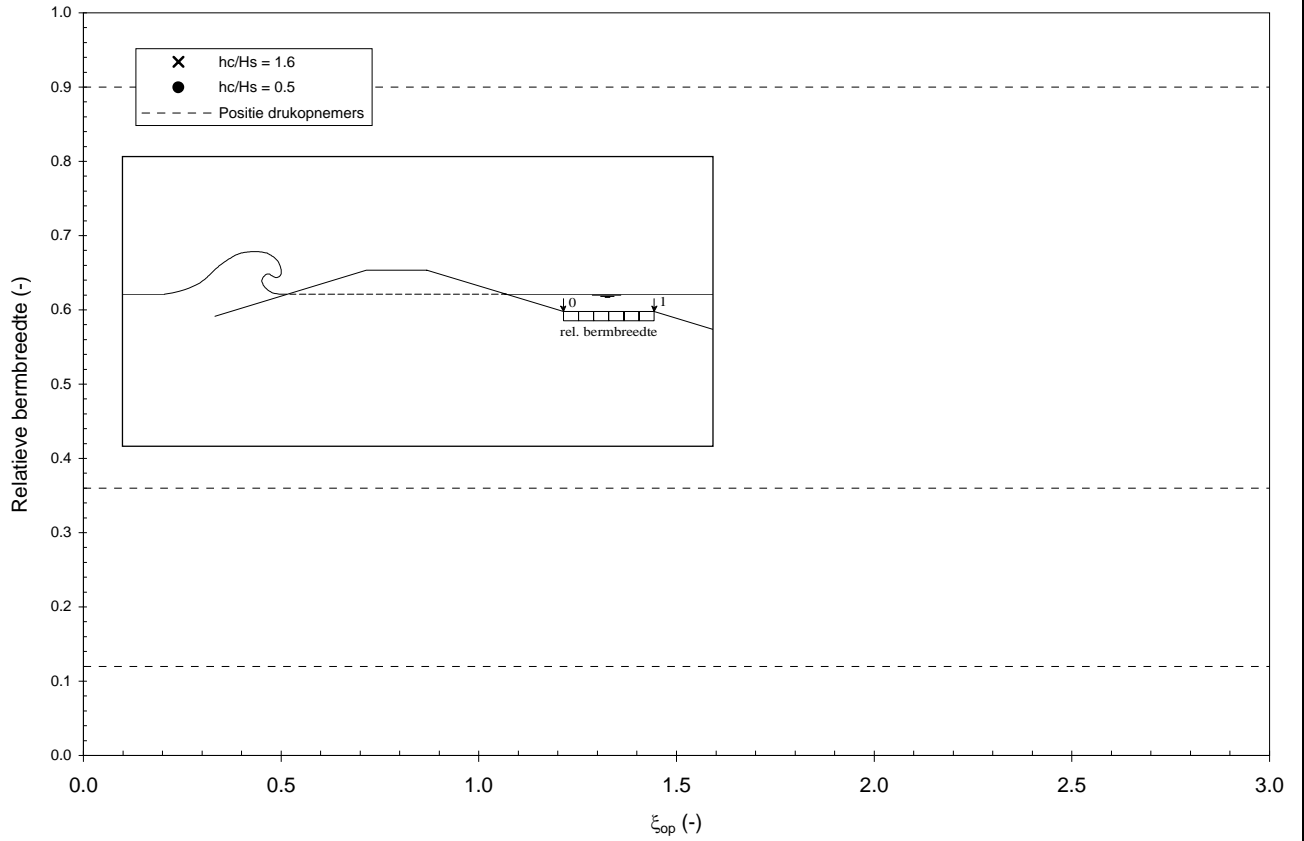
LANGE LEKLENGTE



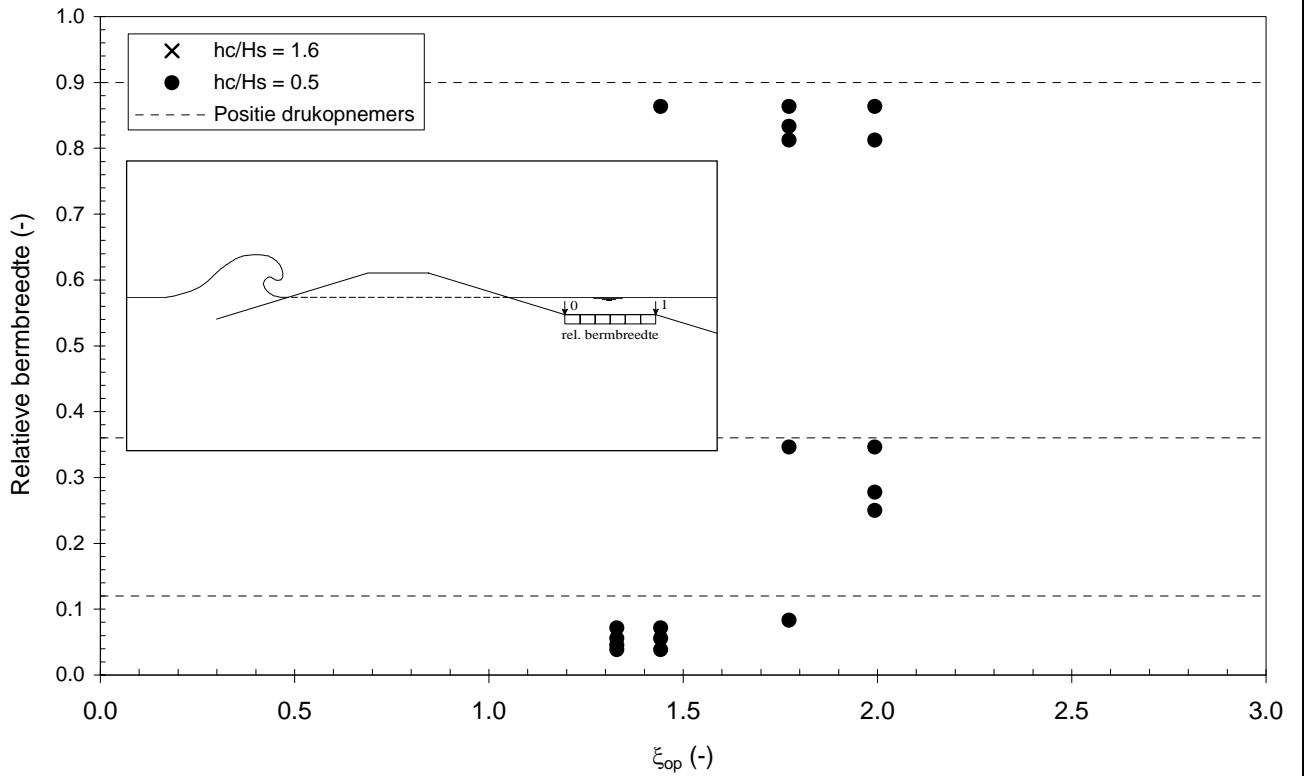
Locatie van de berekende blokbeweging
voor een lange en korte lek lengte

BINNENTALUD

KORTE LEKLENGTE



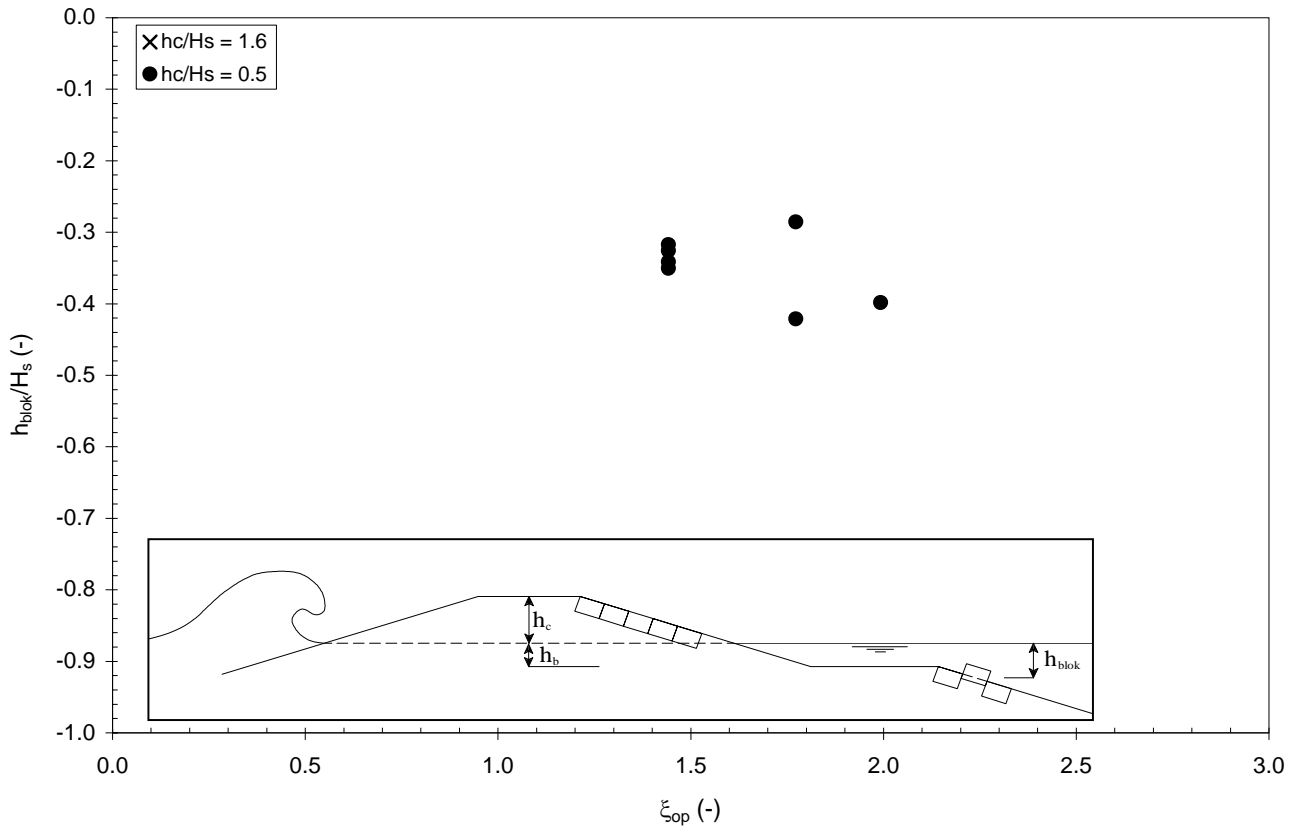
LANGE LEKLENGTE



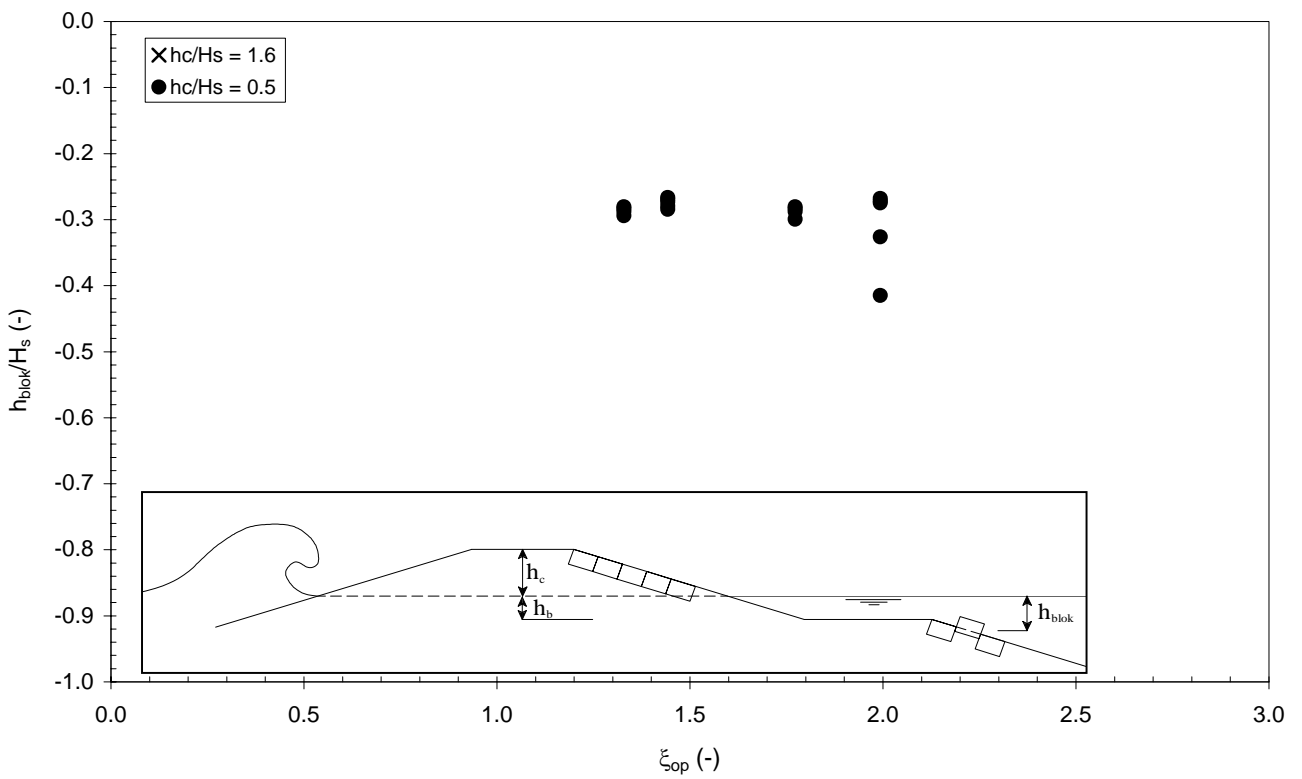
Locatie van de berekende blokbeweging
voor een lange en korte lek lengte

BERM

KORTE LEKLENGTE



LANGE LEKLENGTE



Locatie van de berekende blokbeweging
voor een lange en korte lek lengte

TALUD ONDER BERM

G Kleinschalig modelonderzoek

G Kleinschalig modelonderzoek

Het kleinschalig modelonderzoek had als primair doel om de druk op de kruin en het binnentalud van diverse havendammen te leveren in de vorm van drukbestanden. Deze drukbestanden bevatten de gemeten druk (stijghoogte) als functie van de tijd op vele locaties op de havendam en vormen de input voor het rekenmodel Zsteen, waarmee het stijghoogteverschil over een steenzetting op de havendam en de blokbeweging berekend kan worden.

De schaal van de proeven was ongeveer 10 à 15.

G.1 Modelopstelling

Voor het verkrijgen van de drukbestanden zijn voor vier configuraties kleinschalige modelproeven uitgevoerd. Een dwarsdoorsnede van het model is gegeven in figuur B1 in bijlage B 'Figuren'. Iedere configuratie is getest voor verschillende hydraulische randvoorwaarden. De vier configuraties die getest zijn kunnen als volgt worden samengevat:

Configuratie 1: Havendam met buitentalud van 1:3 en binnentalud van 1:3, waarbij de overgang van buitentalud naar kruin en van kruin naar binnentalud rond is gemaakt. De dwarsdoorsnede van deze configuratie is gegeven in figuur B2 in bijlage B 'Figuren'.

Configuratie 2: Havendam met buitentalud van 1:3 en binnentalud van 1:3; de kruin had een breedte van 20 cm en de bovenzijde was vlak. De dwarsdoorsnede van deze configuratie is gegeven in figuur B3.

Configuratie 3: Havendam met buitentalud van 1:3 en binnentalud van 1:3 met een 25 cm brede binnenberm op 15 cm onder de kruin. De dwarsdoorsnede van deze configuratie is gegeven in figuur B4.

Configuratie 4: Havendam met buitentalud van 1:4 en binnentalud van 1:3 met een 25 cm brede binnenberm op 15 cm onder de kruin. De dwarsdoorsnede van deze configuratie is gegeven in figuur B5.

Gezien de schaal van 1:10 à 1:15 komt deze geometrie overeen met een prototype met kruinbreedte van 2 à 3 m en een binnenberm op 1,5 à 2,2 m onder de kruin met een breedte van 2,5 à 3,7 m.

De constructie is met verticale houten schotten die volledig gevuld zijn met fijn grind zo stijf mogelijk gemaakt. Om trillingen als gevolg van golfklappen te minimaliseren is voor alle configuraties het zeewaartse talud vervolgens afgestroken met cementmortel (dikte \approx 50 mm), zoals is weergegeven op figuur C1 in bijlage C 'Foto's'. De locatie van de constructie in de goot is zo gekozen, dat deze lag in het gedeelte waarbij de meeste ondersteuning in de goot aanwezig was en zo dus de kans op trillingen geminimaliseerd werd. De teen van de constructie lag op 32.90 m (bij 1:3 talud) en op 32.15 m (bij 1:4 talud) van het golfshot. Het binnentalud is uitgevoerd in watervast multiplex (dikte = 18 mm). Om de waterstand voor en achter de constructie gelijk te houden zijn onder de constructie van voor naar achter

4 PVC-buizen ($\varnothing 125$ mm) geplaatst ten behoeve van het terugvoeren van de golfoverslag, die in werkelijkheid via de havenmond terugstroomt. Om de stroming door de buizen te minimaliseren was ook een opvangbak aan het einde van de goot geplaatst (achter de golfdemping) op de hoogte van de waterlijn met een pomp hierin. Bij het vollopen van de opvangbak werd het water terug gepompt en weer ingelaten net voor het golfschot.

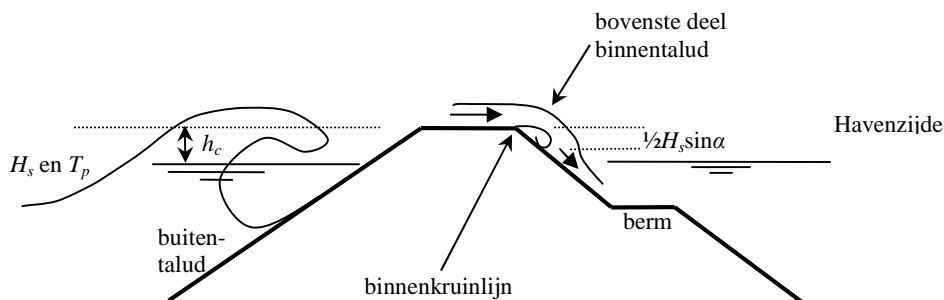
Aan het einde van de goot was een metalen golfdemper geplaatst om ongewenste reflecties tegen de gootwand te minimaliseren. De proeven zijn uitgevoerd met de horizontale bodem van de golfgoot. De schaal van het model was circa 1:10 tot 1:15 (in vergelijking tot de meeste Nederlandse havendammen).

G.2 Metingen

G.2.1 Drukopnemers

De drukopnemers zijn gemonteerd in een aluminium plaat met een dikte van 8.3 mm. De aluminiumplaat is bevestigd op een houten skelet dat verankerd is in het grind en de cementmortel van het talud. In de aluminiumplaat zijn voor Configuratie 1 en Configuratie 2 20 drukopnemers gemonteerd. Voor Configuratie 3 en Configuratie 4 zijn 22 drukopnemers gemonteerd. De meeste drukopnemers zijn dicht bijeengeplaatst in het gebied waar de grootste belasting te verwachten is. De bovenzijde van al deze drukopnemers lag gelijk met het talud. Voor het bepalen van de meest interessante locatie voor de drukopnemers is gebruik gemaakt van de beschrijving van de maatgevende fysische processen zoals gerapporteerd door Klein Breteler (2002). Zowel op de kruin, als direct achter de binnenkruinlijn is het te verwachten dat er tijdens golfoverslag grote drukfluctuaties en stijghoogtefronten ontstaan, die een bedreiging kunnen zijn voor de stabiliteit van steenzettingen (zie figuur G.1). Het gaat daarbij om het stuk binnentalud net onder de kruin tot een niveau van $h_c - \frac{1}{2}H_s \sin \alpha$ (met: h_c = kruinhoogte t.o.v. de stilwaterlijn; H_s = significante golfhoogte aan de zeezijde van de havendam; α = helling binnentalud).

Teneinde de afmetingen van het stijghoogtefront op de kruin goed te kunnen meten, was het ook noodzakelijk een drukopnemer net voor de kruin op het buitentalud te plaatsen. Verder zou er een belasting van betekenis kunnen optreden op het binnentalud net onder de waterlijn. Hier ontstaat een bijzondere situatie waarbij de tong van de golfoverslag in het water aan de havenzijde schiet.



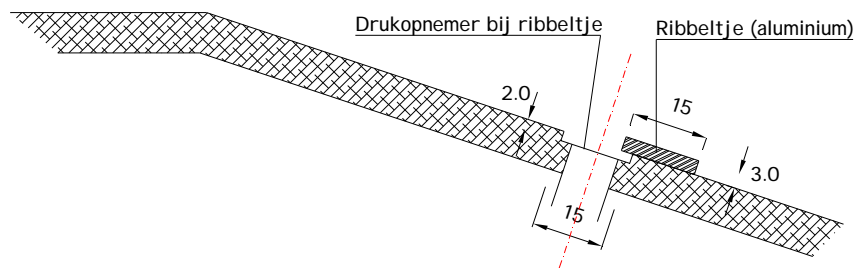
Figuur G.1 Definitie van buitentalud, binnenkruinlijn en berm

Verder is er weinig bekend over de belasting op een berm en zou net onder de berm eenzelfde situatie kunnen ontstaan als net onder de binnenkruinlijn. Ook daar zijn daarom drukopnemers geplaatst in het schaalmodel.

Daarnaast zijn voor alle configuraties 3 extra drukopnemers geplaatst die de invloed van een onvolkomenheid in het talud meten. Gedacht moet worden aan enkele verzakte stenen in de steenzetting of stenen die wat omhoog uitsteken. Hierdoor ontstaat een ribbel in het taludoppervlak van bijvoorbeeld enkele centimeters hoog. In het schaalmodel is dat weergegeven met een ribbeltje van enkele millimeters.

Hier toe zijn op drie locaties de drukopnemers 2 mm verzonken in het talud met hierachter een ribbeltje van 3 mm hoog. Dit is weergegeven in onderstaande schets en op onderstaande foto van het model. In het model is de ribbelhoogte t.o.v. de drukopnemer dus 5 mm hoog, wat in het prototype neerkomt op ongeveer 5 tot 8 cm, afhankelijk van de schaal.

In Figuur B9 in bijlage B 'Figuren' zijn de locatie van deze drukopnemers in de instrumentplaat aangegeven.



Figuur G.2 Schets van de drukopnemer met ribbeltje



Figuur G.3 Detailfoto van de drukopnemer met ribbeltje

De gebruikte drukopnemers zijn niet allemaal van hetzelfde type vanwege beperkte beschikbaarheid, zie tabel A1. In de opstelling zaten twee typen: Kulite, type HKM-134-374-1-BAR-VG (3 stuks) en Druck type PDCR42 (22 stuks) met een effectief cirkelvormig meetoppervlak met een diameter van 4 mm. De Kulite type drukopnemers zijn gebruikt voor het meten van de drukken ter plaatse van de ribbels. Alle meters hebben een meetbereik van -10V tot +10V. Drukopnemers DRO01 tot en met DRO09 waren ingesteld op 2 mbar/V wat overeenkomt met een bereik van -20 mbar tot +20 mbar ten opzichte van de gemiddelde

waterstand. De overige drukopnemers (DRO09 tot met DRO25) waren ingesteld op 4 mbar/V.

G.2.2 Snelheidsmeters en laagdiktemeters

Als de steenzetting niet helemaal vlak is gezet, maar er stenen enkele centimeters uitsteken, wordt de snelheid van het overslaande water belangrijk. Dit geeft een belasting zoals gekwantificeerd in bijlage E.

De snelheid is op drie locaties gemeten: één op de kruin en op twee niveaus op het binnentalud.

De snelheden zijn gemeten met een micromolen met een diameter van circa 10 mm. Deze micromolens zijn in staat snelheden te meten van 0.5 m/s tot 4 m/s voor waterlagen groter dan 2 mm. Omdat de ijking van deze instrumenten sterk afhankelijk is van de dikte van de watertong, zijn ter hoogte van de snelheidsmeters ook waterlaagdiktemeters geplaatst. Deze laagdiktemeters zijn loodrecht op het talud geplaatst en kunnen waterlaagdiktes meten tussen 2 en 100 mm. De snelheidsmeters en laagdiktemeters zijn op dezelfde hoogte geplaatst als de drukopnemers die zijn voorzien van een ribbel. Omdat de micromolens erg gevoelig zijn en geen golfklappen kunnen weerstaan, zijn deze meters weggehaald als de waterstand gelijk of hoger was dan de kruin ($h_c/H_s \geq 0$). In tabel A5 in bijlage A is een overzicht gegeven welke laagdiktemeter en snelheidsmeter aanwezig (aangegeven met 'x') of afwezig (aangegeven met '-') was bij elke proef.

G.2.3 Golfhoogtemeters

Naast de drukken zijn de golven gemeten, zowel voor de constructie als achter de constructie (transmissie). Hiervoor is gebruik gemaakt van 2 sets van 3 golfhoogtemeters, waarbij de eerste set geplaatst is op ongeveer 9 m van het golfschot en de tweede set golfhoogtemeters achter de constructie (transmissie). De gemeten spectra van de inkomende en gereflecteerde golven is gescheiden, gebruikmakend van de theorie van Mansard en Funke (1980). Alle spectrale gemeten golfcondities zijn gecorrigeerd voor gereflecteerde golven.

G.2.4 Bemonsteringsfrequentie

Aangezien tijdens dit onderzoek geen golfklappen gemeten werden was het niet nodig om een hoge bemonsteringsfrequentie te kiezen, zoals dit in de golfklappenstudie is gedaan. In overleg met de opdrachtgever is vastgesteld dat een bemonsteringsfrequentie van 100 Hz voor deze proeven ruim voldoende is. Teneinde 'aliasing' te voorkomen zijn alle signalen met een laagdoorlaatfilter gefilterd op een frequentie gelijk aan de helft van de bemonsteringsfrequentie. Dit is gedaan door middel van analoge filters met een laagdoorlaatfrequentie van 50 Hz. Voor 10 proeven van Configuratie 1 ($h_c/H_s = 2, 1, 0.75$ en $h_c/H_s = 0$ met $H_s = 0.15$ m) stond het laagdoorlaatfilter per abuis op 25 Hz.

G.3 Faciliteit

De proeven zijn uitgevoerd in de Scheldegoot van WL | Delft Hydraulics. Deze golfgoot heeft een lengte van 55 m, een breedte van 1 m, en een hoogte van 1.2 m. De faciliteit is

voorzien van een golfschot voor het opwekken van regelmatige (monochromatische) en onregelmatige (random) golven. De proeven zijn uitgevoerd met gebruikmaking van een tweede-orde methode voor opwekking van onregelmatige golven. Dat wil zeggen dat in de sturing van het golfschot de tweede-orde effecten van de eerste hogere en eerste lagere harmonische componenten van het golfveld zijn verdisconteerd. Toepassing van tweede-orde sturing is vooral van belang voor relatief steile golven tot een golfsteilheid van $s_{op} = 9.3.10^{-3}$. Alle proeven vielen binnen dit criterium en zijn daarom uitgevoerd gebruikmakend van tweede-orde sturing. De basis van dit golfopwekkingssysteem is beschreven in Klopman en Van Leeuwen (1990), Van Leeuwen en Klopman (1996), en Van Dongeren e.a. (2001). Daarnaast is de golfgenerator voorzien van een actief golfabsorptiesysteem (ARC) om re-reflectie van golven op het golfschot te minimaliseren. Het re-reflecteren van golven op het golfschot wordt voorkomen door naar het golfschot toelopende gereflecteerde golven (waterstandsverschillen) te meten en de beweging van het golfschot zodanig aan te passen dat aankomende golven geabsorbeerd worden.

G.4 Proevenprogramma

In totaal zijn voor de vier geteste configuraties 42 testen verdeeld over drie golfsteilheden, namelijk: $s_{op} = 0.02$, $s_{op} = 0.03$ en $s_{op} = 0.04$. De proeven zijn uitgevoerd met verschillende waterdiepten. Om schaafeffecten te minimaliseren is daarbij een zo groot mogelijke golfhoogte gebruikt. Dit resulteerde voor de lagere waterstanden en de steilste golven ($s_{op} = 0.04$) in relatief veel brekende golven voor het golfschot. Dit was de oorzaak dat voor enkele proeven de gemeten golfhoogte iets lager was dan de gewenste golfhoogte.

config.:	relatieve kruinhoogte, h_c/H_s						
	2,00	1,65	1,00	0,75	0,50	0,00	-1,00
1	$H_s = 0,15$		$H_s = 0,15$	$H_s = 0,20$		$H_s = 0,20$ $H_s = 0,15$	$H_s = 0,15$
2	$H_s = 0,15$					$H_s = 0,20$ $H_s = 0,15$	$H_s = 0,15$
3		$H_s = 0,15$	$H_s = 0,15$	$H_s = 0,20$	$H_s = 0,20$		
4		$H_s = 0,15$			$H_s = 0,20$		

Tabel G.1, Proevenprogramma (steeds zijn 3 proeven uitgevoerd met verschillende golfsteilheden)

In tabel G.1 zijn de golfhoogten (afgeronde waarden) en relatieve kruinhoogten van de uitgevoerde proeven vermeld. Vrijwel elke combinatie van golfhoogte en relatieve kruinhoogte betreft 3 proeven met de genoemde drie golfsteilheden.

Volgens de oude toetsmethode voor havendammen (Klein Breteler, 2002) is de grootte en de aard van de belasting afhankelijk van de relatieve kruinhoogte, waarbij er overgangen zijn bij $h_c/H_s = 1, 0, -1$ en -3 (h_c is de kruinhoogte van de havendam t.o.v. de waterlijn en H_s is de significante golfhoogte bij de teen van de havendam). Voor de praktijk is de range van $h_c/H_s = 2$ à 2.5 (kruin ver boven water) tot $h_c/H_s = -1$ à -1.5 (kruin ver onder water) vooral relevant. In het huidige proevenprogramma zijn proeven uitgevoerd in een range van $h_c/H_s =$

-1.0 tot $h_c/H_s = 2.0$. In tabel G.2 is het complete testprogramma met bijbehorend proefnummer weergegeven. In totaal zijn 42 proeven uitgevoerd.

Per proef zijn in totaal ongeveer 1000 golven gegenereerd met een PIERSON-MOSKOWITZ golfspectrum. De proeven met $h_c/H_s = 2.0$ voor Configuratie 1 zijn per abuis uitgevoerd met een JONSWAP-spectrum. De invloed van het spectrum op de gemeten drukken wordt voor deze proeven echter verwaarloosbaar geacht.

G.5 Resultaten

G.5.1 Meetsignalen

De gemeten golfcondities tijdens de proeven voor de 4 configuraties zijn weergegeven in tabel G.2. De significante golfhoogte, H_s , in de tabel zijn gebaseerd op de basis van spectrale analyse (H_{m0}). De ξ_{op} -waarden zijn bepaald volgens $\tan \alpha / \sqrt{H_s / (g / 2\pi T_p^2)}$ (met $\alpha =$ helling van zeewaarts talud). Alle golfcondities (ook de gemeten transmissie) zijn bepaald op basis van het inkomende tijdsignaal. De inkomende en gereflecteerde spectra zijn gescheiden, gebruikmakend van de theorie van Mansard en Funke (1980).

In tabel G.3 is de gemeten golfhoogte en golfperiode van de getransmitteerde golf weergegeven. Het valt op dat de piekperiode, T_p , meestal kleiner is dan 3 s, maar soms ongeveer 11 s is. Deze hoge piekperiode wordt vooral gemeten als de golfhoogte zeer klein is (kleiner dan 1 cm). Er zijn dan zo weinig golven dat er alleen nog een kleine schommeling overblijft met een periode overeenkomend met de resonantiefrequentie van het water achter de havendam. Afhankelijk van de waterdiepte heeft deze resonantie een periode van $T_p = 10$ à 12 s.

Tijdens alle proeven is de werking van de drukopnemers en golfhoogtemeters nauwkeurig gecontroleerd. Tijdens Proef T113 en Proef T310 is water in de stekker gekomen van DRO18. De signalen van deze drukopnemer voor deze 2 proeven worden niet vertrouwd. Na deze proeven is de stekker droog gemaakt en is de drukopnemer opnieuw gecontroleerd.

Bij het inbouwen van Configuratie 2 is geconstateerd dat snelheidsmeter SHM03 kapot was. Deze is vervangen door een reserve (SHM04). Na het uitvoeren van Proef T302 is geconstateerd dat snelheidsmeter SHM02 kapot was tijdens de Proeven T301 en T302. De meter is vervangen door een reserve (SHM05) en beide proeven zijn overgedaan.

In tabel G.4 zijn de frontsnelheden weergegeven voor een overschrijdingspercentage van 2% ($u_{2\%}$). Deze is bepaald door de maximum snelheid te bepalen van iedere overslaande golf. Deze snelheden zijn vervolgens op volgorde van grootte gezet en is op basis van het aantal inkomende golven de 2% overschrijdingswaarde bepaald. De snelheidsmeter op Positie 1 bevond zich voor alle configuraties op de kruin. De snelheidsmeters op Positie 2 en Positie 3 waren gemonteerd op het binnentalud, waarbij Positie 2 boven Positie 3 lag. Afhankelijk van de gemeten laagdikte, gemeten met de laagdiktemeter op dezelfde lijn als de snelheidsmeter, is de bijbehorende ijking toegepast om de watersnelheid van het golffront te bepalen. De laagdikte, vermeld in tabel G.4, is de laagdikte die is gemeten op het tijdstip van optreden van de watersnelheid van het golffront, $u_{2\%}$.

De watersnelheid van het golffront is alleen bepaald voor de proeven waarbij de waterstand beneden de kruin stond ($h_c/H_s > 0$). In de andere gevallen waren of de snelheidsmeters verwijderd of stonden de meters onder water en zijn de metingen niet betrouwbaar.

De signalen van alle instrumenten zijn gecontroleerd met Delft/Auke-programma ANIMA, waarmee de druksignalen als functie van de plaats gecontroleerd zijn. Bij deze controle is het uitvallen van een instrument tijdens een proef makkelijk waar te nemen. In de tijd zijn signalen gecontroleerd met Delft/Auke-programma SHOWF om verticaal verloop van signalen te kunnen detecteren. Zeer locale spikes zijn door de hoeveelheid data en instrumenten niet gedetecteerd. Uit deze uitgevoerde controles blijkt dat, behalve de reeds vermelde drukopnemer, de overige instrumenten goed gewerkt hebben en er kan geconcludeerd worden dat alle proeven correct zijn uitgevoerd.

In figuur B10 tot en met figuur B16 in bijlage B 'Figuren' zijn voor enkele proeven de tijdsignalen weergegeven van de laagdikte- en snelheidsmeters en tevens van de drie drukopnemers met ribbeltje en zonder ribbeltje (op dezelfde hoogte t.o.v. de gootbodem). Er is telkens gekozen om het stukje signaal te laten zien waarbij de laagdikte maximaal was. Om een vergelijking te kunnen maken zijn steeds 2 proeven met gelijke golfsteilheid en relatieve kruinhoogte geplot (respectievelijk figuur ..a en figuur ..b). In enkele gevallen (bijvoorbeeld in figuur B13b 2^{de} kader met de watersnelheden) komt het voor dat een golf in de goot als gevolg van reflecties niet netjes evenwijdig aan het talud oploopt. Hierdoor kan het voorkomen dat enkele signalen in tijd voor- of achterlopen op andere instrumenten die op dezelfde hoogte liggen.

G.5.2 Zerolevel

Voor elke meting zijn alle instrumenten zo goed mogelijk op nul gezet. Om kleine variaties van de instrumenten uit te sluiten is net voor begin van elke meting een 0-meting gedaan. Gedurende 100 seconden is het signaal opgenomen zonder golven. Vervolgens is gelijk aansluitend de meting opgestart. Voor elk kanaal is het gemiddelde bepaald van de 0-meting en deze is als 'zerolevel' in de SEQ-file toegevoegd. Deze file wordt aangemaakt bij iedere meting en bevat alle relevante informatie betreffende de meting.

G.5.3 Beschrijving databestanden

De gemeten drukregistraties zijn omgezet naar het GEF-formaat zodat deze ingelezen kunnen worden in het programma Zsteen. De methode om de golfbestanden voor Zsteen aan te maken die in dit project gehanteerd is, is identiek aan de methode beschreven in rapport 'Databestanden ZSTEEN' (Kuiper, 2000).

GEF-header

Elk databestand is voorzien van een standaard GEF-header. Deze standaard is beschreven in GeoDelft (2000). De coördinaten van de drukopnemers, zoals vermeld in tabel A1 in bijlage A 'Tabellen', zijn ook in de GEF-header opgenomen.

Databestand

Voordat het databestand wordt aangemaakt zijn alle tijdsignalen van de drukopnemers gecontroleerd met behulp van Delft AUKE-programma ANIMA. Voor het aanmaken van de databestanden zijn de gemeten drukken in kN/m^2 omgezet naar een drukhoogte op het talud in meter waterkolom (mWk). Vervolgens is de GEF-header toegevoegd aan de meetdata.

Er zijn per proef twee databestanden aangemaakt:

1. Een databestand met het volledige meetbestand van de drukopnemers zonder ribbels. Hierin zijn de drukregistraties van alle drukopnemers opgenomen, behalve de drie drukopnemers met een ribbeltje.
2. een zelfde databestand waarbij de drukopnemers ter hoogte van de ribbels zijn vervangen door de drukopnemers bij de ribbels.

	Spectrum	h [m]	h_c/H_s [-]						
				H_s [m]	T_p [s]	$T_{m-1,0}$ [s]	N [-]	s_{op} [-]	ξ_{op} [-]
CONFIGURATIE 1									
T101	JONSWAP	0.45	2.07	0.145	1.56	1.56	959	0.038	1.71
T102	JONSWAP	0.45	2.03	0.148	1.80	1.76	1036	0.029	1.95
T103	JONSWAP	0.45	1.97	0.152	2.21	2.10	1087	0.020	2.36
T104	PM	0.60	1.08	0.139	1.52	1.43	1012	0.039	1.69
T105	PM	0.60	0.99	0.151	1.83	1.63	1104	0.029	1.96
T106	PM	0.60	0.80	0.188	1.82	1.70	1051	0.036	1.75
T107	PM	0.60	0.77	0.195	2.18	1.93	1070	0.026	2.05
T108	PM	0.60	0.74	0.202	2.62	2.26	1179	0.019	2.43
T109	PM	0.75	0.00	0.151	1.51	1.42	1006	0.042	1.62
T110	PM	0.75	0.00	0.154	1.74	1.60	1082	0.033	1.85
T111	PM	0.75	0.00	0.202	1.82	1.66	1044	0.039	1.68
T112	PM	0.75	0.00	0.200	2.03	1.87	1101	0.031	1.89
T113	PM	0.75	0.00	0.206	2.49	2.20	1041	0.021	2.28
T114	PM	0.90	-0.99	0.152	1.50	1.40	1017	0.043	1.61
T115	PM	0.90	-0.97	0.155	1.79	1.58	1083	0.031	1.90
T116	PM	0.90	-0.95	0.158	2.17	1.90	1145	0.021	2.27
CONFIGURATIE 2									
T201	PM	0.45	2.13	0.141	1.65	1.52	994	0.033	1.82
T202	PM	0.45	1.96	0.153	1.88	1.74	1064	0.028	2.00
T203	PM	0.45	1.99	0.151	2.31	2.04	1157	0.018	2.47
T204	PM	0.75	0.00	0.150	1.47	1.42	1003	0.044	1.58
T205	PM	0.75	0.00	0.152	1.78	1.59	1087	0.031	1.90
T206	PM	0.75	0.00	0.201	1.84	1.67	1050	0.038	1.71
T207	PM	0.75	0.00	0.205	2.59	2.21	933	0.020	2.38
T208	PM	0.75	0.00	0.205	2.52	2.23	1157	0.021	2.32
T209	PM	0.90	-0.99	0.151	1.47	1.41	996	0.045	1.58
T210	PM	0.90	-0.98	0.153	1.78	1.58	1104	0.031	1.90
T211	PM	0.90	-0.95	0.158	2.20	1.91	1134	0.021	2.30
CONFIGURATIE 3									
T301	PM	0.50	1.72	0.145	1.60	1.50	1016	0.036	1.75
T302	PM	0.50	1.68	0.149	1.86	1.67	939	0.028	2.00
T303	PM	0.50	1.64	0.152	2.27	2.00	1128	0.019	2.43
T304	PM	0.60	1.01	0.148	1.62	1.45	1026	0.036	1.75
T305	PM	0.60	1.00	0.150	1.83	1.63	1096	0.029	1.96
T306	PM	0.60	0.79	0.189	1.83	1.70	1054	0.036	1.75
T307	PM	0.60	0.77	0.196	2.19	1.91	1105	0.026	2.06
T308	PM	0.60	0.74	0.202	2.61	2.26	1171	0.019	2.42
T309	PM	0.65	0.53	0.189	1.85	1.68	1060	0.035	1.77
T310	PM	0.65	0.50	0.200	2.14	1.90	1106	0.028	1.99
CONFIGURATIE 4									
T401	PM	0.50	1.72	0.145	1.64	1.50	1020	0.035	1.34
T402	PM	0.50	1.68	0.149	1.86	1.67	1100	0.027	1.51
T403	PM	0.50	1.62	0.154	2.31	2.00	1139	0.019	1.84
T404	PM	0.65	0.53	0.189	1.85	1.68	1064	0.035	1.33
T405	PM	0.65	0.50	0.199	2.06	1.89	1095	0.030	1.44

PM = PIERSON-MOSKOWITZ golfspectrum

Tabel G.2 Gemeten golfcondities tijdens de geteste configuraties

<i>Spectrum</i>		TRANSMISSIE		
		H_s [m]	T_p [s]	$T_{m-1,0}$ [s]
CONFIGURATIE 1				
T101	JONSWAP	0.003	11.15	3.44
T102	JONSWAP	0.004	11.20	3.20
T103	JONSWAP	0.008	11.13	2.68
T104	PM	0.018	1.66	1.33
T105	PM	0.026	1.99	1.43
T106	PM	0.038	2.06	1.53
T107	PM	0.049	2.36	1.66
T108	PM	0.059	2.86	1.86
T109	PM	0.067	1.57	1.40
T110	PM	0.074	1.83	1.49
T111	PM	0.092	1.86	1.60
T112	PM	0.097	2.17	1.75
T113	PM	0.109	2.67	1.99
T114	PM	0.110	1.56	1.37
T115	PM	0.114	1.82	1.47
T116	PM	0.121	2.26	1.69
CONFIGURATIE 2				
T201	PM	0.002	11.33	3.74
T202	PM	0.003	11.36	3.39
T203	PM	0.006	11.15	2.73
T204	PM	0.066	1.63	1.42
T205	PM	0.072	1.90	1.52
T206	PM	0.088	1.84	1.62
T207	PM	0.111	2.64	1.99
T208	PM	0.109	2.69	1.99
T209	PM	0.109	1.57	1.37
T210	PM	0.114	1.88	1.48
T211	PM	0.120	2.25	1.68
CONFIGURATIE 3				
T301	PM	0.005	0.55	1.29
T302	PM	0.008	2.23	1.44
T303	PM	0.013	2.46	1.55
T304	PM	0.020	1.81	1.37
T305	PM	0.025	1.96	1.44
T306	PM	0.036	2.05	1.56
T307	PM	0.047	2.36	1.70
T308	PM	0.056	2.87	1.91
T309	PM	0.054	2.02	1.79
T310	PM	0.064	2.25	1.89
CONFIGURATIE 4				
T401	PM	0.002	10.79	3.94
T402	PM	0.004	10.82	2.72
T403	PM	0.008	10.74	2.23
T404	PM	0.044	2.17	1.80
T405	PM	0.054	2.39	1.84

Tabel G.3 Gemeten getransmitteerde golf tijdens de geteste configuraties

Test	h_c/H_s [m]	$u_{2\%-POS01}$ [m/s]	Laagdikte [m]	$u_{2\%-POS02}$ [m/s]	Laagdikte [m]	$u_{2\%-POS03}$ [m/s]	Laagdikte [m]
CONFIGURATIE 1							
T101	2.07	0.81	0.013	1.20	0.011	1.39	0.005
T102	2.03	1.09	0.014	1.51	0.013	1.56	0.015
T103	1.97	1.26	0.020	1.48	0.010	1.57	0.012
T104	1.08	1.61	0.027	1.79	0.022	1.87	0.029
T105	0.99	1.81	0.029	1.92	0.018	1.97	0.025
T106	0.80	1.98	0.024	2.07	0.031	2.11	0.017
T107	0.77	2.10	0.050	2.20	0.030	2.28	0.033
T108	0.74	2.08	0.042	2.19	0.055	2.27	0.041
CONFIGURATIE 2							
T201	2.13	0.77	0.005	1.10	0.010	1.13	0.006
T202	1.96	0.91	0.012	1.24	0.013	1.24	0.013
T203	1.99	1.00	0.019	1.30	0.011	1.29	0.013
CONFIGURATIE 3							
T301	1.72	1.20	0.008	1.40	0.013	1.41	0.013
T302	1.68	1.45	0.015	1.61	0.016	1.65	0.016
T303	1.64	1.33	0.011	1.43	0.008	1.43	0.011
T304	1.01	1.47	0.039	1.56	0.024	1.52	0.017
T305	1.00	1.52	0.017	1.59	0.019	1.59	0.014
T306	0.79	1.69	0.031	1.67	0.025	1.65	0.026
T307	0.77	1.72	0.025	1.73	0.025	1.76	0.036
T308	0.74	1.75	0.037	1.75	0.047	1.76	0.040
T309	0.53	1.79	0.040	1.82	0.028	1.70	0.023
T310	0.50	1.84	0.032	1.89	0.029	1.77	0.030
CONFIGURATIE 4							
T401	1.72	1.50	0.013	1.51	0.013	1.52	0.012
T402	1.68	1.73	0.008	2.19	0.008	2.25	0.008
T403	1.62	3.06	0.009	3.88	0.009	4.00	0.009
T404	0.53	1.70	0.027	1.75	0.028	1.69	0.030
T405	0.50	1.90	0.038	1.93	0.028	1.80	0.028

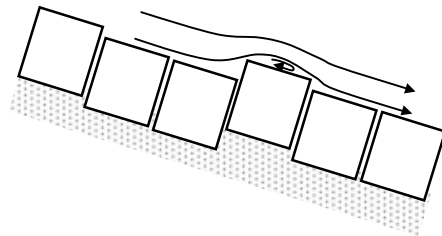
Tabel G.4 Gemeten watersnelheden en laagdiktes

H Analytische bepaling van stabiliteit uitstekende steen

H Analytische bepaling van stabiliteit uitstekende steen

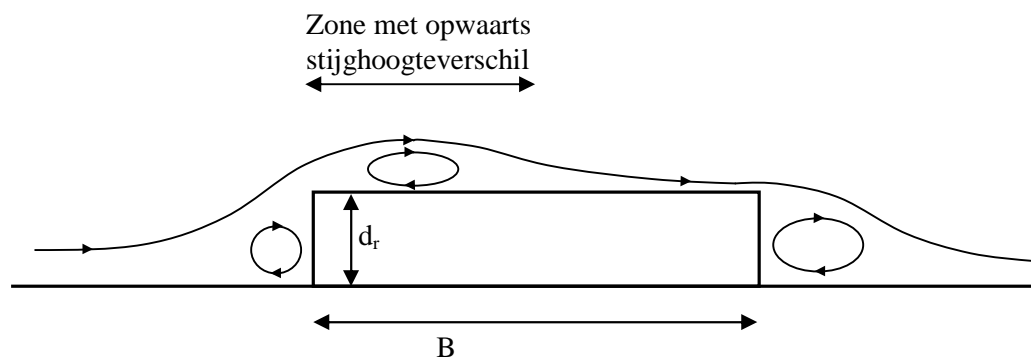
H.1 Inleiding

In de loop der jaren is het denkbaar dat steenzettingen onderhevig zijn aan verzakkingen en vervormingen, waardoor het oppervlak niet meer mooi vlak is. Als hierdoor opstaande randen in het zetwerk ontstaan, dan kan dat de stabiliteit ter plaatse beïnvloeden, met name als er met hoge snelheid water overheen stroomt, zoals op de kruin en het binnentalud van havendammen. Door de lokale kromming van de stroomlijnen zal er een verlaging van de stijghoogte optreden die een liftkracht geeft op de rij stenen die boven de andere stenen uitsteken.



Figuur H.1 Oneffenheden in steenzetting op het binnentalud.

Voorlopig wordt er uitgegaan van een rij stenen (evenwijdig aan de waterlijn) die iets omhoog steken. Dit is de meest ongunstige situatie. In figuur H.2 is de stroming ter plaatse van de uitstekende stenen in detail getekend. De uitstekende steen heeft zodanig hoekige vormen dat de stroomlijnen dit niet kunnen volgen. Het gevolg is een ondersteunende neer aan de bovenstroomse kant van de uitstekende steen, een neer op de steen (aan de bovenstroomse kant) en een neer achter de steen.



Figuur H.2 Stroming over een uitstekende steen

Eerst is de opwaartse kracht op de uitstekende steen afgeschat. Dan wordt dat resultaat gebruikt om de stabiliteit van een uitstekende steen te beoordelen op basis van het krachtenevenwicht op zo'n steen. Onderstaand is in par. E.3 de stijghoogte onder de uitstekende steen (in het filter) bepaald, en daarna komt het krachtenevenwicht aan bod.

H.2 Stabiliteit van een uitstekende steen

Er wordt uitgegaan van niet al te grote oneffenheden in de steenzetting: $d_r = 3$ cm en $B = 30$ cm. Dit komt overeen met het kleinschalig modelonderzoek, waarin is gewerkt met een waarde $d_r = 3$ mm en een schaal van ongeveer 8 à 12.

De grootste stijghoogteverlaging treedt op in de buurt van de voorrand van de uitstekende steen. Daar zal de opwaartse kromming van de stroomlijnen het sterkst zijn. Na ongeveer $4d_r$ à $5d_r$ zullen de stroomlijnen weer een neerwaartse kromming te zien geven, en is de stijghoogteverlaging nagenoeg verdwenen. Na ongeveer $8d_r$ (vuistregel) liggen de stroomlijnen weer mooi aan en ontstaat weer een situatie zoals zonder oneffenheid.

Uit de literatuur is bekend dat de stijghoogteverlaging als volgt berekend kan worden:

$$\phi_v = C_L \frac{u^2}{2g} \quad (\text{H.1})$$

met:

ϕ_v = gemiddelde stijghoogteverlaging boven een object in de stroming (m)

C_L = liftcoëfficiënt (-)

u = stroomsnelheid (m/s)

g = versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)

Het gaat nu om het vaststellen van de liftcoëfficiënt voor deze situatie. Op basis van numerieke berekeningen op een kubus is vastgesteld dat C_L ongeveer 0,6 à 0,8 is. Een kubus is echter een klein object, waarboven alleen opwaartse gekromde stroomlijnen zullen voorkomen. De waarde van C_L zal voor een lange geometrie, zoals de uitstekende steen, kleiner zijn. Uitgaande van een lokale $C_L = 0,7$ in de buurt van de bovenstroomse zijde van de uitstekende steen, en een geleidelijke afname van de lokale C_L totdat na $5d_r$ de waarde van C_L nul is geworden, wordt de gemiddelde waarde van C_L over de eerste $5d_r$ op de uitstekende steen gelijk aan 0,42. Het gemiddelde over de gehele steen wordt dan:

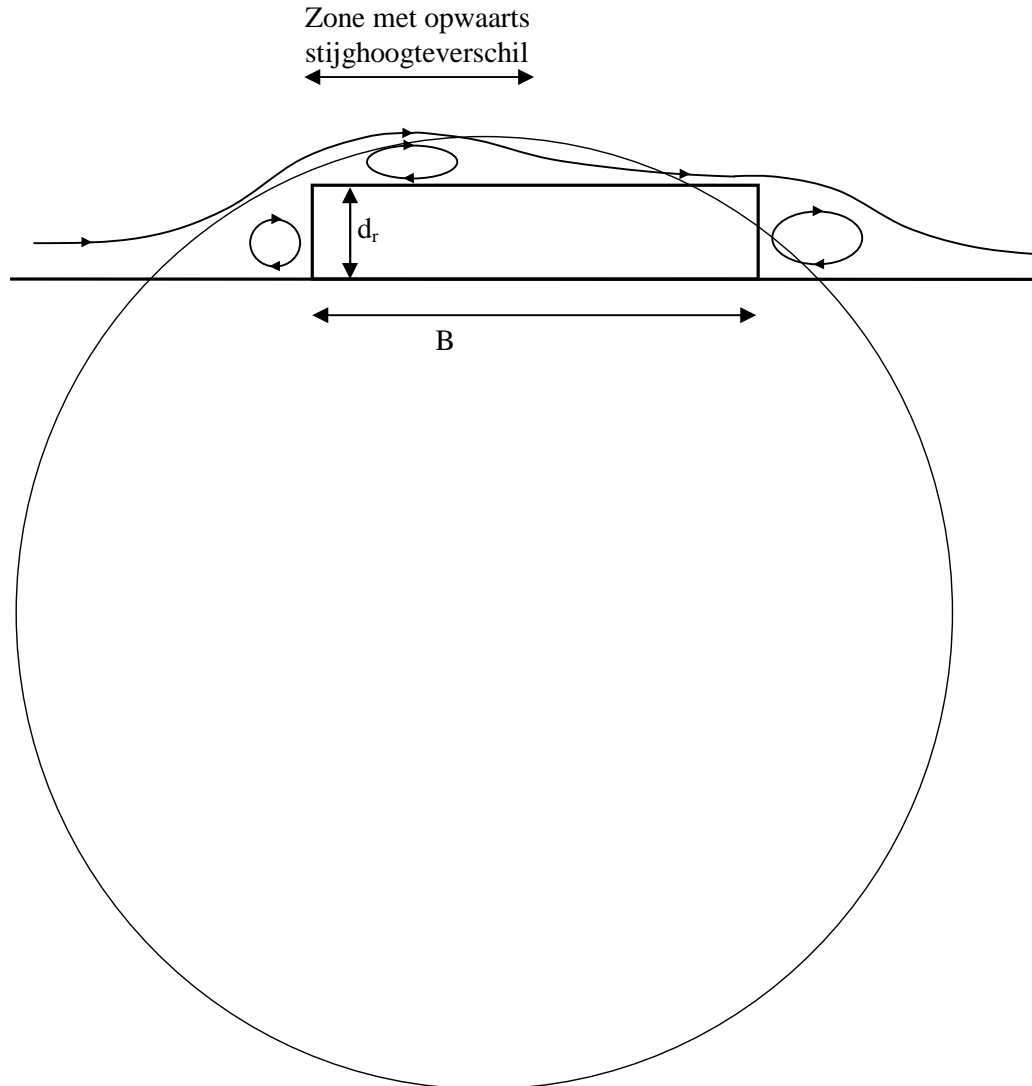
$$C_L = 2,1 \cdot d_r / B \quad (\text{H.2})$$

De problematiek kan ook vanuit een andere hoek benaderd worden, namelijk door het te schematiseren als een begraven pijpleiding. Voor de krachten op pijpleidingen is in het verleden veel onderzoek uitgevoerd. Voor een optimaal resultaat wordt de uitstekende steen weergegeven door een deels begraven pijpleiding, waarbij het oppervlak van de pijpleiding ongeveer een stroomlijn moet volgen. Dit is weergegeven in figuur H.2a.

Met de diagrammen van Chen (1995) levert dit een $C_L = 0,1$ à $0,2$ op, hetgeen wat kleiner is dan met formule (H.2) want $d_r/B \approx 0,1$ à $0,2$. Het feit dat dit een resultaat geeft dat in dezelfde orde van grootte ligt, wordt gezien als een bevestiging van formule (H.2).

De schematisatie van de fysische processen die geleid hebben tot Formule (H.2) kan ook vergeleken worden met de metingen in het kleinschalig modelonderzoek. Daar is de stijghoogteverhoging vlak vóór de uitstekende steen gemeten. Resultaten hiervan zijn gegeven in bijvoorbeeld figuur B11b in bijlage B. Het blijkt dat bij een maximale snelheid van ongeveer 2 m/s een stijghoogteverhoging is opgetreden van ongeveer 0,08 m. Theoretisch zou deze stijghoogteverhoging gelijk zijn aan $u^2/2g = 2^2/(2 \cdot 9,8) = 0,20$ m, hetgeen beduidend meer is dan gemeten. Deze theoretische stijghoogteverhoging zal echter alleen zeer lokaal tegen het opstaande randje optreden. Gezien het feit dat dit slechts 3 mm hoog was, zal de stijghoogteverhoging op enkele mm's van de opstaande rand al aanmerkelijk afgenomen zijn.

De metingen zijn uitgevoerd met een drukopnemer die met het hart op ongeveer 5 mm afstand van de ribbel zat (zie figuur 2.2 in hoofdstuk 2). Gezien deze afstand is het verklaarbaar dat de gemeten stijghoogteverhoging beduidend lager is dan de theoretisch bepaalde waarde.



Figuur H.2a Schematisatie van de uitstekende steen door een begraven pijpleiding

Geconcludeerd wordt dat de gemiddelde stijghoogteverlaging boven een uitstekende steen als volgt geschat kan worden:

$$\phi_v = C_L \frac{u^2}{2g} \quad (\text{H.2a})$$

$$C_L = 2 \cdot d_r / B \quad (\text{H.3})$$

H.3 Stijghoogte in het filter

Het water stroomt met hoge snelheid langs het talud naar beneden en komt plotseling de uitstekende steen tegen. Daar zal de snelheidshoogte voor een groot deel omgezet worden in

stijghoogte tegen de uitstekende steen (kinetische energie zal omgezet worden in potentiële energie, afgezien van enige verliezen). Dit levert een kracht langs het talud naar beneden op zoals is getekend in figuur H.3. De neer vlak voor de uitstekende steen (zie figuur H.2) zorgt voor enig energieverlies, waardoor niet de gehele snelheidshoogte wordt omgezet in stijghoogte:

$$\phi_a = c \cdot u^2 / (2g) \quad (\text{H.4})$$

met:

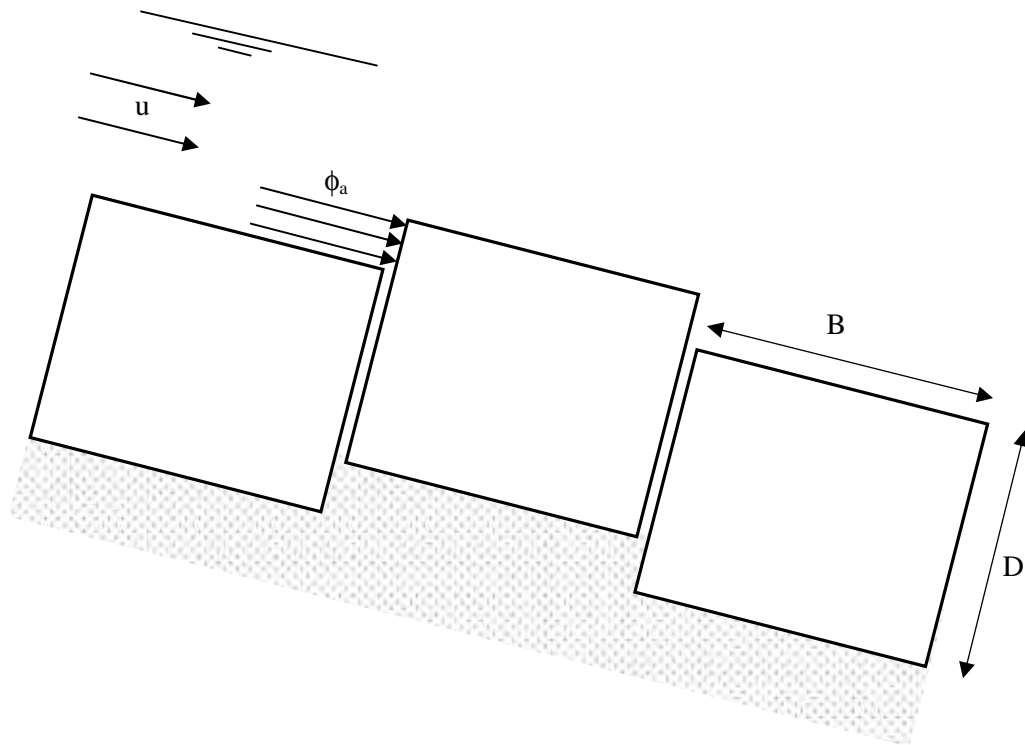
ϕ_a : stijghoogte tegen de bovenstroomse zijde van de uitstekende steen (m)

c : coëfficiënt $\approx 0,7$ à $0,9$

u : stroomsnelheid (m/s)

g : zwaartekrachtsversnelling (m/s^2)

Alleen bij een zeer zorgvuldige vormgeving zal vrijwel de gehele snelheidshoogte worden omgezet in stijghoogte, zoals bijvoorbeeld bij een Pitot-buis.

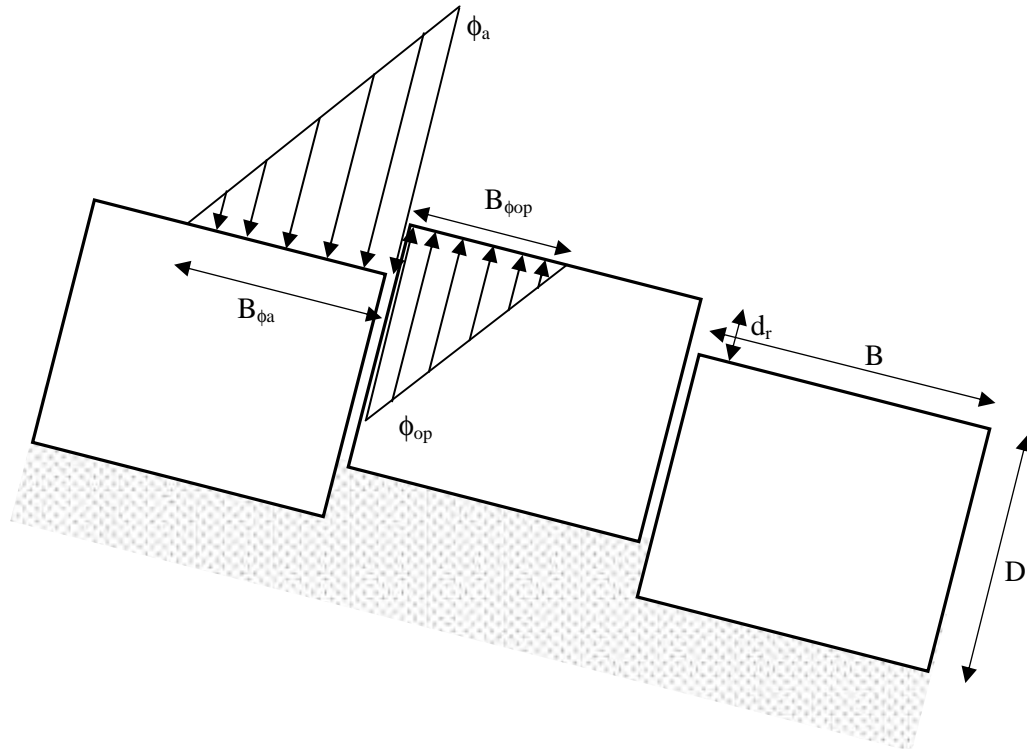


Figuur H.3 Strooming langs het talud geeft hoge stijghoogte, ϕ_a , tegen uitstekende steen

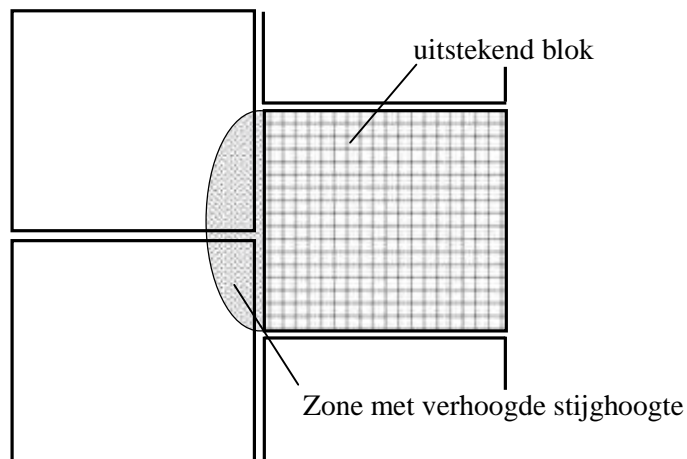
De hoge stijghoogte ter plaatse van de bovenstroomse zijde van het uitstekende blok zal op enige afstand bovenstrooms daarvan ook nog merkbaar zijn. Daardoor stijgt de stijghoogte in een strook voor de uitstekende steen. De breedte van deze strook is in figuur H.4 aangeduid met B_{ϕ_a} . De verhoogde stijghoogte zal geleidelijk aan minder worden naarmate we verder van de uitstekende steen verwijderd zijn. In figuur H.4 is dit met een lineair aflopende stijghoogte op de bekleding geschetst.

In figuur H.4a is een bovenaanzicht gegeven, waaruit blijkt dat de grootste spleetlengte in het gebied met verhoogde stijghoogte langs de uitstekende steen ligt. Juist daar is de

grootste verhoging van de stijghoogte op het talud, ϕ_a , aanwezig. Daarom wordt voor de berekeningen toch aangenomen dat er een constante stijghoogte op het talud aanwezig is in de strook met breedte B_{ϕ_a} (blokvormig verloop van ϕ'). De spleetlengte met verhoogde stijghoogte vertegenwoordigd een zettingoppervlak van ongeveer $0,5BL$. Geschematiseerd tot een tweedimensionale homogeen doorlatende toplaag betekent dit voor de strookbreedte $B_{\phi_a} \approx B/2$.



Figuur H.4 Stijghoogte op de toplaag, voor zover het een kracht haaks op de toplaag geeft



Figuur H.4a Boven-aanzicht van steenzetting met uitstekend blok

Verder zal er een verlaagde stijghoogte direct boven de uitstekende steen optreden. De maximale verlaging is in figuur H.4 ϕ_{op} genoemd, en kan berekend worden met:

$$\phi_{op} = C_L \cdot \phi_a \tag{H.5}$$

met:

ϕ_{op} : maximale stijghoogteverlaging boven de uitstekende steen (m)

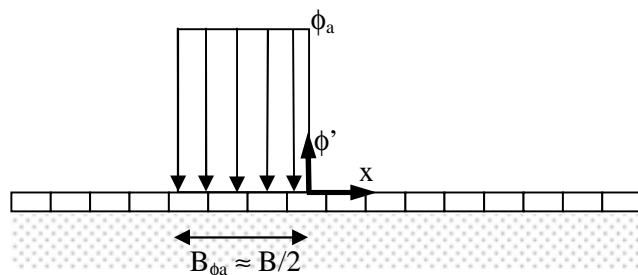
C_L : liftcoëfficiënt $\approx 0,7$

d_r : mate waarin uitstekende steen uitsteekt boven zijn omgeving (m)

B : breedte van de stenen (m)

De stijghoogteverlaging neemt geleidelijk af naarmate we verder van de bovenstrooms van het uitstekende blok komen. Hier wordt dit vereenvoudigd tot een lineair voorloop met $B_{\phi_{op}} \approx 5d_r$.

De stijghoogte in het filter is een gedempte weergave van de stijghoogte op de toplaag. Op de toplaag is er een hoge stijghoogte aan de bovenstroomse zijde van de uitstekende steen, en zal er op de uitstekende steen een verlaging van stijghoogte zijn. Dit is in figuur H.4 geschetst. De stijghoogteverlaging direct boven de uitstekende steen is vrij lokaal aanwezig en zal nauwelijks merkbaar zijn ter plaatse van de spleten tussen de stenen. Daarom wordt voorlopig aangenomen dat deze stijghoogteverlaging niet doordringt tot in het filter (conservatieve aanname). De stijghoogteverhoging bovenstrooms van de uitstekende steen vindt wel plaats ter plaatse van de spleten en zal dus wel tot in het filter doordringen. De mate waarin dit gebeurt kan berekend worden met de lek lengtetheorie. Daartoe wordt de bekleding en het filter homogeen doorlatend verondersteld, zie ook figuur H.5.



Figuur H.5 Blokvormige belasting op de toplaag en assenstelsel

Omdat de belasting op de toplaag zeer geconcentreerd aanwezig is ter plaatse van de bovenstroomse rand van het uitstekende blok, wordt bovenstaande blokvormige belasting midden boven dit punt geplaatst. Met deze schematisatie kan dan vervolgens de stijghoogte in het filter berekend worden, terwijl voor het vervolgens berekenen van het stijghoogteverschil over de toplaag gerekend moet worden met een stijghoogte op de toplaag gelijk aan nul. Immers, de omlaag gerichte belasting van figuur H.5 is eigenlijk niet aanwezig op het uitstekende blok.

Het berekenen van de stijghoogte in het filter volgens de lek lengtetheorie, komt neer op het oplossen van de volgende vergelijking:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} = \frac{\phi - \phi'}{\Lambda^2} \quad (\text{H.6})$$

met:

- Λ : leklengte (m)
 ϕ' : stijghoogte op de toplaag (m)
 ϕ : stijghoogte in het filter (m)
 x : plaatscoördinaat, met de oorsprong midden op het uitstekende blok (m)

Daarbij gelden de volgende randvoorwaarden:

$$\begin{aligned} x = -\infty & \Rightarrow \phi = 0 \\ x \leq -B_{\phi a} & \Rightarrow \phi' = 0 \\ -B_{\phi a} < x < 0 & \Rightarrow \phi' = \phi_a \\ x \geq 0 & \Rightarrow \phi' = 0 \\ x = \infty & \Rightarrow \phi = 0 \end{aligned}$$

De algemene oplossing voor de vergelijking is:

$$x \leq -B_{\phi a} \Rightarrow \phi = A_1 \cdot e^{x/\Lambda} + B_1 \cdot e^{-x/\Lambda} + C_1 \quad (\text{H.7a})$$

$$-B_{\phi a} < x < 0 \Rightarrow \phi = A_2 \cdot e^{x/\Lambda} + B_2 \cdot e^{-x/\Lambda} + \phi_a \quad (\text{H.7a})$$

$$x \geq 0 \Rightarrow \phi = A_3 \cdot e^{x/\Lambda} + B_3 \cdot e^{-x/\Lambda} + C_3 \quad (\text{H.7b})$$

Met deze randvoorwaarden is eenvoudig in te zien dat $B_1 = C_1 = A_3 = C_3 = 0$. De andere constanten zijn op te lossen door te stellen dat de stijghoogte en de afgeleide van de stijghoogte continu moeten zijn ter plaatse van de overgangen:

$$x = -B_{\phi a}: [\phi]_{\text{links}} = [\phi]_{\text{rechts}} \text{ en } [\partial\phi/\partial x]_{\text{links}} = [\partial\phi/\partial x]_{\text{rechts}} \quad (\text{H.8})$$

$$x = 0: [\phi]_{\text{links}} = [\phi]_{\text{rechts}} \text{ en } [\partial\phi/\partial x]_{\text{links}} = [\partial\phi/\partial x]_{\text{rechts}} \quad (\text{H.8a})$$

Dit levert het volgende op:

$$A_1 = \frac{1}{2} \phi_a (e^{+B_{\phi a}/\Lambda} - 1) \quad (\text{H.9})$$

$$A_2 = -\frac{1}{2} \phi_a \quad (\text{H.10})$$

$$B_2 = -\frac{1}{2} \phi_a e^{-B_{\phi a}/\Lambda} \quad (\text{H.11})$$

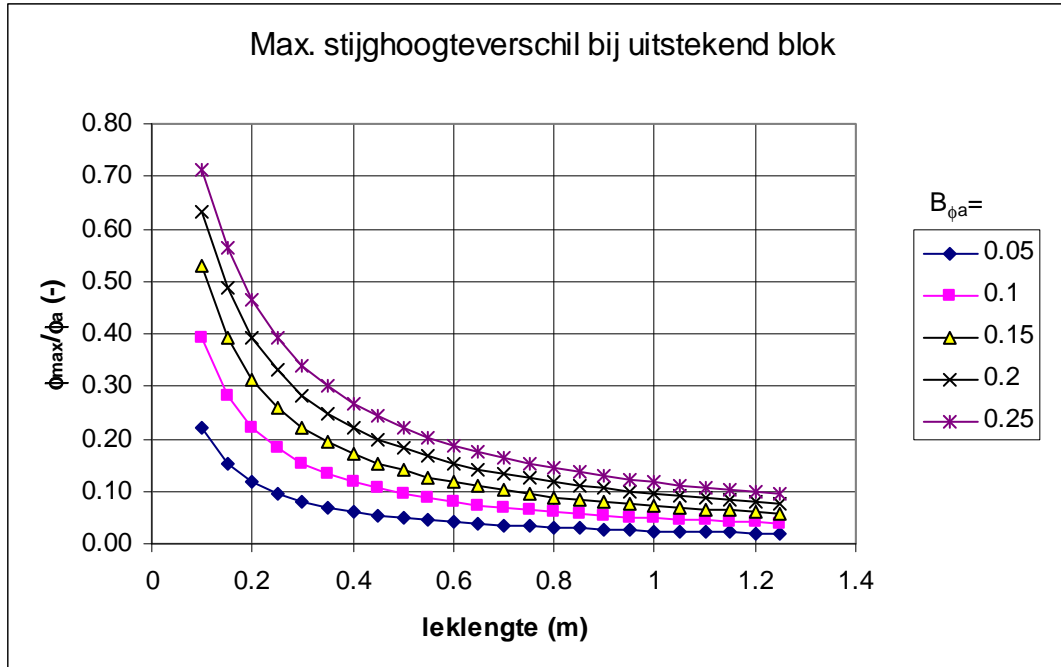
$$B_3 = \frac{1}{2} \phi_a (1 - e^{-B_{\phi a}/\Lambda}) \quad (\text{H.12})$$

Voor het maximale stijghoogteverschil over de toplaag (bij $x = -B_{\phi a}/2$) geldt:

$$[\phi - \phi']_{\text{max}} = \phi_a \left(1 - e^{-\frac{B_{\phi a}}{2\Lambda}} \right) \quad (\text{H.13})$$

In figuur H.6 is het maximum stijghoogteverschil als functie van de leklengte voor verschillende waarden van $B_{\phi a}$ getekend. Het maximale stijghoogteverschil is dimensieloos gemaakt door het te delen door de maximale stijghoogte op de toplaag, ϕ_a . Opgemerkt moet worden dat dit uitsluitend het stijghoogteverschil is als gevolg van de opgelegde stijghoogte op de toplaag, net bovenstrooms van het uitstekende blok. Voor de stabiliteit van de uitstekende steen moet hier nog de stijghoogteverlaging aan toegevoegd worden. Dat zal echter pas in de volgende paragraaf uitgewerkt worden.

Voor de in de praktijk voorkomende lek lengten, namelijk $\Lambda = 0,4$ à $1,2$ m, en waarden van $B_{\phi_a} \approx B/2 \approx 0,1$ à $0,2$ m, blijkt het maximale stijghoogteverschil vrij klein te zijn: $[\phi - \phi']/\phi_a \approx 0,05$ à $0,20$. De stijghoogteverlaging op de uitstekende steen is beduidend hoger, namelijk $\phi_{op}/\phi_a = C_L \approx 0,7$.



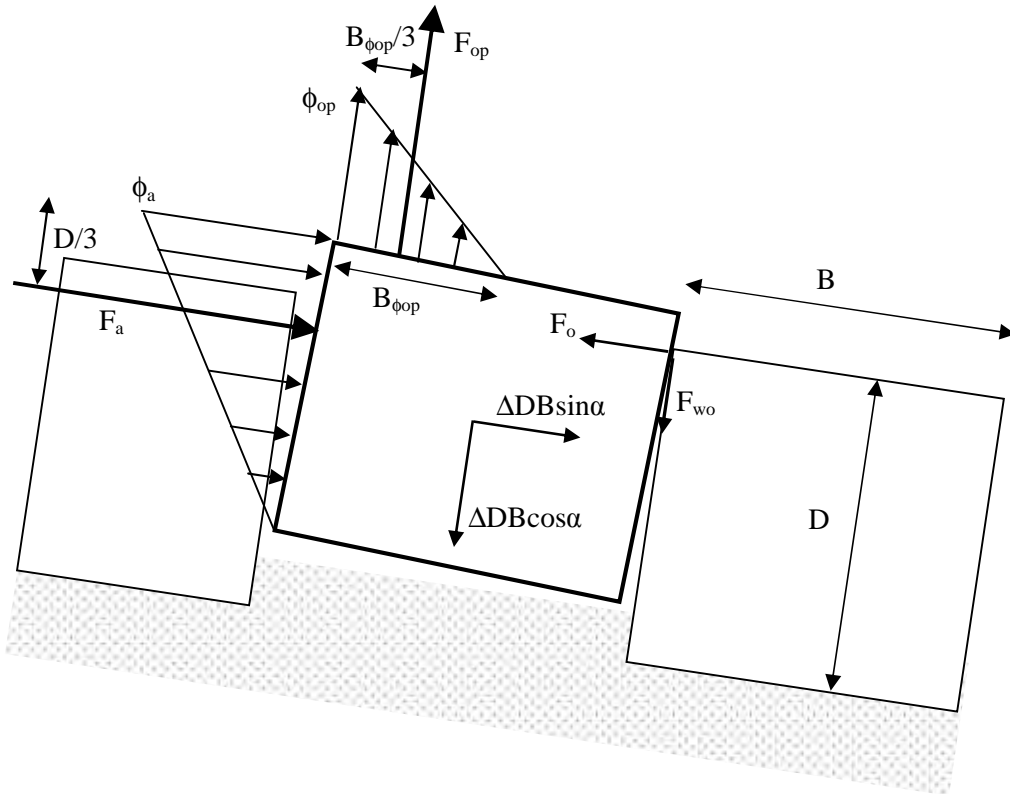
Figuur H.6 Maximaal stijghoogteverschil over de toplaag

Gezien het feit dat de stijghoogte onder het uitstekende blok als gevolg van ϕ_a veel kleiner is dan ϕ_{op} , kan deze stijghoogte verwaarloosd worden, of verdisconteerd worden bij de ϕ_{op} . Gekozen wordt voor het laatste.

De resulterende krachten van de stijghoogteverlaging op de uitstekende steen en de stijghoogte in het filter eronder liggen beide in elkaars verlengde, en daarom kunnen deze krachten opgeteld worden voor het beoordelen van de stabiliteit. De kracht als gevolg van de stijghoogte in het filter kan meegeteld worden door de waarde van C_L wat groter te maken. In het vervolg wordt deze vereenvoudiging toegepast en rekenen we met $C_L = 0,9$.

H.4 Krachtenevenwicht van uitstekende steen

Voor het beoordelen van de stabiliteit van de uitstekende steen is in deze paragraaf het krachtenevenwicht uitgewerkt. Het evenwicht in de richting langs het talud levert een relatie op voor de contactkracht met de onderliggende steen: F_o . Deze kracht is bepalend voor de wrijving die de uitstekende steen ondervindt met de onderliggende steen: F_{wo} . Alle krachten zijn getekend in figuur H.7, behalve de kracht als gevolg van de stijghoogte in het filter, die we verdisconteren in F_{op} .



Figuur H.7 Krachtenevenwicht

Voor het krachtenevenwicht langs het talud geldt:

$$F_a + \rho g \Delta D B \sin \alpha - F_o = 0 \quad (\text{H.14})$$

$$F_o = \rho g D \phi_a / 2 + \rho g \Delta D B \sin \alpha \quad (\text{H.15})$$

Uit de krachten haaks op het talud blijkt dat er geen instabiliteit optreedt als:

$$F_{op} < \rho g \Delta D B \cos \alpha + F_{wo} \quad (\text{H.16})$$

Met $F_{wo} = f F_o$ resulteert dit in:

$$\rho g B_{\phi_{op}} \phi_{op} / 2 < \rho g \Delta D B \cos \alpha + f \cdot (\rho g D \phi_a / 2 + \rho g \Delta D B \sin \alpha) \quad (\text{H.17})$$

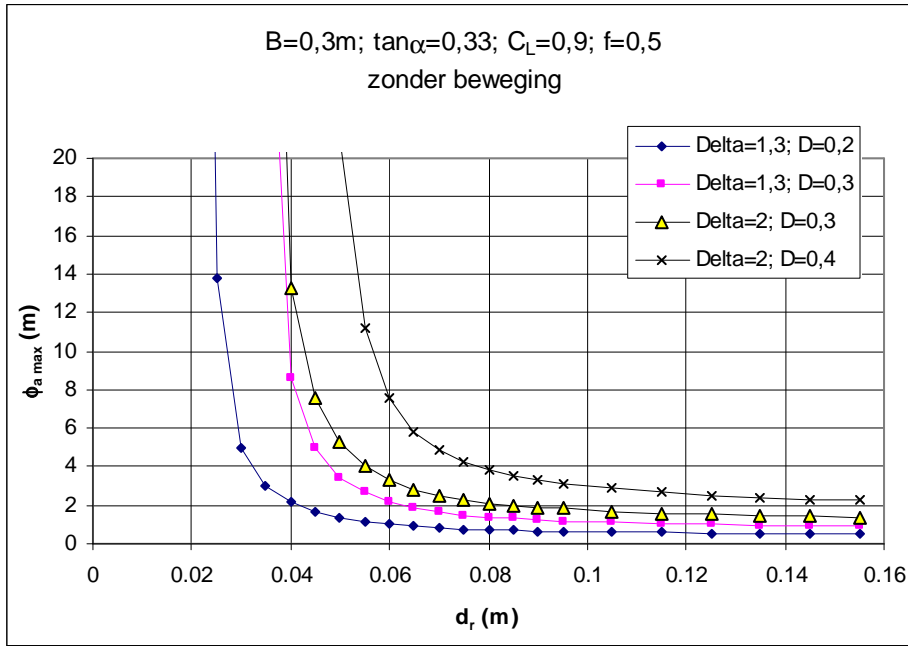
Met $\phi_{op} = C_L \phi_a$ geeft dit:

- Als $C_L B_{\phi_{op}} \geq f D$: $\phi_a < \frac{2 \Delta D B (\cos \alpha + f \sin \alpha)}{C_L B_{\phi_{op}} - f D} \quad (\text{H.18})$

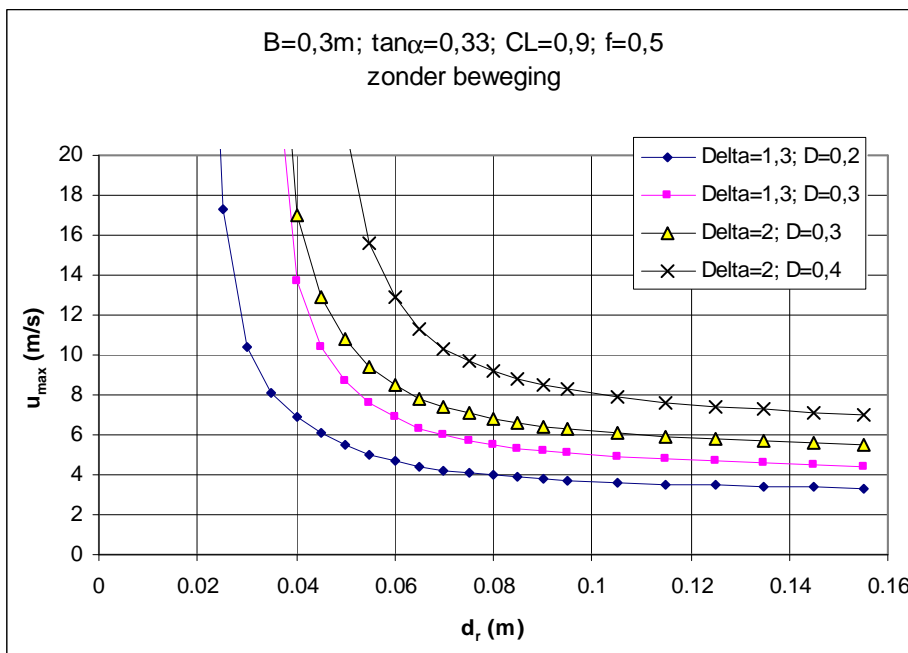
- Als $C_L B_{\phi_{op}} < f D$: altijd stabiel (H.19)

Opgemerkt moet worden dat de formule iets verandert als $B_{\phi_{op}} > B$:

$$\phi_a < \frac{2 \Delta D B (\cos \alpha + f \sin \alpha)}{C_L (2 - B / B_{\phi_{op}}) B - f D} \quad (\text{H.20})$$



Figuur H.8 Grootte van de maximaal toelaatbare ϕ_a als functie van d_r voor diverse waarden van Δ en D

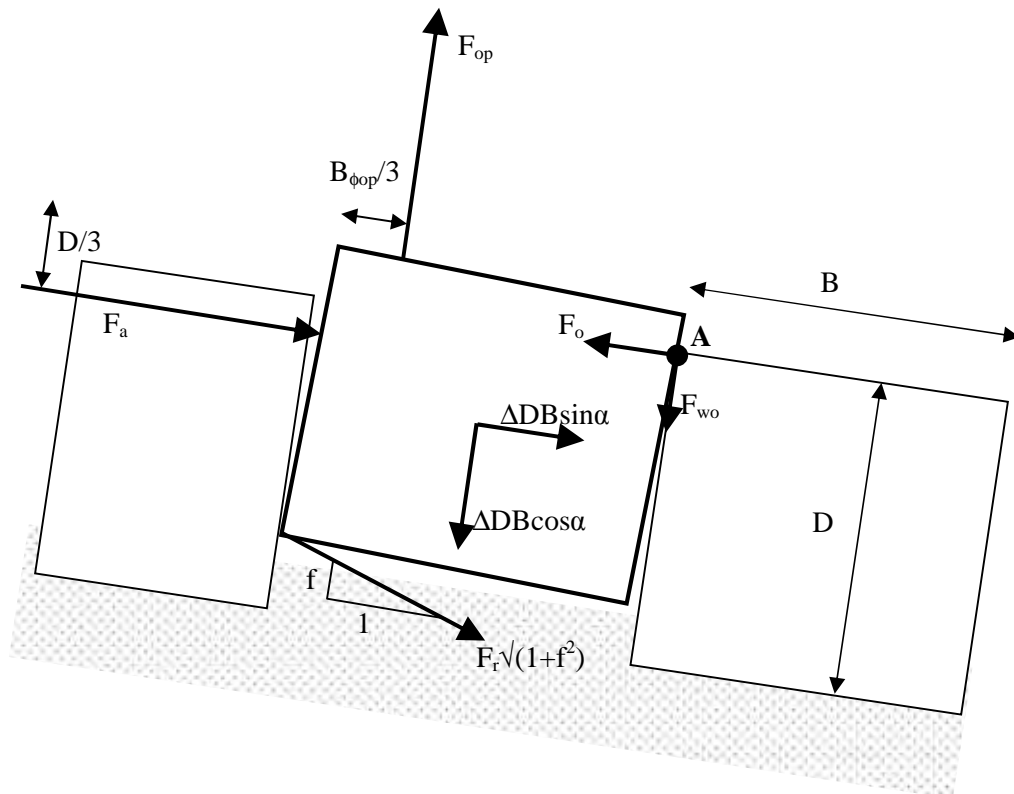


Figuur H.9 Grootte van de maximaal toelaatbare snelheid als functie van d_r voor diverse waarden van Δ en D

In figuur H.8 is dit resultaat grafisch weergegeven en in figuur H.9 is de grootte van $\phi_{a, \max}$ omgerekend in een maximaal toelaatbare snelheid met $\phi_{a, \max} = 0,9u_{\max}^2/(2g)$. Doorgaans is de optredende snelheid tijdens zware golfoverslag over een havendam ongeveer 5 à 10 m/s, zodat uit Figuur H.9 geconcludeerd kan worden dat stenen tot ongeveer maximaal 3 à 7 cm mogen uitstekend zonder dat er gevaar voor instabiliteit is.

Naarmate de uitstekende steen verder uitsteekt, zal de steen meer en meer de neiging hebben om te roteren rond punt A in figuur H.10. Zodra dit gebeurt, ontstaat er ook een

contactkracht F_r en een wrijvingskracht $F_{wr} = fF_r$. Omdat deze twee krachten een vaste verhouding hebben, heeft de resulterende kracht $F_r\sqrt{(1+f^2)}$ altijd dezelfde richting, namelijk $f:1$.



Figuur H.10 Krachtenevenwicht na rotatie

Voor de afstand d van de kracht tot het rotatiepunt geldt:

$$d = \frac{\sqrt{f^2 + 1}}{1 - f^2} (D + Bf - d_r) \quad (\text{H.21})$$

Vervolgens kan aangetoond worden op basis van het momentenevenwicht dat de kracht F_r vrij klein blijft en daardoor verwaarloosd kan worden. Hierdoor wordt een conservatief resultaat verkregen.

Zodra de krachten zo groot worden dat er geen verticaal evenwicht meer is, dan zal de steen in beweging komen. De beweging zelf zorgt echter voor additionele krachten die de beweging tegengaan, namelijk de kracht die samenhangt met de verhinderde toestroming en de traagheidskrachten. Beide kunnen uitgedrukt worden als een stijghoogteverschil (dat een tegenwerkende kracht naar beneden geeft) (Klein Breteler e.a. 1992):

$$\phi_{toe} = \frac{YD\sqrt{BL}}{1,5\pi k' t_o \Lambda} \left(0,56 + 0,18 \ln \left(\frac{\sqrt{BL}}{\Lambda} \right) \right) \quad (\text{H.22})$$

$$\phi_{traag} = 1,78 \frac{YD(\Delta + 2)}{gt_o^2} \quad (\text{H.23})$$

met:

ϕ_{toe} : stijghoogteverschil als gevolg van verhinderde toestroming (m)

ϕ_{traag} : stijghoogteverschil als gevolg van traagheid (m)

L : lengte van de steen (m)

Y : maximale blokbeweging (m)

k' : gelineariseerde doorlatendheid van het topplaat (m/s)

t_o : belastingduur gedurende de tijd dat het stijghoogteverschil groter is dan het eigen gewicht en de wrijving (s)

Het verticaal evenwicht van krachten ziet er nu als volgt uit:

$$F_{op} - F_{wo} - \rho g \Delta DB \cos \alpha - \rho g \phi_{toe} - \rho g \phi_{traag} = 0 \quad (H.24)$$

Met:

$$\text{Als } B_{\phi op} < B: \quad F_{op} = \rho g \phi_{op} \cdot B_{\phi op} / 2 \quad (H.25)$$

$$\text{Als } B_{\phi op} > B: \quad F_{op} = \rho g \phi_{op} \cdot B(2 - B/B_{\phi op}) / 2 \quad (H.26)$$

$$F_{wo} = \rho g f \cdot (D\phi_a / 2 + \Delta DB \sin \alpha) \quad (H.27)$$

Met bovenstaande formules is de blokbeweging te berekenen:

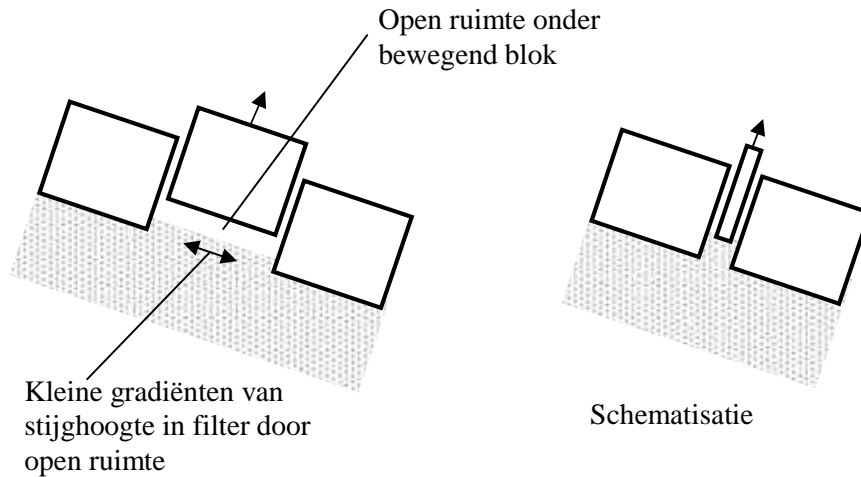
$$Y = \frac{\frac{F_{op} - F_{wo}}{\rho g} - \Delta DB \cos \alpha}{1,78 \frac{D(\Delta + 2)}{gt_o^2} + \frac{D\sqrt{BL}}{1,5\pi k' t_o \Lambda} \left(0,56 + 0,18 \ln \left(\frac{\sqrt{BL}}{\Lambda} \right) \right)} \quad (H.28)$$

Anderzijds kan ook de maximaal toelaatbare waarde van ϕ_a bepaald worden die 10% blokbeweging geeft ($Y/D = 0,10$)(als $B_{\phi op} > B$):

$$\phi_{amax} = \frac{1,78 \frac{0,1D^2(\Delta + 2)}{gt_o^2} + \frac{0,1D^2\sqrt{BL}}{1,5\pi k' t_o \Lambda} \left(0,56 + 0,18 \ln \left(\frac{\sqrt{BL}}{\Lambda} \right) \right) + \Delta DB(f \sin \alpha + \cos \alpha)}{C_L B(2 - B/B_{\phi op}) / 2 - fD/2} \quad (H.29)$$

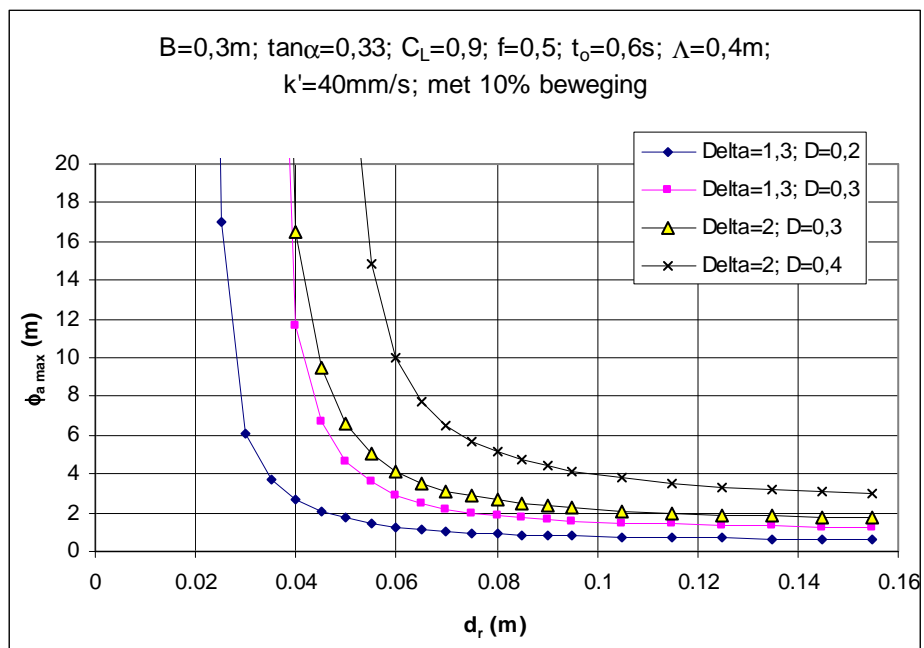
In figuur H.11 is dit resultaat voor het geval van een korte leklengte grafisch weergegeven en in figuur H.12 is de grootte van ϕ_{amax} omgerekend in een maximaal toelaatbare snelheid met $\phi_{amax} = 0,9u_{max}^2/(2g)$. Door het toestaan van enige beweging liggen de lijnen nu iets hoger dan in figuur H.8 en figuur H.10, maar het verschil is niet groot. In figuur H.13 is de maximaal toelaatbare snelheid gegeven voor een bekleding met lange leklengte. De lijnen liggen nu nog weer wat hoger.

Waarschijnlijk geeft dit echter een (lichte) overschatting van de stabiliteit, want zodra het blok in beweging komt, komt het los van het filter. Op dat moment ontstaat er een ruimte onder het blok en neemt de gradiënt van de stijghoogte onder het bewegende blok ($\partial\phi/\partial x$) sterk af. In feite is er een soort kortsluiting ontstaan, die gemodelleerd kan worden door het bewegende blok heel smal te veronderstellen. Dit is in figuur H.10a weergegeven. Dit leidt tot een iets grotere stijghoogte over het bewegende blok.

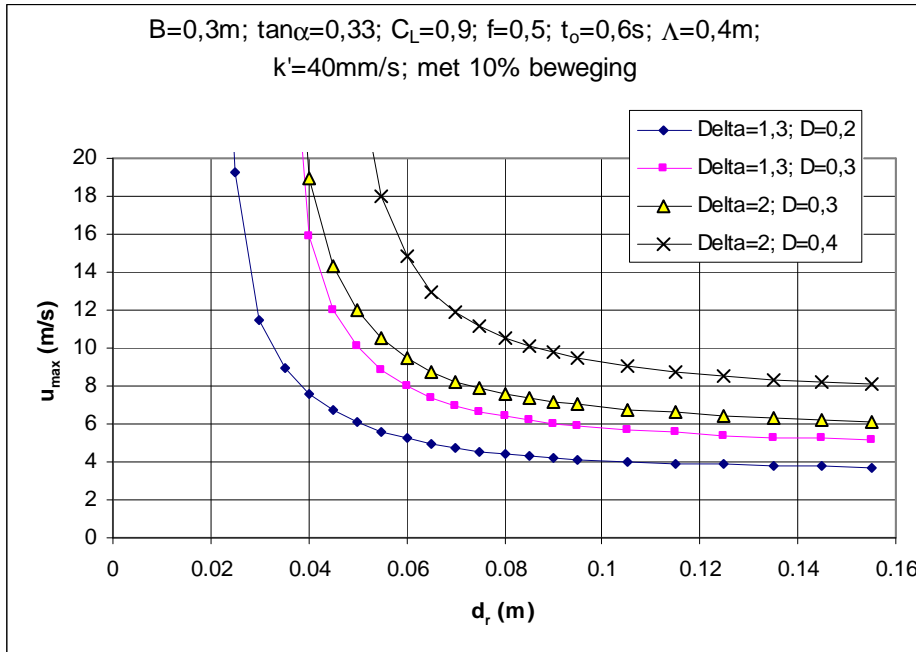


Figuur H.10a Bewegend blok geeft open ruimte boven het filter

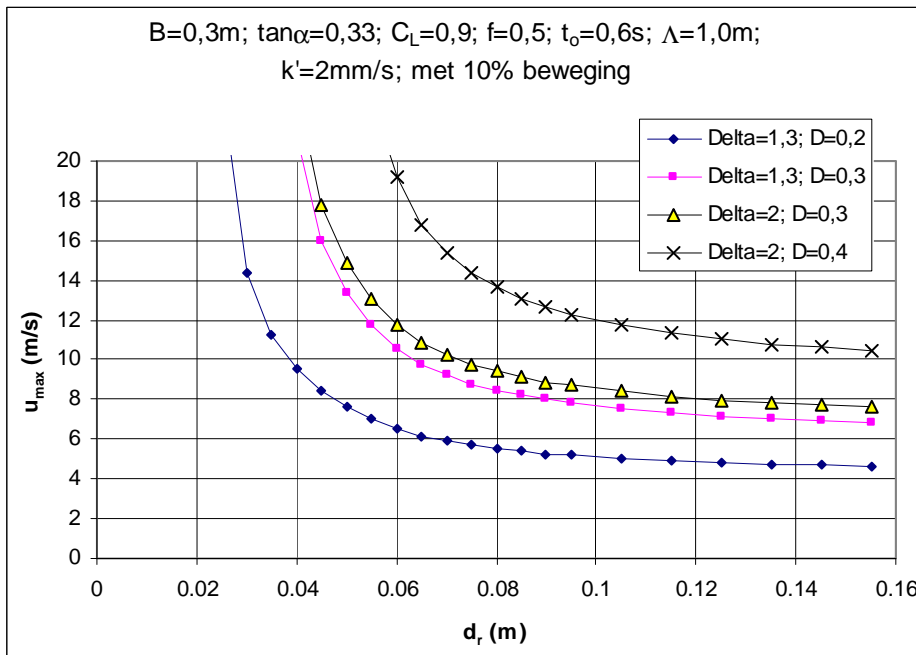
Vanwege deze problematiek, en het feit dat het toestaan van enige beweging slechts weinig vergroting van de toelaatbare snelheid geeft, wordt aanbevolen om de bekledingen te toetsen op basis van het conservatieve criterium van Formule H.18 tot en met Formule H.20.



Figuur H.11 Grootte van de maximaal toelaatbare ϕ_a als functie van d_r voor diverse waarden van Δ en D als er 10% blok beweging wordt toegelaten (korte lek lengte)



Figuur H.12 Grootte van de maximaal toelaatbare snelheid als functie van d_r voor diverse waarden van Δ en D als er 10% blokbeweging wordt toegelaten (korte leklenge)



Figuur H.13 Grootte van de maximaal toelaatbare snelheid als functie van d_r voor diverse waarden van Δ en D als er 10% blokbeweging wordt toegelaten (lange leklenge)

H.5 Conclusie

Uit de vorige paragrafen blijkt dat een uitstekende losse steen op een havendam tijdens zware golfoverslag niet gaat bewegen als voldaan wordt aan de volgende voorwaarde:

- Als $C_L B_{\phi_{op}} \geq fD$ (met $B_{\phi_{op}} \approx 5d_r$):
 - als $B_{\phi_{op}} \leq B$: $\phi_a < \frac{2\Delta DB(\cos\alpha + f \sin\alpha)}{C_L B_{\phi_{op}} - fD}$ (H.30)
 - als $B_{\phi_{op}} > B$: $\phi_a < \frac{2\Delta DB(\cos\alpha + f \sin\alpha)}{C_L (2 - B/B_{\phi_{op}})B - fD}$ (H.31)
- Als $C_L B_{\phi_{op}} < fD$: altijd stabiel

In figuur H.8 is dit resultaat grafisch weergegeven en in figuur H.9 is de grootte van ϕ_{amax} omgerekend in een maximaal toelaatbare snelheid met $\phi_{amax} = 0,9u_{max}^2/(2g)$. Doorgaans is de optredende snelheid tijdens zware golfoverslag over een havendam ongeveer 5 à 10 m/s, zodat uit figuur H.9 geconcludeerd kan worden dat stenen tot ongeveer maximaal 3 à 7 cm mogen uitstekend zonder dat ze gaan bewegen.

Als enige blokbeweging wordt toegestaan, wordt bovenstaand criterium nog iets soepeler (de toelaatbare stroomsnelheid wordt groter). Het verschil is echter niet groot, terwijl de berekeningen aanzienlijk gecompliceerder worden. Daarom wordt aanbevolen om bovenstaand conservatieve criterium aan te houden.

Het criterium is tot van stand gekomen met diverse conservatieve aannamen. De inschatting is dat daardoor dit criterium voldoende veilige resultaten geeft, en er geen additionele veiligheidscoëfficiënt toegevoegd hoeft te worden.

Gezien het feit dat de maximale snelheid tijdens zware golfoverslag in de praktijk ongeveer 5 à 10 m/s is, kan geconcludeerd worden dat de stenen ongeveer 15% tot 40% van hun dikte boven de andere uit kunnen steken, zonder dat dit blokbeweging geeft.

I Stabiliteit van het buitentalud

I Stabiliteit van het buitentalud

Door Rudolph (2005) is een diepgaande analyse van de stabiliteit van basalt in vergelijking tot Basalton gerapporteerd. In de discussies naar aanleiding van dat verslag is duidelijk geworden dat sommige conclusies enige aanvulling behoeven. In deze bijlage zijn deze aanvullingen gebundeld.

In het verslag van Rudolph (2005) is de stabiliteit van de steenzettingen afgeleid uit de golfcondities die in de Deltagoot tot schade hebben geleid. In dit verband is er sprake van schade als er één of meer zuilen uit de steenzetting zijn geslagen als gevolg van de golfbelasting. In alle gerapporteerde gevallen ging het om slechts 1 à 2 zuilen.

In figuur I.1 is de dimensieloze belasting $H_s/(\Delta D)$ als functie van de brekerparameter ξ_{op} , gegeven van alle relevante proeven waarbij al dan niet schade is opgetreden.

Als dergelijke schade ontstaat, hoeft het nog niet zo te zijn dat korte tijd later de dijk bezwijkt. In enkele gevallen is na het ontstaan van schade nog enige tijd doorgelopen om inzicht te krijgen in de verdere ontwikkeling van de groeiende schade (reststerkte). Daaruit bleek dat zelfs na een aantal uren golven de schade niet of nauwelijks was gegroeid (Klein Breteler, oktober 2004).

De bekledingen van basalt en Basalton waren beide met de hand gezet, en niet machinaal met pakketten van ruim 1 m², zoals dat met Basalton in de praktijk gebruikelijk is. Of dit invloed heeft op de stabiliteit of de reststerkte is niet onderzocht.

Eén van de opmerkelijke verschillen tussen basalt en Basalton was het feit dat de basalt onder invloed van de golfbelasting de neiging had om in het vlak van het talud naar beneden te schuiven en als het ware te verdichten (de teenconstructie was zeer star en stabiel). Dit kan hoger op het talud leiden tot een spleet waar de klemming tussen de basaltzuilen geringer is dan elders. Bij een stijgende waterstand onder extreme omstandigheden zou de bekleding op die plaats zwaar belast kunnen worden en kunnen leiden tot schade.

Dit is ook een argument om basalt in de tijzone toe te passen, en niet daar ver boven, zodat de basalt al zwaar belast wordt en verschuift tijdens de jaarlijks voorkomende stormen. De eventueel ontstane spleten hogerop het talud hebben dan de tijd om weer dicht te raken of in lopend onderhoud hersteld te worden. Na een of twee stormseizoenen is het de verwachting dat er geen beweging meer in de bekleding zit.

Met het bovenstaande in gedachten is de trend van de meetpunten nader geanalyseerd in vergelijking tot de huidige toetsmethodiek. Dat leidt tot onderstaande aanbevelingen. Bij het trekken van de conclusies is de aandacht vooral gericht geweest op een korte belastingduur. Gezien het feit dat vele meetresultaten zijn verkregen bij een lange belastingduur, zijn ook deze resultaten gebruikt voor het opstellen van de aanbevelingen, maar is globaal rekening gehouden met de lengte van de belastingduur.

Er wordt onderscheid gemaakt tussen de tijzone en de zone erboven, en tussen dijktaluds en buitentaluds op havendammen, zie figuur I.1 tot en met I.3 (en de nadere toelichting aan het eind van deze bijlage):

- In de tijzone op dijken:

- Basalton:
 - De meetpunten blijken boven de lijn $H_s/\Delta D = 6\xi_{op}^{-2/3}$ te liggen, waardoor de meetpunten goed overeenkomen met de normale toetsregels: ANAMOS, inclusief 6-ksi-regel
- Basalt:
 - De ligging van de meetpunten sluiten goed aan op de normale toetsregels: ANAMOS, inclusief 6-ksi-regel
 - Gezien het feit dat de eerste schade vooral optreedt bij de tapse of bolle zuilen, wordt aanbevolen tijdens de aanleg ervoor te zorgen dat zo min mogelijk van dit soort basalt verwerkt wordt (zie onderstaande omschrijving van ongewenste zuilen).
 - In het eerste stormseizoen na de aanleg van basalt zal men desondanks extra alert moeten zijn op het uitgelicht raken van enkele afzonderlijke zuilen (vaak met wat minder gunstige vorm, zoals tapse zuilen)
- Boven de tijzone op dijken:
 - Basalton:
 - De meetpunten blijken boven de lijn $H_s/\Delta D = 6\xi_{op}^{-2/3}$ te liggen, waardoor de meetpunten goed overeenkomen met de normale toetsregels: ANAMOS, inclusief 6-ksi-regel
 - Basalt:
 - Gezien het feit dat de eerste schade vooral optreedt bij de tapse of bolle zuilen, wordt aanbevolen tijdens de aanleg ervoor te zorgen dat zo min mogelijk van dit soort basalt verwerkt wordt (zie onderstaande omschrijving van ongewenste zuilen).
 - De basalt zal pas op eindsterkte zijn gekomen nadat er enkele stormen overheen zijn gegaan en de slecht zittende zuilen, die uitgelicht geraakt zijn, zijn gerepareerd. Of deze kleine schades acceptabel zijn, is afhankelijk van of er voldoende vertrouwen is in de reststerkte nadat enkele afzonderlijke zuilen tijdens de toetsomstandigheden uitgelicht zijn geraakt (vaak met wat minder gunstige vorm, zoals tapse zuilen). De indruk bestaat dat onder bepaalde omstandigheden zo'n kleine schade niet verdere uitgroeit. Als dat vertrouwen er is, wordt aanbevolen de normale toetsregels toe te passen (ANAMOS inclusief 6-ksi-regel).
 - Als er *onvoldoende* vertrouwen is in de reststerkte bij het ontbreken van enkele afzonderlijke zuilen, dan moeten ook de meetpunten meegeteld worden m.b.t. basalt dat nog niet op eindsterkte is gekomen. Gezien het feit dat deze meetpunten wat lager liggen, moet aanbevolen worden de normale toetsregels (ANAMOS) aan te vullen met de eis dat F maximaal 5 mag zijn:

$$F = \frac{H_s}{\Delta D} \xi_{op}^{2/3} \leq 5$$

Met:

- H_s = significante golfhoogte (op basis van energie) (m)
- ξ_{op} = $\tan\alpha/\sqrt{(H_s/(1,56T_p^2))}$ = brekerparameter (-)
- T_p = golfperiode bij de piek van het spectrum (s)
- Δ = $(\rho_s - \rho)/\rho$ = relatief de soortelijke massa van de stenen (-)
- D = dikte van de toplaag (m)
- F = stabiliteitsparameter = $\xi_{op}^{2/3} \cdot H_s/(\Delta D)$ (-)
- α = taludhelling ($^\circ$)

ρ_s = soortelijke massa van de stenen (kg/m^3)

ρ = soortelijke massa van water (kg/m^3)

- Basalt en Basalton op buitentalud van havendammen:

- Basalton:

- als de kruin van de havendammen ver boven water zit, is het niet te verwachten dat de stabiliteit van de Basalton anders is dan op dijken. Daarom wordt aanbevolen het deel van het talud dat belast wordt bij waterstanden die ruim onder de kruin liggen, $h \leq h_c - H_s$ (met h = waterstand ten opzichte van NAP; h_c = kruinhoogte ten opzichte van NAP), dezelfde toetsmethode te gebruiken als bij dijken, zie boven
- voor het deel van het talud dat belast wordt bij waterstanden in de buurt van de kruinhoogte, $h_c - H_s < h < h_c + H_s$, blijken de meetpunten wat lager te liggen dan bij vergelijkbare omstandigheden op dijken. Daarom wordt aanbevolen de normale toetsregels (ANAMOS) aan te vullen met de eis dat F maximaal 5 mag

$$\text{zijn: } F = \frac{H_s}{\Delta D} \xi_{op}^{2/3} \leq 5$$

- Basalt:

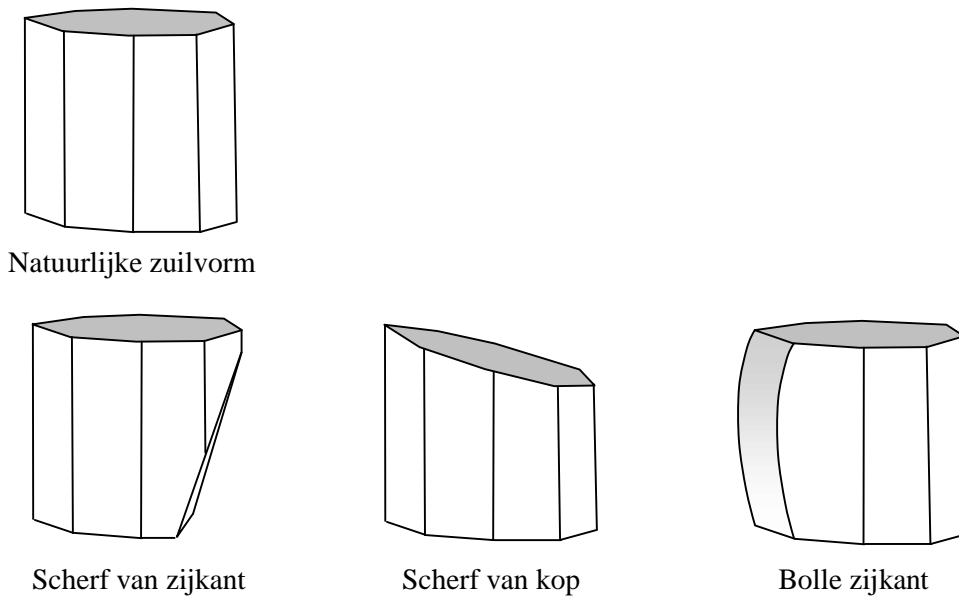
- als de kruin van de havendammen ver boven water zit, is het niet te verwachten dat de stabiliteit van de basalt anders is dan op dijken. Daarom wordt aanbevolen het deel van het talud dat belast wordt bij waterstanden die ruim onder de kruin liggen, $h \leq h_c - H_s$, dezelfde toetsmethode te gebruiken als bij dijken, zie boven
- voor het deel van het talud dat belast wordt bij waterstanden in de buurt van de kruinhoogte, $h_c - H_s < h < h_c + H_s$, blijken de meetpunten beduidend lager te liggen dan volgens ANAMOS, en lager dan bij vergelijkbare omstandigheden op dijken. Daarom wordt aanbevolen de normale toetsregels (ANAMOS) aan te vullen met de eis dat F maximaal 4 mag zijn:

$$F = \frac{H_s}{\Delta D} \xi_{op}^{2/3} \leq 4$$

Basalt dat afwijkt van de natuurlijke zuilvorm, zoals tapse of bolle zuilen, moeten bij voorkeur niet verwerkt worden. Een zuil is ongewenst taps of bol als hij voldoet aan een of meer van de volgende voorwaarden (zie onderstaande figuur I.a):

1. Het bovenoppervlak en onderoppervlak verschillen meer dan 25% van elkaar.
2. Er is een scherf van de zijkant van de basalt af, waardoor de diameter aan de onderkant meer dan 25% verschilt van die aan de bovenkant
3. Er is een scherf van de kop van de basalt af, waardoor aan één kant de zuil >25% minder hoog is dan de gemiddelde zuilhoogte van de bekleding.
4. Eén of meer zijkanten zijn bol, waarbij de diameter in het midden meer dan $D/8$ groter is dan de diameter aan de bovenkant of onderkant.

Aangenomen wordt dat een steenzetter dit na enige oefening globaal op het oog kan controleren.



Figuur I.a, Natuurlijke zuilvorm en zuilen waar scherf aan ontbreekt of met bolle zijkant.

Bovenstaande aanbevelingen zijn opgesteld aan de hand van een analyse van de resultaten van Deltagootproeven die samengevat zijn in figuur I.1 en tabel I.1. Dit is onderstaand nader toegelicht.

In figuur I.2 zijn de resultaten van basalt en Basalton op dijken weergegeven. In deze figuur is te zien dat de Basalton op dijken steeds pas schade geeft als $F > 6$. Ditzelfde geldt voor de basalt als deze op eindsterkte is gekomen (open en dichte vierkantjes). Alleen het dichte vierkantje (ξ_{op} ; $H_s/(\Delta D) = (1,89 ; 3,24)$), dat correspondeert met serie 1 van de langeduurproeven uit 2005, ligt veel lager (namelijk op de lijn van $F = 5$). Dit kan verklaard worden uit het feit dat dit een langeduurproef was die 23 uur aanhield. Door de lange duur is de sterkte lager, zoals geconcludeerd door Klein Breteler (2005).

De ruitjes hebben betrekking op basalt dat nog niet op eindsterkte gekomen is. De dichte ruitjes liggen op of boven de lijn van $F = 5$. De open ruitjes liggen wat lager, omdat deze verkregen zijn tijdens de langeduurproeven. De korteduursterkte is dus wat hoger dan deze punten aangeven.

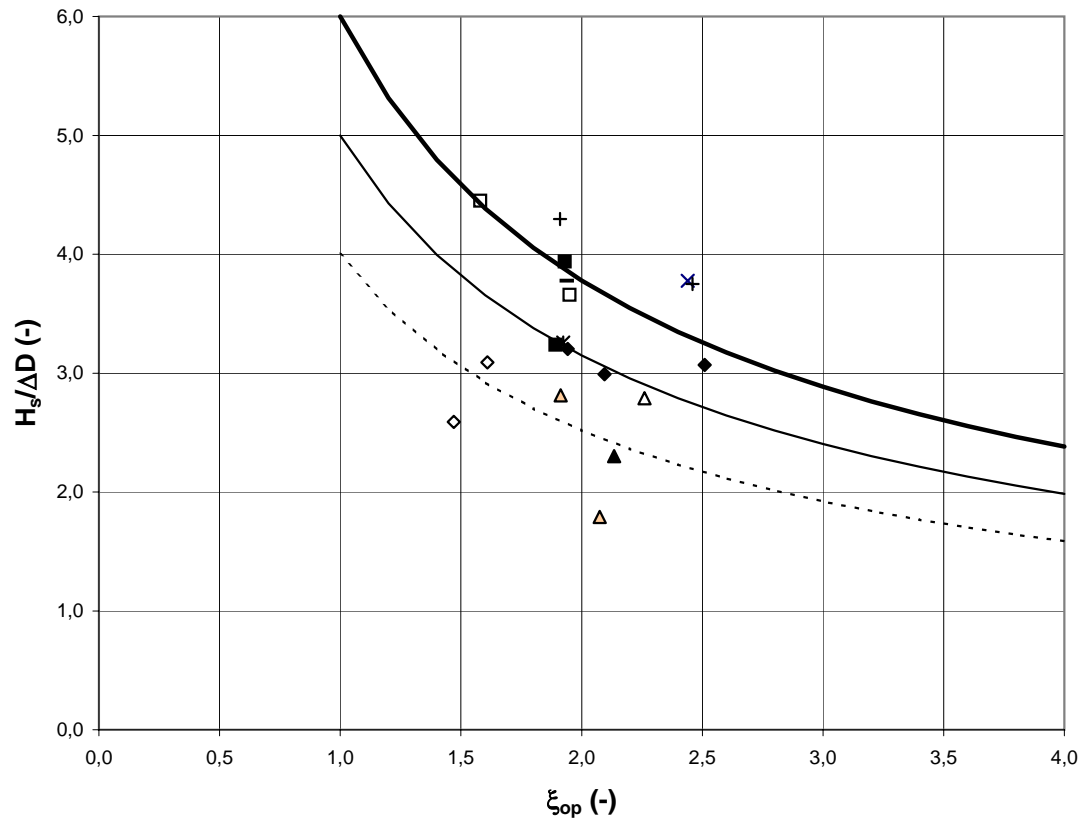
In figuur I.3 zijn de resultaten verzameld die betrekking hebben op lage havendammen. Het sterretje in deze figuur heeft betrekking op Basalton en ligt op de lijn van $F = 5$.

De stabiliteit van basalt valt af te meten aan de ligging van het dichte driehoekje. Dit punt ligt vlakbij de lijn van $F = 4$. Hier is als stabiliteitslijn toch gekozen voor $F = 4$, omdat dit punt verkregen is met basalt dat nog niet op eindsterkte was gekomen. Het hoger gelegen open driehoekje betreft een proef waarbij geen schade is opgetreden.

toplaag	referentie		proef	H _s (m)	T _p (s)	duur (uur)	H _s /ΔD (-)	ξ _{sop} (-)	F (-)	D (m)	Δ (-)	
Basalton	Eysink en Klein Breteler, 2003	dijk	24	1,37	8,08	2,1	3,75	2,46	6,84	0,20	1,827	geen schade na 2,1 uur
Basalton	Eysink en Klein Breteler, 2003	dijk	26	1,57	6,70	1,7	4,30	1,91	6,61	0,20	1,827	geen schade na 1,7 uur
Basalton	Klein Breteler, 2005	dijk	alle	1,38	8,01	51,1	3,78	2,44	6,82	0,20	1,827	geen schade na 51 uur
basalt	Burger, 1985	dijk	21	1,55	5,12	29,3	2,59	1,47	3,34	0,30	1,996	1 zuil eruit na 29 uur (nog niet op eindsterkte)
basalt	Burger, 1985	dijk	23	1,85	6,14	8,5	3,09	1,61	4,25	0,30	1,996	1 zuilen eruit na 8,5 uur (nog niet op eindsterkte)
basalt	Eysink en Klein Breteler, 2003	dijk	8A	1,20	7,70	2,0	3,07	2,51	5,67	0,20	1,955	1 zuilen eruit na 2 uur (nog niet op eindsterkte)
basalt	Eysink en Klein Breteler, 2003	dijk	18	1,74	5,85	1,5	4,45	1,58	6,04	0,20	1,955	geen schade na 1,5 uur
basalt	Klein Breteler, 2005	dijk	ingolven	1,25	6,09	4,6	3,20	1,94	4,99	0,20	1,955	2 zuilen eruit na 4,6 uur (nog niet op eindsterkte)
basalt	Klein Breteler, 2005	dijk	4810	1,17	6,35	0,4	2,99	2,09	4,90	0,20	1,955	1 tapse zuil eruit (nog niet op eindsterkte)
basalt	Klein Breteler, 2005	dijk	serie 1	1,27	5,97	23,5	3,24	1,89	4,95	0,20	1,955	1 zuil eruit na 23,5 uur
basalt	Klein Breteler, 2005	dijk	serie 2	1,43	6,56	14,0	3,66	1,95	5,73	0,20	1,955	geen schade na 14 uur
basalt	Klein Breteler, 2005	dijk	serie 3	1,54	6,72	7,3	3,94	1,93	6,11	0,20	1,955	1 zuil eruit na 7,3 uur
Basalton	Kuiper e.a., 2004	havendam	2	1,19	5,04	0,5	3,26	1,92	5,04	0,20	1,827	1 zuil eruit na 0,5 uur
Basalton	Kuiper e.a., 2004	havendam	3	1,38	5,47	1,38	3,78	1,94	5,87	0,20	1,827	geen schade
basalt	Klein Breteler, 2002	havendam	2	0,90	4,54	<= 1 uur	2,30	2,13	3,82	0,20	1,955	1 zuil eruit (nog niet op eindsterkte)
basalt	Klein Breteler, 2002	havendam	5	1,09	5,29	1,34	2,79	2,26	4,80	0,20	1,955	geen schade
basalt	Klein Breteler, 2002	havendam	14	0,70	4,17	1,05	1,79	2,08	2,91	0,20	1,955	bijna schade
basalt	Klein Breteler, 2002	havendam	15	0,80	4,60	1,16	2,05	2,14	3,40	0,20	1,955	geen schade
basalt	Klein Breteler, 2002	havendam	16	1,10	4,82	1,22	2,81	1,91	4,34	0,20	1,955	bijna schade

Tabel 1, proefresultaten

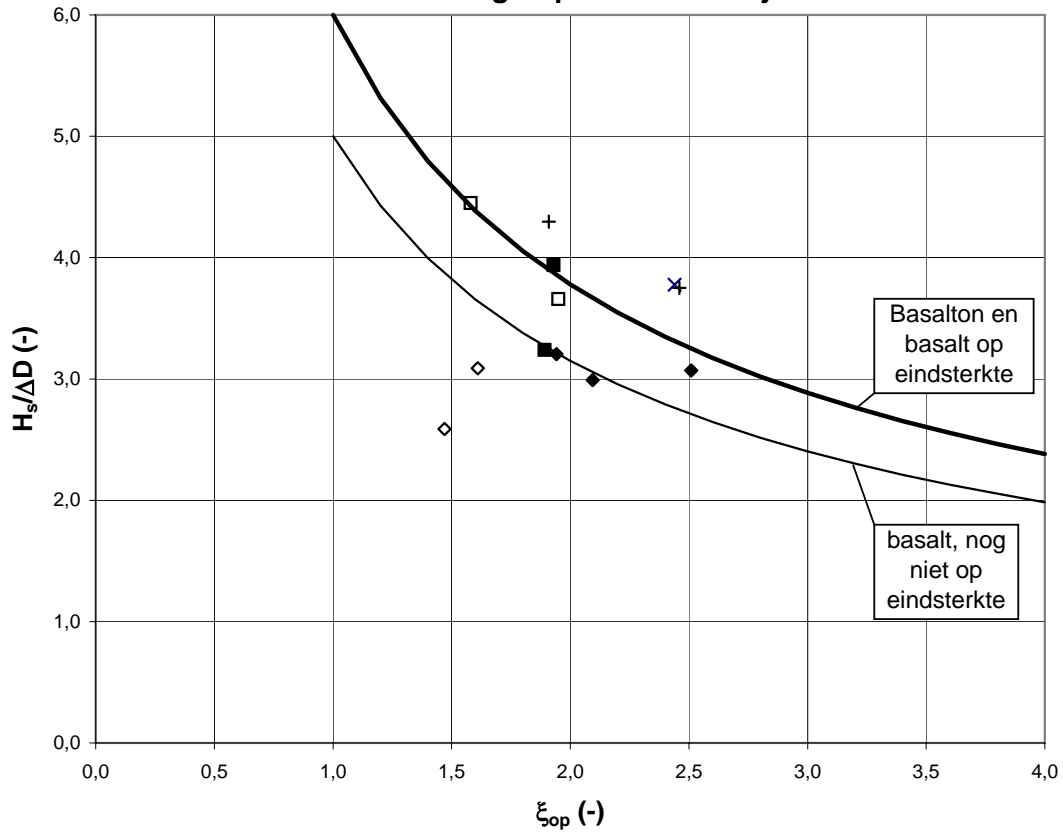
resultaten Deltagootproeven



- × Basalton op dijk; geen schade na 51 uur (2005)
- + Basalton op dijk; geen schade na ca 2 uur (2003)
- ✱ Basalton op havendam; schade na 0,5 uur (2004)
- Basalton op havendam; geen schade (2004)
- basalt op dijk; geen schade na 1,5 a 14 uur
- basalt op dijk; schade na > 7 uur
- ◇ basalt op dijk; schade na > 8 uur (nog niet op eindsterkte)(1985)
- ◆ basalt op dijk; schade na < 5 uur (nog niet op eindsterkte)
- △ basalt op havendam; geen schade (2002)
- ▲ basalt op havendam; schade na 0 a 2 uur (nog niet op eindsterkte) (2002)
- ⚠ basalt op havendam; bijna schade na 0 a 2 uur (nog niet op eindsterkte) (2002)
- F = 6
- F = 5
- ⋯ F = 4

Proefresultaten Deltagoot

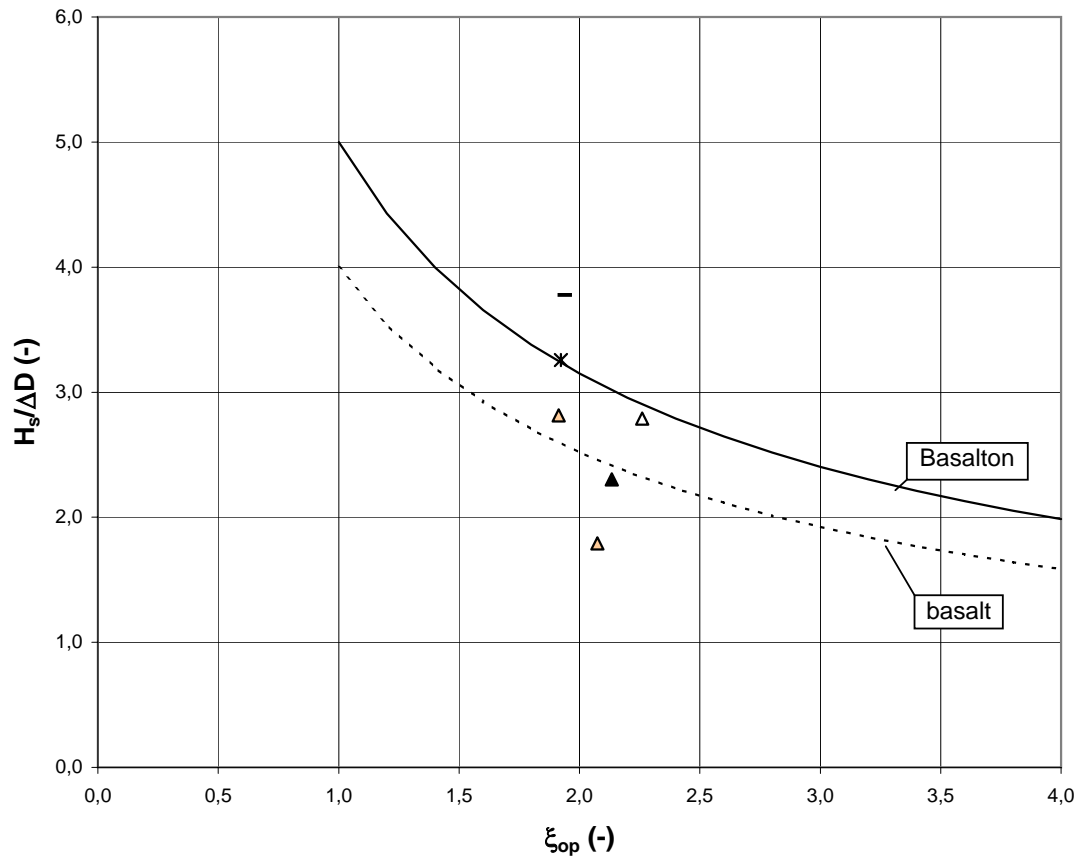
resultaten Deltagootproeven met dijken



- × Basalton op dijk; geen schade na 51 uur (2005)
- + Basalton op dijk; geen schade na ca 2 uur (2003)
- basalt op dijk; geen schade na 1,5 a 14 uur
- basalt op dijk; schade na > 7 uur
- ◇ basalt op dijk; schade na > 8 uur (nog niet op eindsterkte)(1985)
- ◆ basalt op dijk; schade na < 5 uur (nog niet op eindsterkte)
- F = 6
- F = 5

Proefresultaten Deltagoot met dijken

resultaten Deltagootproeven met havendammen



- ✱ Basalton op havendam; schade na 0,5 uur (2004)
- Basalton op havendam; geen schade (2004)
- △ basalt op havendam; geen schade (2002)
- ▲ basalt op havendam; schade na 0 a 2 uur (nog niet op eindsterkte) (2002)
- △ basalt op havendam; bijna schade na 0 a 2 uur (nog niet op eindsterkte) (2002)
- F = 5
- - - - F = 4

Proefresultaten Deltagoot
met havendammen

WL | Delft Hydraulics

H4422

FIG. 3