

**Stabiliteitsformules voor  
ingegoten steenzettingen**





# **Stabiliteitsformules voor ingegoten steenzettingen**

G.C. Mourik

1208045-021



## Titel

Stabiliteitsformules voor ingegoten steenzettingen

<b>Opdrachtgever</b>	<b>Project</b>	<b>Kenmerk</b>	<b>Pagina's</b>
Rijkswaterstaat WVL en Projectbureau Zeeweringen	1208045-021	1208045-021-HYE-0008	42

## Trefwoorden

Ingegoten steenzetting, Steentoets

## Samenvatting

In dit rapport is het huidige rekenmodel dat Steentoets (Steentoets2010 versie 1.11, Deltares, februari 2013) gebruikt voor het berekenen van de stabiliteit van ingegoten steenzettingen omgewerkt tot een nieuw rekenmodel.

Eén van de constructie-eigenschappen die een vrij grote invloed heeft op de stabiliteit van ingegoten steenzettingen is de samenhang tussen de stenen in de toplaag. Deze samenhang is juist bij ingegoten steenzettingen groot, vanwege het feit dat de asfaltmastiek de stenen aan elkaar plakt. In het huidige model is de samenhang gerelateerd aan de parameter  $E_{VGD}$  (elasticiteitsmodulus van de toplaag, bepaald d.m.v. valgewichtdeflectiemetingen: VGD-metingen). Echter, in de praktijk blijkt dat de  $E_{VGD}$  de mate van samenhang in de steenzetting niet altijd goed weergeeft. Hierdoor kan de stabiliteit van de steenzetting flink worden onderschat.

Daarom zijn in dit rapport de huidige formules van het rekenmodel omgewerkt tot nieuwe, vergelijkbare formules, die zijn gebaseerd op een andere parameter als maat voor de samenhang. Er is voor gekozen de samenhang in de toplaag te relateren aan het goed meetbare percentage van de spleetdiepte dat is ingegoten met asfaltmastiek,  $f_{ingieting}$ . De nieuwe formules hebben zoveel mogelijk dezelfde vorm als de huidige formules. Aanbevolen wordt in Steentoets de huidige formules te vervangen door de nieuw ontwikkelde formules.






Bij steenzettingen met asfaltmastiek tussen de stenen wordt in de huidige versie van Steentoets vooralsnog onderscheid gemaakt tussen ingegoten en overgoten steenzettingen. Met de studie in het onderhavige rapport komt dat onderscheid te vervallen, doordat één set nieuwe formules is ontwikkeld voor alle steenzettingen met asfaltmastiek tussen de stenen, ongeacht de ingietingsdiepte. De term 'overgoten' wordt niet meer gebruikt.

## Referenties

Waterdienst zaaknummer 31080349 / 4500210457 (opdracht van 26 maart 2013)

Contactpersoon Rijkswaterstaat WVL: K. Saathof

Contactpersoon Projectbureau Zeeweringen van RWS: Y. Provoost

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1.0	juli 2013	G.C. Mourik		B. Hofland		M.R.A. van Gent	
2.1	sep. 2014	G.C. Mourik		R. 't Hart		M.R.A. van Gent	
2.2	dec. 2014	G.C. Mourik		R. 't Hart		M.R.A. van Gent	
2.3	okt. 2015	G.C. Mourik		R. 't Hart		M.R.A. van Gent	

## Status

definitief



## Inhoud

<b>1 Inleiding</b>	<b>1</b>
1.1 Problematiek en doel	1
1.2 Opzet van het onderzoek	3
<b>2 Gebruikte modelonderzoeken</b>	<b>5</b>
2.1.1 Deltagootproeven van 2005 met ingegoten basalt (66% en 100% ingegoten)	5
2.1.2 Deltagootproeven van 1997 met ingegoten basalt (25% ingegoten)	6
<b>3 Ontwikkeling nieuw rekenmodel</b>	<b>9</b>
3.1 Verdelen van proeven in series	10
3.1.1 Clusteren van proeven met 66% en 100% ingieting	10
3.1.2 Clusteren van proeven met 25% ingieting	12
3.2 Proeven optellen en vertalen naar belastingduur van 1000 golven	13
3.2.1 Vaststellen schadecategorieën per serie	13
3.2.2 Proeven optellen	15
3.2.3 Proeven vertalen naar een standaard belastingduur van 1000 golven	17
3.3 Formules nieuw rekenmodel	20
<b>4 Vergelijking nieuw en huidig rekenmodel</b>	<b>29</b>
<b>5 Implementatie nieuw rekenmodel in Steentoets</b>	<b>33</b>
5.1 Huidige en nieuwe formules (voor 1000 golven)	33
5.2 Implementatie van huidige en nieuwe formules in Steentoets (voor N golven)	34
5.2.1 Huidige formules in Steentoets	34
5.2.2 Aanpassingen aan Steentoets	36
<b>6 Samenvatting en conclusies</b>	<b>37</b>
<b>7 Referenties</b>	<b>41</b>
<b>Bijlage(n)</b>	
<b>A Tekeningen van modelopstellingen</b>	<b>A-1</b>

## Lijst van Symbolen

Symbol	Eenheid	Betekenis
$b$	m	dikte van de filterlaag
$b_{\text{klei}}$	m	dikte van de kleilaag
$C_{\text{berm}}$	-	invloedsfactor voor toetsing zetting op de berm
$C_{\text{bovenbeloop}}$	-	invloedsfactor voor steenzettingen boven de waterlijn
$C_{\text{diep}}$	-	invloedsfactor voor diep gelegen steenzettingen
$C_1, C_2$	-	coëfficiënten t.a.v. de belastingduur
$C_H$	-	invloedsfactor t.a.v. de belastingduur
$D$	m	dikte van de toplaag
$D_{50}$	$\mu\text{m}$	korrelgrootte van het zand dat door 50% op basis van het gewicht wordt overschreden
$D_{15}$	mm	korrelgrootte van het filtermateriaal dat door 15% op basis van het gewicht wordt overschreden
$D_{\text{ingieting}}$	m	diepte tot waar de mastiekpenetratie tussen de stenen zit
$D_{\text{over}}$	m	dikte-overschot van de toplaag ten opzichte van de dikte die nog net een goed toetsresultaat oplevert
$E_{\text{VGD}}$	GPa	elasticiteitsmodulus van de ingegoten toplaag, bepaald door middel van valgewichtdeflectiemetingen (VGD-metingen)
$F$	-	stabiliteitsparameter. Er geldt: $F = \xi_{\text{op}}^{-2/3} (H_s/(\Delta D))$
$F_{1000}$	-	stabiliteitsparameter bij een belastingduur van 1000 golven
$F_N$	-	stabiliteitsparameter bij een belastingduur van N golven
$f_B$	-	invloedsfactor t.a.v. de belasting m.b.t. de belastingduur
$f_{\text{gt}}$	-	waarde van $H_s/(\Delta D)$ op de ondergrens van twijfelachtig gebied, gedeeld door de actuele waarde van $H_s/(\Delta D)$
$f_{\text{havendam}}$	-	factor waarmee de toplaagdikte wordt vermenigvuldigd t.b.v. diepe buitentaluds op havendammen
$f_{\text{ingieting}}$	-	factor t.a.v. de relatieve diepte tot waar de mastiekpenetratie tussen de toplaagelementen zit. Bijvoorbeeld: als de bovenste 66% van de spleet is ingegoten, dan is $f_{\text{ingieting}} = 0,66$
$f_S$	-	invloedsfactor t.a.v. de sterkte m.b.t. de belastingduur
$f_{S,\text{front}}$	-	invloedsfactor t.a.v. de sterkte m.b.t. de belastingduur bij een belasting door stijghoogtefronten
$f_\beta$	-	invloedsfactor voor scheve golfaanval
$H_{s1000}$	m	maximaal toelaatbare significante golfhoogte bij een belastingduur van 1000 golven
$H_{\text{max}}$	m	grootste gemeten inkomende golfhoogte
$H_s$	m	significante golfhoogte
$H_{si}$	m	significante golfhoogte in proef i
$H_{sN}$	m	significante golfhoogte, gemiddeld over de beschouwde proeven
$H_s/(\Delta D)$	-	dimensieloze belastingparameter
$H_{s/\Delta D}$	-	gecorrigeerde dimensieloze belastingparameter $H_s/(\Delta D)$
$h$	m	waterdiepte bij de teen van het talud
$h_i$	m	waterdiepte bij de teen in proef i
$h_N$	m	waterdiepte bij de teen, gemiddeld over de beschouwde proeven



Symbol	Eenheid	Betekenis
N	-	aantal golven
$N_i$	-	aantal golven in proef i
$N_N$	-	totaal aantal golven van de beschouwde proeven
n	-	aantal proeven
$s_{op}$	-	golfsteilheid: $s_{op} = H_s / (g \cdot T_p^2 / 2\pi)$
$T_{m-1,0}$	s	spectrale golfperiode
$T_p$	s	golfperiode bij de piek van het spectrum
$T_{pi}$	s	de golfperiode bij de piek van het spectrum tijdens proef i
$T_{pN}$	s	representatieve $T_p$ voor de beschouwde proeven
Z	m	niveau op het talud ten opzichte van de gootbodem (verticale afstand)
z	m	niveau op het talud ten opzichte van de stilwaterlijn (verticale afstand) waar de zwaarste belasting optreedt (onder water: negatief; $z = Z - h$ )
z'	m	equivalente niveau op het talud ten opzichte van de gootbodem (verticale afstand) (= niveau van het snijpunt van een lijn haaks op het talud door het beschouwde punt in het filter en het taludoppervlak)
$\alpha$	°	taludhelling
$\alpha_{bodem}$	°	bodemhelling voor de constructie
$\alpha_{fict}$	°	fictieve taludhelling
$\Delta$	-	relatieve ondergedompelde soortelijke massa van de stenen in de toplaag: $\Delta = (\rho_s - \rho) / \rho$
$\xi_{op}$	-	brekerparameter, gebaseerd op diep water en piekperiode: $\xi_{op} = \tan \alpha / \sqrt{s_{op}}$
$\rho$	kg/m <sup>3</sup>	soortelijke massa van het water
$\rho_s$	kg/m <sup>3</sup>	soortelijke massa van de stenen



# 1 Inleiding

## 1.1 Problematiek en doel

In het kader van de toetsing van de waterkeringen zoals voorgeschreven in de Waterwet dienen onder andere de steenzettingen periodiek getoetst te worden. Volgens de VTV2006 moet dit uitgevoerd worden met het Excel-programma Steentoets (Klein Breteler, 2013). Daarnaast kan Steentoets gebruikt worden als hulpmiddel voor het ontwerpen van steenzettingen.

In Steentoets is onder meer een rekenmodel opgenomen om de stabiliteit van ingegoten steenzettingen te berekenen. Dat rekenmodel is ontwikkeld in Klein Breteler en Van der Werf (2007) op basis van in 2005 uitgevoerde Deltagootproeven met ingegoten basalt. Eén van de constructie-eigenschappen die een vrij grote invloed heeft op de stabiliteit is de samenhang tussen de stenen in de toplaag. In het huidige rekenmodel (in Steentoets2010 versie 1.11, Deltares, februari 2013) is de samenhang gerelateerd aan de parameter  $E_{VGD}$ . De factor  $E_{VGD}$  is de elasticiteitsmodulus van de bekleding, bepaald door middel van valgewicht-deflectiemetingen (VGD-metingen). Hoe groter de samenhang in de bekleding, des te groter is gewoonlijk de  $E_{VGD}$ . Bij volledig ingegoten steenzettingen is de samenhang tussen de stenen groot, wat naar verwachting te meten is aan de hand van een grotere  $E_{VGD}$  dan bij half ingegoten steenzettingen, waar de samenhang en de  $E_{VGD}$  kleiner zijn. Destijds werd gedacht dat de  $E_{VGD}$  een goede maat is voor de samenhang en klemming in de steenzetting.

Het uitvoeren van een valgewichtdeflectiemeting (VGD-meting) gebeurt door een speciaal gebouwde aanhanger met een auto boven een steenzetting te rijden, zo dat het ingebouwde valgewicht zich precies boven de gewenste locatie bevindt. Terwijl men het valgewicht op de bekleding laat vallen, worden daaromheen in de bekleding optredende trillingen nauwkeurig gemeten. Uit de gemeten trillingen wordt de elasticiteitsmodulus afgeleid.

Hoewel de  $E_{VGD}$  een bruikbare parameter lijkt, kleven verschillende nadelen aan het werken met de  $E_{VGD}$ :

- Er zijn twijfels of de  $E_{VGD}$  een goede maat is voor de samenhang in de bekleding.
- De VGD-waarde lijkt niet onderscheidend genoeg. De VGD-waarde heeft slechts een geringe invloed op de beoordeling van de stabiliteit, terwijl van de mate van ingieting wel degelijk een significante invloed te verwachten is.
- Het is niet mogelijk om ermee rekening te houden in de ontwerpfase, omdat de  $E_{VGD}$  pas volgt uit metingen nadat het werk gereed is. Bij het ontwerp kan met sommige andere parameters meer rekening worden gehouden, zoals het percentage van de spleetdiepte dat is ingegoten met asfaltmastiek. Het percentage ingieting zou bijvoorbeeld als eis kunnen worden meegegeven aan de aannemer.

De twijfels omtrent de VGD-waarden zijn bij Projectbureau Zeeweringen gegroeid gedurende verschillende toetsingen, waarbij in de praktijk de VGD-waarden van ingegoten steenzettingen zijn bepaald. De in werkelijkheid gemeten waarden waren betrekkelijk laag vergeleken met de VGD-waarden van de Deltagootproeven, ondanks dat de beheerder vastgesteld heeft dat de stenen muurvast in de bekleding zaten. Dat was bijvoorbeeld het geval bij een bekleding bij Vlissingen, zie Klein Breteler, 2013a. Daar bleken volledig ingegoten steenzettingen in de praktijk een  $E_{VGD}$  te hebben die niet groter was dan 5,5 GPa. Aangezien de huidige formules erop zijn gebaseerd dat  $E_{VGD} = 20$  GPa bij volledige ingieting

worden vooral (bijna) volledig ingegoten steenzettingen volgens de huidige methode kennelijk veel te streng beoordeeld.

Mogelijk heeft de discrepantie tussen de meetwaarden en de constatering van de beheerder te maken met de dikte van de bekleding die in de praktijk veel groter is dan die tijdens het modelonderzoek in de Deltagoot waarop de toetsmethode is gebaseerd. Deze was in de Deltagoot slechts 13 cm, terwijl dit in de praktijk meestal meer dan 25 à 30 cm is.

Verder is het denkbaar dat de zeer kleine trillingen/bewegingen die veroorzaakt worden door het valgewicht geen goede maat zijn voor de samenhang, zoals ook gebleken is voor geklemde steenzettingen, waar het ook heel moeilijk bleek te zijn om een relatie tussen de VGD-meting en de mate van klemming te leggen ('t Hart 2013). Voor het bezwijken van een steenzetting zijn er namelijk veel grotere bewegingen tussen de stenen noodzakelijk.

Vanwege de nadelen ten aanzien van de  $E_{VGD}$  is het wenselijk om de samenhang van de bekleding af te leiden van een andere, goed meetbare parameter. Op basis van engineering judgement is er hier voor gekozen om de samenhang, als resultaat van de mastiekpenetratie in de spleten, te ontlenen aan het percentage van de spleetdiepte (zuilhoogte) dat is ingegoten. Het ingieten van spleten wordt gedaan vanaf de buitenkant van de bekleding. Wanneer bijvoorbeeld de bovenste 40% van de spleetdiepte is ingegoten (dus de onderste 60% van de spleetdiepte is niet ingegoten, maar bijvoorbeeld gevuld met inwasmateriaal), dan is er sprake van een ingietingsdieptepercentage van 40%. De ingietingsdiepte kan bepaald worden door op meerdere plaatsen per dijkgedeelte een steen uit de bekleding te verwijderen en rondom de ingietingsdiepte te meten, of door ter plaatse van de spleet een kern uit de bekleding te boren en daarvan de ingietingsdiepte te meten.

Een aspect dat bij gebruik van ingietingsdieptepercentages niet in het nieuwe rekenmodel wordt meegenomen, is de sterkte en kwaliteit van de asfaltmastiek, terwijl dat wel ligt opgesloten in de  $E_{VGD}$ -waarde van het huidige rekenmodel. De verwachting is dat de kwaliteit van de asfaltmastiek geen grote rol speelt. De asfaltmastiek vormt een matrix waarin de zetstenen liggen opgesloten. Zolang de stenen en de mastiekpenetratie op elkaar blijven aansluiten, zal de steenzetting zich als plaat blijven gedragen. Veroudering van de asfaltmastiek heeft daar naar verwachting weinig invloed op. De ervaring is dat veroudering het vervormen van de asfaltmastiek alleen maar zal tegengaan, waardoor de stenen minder snel los komen te liggen.

In dit rapport is het huidige rekenmodel, gebaseerd op de  $E_{VGD}$ , omgewerkt tot een nieuw rekenmodel dat gebaseerd is op het percentage ingieting. Een verschil tussen het huidige en nieuwe rekenmodel is het benodigde aantal sets formules om de totale range aan ingietingsdieptepercentages te dekken. Het huidige rekenmodel bestaat uit een set formules voor steenzettingen waarvan de spleetdiepte voor minder dan 50% is ingegoten én een set formules voor ingietingsdieptepercentages van 50-100%. In het nieuwe model is gestreefd naar één set formules, die geldig is voor alle ingietingsdieptepercentages.

Het onderhavige onderzoek is uitgevoerd in het kader van het meerjarige project 'Advisering steenbekledingen Zeeland' voor het Projectbureau Zeeweringen (PBZ). Dit projectbureau is opgericht ten behoeve van de renovatie van de steenzettingen in Zeeland en is een samenwerking van Rijkswaterstaat Zeeland en het Waterschap Scheldestromen. Contractueel is de Waterdienst van Rijkswaterstaat de opdrachtgever namens PBZ voor het onderhavige onderzoek. Het deel van het project dat gericht is op kennisontwikkeling sluit aan op het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen dat uitgevoerd is in de periode van 2003-2009 in opdracht van de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat namens PBZ.

## 1.2 Opzet van het onderzoek

Bij steenzettingen met mastiekpenetratie in de spleten wordt in de huidige formules onderscheid gemaakt tussen ingegoten en overgoten steenzettingen. In die formules worden steenzettingen als ingegoten beschouwd als 50-100% van de spleetdiepte is ingegoten en als overgoten als de spleetdiepte voor minder dan 50% is ingegoten. Als er geen mastiekpenetratie in de spleten aanwezig is, is de steenzetting niet-ingegoten.

In de huidige versie van Steentoets zijn voor ingegoten, overgoten en niet-ingegoten steenzettingen afzonderlijke sets formules aanwezig. De huidige formule voor overgoten steenzettingen betreft een zeer veilige grens tussen wel en niet stabiel. De huidige formule voor ingegoten steenzettingen is ontwikkeld in Klein Breteler en Van der Werf (2007). Dat onderzoek leverde voor ingegoten steenzettingen de volgende set formules op:

$$\left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{\text{bij bezwijken}} = F_{1000} \xi_{op}^{-2/3} \quad (1.1)$$

Waarin:

$$F_{1000} = 6,4 + 0,15 \cdot (E_{VGD} - 1) \quad (1.2)$$

Met:

D = dikte van de toplaag (m)

$E_{VGD}$  = elasticiteitsmodulus van de ingegoten toplaag, bepaald door middel van valgewichtdeflectiemetingen (GPa)

$F_{1000}$  = stabiliteitsparameter bij een belastingduur van 1000 golven (-)

$H_s$  = significante golfhoogte (m)

$\Delta$  =  $(\rho_s - \rho) / \rho$  = relatieve ondergedompelde soortelijke massa van de stenen in de toplaag (op basis van de relatieve soortelijke massa van de stenen zonder mastiekpenetratie) (-)

$\xi_{op}$  = brekerparameter, gebaseerd op diep water en piekperiode:

$$\xi_{op} = \tan \alpha / \sqrt{(H_s / (1,56 T_p^2))} \quad (-)$$

$\rho$  = soortelijke massa van het water ( $\text{kg/m}^3$ )

$\rho_s$  = soortelijke massa van de stenen in de toplaag ( $\text{kg/m}^3$ )

Met de studie in het onderhavige rapport is het onderscheid tussen in- en overgoten steenzettingen in de formules komen te vervallen: er is namelijk toegewerkt naar één set formules, die geldig is voor alle steenzettingen met mastiekpenetratie tussen de stenen. De term 'overgoten' wordt niet meer gebruikt.

Zoals beschreven in paragraaf 1.1 is het wenselijk om de samenhang in de bekleding niet langer te ontnemen aan parameter  $E_{VGD}$ , maar aan het percentage van de spleet dat is ingegoten met asfaltmastiek,  $f_{\text{ingieting}}$ . In het onderhavige rapport zijn de formules (1.1) en (1.2) daarom omgewerkt tot een nieuwe set vergelijkbare formules, waarin niet langer  $E_{VGD}$  maar  $f_{\text{ingieting}}$  is opgenomen in de formule voor  $F_{1000}$ . De nieuwe formules hebben zoveel mogelijk dezelfde vorm als de huidige formules.

Opgemerkt wordt dat in voorgaande studies regelmatig gebruikgemaakt is van de term 'gietasfalt' als aanduiding van de asfaltmastiek waarmee steenzettingen zijn ingegoten. Strikt genomen is gietasfalt een mengsel van grind en een overmaat aan asfaltmastiek. Omdat het penetreren van gezette stenen vraagt om asfaltmastiek zonder grind, is de term 'gietasfalt' feitelijk niet correct en kan beter gebruikgemaakt worden van de term 'asfaltmastiek'.

'Asfaltmastiek' heeft vooral betrekking op de vaste vorm van het materiaal, nadat het is afgekoeld. Voor aanduiding van het materiaal in vloeibare vorm, tijdens het ingieten, kan ook gebruikgemaakt worden van de term 'asfalmortel'.

Eerst is in hoofdstuk 2 een korte beschrijving gegeven van de gebruikte modelproeven. De ontwikkeling van de nieuwe formules is stap voor stap toegelicht in hoofdstuk 3. In hoofdstuk 4 worden resultaten van het huidige en nieuwe rekenmodel met elkaar vergeleken. Tenslotte is in hoofdstuk 5 beschreven hoe de nieuw ontwikkelde formules in Steentoets geïmplementeerd kunnen worden.

## 2 Gebruikte modelonderzoeken

De formules van het huidige rekenmodel voor het berekenen van de stabiliteit van 50% tot 100% ingegoten steenzettingen zijn ontwikkeld in paragraaf 6.3 van Klein Breteler en Van der Werf (2007) op basis van in 2005 uitgevoerde Deltagootproeven met ingegoten basalt. Voor een uitgebreide beschrijving van die proeven wordt verwezen naar Hofland en Klein Breteler (2007). In dat onderzoek zijn twee steenzettingen beproefd, waarbij respectievelijk de bovenste 66% en 100% van de spleetdiepte was ingegoten met asfaltmastiek.

Dezelfde proeven zijn weer gebruikt bij de ontwikkeling van het nieuwe rekenmodel. Daarnaast is nu ter aanvulling gebruikgemaakt van in 1997 uitgevoerde Deltagootproeven met een basaltbekleding, waarbij de bovenste 25% van de spleetdiepte was ingegoten. Gebruik van deze proeven geeft beter inzicht in de stabiliteit bij kleinere ingietingsdieptepercentages. De proeven van 1997 zijn uitgebreid beschreven in Smith, Wouters en Klein Breteler (2000).

De modelopstellingen en uitgevoerde proevenprogramma's van beide grootschalige modelonderzoeken zijn in hoofdlijnen beschreven in de volgende paragrafen.

### 2.1.1 Deltagootproeven van 2005 met ingegoten basalt (66% en 100% ingegoten)

Deze proeven werden in 2005 in de Deltagoot uitgevoerd op een bekledingsconstructie van ingegoten basalt op een filterlaag op klei. Eerst is een serie proeven uitgevoerd met een ingietingsdieptepercentage van 66% en daarna een serie met een 100% ingegoten steenzetting. De proeven zijn uitgebreid beschreven in Hofland en Klein Breteler (2007).

De modelopstelling van het grootschalige modelonderzoek had de onderstaande eigenschappen. Een tekening van de modelopstelling is weergegeven in bijlage A.1.

- talud: 1:3,5
- toplaag: gezette basalt  
gemiddelde toplaagdikte:  $D = 12,9$  cm  
soortelijke massa van het basalt:  $3033 \text{ kg/m}^3$
- filterlaag: ingezand tot  $z' = +4,35$  m boven de gootbodem (niveau van het taludoppervlak ter plaatse van de overgang), en daarboven schoon.  
steenslag 4-22 mm ( $D_{f15} = 5,6$  mm), al dan niet vermengd met 23% zand  
gemiddelde filterlaagdikte:  $b = 7,9$  cm
- kleilaag: laagdikte:  $b_{\text{klei}} = 30$  cm
- zandlichaam: korrelgrootte:  $D_{50} = 206 \mu\text{m}$
- ingegoten:  $Z < +1,60$  m: niet-ingegoten basalt ( $Z =$  verticale coördinaat vanaf bodem)  
vanaf  $Z = +1,6$  m tot  $+6$  m: asfaltmastiek (20% bitumen)

De schaal van het modelonderzoek was ongeveer 1:2 ten opzichte van bekledingen in prototype. In dit rapport worden de modelmaten gehanteerd, tenzij anders vermeld.

Er zijn twee soorten ingietingen getest:

- *Serie 1:*  
Gedeeltelijk ingegoten, met een ingieting van 8,5 cm diep (66% van de toplaagdikte). De asfaltmortel is spleet voor spleet ingegoten met een emmer, niet over de basaltkoppen.

- **Serie 2:**  
Volledig ingegoten, met een ingieting van 12,9 cm tot op het filter (100% van de toplaagdikte). De asfalmortel is uit een kubel op het talud gegoten en uitgestreken, ook over de basaltkoppen.

Tabel 2.1 geeft een overzicht van de belangrijkste karakteristieken van de uitgevoerde golfproeven. De proeven zijn uitgevoerd met een Pierson-Moskowitz spectrum. In de tabel is ook een schatting gegeven van de zwaarst belaste zone op het talud. Dit is berekend op basis van de formules van Klein Breteler en Eysink (2005):

$$-0,6H_s \xi_{op} < z < -0,2H_s \xi_{op} \tag{2.1}$$

Met:

z = niveau op het talud ten opzichte van de stilwaterlijn waar de zwaarste belasting optreedt (onder water: negatief; z = Z - h) (m)

serie	proef	h [m]	zwaarst belaste zone [m]		H <sub>s</sub> [m]	H <sub>max</sub> [m]	T <sub>p</sub> [s]	T <sub>m-1,0</sub> [s]	ξ <sub>op</sub> [-]	s <sub>op</sub> [-]	H <sub>s</sub> /ΔD [-]	F [-]	N [-]	Duur [uur]
			van Z =	tot Z =										
1	P00	4,30	3,6	4,1	0,49	1,01	4,91	4,29	2,49	0,013	1,89	3,46	268	0,28
1	P01	3,90	3,1	3,6	0,68	1,21	4,30	3,66	1,86	0,023	2,59	3,92	2819	2,50
1	P02	3,90	3,2	3,7	0,68	1,14	4,16	3,72	1,80	0,025	2,60	3,84	2746	2,50
1	P03	3,90	2,9	3,6	0,95	1,72	4,98	4,50	1,82	0,025	3,63	5,41	2386	2,50
1	P04	3,90	2,9	3,6	0,96	1,64	4,93	4,49	1,79	0,025	3,67	5,42	2367	2,50
1	P05	4,10	2,7	3,6	1,22	1,63	6,03	5,01	1,95	0,021	4,64	7,25	89	0,11
2a	P11	3,91	3,2	3,7	0,67	1,18	4,20	3,72	1,83	0,024	2,56	3,83	2525	2,50
2a	P11B	3,92	3,2	3,7	0,67	1,12	4,03	3,73	1,76	0,027	2,56	3,72	2612	2,34
2a	P12	4,11	3,1	3,8	1,11	1,62	4,62	4,22	1,57	0,033	4,22	5,70	1084	1,11
2b	P12A	3,19	2,3	2,9	0,75	1,14	4,64	4,01	1,91	0,022	2,85	4,40	512	0,50
2a	P12B	3,59	2,7	3,3	0,79	1,15	4,51	3,97	1,81	0,025	3,01	4,47	481	0,50
2a	P13	4,11	3,2	3,8	0,97	1,39	4,17	3,84	1,52	0,036	3,69	4,86	1037	1,00
2a	P14	4,25	3,0	3,8	1,02	1,70	5,56	4,97	1,96	0,021	3,91	6,12	1170	1,33
2a	P14B	3,51	2,7	3,2	0,82	1,23	4,36	4,08	1,72	0,028	3,13	4,49	506	0,50
2a	P15	4,37	3,0	3,9	1,32	1,69	5,75	5,34	1,78	0,026	5,04	7,41	174	0,22
2a	P16	4,92	3,7	4,5	1,09	1,42	5,47	4,72	1,87	0,023	4,16	6,31	155	0,18
2b	P17	2,90	1,7	2,5	0,93	1,32	5,68	5,21	2,10	0,018	3,54	5,81	1139	1,32
2b	P18	3,15	1,8	2,7	1,10	1,54	6,09	5,57	2,07	0,019	4,19	6,81	1147	1,39
2b	P19	3,15	1,8	2,7	1,13	1,57	5,76	5,21	1,94	0,022	4,29	6,67	1735	2,00
2b	P20	3,17	1,8	2,7	1,14	1,61	5,82	5,22	1,95	0,022	4,34	6,76	1750	2,00
2b	P21	3,46	1,8	2,9	1,24	1,71	7,04	6,30	2,25	0,016	4,74	8,15	1135	1,56
2a	P22	4,68	3,0	4,1	1,41	2,36	6,52	5,81	1,96	0,021	5,36	8,40	1102	1,47
2a	P23	4,71	2,8	4,1	1,59	2,18	6,94	6,15	1,96	0,021	6,06	9,50	1212	1,72
2a	P23A	4,70	2,9	4,1	1,64	2,11	6,67	6,17	1,86	0,024	6,24	9,44	253	0,40

Tabel 2.1 Gemeten hydraulische condities tijdens het Deltagootonderzoek (Δ is gebaseerd op alleen basalt, dus Δ = 2,033).

## 2.1.2 Deltagootproeven van 1997 met ingegoten basalt (25% ingegoten)

Dit modelonderzoek werd in 1997 in de Deltagoot uitgevoerd op een klassieke bekledingsconstructie van gedeeltelijk ingegoten basalt op een filterlaag op vlijlagen op klei. De ongeveer 20 cm dikke basaltlaag met een taludhelling van 1:3,5 was volledig overgoten met



asfaltmortel en de spleten tussen de basaltzuilen waren voor circa 25% ingegoten. Een lengte- en dwarsdoorsnede van de modelopstelling zijn weergegeven in respectievelijk bijlagen A.2 en A.3. De proeven zijn uitgebreid beschreven in Smith, Wouters en Klein Breteler (2000).

De ingegoten basaltbekleding was gebouwd tussen +2,5 m en +5,0 m boven de gootbodem. Tussen +2,0 m en +2,5 m was een open constructie van Basalton op een filter (15-40 mm) op geotextiel op klei gezet. Daar kon het water dus vrijelijk in en uit het filter stromen.

De kern van de modelopstelling bestond uit zand, waarop eerst een laag klei in geroerde staat goed verdicht was aangebracht met een dikte van ongeveer 30 cm. Tussen +2,5 m en +5,0 m waren op de klei twee vlijlagen aangebracht van plat gestrate klinkers. Per laag waren de openingen tussen de klinkers ingeveegd met zand. Elke meter (langs het talud gerekend) werd de onderste vlijlaag onderbroken door een horizontale drainagebuis met een diameter van 5 cm. Deze buizen waren verbonden aan een dichte pijp waarmee de freatische lijn in het filter gereguleerd en gemeten worden (altijd gelijk aan of hoger dan de waterstand in de goot).

Het talud tussen +2,5 m en +5,0 m was met een tussenschot in twee helften verdeeld. Het schot stond op de onderste vlijlaag. Langs het schot was aan beide zijden ter hoogte van het basalt flexibel materiaal aangebracht, evenals langs de gootwand.

Op de vlijlagen was een filterlaag met variërende dikte (5 à 10 cm) aangelegd. De dikte was steeds zodanig dat de hoogteverschillen van de basaltzuilen opgevangen werden en dat de bovenzijde van het basalt zo gelijkmatig mogelijk was. Het doel was een slecht doorlatend ingezand en dichtgeslibd filter na te maken.

De filterlaag bestond in de ene goothelft (meetcabinezijde:  $2,5 < y < 5$  m) uit een mengsel van grove steenslag met kif en zand. De ruime aanwezigheid van fijn zand resulteerde in een kleine karakteristieke korrelgrootte:  $D_{f15} = 0,33$  mm.

In de andere goothelft (halzijde:  $0 < y < 2,5$  m) was het filter een mengsel van grove steenslag met kif en zand met zeer fijn zand. De karakteristieke korrelgrootte was  $D_{f15} = 0,11$  mm.

Het op het filter gezette basalt had een dikte van 17 tot 22 cm. De gemiddelde hoogte van 15 zuilen was 19,6 cm met een spreiding van 1,4 cm. De gemiddelde soortelijke massa van 5 zuilen was  $2955 \text{ kg/m}^3$ .

Na het plaatsen van de basaltzuilen werden de voegen van het basalt en Basalton ingeveegd met breed gegradeerd steenslag 5-50 mm, behalve de bovenste 5 cm van de spleten. Vervolgens werden de voegen van het basalt tot ongeveer 5 cm onder de bovenrand van de zuilen verder opgevuld met zand. Dit geheel werd ingegoten en overgoten met asfaltmortel (alleen het basalt), ook op/tegen het flexibele materiaal langs de gootwanden en het tussenschot. De eigenschappen van de asfaltmestiek waren zodanig gekozen dat er een matige kwaliteit bereikt werd: er is 15% bitumen en 16% vulstof gebruikt, de asfaltmortel werd verouderd door het voor de verwerking gedurende één dag op ca.  $200^\circ\text{C}$  te houden, en het basalt was vuil en nat tijdens het ingieten om de hechting slecht te laten zijn. Ook in werkelijkheid zullen basaltbekledingen regelmatig nat en vuil zal zijn tijdens het ingieten. Het ingieten werd zorgvuldig en met een temperatuur van 150 tot  $200^\circ\text{C}$  uitgevoerd zodat er een volledig waterdichte toplaag werd verkregen.

De meeste proeven werden uitgevoerd met een waterstand van +4,0 m boven de gootbodem. Tijdens de proeven is de freatische lijn in het zand onder de klei tussen +2,0 m

en +2,5 m boven de gootbodern gehouden. De freatische lijn in het filter was steeds gelijk aan of iets hoger dan de waterstand in de goot.

Er werd gestart met een serie proeven met regelmatige golven (Tabel 2.2). Na deze eerste 5 proeven met regelmatige golven werd een aantal proeven met onregelmatige golven uitgevoerd met een Pierson Moskowitz-spectrum (Tabel 2.3). Vanaf proef 3o07 was de freatische lijn in het filter kunstmatig verhoogd. Tot slot werden nog enkele proeven met regelmatige golven uitgevoerd (Tabel 2.4).

De proeven met regelmatige golven duurden gewoonlijk 12 minuten. Het aantal golven N in Tabel 2.2 en Tabel 2.4 betreft een schatting volgens de formule  $N = (12 \cdot 60)/T$ .

De proeven met regelmatige golven duurden gewoonlijk circa 1000 golven. Proef 3o09 werd echter halverwege afgebroken vanwege onregelmatigheden bij het golfschot. Het aantal golven in Tabel 2.3 betreft het gemeten aantal golven.

proef	waterpeil in goot [m]	peil in filter [m]	H [m]	T [s]	$s_{op}$ [-]	$\xi_{op}$ [-]	$H/(\Delta D)$ [-]	N [-]
3r01	+4,0	+4,0	0,64	3,30	0,038	1,47	1,67	218
3r02	+4,0	+4,0	0,77	3,30	0,045	1,34	2,01	218
3r03	+4,0	+4,0	1,04	3,70	0,049	1,30	2,71	195
3r04	+4,0	+4,0	0,77	3,90	0,032	1,59	2,01	185
3r05	+4,0	+4,0	0,94	4,40	0,031	1,62	2,45	164

Tabel 2.2 Proevenprogramma regelmatige golven.

proef	waterpeil in goot [m]	peil in filter [m]	$H_s$ [m]	$T_p$ [s]	$s_{op}$ [-]	$\xi_{op}$ [-]	$H_s/(\Delta D)$ [-]	N [-]	zwaarst belaste zone [m]	
									van	tot
3o06	+4,00	+4,00	0,76	3,4	0,042	1,39	1,98	1003	3,37	3,79
3o07	+4,01	+4,19	0,92	3,8	0,041	1,41	2,40	1036	3,23	3,75
3o08	+4,00	+4,30	1,09	4,4	0,036	1,50	2,85	1045	3,02	3,67
3o09	+4,00	+4,11	1,3	4,6	0,039	1,44	3,39	430	2,88	3,63
3o10	+4,00	+4,20	1,26	4,7	0,037	1,49	3,29	1051	2,87	3,62
3o11	+4,39	+4,52	1,56	5,3	0,036	1,51	4,07	1117	2,97	3,92

Tabel 2.3 Proevenprogramma onregelmatige golven met een Pierson Moskowitz-spectrum (proef 3o09 moest na 30 minuten worden afgebroken, omdat er onregelmatigheden bij het golfschot werden geconstateerd).

proef	waterpeil in goot [m]	peil in filter [m]	H [m]	T [s]	$s_{op}$ [-]	$\xi_{op}$ [-]	$H/(\Delta D)$ [-]	N [-]
3r06	+4,36	+4,42	1,49	5,5	0,032	1,61	3,89	131
3r07	+4,0	+4,0	0,65	3,3	0,038	1,46	1,70	218
3r08	+4,0	+4,0	1,47	5,5	0,031	1,62	3,84	131

Tabel 2.4 Proevenprogramma regelmatige golven.

### 3 Ontwikkeling nieuw rekenmodel

Voor het ontwikkelen van de formules is gekeken naar het moment waarop schade ontstond aan de beproefde steenzettingen. De schade ontstond nadat de steenzetting gedurende meerdere proeven, elk met andere hydraulische condities, was belast.

Het bezwijken van een steenzetting wordt niet alleen veroorzaakt door de paar allerhoogste golven. Ook de belastingduur speelt een belangrijke rol: iets kleinere, maar veelvuldig optredende golven dragen eveneens sterk bij. Voor het analyseren van de meetresultaten is het daarom belangrijk om de golfbelasting van sommige proeven, die na elkaar zijn uitgevoerd, bij elkaar op te tellen. Voorwaarde voor het optellen van proeven is dat eventuele schade tussen de proeven door niet is gerepareerd. Daarnaast worden proeven alleen opgeteld wanneer de golfbelasting aangrijpt op ongeveer hetzelfde niveau op het talud.

Voor het optellen van de golfbelasting van meerdere proeven is gebruikgemaakt van de energiemethode. Bij gebruik van de energiemethode worden proeven bij elkaar opgeteld door de golfenergie van de afzonderlijke proeven te sommeren. Van de energiemethode zijn twee varianten beschouwd, die van elkaar verschillen door de wijze waarop de energie van de afzonderlijke proeven wordt gesommeerd. De eerste variant is vanwege gebleken tekortkomingen niet toegepast in de onderhavige rapportage. De tweede variant is wel gebruikt.

1. Van de te sommeren proeven wordt een gemiddelde significante golfhoogte en een gemiddelde piekperiode bepaald op basis van het gewogen gemiddelde van de energie. Dat levert een gesommeerde proef op met een gemiddelde significante golfhoogte en piekperiode, en met een proefduur gelijk aan het totaal aantal golven van alle afzonderlijke proeven. Tijdens het onderzoek bleek deze variant de tekortkoming te hebben dat de totale golfbelasting wordt onderschat wanneer proeven met kleine golven worden meegeteld. Wanneer die proeven in de sommatie worden meegenomen, neemt de proefduur weliswaar toe, maar worden de gemiddelde significante golfhoogte en piekperiode omlaag getrokken. Bij het meetellen van proeven met beduidend kleinere golven weegt de afname van de golfhoogte en golfperiode zwaarder dan de toename van de belastingduur, waardoor de totale golfbelasting afneemt. Dit is in strijd met de werkelijkheid. In werkelijkheid dragen dergelijke proeven weliswaar niet veel bij, maar wel iets. Ze kunnen in elk geval geen afname van de totale golfbelasting tot gevolg hebben.
2. De te sommeren proeven worden eerst vertaald naar zogenaamde equivalente proeven (met onderling dezelfde significante golfhoogte, maar met een aangepast aantal golven), zodanig dat de werkelijke en equivalente proeven dezelfde golfenergie hebben. Door alle equivalente proeven dezelfde significante golfhoogte te geven, kunnen ze vervolgens eenvoudig bij elkaar opgeteld worden tot één langeduurproef. De duur van de gesommeerde proef is gelijk aan het totaal aantal golven van alle afzonderlijke equivalente proeven.

Het optellen van proeven is in het onderhavige onderzoek gedaan volgens variant 2 van de energiemethode. Dit is uitgewerkt in de paragrafen 3.1 t/m 3.3 van dit hoofdstuk. In paragraaf 3.1 zijn eerst de proeven van de twee modelonderzoeken onderverdeeld in diverse proevenseries, waarbinnen proeven eventueel bij elkaar mogen worden opgeteld. Die onderverdeling is onder andere gemaakt op basis van het percentage ingieting, het niveau van de maximaal belaste zone en de schademomenten.

In paragraaf 3.2 zijn de proeven van de vastgestelde proevenseries bij elkaar opgeteld. Om de gesommeerde belastingen van de verschillende proevenseries onderling te kunnen vergelijken zijn de belastingen vervolgens vertaald naar een belastingduur van 1000 golven.

In paragraaf 3.3 zijn de in paragraaf 3.2 gevonden golfbelastingen, waarbij de steenzettingen bezweken, samengevoegd in enkele grafieken. Op basis daarvan zijn de nieuwe formules vastgesteld.

### 3.1 Verdelen van proeven in series

In deze paragraaf zijn de proeven van de twee modelonderzoeken onderverdeeld in diverse proevenseries, waarbinnen proeven eventueel bij elkaar mogen worden opgeteld. De onderverdeling is onder andere gemaakt op basis van het percentage ingieting, het niveau van de maximaal belaste zone en de schademomenten.

Het clusteren van de Deltagootproeven met 66% en 100% ingieting is gedaan in paragraaf 3.1.1. In paragraaf 3.1.2 is het gedaan voor de proeven met 25% ingieting.

#### 3.1.1 Clusteren van proeven met 66% en 100% ingieting

Eerst zijn de proeven onderverdeeld in twee series op basis van het percentage van de spleet dat was ingegoten:

- Serie 1: deels ingegoten (66% van de spleet was ingegoten; beperkte samenhang).
- Serie 2: geheel ingegoten (100% van de spleet was ingegoten; goede samenhang).

Binnen serie 2 is onderscheid gemaakt tussen proeven op basis van het niveau van de zwaarst belaste zone op het talud. In Figuur 3.1 is van de uitgevoerde proeven de locatie van de zwaarst belaste zone op het talud weergegeven (tussen de groene en rode lijn), evenals het niveau van de waterstand. Serie 2 is op basis daarvan verdeeld in de series 2a en 2b:

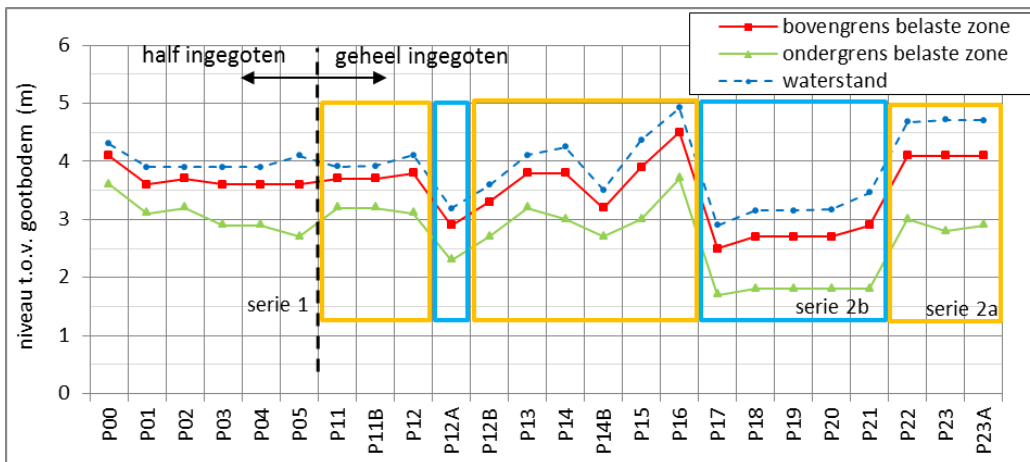
- Binnen serie 2a (oranje kaders) lag de zwaarst belaste zone hoog op het talud. Van serie 2a zijn de proeven P22 tot P23A, gelet op de significante golfhoogte en belastingduur, zwaarwegende proeven met een relatief grote bijdrage aan het beschadigen van de bekleding.
- Binnen serie 2b (blauwe kaders) lag de zwaarst belaste zone laag. Bij serie 2b was net onder de belaste zone de bekleding niet ingegoten (zie bijlage A voor een tekening waarin het ingegoten en niet-ingegoten deel van de steenzetting is aangegeven). Van serie 2b zijn de proeven P18 tot P21, gelet op de significante golfhoogte en belastingduur, zwaarwegende proeven met een relatief grote bijdrage aan het beschadigen van de bekleding.

De zwaarst belaste zone van P12A heeft overlap met zones uit zowel serie 2a als 2b. Als echter de belaste zone van P12A wordt vergeleken met die van de zwaarst wegende proeven van serie 2b (P18-P21) en met die van serie 2a (P22-P23A) blijkt dat P12A het beste bij serie 2b gerekend kan worden.

Binnen serie 1 (buiten de kaders) lag de zwaarst belaste zone bij alle proeven hoog op het talud.

Wanneer de bekleding tussendoor niet is gerepareerd en wanneer het niveau van de maximaal belaste zone vergelijkbaar is, mogen afzonderlijke proeven bij elkaar worden opgeteld tot één langeduurproef (Klein Breteler en Eysink, 2005).

Zowel aan het einde van serie 1 (na P05) als serie 2 (na P23A) ontstond schade, waarna de series beëindigd zijn. Gedurende serie 1 zijn proeven achtereenvolgens uitgevoerd zonder eventuele schade tussendoor te repareren. Dat geldt ook voor de totale serie 2.

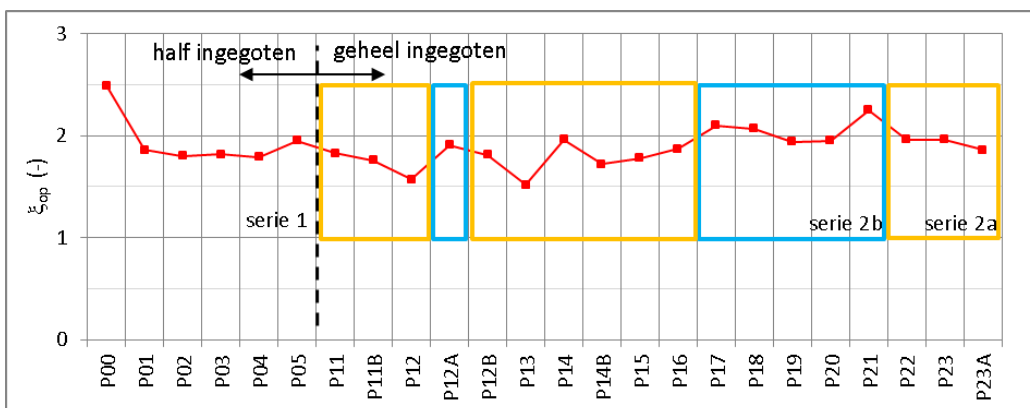


Figuur 3.1 Locatie van de zwaarst belaste zone op het talud en het niveau van de waterstand per proef (66% en 100% ingieting).

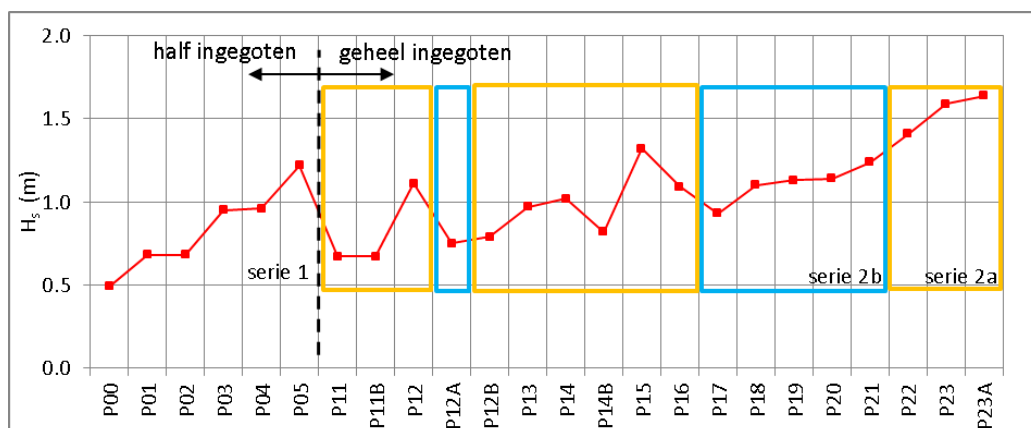
In Figuur 3.2 is de brekerparameter gegeven per proef. De series zijn weer aangeduid met kaders. In Figuur 3.3 is per proef de significante golfhoogte gegeven.

Op basis van Figuur 3.1 tot en met Figuur 3.3 is besloten om twee proeven niet mee te nemen bij het optellen van de afzonderlijke proeven tot één langeduurproef in paragraaf 3.2:

- **P00:**  
De maximaal belaste zone van proef P00 ligt boven die van de andere proeven van serie 1. Deze proef wordt daarom in paragraaf 3.2 niet meegenomen bij het optellen van de proeven van serie 1. De bijdrage van P00 is overigens zeer gering vanwege de kleine golfhoogte en het kleine aantal golven.
- **P16:**  
Binnen serie 2a heeft P16 een belaste zone die grotendeels boven de zwaarst belaste zones van de meeste voorgaande proeven valt. Deze proef wordt daarom in paragraaf 3.2 niet meegenomen bij het optellen van de proeven van serie 2a. De bijdrage van P16 is overigens gering in vergelijking met P22-P23A vanwege het kleine aantal golven en de beduidend kleinere golfhoogte.



Figuur 3.2 De brekerparameter per proef (66% en 100% ingieting).

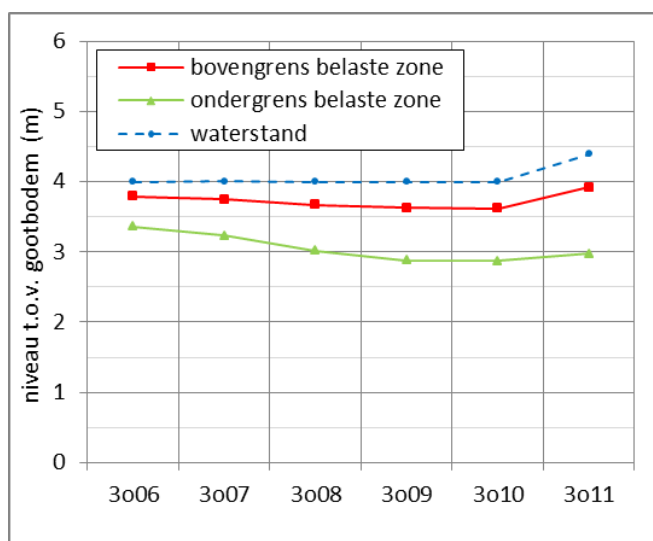


Figuur 3.3 De significante golfhoogte per proef (66% en 100% ingieting).

### 3.1.2 Clusteren van proeven met 25% ingieting

De totale proevenserie van 1997 bestond uit eerst een serie proeven met regelmatige golven, daarna een serie met onregelmatige golven en tot slot nog een serie met regelmatige golven, zie paragraaf 2.1.2. De proeven zijn allemaal uitgevoerd met een ingietingsdieptepercentage van 25%. Wat betreft het ingietingsdieptepercentage mogen alle proeven dus tot dezelfde serie gerekend worden. Omdat pas aan het einde van de proevenserie schade was ontstaan, mogen ook wat dit betreft alle proeven tot dezelfde serie gerekend worden.

Van de proeven is bepaald op welke niveau van het talud de maximale belasting aangrijpt. De boven- en ondergrens van de maximaal belaste zone is eerst voor de proeven met onregelmatige golven bepaald met formule (2.1) en weergegeven in Figuur 3.4. De maximaal belaste zones overlappen elkaar waardoor de proeven met onregelmatige golven, met betrekking tot de belastinglocatie, allemaal tot dezelfde serie gerekend mogen worden. Van de proeven met regelmatige golven kan het niveau van de maximaal belaste zone niet met dezelfde formule worden berekend, maar desondanks worden ook deze proeven allemaal tot dezelfde serie gerekend, vanwege de vergelijkbare waterstanden en golfhoogtes.



Figuur 3.4 Locatie van de zwaarst belaste zone op het talud en het niveau van de waterstand per proef (25% ingieting).

### 3.2 Proeven optellen en vertalen naar belastingduur van 1000 golven

Voor het ontwikkelen van nieuwe stabiliteitsformules moet bekend zijn hoe groot de belasting was, net vóór en net ná bezwijken. Er wordt onderscheid gemaakt tussen de schadecategorieën 'geen schade', 'bijna schade' en 'schade'. In paragraaf 3.2.1 is per proevenserie vastgesteld welke proeven uitgevoerd waren tot het optreden van deze schadecategorieën.

In paragraaf 3.2.2 zijn de proeven van de in paragraaf 3.1 vastgestelde proevenseries bij elkaar opgeteld. De proeven zijn opgeteld volgens de energiemethode. Deze methode resulteert in een gesommeerde proef, die ongeveer dezelfde golfenergie heeft als de afzonderlijke proeven tezamen.

In paragraaf 3.2.3 is de gesommeerde golfbelasting vervolgens vertaald naar een gestandaardiseerde belastingduur van 1000 golven. Dat is nodig om de resultaten van verschillende proevenseries onderling te kunnen vergelijken.

#### 3.2.1 Vaststellen schadecategorieën per serie

Voor het ontwikkelen van nieuwe stabiliteitsformules moet bekend zijn hoe groot de belasting was, net vóór en net ná bezwijken. Er is onderscheid gemaakt tussen de schadecategorieën 'geen schade', 'bijna schade' en 'schade'. In deze paragraaf is voor elke proevenserie vastgesteld welke proeven per schadecategorie gesommeerd moeten worden.

##### 25% ingegoten:

Tijdens de eerste proevenserie met regelmatige golven en de eerste paar proeven met onregelmatige golven leek de bekleding aanvankelijk onverwoestbaar. Pas na verloop van tijd ontstonden er onder de asfaltmastiek geleidelijk kleine blaasjes op de koppen van het basalt. Naarmate de golfbelasting voortduurde en verhevigde, groeiden de blaasjes.

Na proef 3o10 was een grote blaas gevormd die enkele zuilen overdekte, met een gat aan de onderzijde. Door dit gat kon worden geconstateerd dat de zetting nog in prima staat was en dat de voegvulling, met uitzondering van de asfaltmastiek, nog volledig aanwezig was. De grote blaas bestond uit een dunne laag asfaltmastiek boven de koppen van de basaltzuilen en uit de voegen losgetrokken mastiekpenetratie. Overigens was aan de halzijde de bekleding vervormd.

De basaltsteenzetting is uiteindelijk bezweken tijdens de laatste proef met regelmatige golven. Aan de meetcabinezijde was een groot gat ontstaan:  $9,8 < x < 14,0$  m en  $2,8 < y < 4,7$  m. Hier waren ook de filterlaag en de bovenste vlijlaag geheel weggeslagen.

Het bezwijken van de bekleding bestaat uit twee aspecten: eerst het bezwijken van de mastieklaag en daarna het bezwijken van de basaltbekleding zelf. De mastieklaag bezweek tijdens 3o10 en 3o11. De basaltzetting bezweek tijdens de laatste proef met regelmatige golven.

Hoewel schade gewoonlijk wordt gedefinieerd als het minimaal voor de helft uitsteken van een zetsteen, is er in dit geval voor gekozen om schade te definiëren als het bezwijken van de mastieklaag. Het lokaal verdwijnen van de mastieklaag is een belangrijke stap in het degradatieproces van de steenzetting. Wanneer de mastieklaag lokaal verdwijnt, wordt de toplaag daar doorlatend, terwijl de bekleding ernaast nog óndoorlatend is. Direct naast het gat in de mastieklaag kunnen daardoor tijdens golfaanval grote drukken worden opgebouwd in het filter, die moeilijk afgevoerd kunnen worden en de toplaag extra omhoog zullen drukken. Volgens deze beschouwing was er schade na proef 3o11. De blaas na proef 3o10 is nog niet tot volledige schade gerekend, doordat de mastieklaag de steenzetting toen nog wel overdekte en derhalve drukindringing belemmerde.

Dat het reëel is om te stellen dat er schade was na proef 3o11, blijkt uit het vervolg van de proevenserie. Er waren na 3o11 nog slechts zo'n 260 golven van circa 1,5 m nodig (3r06 en 3r08) om een groot gat in de steenzetting te laten ontstaan.

Voor deze proevenserie dienen de volgende proeven gesommeerd te worden:

- Geen schade: 3r01, 3r02, 3r03, 3r04, 3r05, 3o06, 3o07, 3o08, 3o09
- Bijna schade: 3r01, 3r02, 3r03, 3r04, 3r05, 3o06, 3o07, 3o08, 3o09, 3o10
- Schade: 3r01, 3r02, 3r03, 3r04, 3r05, 3o06, 3o07, 3o08, 3o09, 3o10, 3o11

### 66% ingegoten (serie 1):

In de loop van de proeven kwamen vele stenen iets omhoog. Na proef P04 ( $H_s = 0,96$  m) waren sommige stenen 6 tot 7 cm uit het talud gelicht, waarna schade nabij leek. Na het starten van proef P05 ( $H_s = 1,22$  m) was er nog slechts ruim 6 minuten nodig om de steenzetting te laten bezwijken. Deze proef was de laatste druppel die nodig was voor het verkrijgen van schade.

Voor deze proevenserie dienen de volgende proeven gesommeerd te worden:

- Geen schade: P01, P02, P03
- Bijna schade: P01, P02, P03, P04
- Schade: P01, P02, P03, P04, P05

### 100% ingegoten (serie 2a):

Tijdens de proeven P22 en P23 kwam er op ongeveer dezelfde locatie al een steen uit het talud, maar in beide gevallen wordt dit toegeschreven aan een modeffect: vanwege migratie van het filtermateriaal wilde de toplaag haaks op het talud naar beneden zakken. De uitgelichte stenen konden echter niet mee zakken, doordat ze op een in het filter aangebrachte infiltratiebuis rustten.

De eerstvolgende schade trad op tijdens P23A. Op drie locaties ontstond een gat in de bekleding. Eén gat ontstond vermoedelijk net op een stuk talud dat na serie 1 (66% ingegoten) niet vervangen was. Dit gat was dus waarschijnlijk sneller ontstaan dan in werkelijkheid het geval zou zijn.

De grootste schade ontstond op een locatie waar onder de toplaag een infiltratiebuis aangebracht was. De buis was door migratie van het filtermateriaal uit een speciaal gemaakte uitholling verplaatst. De toplaag lag niet meer op een vlakke ondergrond maar op de buis en kon daardoor gemakkelijk beschadigd raken. Ook deze schade zal in werkelijkheid vermoedelijk later zijn opgetreden dan in de goot het geval was.

Een ander gat ontstond wel zonder aanwijsbare modeffecten. Weliswaar bevatte één van de weggeslagen stenen een verplaatsingsmeter, die de schade beïnvloed zou kunnen hebben, maar daar wordt deze schade niet aan toegeschreven.

Voor deze proevenserie dienen de volgende proeven gesommeerd te worden:

- Geen schade: P11, P11B, P12, P12B, P13, P14, P14B, P15, P22
- Bijna schade: P11, P11B, P12, P12B, P13, P14, P14B, P15, P22, P23
- Schade: P11, P11B, P12, P12B, P13, P14, P14B, P15, P22, P23, P23A

### 100% ingegoten (serie 2b):

Tijdens deze serie was er geen schade ontstaan. Voor deze proevenserie is dus slechts schadecategorie 'geen schade' van toepassing.



Voor deze proevenserie dienen de volgende proeven gesommeerd te worden:

- Geen schade: P12A, P17, P18, P19, P20, P21
- Bijna schade: n.v.t. (geen schade opgetreden)
- Schade: n.v.t. (geen schade opgetreden)

### 3.2.2 Proeven optellen

De proeven die in paragraaf 3.2.1 geselecteerd zijn, worden in de onderhavige paragraaf bij elkaar opgeteld. Voorafgaand aan het optellen van de proeven zijn de te sommeren proeven eerst vertaald naar zogenaamde equivalente proeven (met onderling dezelfde significante golfhoogte), zodanig dat de werkelijke en equivalente proeven dezelfde golfenergie hebben. Door alle equivalente proeven dezelfde significante golfhoogte te geven, kunnen ze vervolgens eenvoudig bij elkaar opgeteld worden tot één langeduurproef. Dit is onderstaand uitgewerkt.

De optredende golfenergie in één vierkante meter water met regelmatige sinusvormige golven is gegeven door formule (3.1):

$$E = \frac{1}{8} \rho g H^2 \quad (3.1)$$

Met:

- E = energie (J/m<sup>2</sup>)
- $\rho$  = soortelijke massa van het water (kg/m<sup>3</sup>)
- g = versnelling van de zwaartekracht (9,81 m/s<sup>2</sup>)
- H = golfhoogte (m)

Op basis van formule (3.1), in combinatie met een maat voor de belastingduur (bijvoorbeeld het aantal golven N), kan een proef met golfhoogte H vertaald worden naar een equivalente proef met golfhoogte  $H_{eq}$ , zodanig dat die ongeveer dezelfde energie heeft. Als maat voor de belastingduur kan gerekend worden met het aantal golven N. Het vertalen van een werkelijke proef naar een equivalente proef kan met formule (3.2):

$$NH^2 = N_{eq} H_{eq}^2 \quad (3.2)$$

Met:

- H = golfhoogte van de werkelijke proef (m)
- $H_{eq}$  = golfhoogte van de equivalente proef (m)
- N = aantal golven van de werkelijke proef (-)
- $N_{eq}$  = aantal golven van de equivalente proef (-)

Hoewel formule (3.2) specifiek geldt voor regelmatige sinusvormige golven kan die ook gebruikt worden voor onregelmatige golven. De formule wordt dan:

$$NH_s^2 = N_{eq} H_{s,eq}^2 \quad (3.3)$$

Met:

- $H_{s,eq}$  = significante golfhoogte van de equivalente proef (m)

Als voorbeeld is van serie 1 (66% ingegoten) de vertaling van werkelijke naar equivalente proeven weergegeven in Tabel 3.1. De vertaling is uitgevoerd voor de drie schadecategorieën 'geen schade', 'bijna schade' en 'schade'.

Per schadecategorie is de  $H_{s,eq}$  hetzelfde. Als  $H_{s,eq}$  is de golfhoogte genomen van de proef die het meest bijdroeg aan schade. Voor 'geen schade' en 'bijna schade' zijn dat de laatste proeven van de selectie, respectievelijk P03 en P04. Bij 'schade' is niet gekozen voor de  $H_s$  van P05, maar voor de  $H_s$  van P04, vanwege het kleine aantal golven van P05. Proef P05 was de laatste druppel om de bekleding te laten bezwijken.

De equivalente piekperiode  $T_{p,eq}$  is bepaald op basis van de golfsteilheid van de werkelijke proeven. Uitgangspunt daarbij is dat de golfsteilheid van de werkelijke en equivalente proeven gelijk is. De golfsteilheid is berekend volgens formule (3.4):

$$s_{op} = \frac{H_s}{\frac{g}{2\pi} \cdot T_p^2} \quad (3.4)$$

Met:

$s_{op}$  = golfsteilheid (-)

$T_p$  = golfperiode bij de piek van het spectrum (s)

Ervan uitgaand dat de golfsteilheid van zowel de werkelijke als equivalente proeven gelijk is, kan de equivalente piekperiode  $T_{p,eq}$  berekend worden met formule (3.5):

$$T_{p,eq} = \sqrt{\frac{(H_{s,eq}/s_{op})}{(g/2\pi)}} \quad (3.5)$$

Met:

$T_{p,eq}$  = golfperiode bij de piek van het spectrum van de equivalente proef (s)

De waterstand van de werkelijke en equivalente proeven is gelijk gebleven, zie Tabel 3.1.

Serie 1 (66% ingegoten)										
Schadecategorie	proef	Werkelijke proeven					Equivalente proeven			
		$H_s$ [m]	$T_p$ [s]	$s_{op}$ [-]	N [-]	h [m]	$H_{s,eq}$ [m]	$T_{p,eq}$ [s]	$N_{eq}$ [-]	$h_{eq}$ [m]
Geen schade	P01	0,68	4,30	0,0236	2819	3,9	0,95	5,08	1444	3,9
	P02	0,68	4,16	0,0252	2746	3,9	0,95	4,92	1407	3,9
	P03	0,95	4,98	0,0245	2386	3,9	0,95	4,98	2386	3,9
Bijna schade	P01	0,68	4,30	0,0236	2819	3,9	0,96	5,11	1414	3,9
	P02	0,68	4,16	0,0252	2746	3,9	0,96	4,94	1378	3,9
	P03	0,95	4,98	0,0245	2386	3,9	0,96	5,01	2337	3,9
	P04	0,96	4,93	0,0253	2367	3,9	0,96	4,93	2367	3,9
Schade	P01	0,68	4,30	0,0236	2819	3,9	0,96	5,11	1414	3,9
	P02	0,68	4,16	0,0252	2746	3,9	0,96	4,94	1378	3,9
	P03	0,95	4,98	0,0245	2386	3,9	0,96	5,01	2337	3,9
	P04	0,96	4,93	0,0253	2367	3,9	0,96	4,93	2367	3,9
	P05	1,22	6,03	0,0215	89	4,1	0,96	5,35	144	4,1

Tabel 3.1 Vertaling van werkelijke proeven naar equivalente proeven (66% ingegoten, serie 1)

De equivalente proeven kunnen nu bij elkaar worden opgeteld. Voor het bepalen van de gemiddelde significante golfhoogte  $H_{sN}$  en piekperiode  $T_{pN}$  zijn in Klein Breteler en Van der Werf (2007) formules ontwikkeld op basis van het gewogen gemiddelde van de energie. Zie de formules (3.6) en (3.7), waarin  $H_{si}$ ,  $T_{pi}$  en  $N_i$  de golfcondities zijn van equivalente proef  $i$ . Doordat de golfhoogtes van de te sommeren equivalente proeven hetzelfde zijn, is  $H_{sN}$  gelijk aan  $H_{si}$ . De gemiddelde waterdiepte  $h_N$  is berekend volgens formule (3.8). De berekende waarden voor  $H_{sN}$ ,  $T_{pN}$ ,  $N_N$  en  $h_N$  zijn weergegeven bovenin Tabel 3.2.

$$H_{sN} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (N_i H_{si}^2)}{\sum_{i=1}^n N_i}} \quad (3.6)$$

$$T_{pN} = \frac{\sum_{i=1}^n (N_i H_{si}^2 T_{pi})}{H_{sN}^2 \sum_{i=1}^n N_i} \quad (3.7)$$

$$h_N = \frac{\sum_{i=1}^n (h_i N_i)}{\sum_{i=1}^n N_i} \quad (3.8)$$

Met:

- $H_{si}$  = significante golfhoogte in equivalente proef  $i$  (m)
- $H_{sN}$  = representatieve significante golfhoogte, gemiddeld over de beschouwde proeven (m)
- $h_i$  = waterdiepte bij de teen in equivalente proef  $i$  (m)
- $h_N$  = representatieve waterdiepte bij de teen, gemiddeld over de beschouwde proeven (m)
- $N_i$  = aantal golven in equivalente proef  $i$  (-)
- $n$  = aantal proeven (-)
- $T_{pi}$  = de golfperiode tijdens equivalente proef  $i$ , bij de piek van het spectrum (s)
- $T_{pN}$  = representatieve  $T_p$  voor de beschouwde proeven (s)

### 3.2.3 Proeven vertalen naar een standaard belastingduur van 1000 golven

Om de resultaten van de opgetelde proeven goed met elkaar te kunnen vergelijken, is het gewenst die resultaten te vertalen naar een standaard duur van 1000 golven. Door Klein Breteler en Eysink (2005) is de invloed van de langeduurbelasting bepaald voor verschillende typen steenzettingen. Dat heeft geleid tot een set formules waarmee de bezwijkgolfhoogte bij een langeduurbelasting kan worden berekend op basis van onder andere de bezwijkgolfhoogte  $H_{s1000}$  bij een kortdurende belasting van 1000 golven (exclusief een eventueel later toe te passen criterium voor de maximale  $H_s/(\Delta D)$ ), zie de formules (3.9) tot (3.13). Omgekeerd zijn deze formules in dit rapport gebruikt om de bezwijkgolfhoogte bij een belastingduur van 1000 golven te berekenen op basis van de bezwijkgolfhoogte bij een langeduurbelasting.

Merk op dat  $c_H$ ,  $f_B$  en  $H_{s1000}$  in de onderstaande formules iteratief bepaald worden. In veel gevallen is overigens na één iteratiestap het juiste resultaat al verkregen.

$$\frac{H_{sN}}{\Delta D} = f_B f_S \frac{H_{s1000}}{\Delta D} \quad \text{of} \quad F_N = f_B f_S F_{1000} \quad (3.9)$$

Waarin:

$$f_B = \frac{1,71 \cdot \min\{1,54; c_H\}}{\min\left\{\sqrt{\ln N_N}; c_H (\ln N_N)^{1/3,6}\right\}} \quad (3.10)$$

$$f_S = \max\left\{1 - c_1 \cdot \log \frac{N_N}{1000}; c_2\right\} \quad (3.11)$$

$$F_N = \xi_{op}^{2/3} \frac{H_{sN}}{\Delta D} \quad (3.12)$$

$$c_H = \max\left\{1,06; 0,8 + \frac{(0,098 + 1,62 \tan \alpha_{bodem}) h_N^2}{0,673 H_{s1000} h_N + 0,203 H_{s1000}^2}\right\} \quad (3.13)$$

Met:

$c_1, c_2$  = coëfficiënten t.a.v. de belastingduur. Voor basalt geldt:  $c_1 = 0,15$  en  $c_2 = 0,85$  (zie Klein Breteler, 2013) (-)

$c_H$  = invloedsfactor t.a.v. de belastingduur (-)

$D$  = dikte van de toplaag (m)

$F_{1000}$  = stabiliteitsparameter bij een belastingduur van 1000 golven (-)

$F_N$  = stabiliteitsparameter bij een belastingduur van  $N_N$  golven (-)

$f_B$  = invloedsfactor t.a.v. de belasting (-)

$f_S$  = invloedsfactor t.a.v. de sterkte (-)

$H_{s1000}$  = max. toelaatbare significante golfhoogte bij een belastingduur van 1000 golven (m)

$H_{sN}$  = max. toelaatbare significante golfhoogte bij een belastingduur van  $N_N$  golven (m)

$h_N$  = representatieve waterdiepte bij de teen, gemiddeld over de beschouwde proeven (m)

$N_N$  = totaal aantal golven van de beschouwde proeven (m)

$\alpha_{bodem}$  = bodemhelling voor de constructie (°)

$\Delta$  =  $(\rho_s - \rho) / \rho$  = relatieve ondergedompelde soortelijke massa van de stenen in de toplaag (op basis van de relatieve soortelijke massa van basalt zonder mastiekpenetratie) (-)

$\xi_{op}$  = brekerparameter (-)

$\rho$  = soortelijke massa van het water ( $\text{kg/m}^3$ )

$\rho_s$  = soortelijke massa van de stenen in de toplaag ( $\text{kg/m}^3$ )

Met de formules (3.9) tot (3.13) is de belasting van de opgetelde proeven gestandaardiseerd naar een belastingduur van 1000 golven. De opgetelde proeven zijn daardoor onderling vergelijkbaar. De resultaten van de vertaling naar 1000 golven zijn weergegeven in Tabel 3.2.

Ingieting	25%			66% (serie 1)			100% (serie 2b)	100% (serie 2a)		
	nee	bijna	ja	nee	bijna	ja	nee	nee	bijna	ja
Proeven	t/m 3o09	t/m 3o10	t/m 3o11	t/m P03	t/m P04	t/m P05	t/m P21	t/m P22	t/m P23	t/m P23A
$H_{sN}$	1,30	1,30	1,56	0,95	0,96	0,96	1,24	1,41	1,59	1,64
$T_{pN}$	4,62	4,67	5,17	4,99	4,99	5,00	6,36	5,96	6,48	6,59
$N_N$	2431	3418	3491	5237	7496	7639	5786	4511	4760	4727
$h_N$	4,00	4,00	4,13	3,90	3,90	3,90	3,19	4,19	4,32	4,34
$H_{sN}/(\Delta D)$	3,39	3,39	4,07	3,62	3,66	3,66	4,73	5,38	6,06	6,25
$F_N$	4,34	4,37	5,28	5,41	5,45	5,46	7,60	7,93	9,08	9,37
$\xi_{op}$	1,45	1,46	1,48	1,83	1,82	1,82	2,04	1,79	1,83	1,84
$h/H_{sN}$	3,08	3,08	2,64	4,11	4,06	4,07	2,57	2,97	2,72	2,65
$\tan(\alpha_{bodem})$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$C_H$	1,17	1,15	1,10	1,26	1,24	1,24	1,07	1,13	1,10	1,09
$f_B$	0,97	0,96	0,95	0,94	0,93	0,93	0,94	0,95	0,94	0,94
$f_S$	0,94	0,92	0,92	0,89	0,87	0,87	0,89	0,90	0,90	0,90
$F_{1000}$	4,77	4,97	6,02	6,44	6,74	6,76	9,15	9,29	10,70	11,04
$H_{s1000}$	1,43	1,48	1,78	1,13	1,19	1,19	1,49	1,65	1,87	1,93
$H_{s1000}/(\Delta D)$	3,73	3,86	4,64	4,31	4,53	4,53	5,69	6,30	7,14	7,36

Tabel 3.2 Vertaling van de langeduurbelasting  $H_{sN}/(\Delta D)$  naar een korteduurbelasting  $H_{s1000}/(\Delta D)$ .

Hoewel de gebruikte energiemethode om proeven op te tellen vrij goed lijkt, heeft de methode toch enkele tekortkomingen:

- Wanneer in paragraaf 3.2.2 in Tabel 3.1 de werkelijke proeven vertaald zouden worden naar equivalente proeven met een andere golfhoogte, dan blijkt dat uiteindelijk een iets andere  $H_{s1000}/(\Delta D)$  op te leveren. De methode is kennelijk gevoelig voor de keuze van  $H_{s,eq}$ . Een mogelijke oorzaak is dat de formules (3.9) tot (3.13) niet optimaal zijn voor gebruik bij ingegoten steenzettingen. De formules zijn in eerste instantie bepaald voor niet-ingegoten steenzettingen. Omdat er voor ingegoten steenzettingen geen betere formules zijn voor het vertalen van proefduren, zijn deze gebruikt.  
De invloed op de resultaten is het kleinst als de zwaarstwegende proeven (met een grote  $H_s$  en een groot aantal golven) voldoende golven bevatten en niet teveel van elkaar in golfhoogte verschillen. Er is voor gekozen om voor  $H_{s,eq}$  de golfhoogte te gebruiken van de proef die op basis van engineering judgement de grootste bijdrage aan schade lijkt te hebben. Die proef heeft zowel een grote golfhoogte als een groot aantal golven.  
Daarnaast is ook rekening gehouden met het schadeverloop tijdens de proeven: wanneer de laatste proef van een serie te sommeren proeven slechts enkele tientallen golven duurde en slechts de laatste druppel tot schade was, is er voor gekozen de  $H_{s,eq}$  gelijk te stellen aan de  $H_s$  van de op-een-na-laatste proef (zie o.a. Tabel 3.1, categorie 'schade'). Dat leverde een kleinere  $H_{s1000}/(\Delta D)$  op dan wanneer de  $H_s$  van de laatste proef zou zijn gekozen. Deze keuze heeft dus een conservatief resultaat.
- Een ander nadeel dat kan optreden, is dat proeven met een zeer kleine  $H_s$  volgens de gebruikte energiemethode teveel kunnen bijdragen aan schade als de belastingduur zeer lang is. Een proef met  $H_s = 0,10$  m en  $N = 10000$  kan bijvoorbeeld vertaald worden naar een equivalente proef met  $H_{s,eq} = 1,5$  m en  $N_{eq} = 44$ . Hoewel de werkelijke proef (10000 golven van 0,10 m) in werkelijkheid niet bijdraagt aan schade vanwege de kleine golfhoogte, draagt de equivalente proef (44 golven van 1,5 m) volgens de gebruikte

methode toch enigszins bij aan de totale belasting. De gebruikte energiemethode geeft in dat geval een overschatting van de totale golfbelasting.

Aangezien in het onderhavige onderzoek geen proeven zijn gebruikt met een zeer kleine golfhoogte in combinatie met een groot aantal golven, zal dit probleem geen relevante rol spelen. De invloed van deze tekortkoming is onderzocht door van elke serie gesommeerde proeven (zie de kolommen van Tabel 3.2) de  $H_{s1000}/(\Delta D)$  te bepalen mét en zónder meeweging van elke eerste proef van die serie (de proef met de kleinste golfhoogte). De bijdrage van elke eerste proef aan de  $H_{s1000}/(\Delta D)$  blijkt te variëren van enkele tienden procenten tot hooguit enkele procenten. De invloed van de beschreven tekortkoming is zelfs nog kleiner.

Hoewel dit probleem in het onderhavige onderzoek geen relevante rol speelt, is het wel een aandachtspunt voor verder gebruik van de methode. Een oplossing voor dit probleem kan gevonden worden in het stellen van een ondergrens aan de golfhoogte. Proeven met een kleinere golfhoogte mogen dan niet meegeteld worden. Vanwege het arbitraire gehalte van zo'n ondergrens en de geringe invloed binnen dit onderzoek is dat echter niet gedaan.

Hoewel de gebruikte energiemethode (variant 2) enkele tekortkomingen kent, is vanwege gebrek aan een beter alternatief gebruikgemaakt van deze methode om proeven bij elkaar op te tellen en te vertalen naar een gestandaardiseerde duur van 1000 golven. De tekortkomingen van de eerste variant van de energiemethode worden groter ingeschat.

### 3.3 Formules nieuw rekenmodel

Van Tabel 3.2 zijn de waarden van  $H_{s1000}/(\Delta D)$  van 'geen schade' en 'schade' weergegeven in Figuur 3.5 (zwarte, blauwe, groene en rode punten). De open punten hebben betrekking op 'geen schade', de dichte punten op 'schade'. De kleur onderscheidt de verschillende proevenseries. Meetpunten van de categorie 'bijna schade' zijn niet in de figuur ingetekend: 'bijna schade' is in dit kader een te rekbaar begrip en niet eenduidig interpreteerbaar.

In de figuur zijn ter vergelijking ook meetpunten ingetekend van grootschalige Deltagootproeven met niet-ingegoten basalt (grijze en lichtblauwe punten). De gegevens van deze meetpunten zijn ontleend aan Klein Breteler en Mourik (2014) en met de formules (3.9) tot (3.13) vertaald naar een belastingduur van 1000 golven. De grijze punten hebben betrekking op basalt van het type 26.1 (basalt waar eerst de slechte zuilen uit gehaald zijn). De lichtblauwe punten hebben betrekking op basalt van het type 26.0 (basalt waar níet eerst de slechte zuilen uit gehaald zijn).

De  $H_{s1000}/(\Delta D)$  van de grijze punten (gesorteerd basalt) is vergelijkbaar met die van 25% à 66% ingieting. De lichtblauwe meetpunten (ongesorteerd basalt) liggen iets lager en hebben een stabiliteit die vergelijkbaar is met minder dan 25% ingieting.

De hoogte van meetpunten in Figuur 3.5 kan beïnvloed zijn door afwijkende aspecten in het modelonderzoek. Bij de proeven met 25% ingieting zijn geen bijzonderheden geconstateerd. Wat betreft het modelonderzoek van 2005 met 66% en 100% ingieting zijn in Hofland en Klein Breteler (2007) wel bijzonderheden geconstateerd.

- De voor 66% ingegoten spleten waren gevuld vanuit een emmer in plaats vanuit een kubel. De spleten met 100% ingieting waren wel gevuld vanuit een kubel. In de emmer koelde de asfalmortel voorafgaand aan het ingieten verder af dan in de kubel, waardoor de vloeibare asfalmortel dikker werd en moeilijker doordrong in de smalle spleten. Bij 66% ingieting waren daardoor alleen de brede spleten goed gevuld met asfaltmestiek (tot 66% van de spleetdiepte; het onderste deel was gevuld met ingezand inwas-

materiaal). Om de bekleding toch ondoorlatend te maken, is door middel van verhitting geprobeerd de smallere spleten alsnog dicht te maken met speciale bitumen en polymeren. Bij het uitbreken van de bekleding bleek echter dat spleten smaller dan 3 à 5 mm nauwelijks gevuld waren. Spleten tot 15 mm waren gedeeltelijk gevuld.

Bij 100% ingieting (gevuld vanuit de kubel, zoals in de praktijk) waren de spleten beter gevuld. De kleinere spleten waren voor circa 75 tot 95% gevuld en de grote gaten voor 100%. Slechts bij spleten van 1 mm zat er geen asfaltmastiek in de spleten, maar dat betrof volgens Hofland en Klein Breteler (2007) slechts enkele spleten. Vanwege het kleinere contactoppervlak tussen de basaltstenen van de bekleding met 66% ingieting, liggen de punten van 66% ingieting naar verwachting lager dan in werkelijkheid het geval is.

- Bij het modelonderzoek van 2005 (66% en 100% ingieting) was in de filterlaag een drainagebuis aangebracht om kunstmatig de stijghoogte in het filter te kunnen reguleren. Wanneer de freatische lijn in het filter hoger is dan de uitwendige waterstand treedt een omhooggerichte belasting op, ook zonder aanwezigheid van golven. Voorafgaand aan serie 1 (66% ingieting) werd een infiltratieproef gedaan waarbij een stijghoogteverschil van 24 cm werd gemeten over de ingegoten toplaag. En tijdens de eerste proef van de serie, proef P00, werd een stijghoogte van 20 cm gehanteerd. Ondanks de lage golfhoogte ( $H_s = 0,49$  m) werd geconstateerd dat de toplaag flink op en neer bewoog met amplitudes van 1 tot 2 cm en dat na afloop van de proef een bult in de bekleding was ontstaan van 3 cm. Deze mate van degradatie is niet conform werkelijke situaties en had in de proef derhalve nog niet mogen optreden. Het stijghoogteverschil was vooraf onrealistisch hoog gekozen, met een zwakkere bekleding tot gevolg aan het begin van serie 1. De proeven daarna zijn daarom uitgevoerd zonder kunstmatig stijghoogteverschil. De meetpunten van 66% ingieting liggen vanwege de beschreven problematiek naar verwachting lager dan in werkelijkheid.
- Ook aan het begin van serie 2 is in de filterlaag een te hoog stijghoogteverschil aanwezig geweest, ditmaal per abuis. Vanwege de problematiek zoals beschreven bij het vorige punt is ook aan het begin van serie 2 de bekleding al onrealistisch verzwakt. Ook de punten van 100% ingieting liggen mogelijk dus iets lager dan in werkelijkheid is te verwachten.

In Figuur 3.5 zijn voor ingietingen van 25%, 66% en 100% op basis van de ingetekende punten lijnen getrokken, die een schatting geven van de grens tussen stabiel en niet-stabiel. De lijnen geven een eerste indruk van die grens en zijn in eerste instantie midden tussen de meetpunten van 'schade' en 'geen schade' door getrokken.

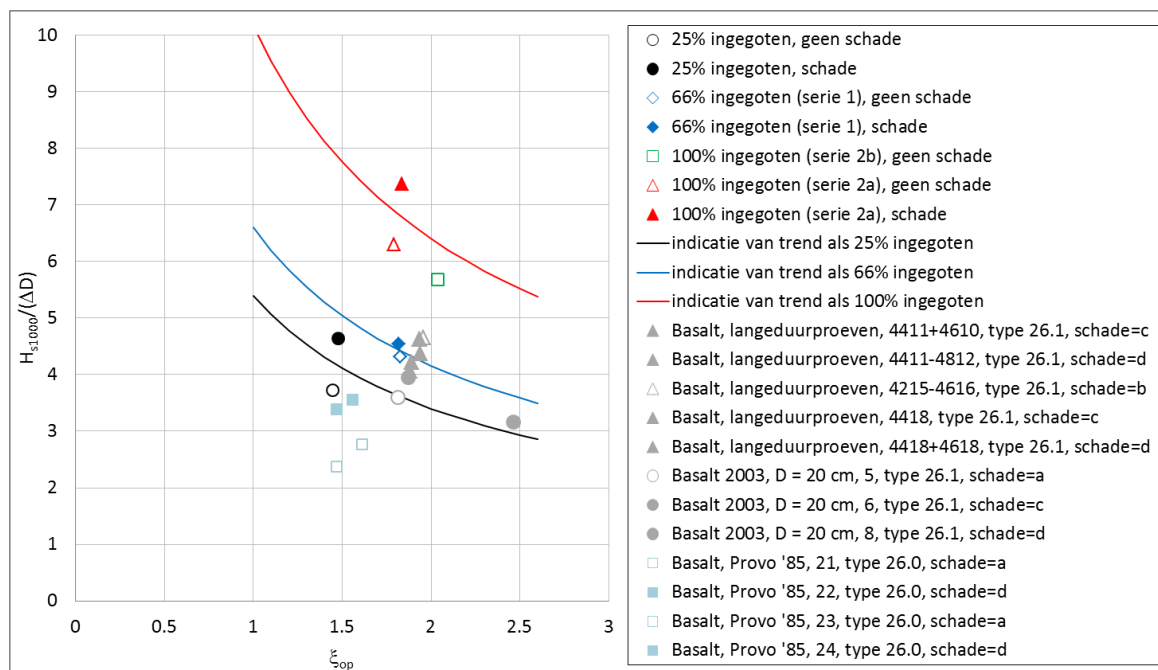
De steilheid van de lijnen geeft de verwachte invloed van de brekerparameter weer. Hoewel de invloed van de brekerparameter tijdens de proeven niet is gemeten, is het wel te verwachten dat er een invloed is. De steilheid van de lijnen in Figuur 3.5 is gebaseerd op Klein Breteler en Van der Werf (2007). In dat onderzoek was op basis van toenmalige ervaring met steenzettingen de invloed van de brekerparameter op de stabiliteit van steenzettingen ingeschat, wat een evenredigheid opleverde met  $\xi_{op}^{-2/3}$ , zie formule (1.1). De macht  $^{-2/3}$  bepaalt de steilheid van de lijn. Hoewel enkele jaren geleden op basis van nieuwe inzichten (Klein Breteler, 2009) is gebleken dat het voor niet-ingegoten steenzettingen beter is om  $\xi_{op}^{-1/3}$  te gebruiken, wordt voor ingegoten steenzettingen vastgehouden aan  $\xi_{op}^{-2/3}$ . Dit is in de volgende alinea's toegelicht.

De macht  $^{-2/3}$  is in het verleden bepaald op basis van een combinatie van theorie en Anamos-resultaten. Uitgangspunt daarbij was dat de stabiliteit is gerelateerd aan de minimale stijghoogte op het talud tijdens golfneerloop. In het verleden is bij het bepalen van de macht  $^{-2/3}$  alleen gekeken naar stijghoogteverlopen van zo ver mogelijk teruggetrokken

golven. Golfklappen zijn toen niet beschouwd, doordat die toen nog niet doorgerekend konden worden. Omdat golfklappen echter wel degelijk een grote invloed hebben bij steenzettingen met een voldoende groot open oppervlak, is de invloed daarvan later onderzocht en is de macht voor niet-ingegoten steenzettingen destijds bijgesteld van  $^{-2/3}$  naar  $^{-1/3}$ .

Voor ingegoten steenzettingen wordt de overstap van  $^{-2/3}$  naar  $^{-1/3}$  niet gemaakt, omdat bij ingegoten steenzettingen het bezwijkmechanisme anders is. Schade begint met het oplichten van de ondoorlatende toplaag tijdens volledige golfneerloop: de waterstand op de toplaag is laag, en in het filter is de freatische lijn hoog, wat een groot stijghoogteverschil oplevert. In deze eerste fase is slechts de golfneerloop van invloed. Pas in het volgende stadium speelt de golfklap een rol: de enigszins opgelichte (op een waterlaagje drijvende) toplaag wordt lokaal door de golfklap ingedeukt. Er is dan even sprake van een golvende toplaag. Herhaling van deze bewegingen zorgt op den duur voor migratie van het filtermateriaal en scheuren in de mastiekpenetratie. Tenslotte bezwijkt de toplaag.

Voor de stabiliteit van ingegoten steenzettingen is vooral de eerste fase (het oplichten van de toplaag tijdens maximale golfneerloop) cruciaal. Zonder die eerste fase treedt verdere schade niet op. Omdat juist op deze situatie (met uitsluitend maximale golfneerloop) in het verleden de  $^{-2/3}$  gebaseerd was, is het voor ingegoten steenzettingen logisch om bij de oude  $^{-2/3}$  te blijven.



Figuur 3.5  $H_{s1000}/(\Delta D)$  als functie van de brekerparameter (op basis van de energiemethode).

De trend van de lijnen heeft de volgende algemene vorm, waarin  $F_{1000}$  de hoogte van de lijnen bepaalt.

$$\left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{\text{bij bezwijken, ingegoten}} = F_{1000} \cdot \zeta_{op}^{-2/3} \quad (3.14)$$

Met:

$F_{1000}$  = stabiliteitsparameter bij een belastingduur van 1000 golven (-)



De parameter  $F_{1000}$  is voor de verschillende lijnen in Figuur 3.5 gekwantificeerd door de gemiddelde  $F_{1000}$  te nemen van 'geen schade' en 'schade' uit Tabel 3.2:

- 25% ingegoten (zwarte lijn):  $F_{1000} = (4,77 + 6,02) / 2 = 5,40$
- 66% ingegoten (blauwe lijn, serie 1):  $F_{1000} = (6,44 + 6,76) / 2 = 6,60$
- 100% ingegoten (rode lijn, serie 2a):  $F_{1000} = (9,29 + 11,04) / 2 = 10,16$

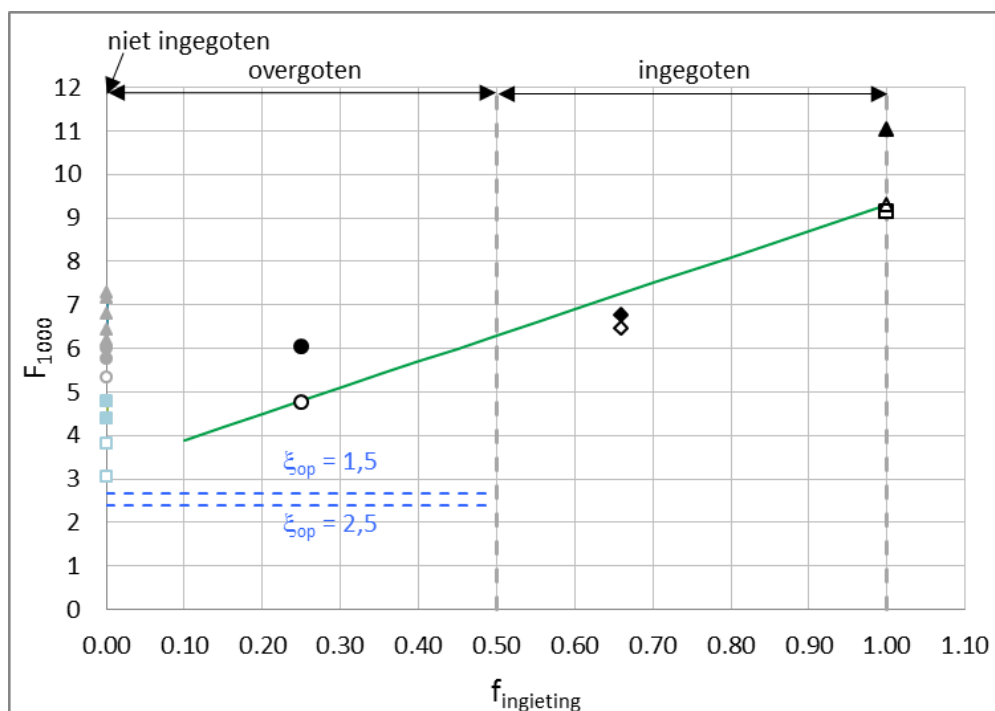
In de analyse is gebruikgemaakt van de brekerparameter  $\xi_{op}$ , die berekend wordt met de piekperiode  $T_p$ . Die piekperiode  $T_p$  is bij het berekenen van de stabiliteit van steenzettingen voorheen altijd gebruikt als maat voor de golfperiode. Momenteel, ten tijde van de analyse, zijn er echter ontwikkelingen gaande om in Steentoets over te stappen naar gebruik van de spectrale periode  $T_{m-1,0}$  als maat voor de golfperiode. De in dit rapport ontwikkelde formules zijn nog gebaseerd op  $T_p$ , maar voor het toekomstig gebruik van de formules in Steentoets is dit geen probleem. Zodra in Steentoets de overstap wordt gemaakt van  $T_p$  naar  $T_{m-1,0}$  hoeft slechts  $T_p$  vervangen te worden door  $1,084 \cdot T_{m-1,0}$ , zoals is voorgesteld in Mourik en Klein Breteler (2013). De factor 1,084 is de gemiddelde verhouding tussen de  $T_p$  en  $T_{m-1,0}$  van 57 Delta- en Scheldegootproeven, die in de afgelopen 10 jaar zijn uitgevoerd met golfcondities binnen het belangrijkste toepassingsgebied: een Pierson Moskowitz-spectrum en een golfsteilheid groter dan 0,01.

Gelet op de vorm van formule (3.14) is het nodig om het ingietingsdieptepercentage uit te drukken in  $F_{1000}$ . Daarvoor zijn in Figuur 3.6 de waarden van  $F_{1000}$  van 'geen schade' en 'schade' uit Tabel 3.2 uitgezet tegen het ingietingsdieptepercentage (de zwarte punten). Op de horizontale as geeft factor  $f_{ingieting}$  het ingietingsdieptepercentage aan. Als bijvoorbeeld 66% van de spleet is ingegoten, dan is  $f_{ingieting} = 0,66$ . De open punten hebben betrekking op 'geen schade', de dichte punten op 'schade'.

In Figuur 3.6 zijn eveneens de waarden van  $F_{1000}$  weergegeven van de in Figuur 3.5 ingetekende Deltagootproeven met niet-ingegoten basalt (grijze en lichtblauwe punten). De grijze punten hebben betrekking op basalt van het type 26.1 (basalt waar eerst de slechte zuilen uit gehaald zijn). De lichtblauwe punten hebben betrekking op basalt van het type 26.0 (basalt waar niet eerst de slechte zuilen uit gehaald zijn).

In de figuur is aangegeven welke ranges van  $f_{ingieting}$  volgens de huidige formules betrekking hebben op ingegoten, overgoten en niet-ingegoten steenzettingen. In de huidige formules worden steenzettingen als ingegoten beschouwd als  $0,5 \leq f_{ingieting} \leq 1,0$  en als overgoten als  $0 < f_{ingieting} < 0,5$ . Als  $f_{ingieting} = 0$  is een steenzetting niet-ingegoten. In de huidige versie van Steentoets zijn afzonderlijke sets formules aanwezig voor ingegoten, overgoten en niet-ingegoten steenzettingen. In Figuur 3.6 is met de blauwe gestreepte lijnen de huidige Steentoets-formule voor overgoten steenzettingen weergegeven, voor twee veel voorkomende brekerparameters. De grens tussen wel en niet stabiel bij overgoten steenzettingen is een zeer veilige grens.

Hoewel in de huidige formules onderscheid wordt gemaakt tussen ingegoten en overgoten steenzettingen, komt dit onderscheid in het nieuwe rekenmodel te vervallen. In de nieuwe rekenmethode is toegewerkt naar één set formules voor alle steenzettingen met asfaltmastië tussen de stenen. Ten aanzien van de nieuwe formules worden alle steenzettingen met mastiekpenetratie in de spleten voortaan gedefinieerd als 'ingegoten', ook als bijvoorbeeld slechts 30% van de spleetdiepte is ingegoten.



Figuur 3.6  $F_{1000}$  als functie van de mate van ingieting. De zwarte punten hebben betrekking op ingegoten basalt. De grijze en lichtblauwe meetpunten hebben betrekking op niet-ingegoten basalt (respectievelijk type 26.1 en 26.0). De groene lijn geeft de formule voor  $F_{1000}$  voor de nieuwe formule voor ingegoten steenzettingen ( $0,1 \leq f_{ingieting} \leq 1,0$ ). De blauwe lijnen geven  $F_{1000}$  volgens de huidige formules voor overgoten steenzettingen ( $0 < f_{ingieting} < 0,5$ ), voor twee veel voorkomende waarden van de brekerparameter.

De groene lijn vormt de nieuwe formule voor  $F_{1000}$ . Ondanks dat de zwarte meetpunten een exponentieel verband lijken te hebben, is gekozen voor een rechte lijn. Daardoor ligt de groene lijn weliswaar 7% boven het dichte meetpunt bij 66% ingieting, maar in het begin van deze paragraaf is uitgelegd dat de meetpunten bij 66% naar verwachting iets lager liggen dan in werkelijkheid het geval zou zijn. De 66% ingegoten spleten waren gevuld vanuit een emmer in plaats van uit een kubel, waardoor de temperatuur van de asfalmortel iets lager zal zijn geweest. Vanwege een grotere viscositeit drong de asfalmortel moeilijker door in de smalle spleten, met een kleiner contactoppervlak tussen de basaltstenen als gevolg. Doordat de smalle spleten slechts gedeeltelijk waren gevuld, is het gemiddelde ingietingsdieptepercentage minder dan 66% waardoor deze punten tevens iets meer naar links moeten liggen.

Daarnaast was in het begin van de proevenserie met 66% ingieting kunstmatig een onrealistisch groot stijghoogteverschil over de toplaag veroorzaakt. De degradatie van de bekleding die daaruit volgde, was niet realistisch gezien de geringe golfhoogte van de eerste proef. Het is te verwachten dat deze aanvangsschade de rest van de proevenserie heeft beïnvloed.

Omdat voor zeer kleine ingietingsdieptepercentages niet goed bekend is hoe de stabiliteit verloopt, is voor de nieuwe formules gekozen voor een bereik van  $0,1 \leq f_{ingieting} \leq 1,0$ . Voor steenzettingen met kleinere ingietingsdieptepercentages is een geavanceerde beoordeling nodig. Ten opzichte van de huidige formule voor steenzettingen met  $0 < f_{ingieting} < 0,5$  (blauwe gestreepte lijnen) is de nieuwe formule (groene lijn) een stuk minder streng.

Het voorgaande levert de volgende set formules op voor het berekenen van de stabiliteit van ingegoten steenzettingen bij bezwijken:

Als  $0,1 \leq f_{\text{ingieting}} \leq 1,0$ , dan:

$$\left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{\text{bij bezwijken, ingegoten}} = F_{1000} \cdot \xi_{\text{op}}^{-2/3} \quad (3.15)$$

Met:

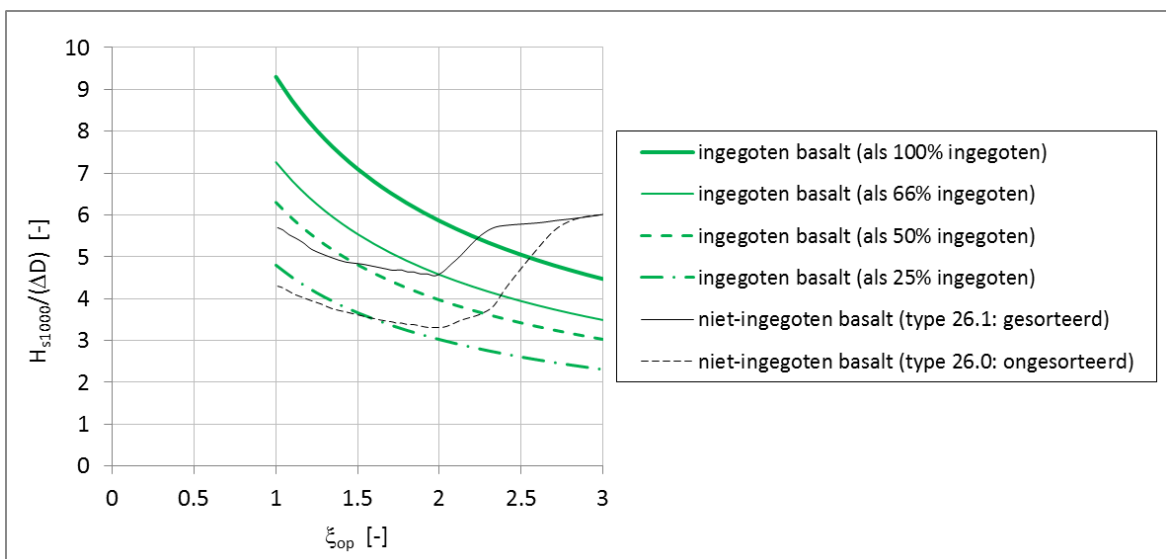
$$F_{1000} = 6 \cdot f_{\text{ingieting}} + 3,3 \quad \text{mits } 0,1 \leq f_{\text{ingieting}} \leq 1,0 \quad (3.16)$$

Als  $0 < f_{\text{ingieting}} < 0,1$ , dan:

Geavanceerde toetsing

Met:

$f_{\text{ingieting}}$  = factor t.a.v. de relatieve diepte tot waar de mastiekpenetratie tussen de toplaagelementen zit. Bijvoorbeeld: als de bovenste 66% van de spleet is ingegoten, dan is  $f_{\text{ingieting}} = 0,66$  (-)



Figuur 3.7 De resultaten van de nieuwe formules (3.15) en (3.16) voor ingegoten steenzettingen (groene lijnen). De zwarte lijnen geven ter vergelijking de stabiliteit van niet-ingegoten basaltbekledingen.

Ter illustratie zijn in Figuur 3.7 de resultaten van de nieuwe formules (3.15) en (3.16) voor ingegoten steenzettingen weergegeven voor diverse ingietingsdieptepercentages, zie de groene lijnen. Hoe hoger de lijn, des te stabiel wordt de bekleding beoordeeld.

In de figuur zijn ook twee lijnen weergegeven voor niet-ingegoten basaltbekledingen, zie de zwarte getrokken en gestreepte lijn. Deze grens tussen wel en niet stabiel volgt bij deze zwarte lijnen uit berekeningen met Steentoets (Steentoets2010 versie 1.11, Deltares, februari 2013). De lijnen zijn berekend voor een basaltbekleding op een filterlaag op geotextiel op klei met de onderstaande eigenschappen. Wanneer de bekleding andere eigenschappen heeft, kan de stabiliteit hoger of lager uitvallen.

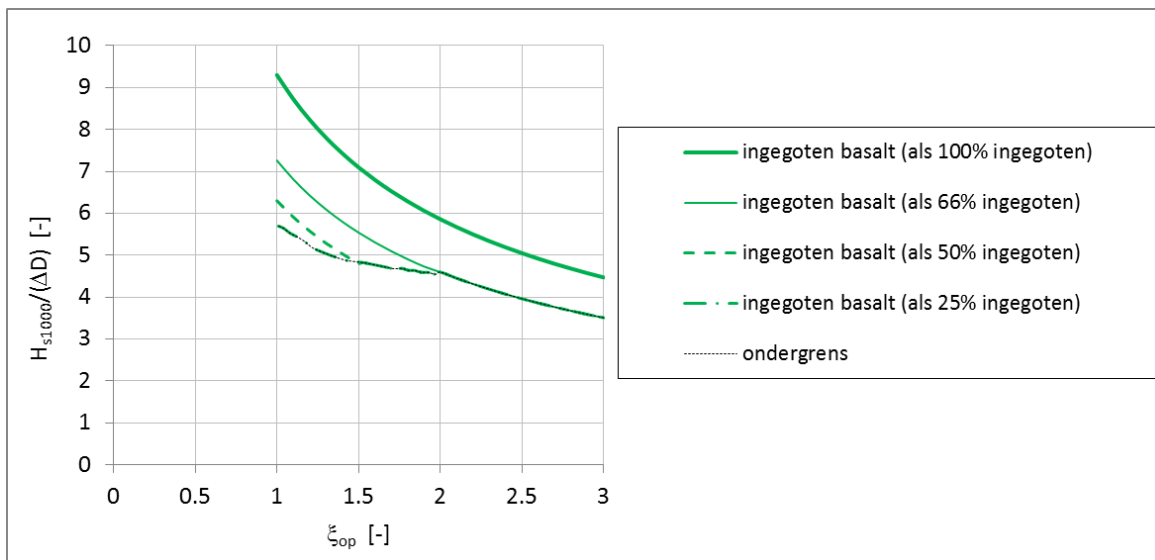
- De zwarte getrokken lijn is bepaald voor een niet-ingegoten basaltbekleding die representatief is voor Zeeland: type toplaag = 26.1 (basalt waar eerst de slechte zuilen uit gehaald zijn), taludhelling = 1:3,5, toplaagdikte = 0,25 m, open oppervlak = 12%,

soortelijke massa =  $2900 \text{ kg/m}^3$ ,  $D_{15}$  van het inwasmateriaal = 6 mm, toplaag is goed geklemd, filterlaagdikte = 0,10 m en  $D_{15}$  van het filtermateriaal = 15 mm.

- De zwarte gestreepte lijn is bepaald voor een basaltbekleding met dezelfde eigenschappen, maar met uitzondering van het toplaagtype: type toplaag = 26.0 (basalt waar niet eerst de slechte zuilen uit gehaald zijn).

In Figuur 3.7 is te zien dat de groene lijnen (ingegoten basalt) zich gedeeltelijk lager bevinden dan de zwarte lijnen (niet-ingegoten basalt). Dat houdt in dat een steenzetting ná het ingieten volgens de nieuwe formules als minder stabiel kan worden beoordeeld dan vóór het ingieten. Ervaring vanuit de praktijk leert echter dat ingieten ertoe leidt dat op locaties waar voorheen weleens schade aan een niet-ingegoten steenzetting optrad, er na ingieten geen schadegevallen meer werden geconstateerd. Vanuit die ervaring is ervoor gekozen om aan de stabiliteit van ingegoten steezettingen een ondergrens te stellen, die gebaseerd is op de door Steentoets berekende stabiliteit van het betreffende steenzettingstype zónder ingieting.

Wanneer de ingegoten steenzetting uit basalt bestaat, ligt het voor de hand de ondergrens te baseren op basalt van het type 26.1 (basalt waar eerst de slechte zuilen uit gehaald zijn), omdat in de praktijk de (ondiepe) ingieting pas plaatsvindt als verbetermaatregel nadat er al schadegevallen zijn opgetreden en gerepareerd. Wanneer de steenzetting bestaat uit een ander zetsteentype dan basalt, dan wordt de ondergrens gebaseerd op dat betreffende type zetsteen.



Figuur 3.8 De resultaten van de nieuwe formules voor ingegoten steenzettingen (groene lijnen), na toepassing van de ondergrens aan de stabiliteit. De ondergrens is weergegeven door middel van de zwarte stippellijn.

Hoewel het op basis van de praktijkervaring voor de hand ligt de ondergrens gelijk te stellen aan de door Steentoets berekende stabiliteit van het betreffende bekledingstype zonder ingieting (in Figuur 3.7 de zwarte getrokken lijn, basalt type 26.1), resulteert dit bij grote waarden van de brekerparameter naar verwachting in een onterecht hoge stabiliteit. Van dichte plaatbekledingen is immers bekend dat deze gevoelig zijn voor lange golven (grote  $\xi_{op}$ ), waardoor bij grote waarden van  $\xi_{op}$  toch een lagere stabiliteit te verwachten is dan bij niet-ingegoten steenzettingen.

Daarom is ervoor gekozen de ondergrens alleen gelijk te stellen aan de door Steentoets berekende stabiliteit van het betreffende steenzettingstype zonder ingieting als  $\xi_{op} \leq 2$ . Als  $\xi_{op} > 2$  is ervoor gekozen de ondergrens gelijk te stellen aan de uit formule (3.15) volgende lijn,

die de zwarte lijn snijdt bij  $\xi_{op} = 2$ . De daarvoor benodigde waarde voor  $F_{1000}$  is in Steentoets vrij eenvoudig af te leiden.

Figuur 3.8 geeft nogmaals de resultaten van de nieuwe formules voor ingegoten steenzettingen, maar nu met inachtneming van de beschreven ondergrens. De ondergrens is in de figuur weergegeven door middel van de zwarte stippellijn.

Het voorgaande resulteert in het volgende rekenmodel voor het berekenen van de stabiliteit van ingegoten steenzettingen bij bezwijken:

Als  $0,1 \leq f_{ingieting} \leq 1,0$ , dan:

$$\left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{bij\ bezwijken} = \max \left( \left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{bij\ bezwijken, ingegoten} ; \left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{bij\ bezwijken, ondergrens} \right) \quad (3.17)$$

Met:

$$\left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{bij\ bezwijken, ingegoten} = F_{1000} \cdot \xi_{op}^{-2/3} \quad (3.18)$$

Waarin:

$$F_{1000} = 6 \cdot f_{ingieting} + 3,3 \quad \text{mits } 0,1 \leq f_{ingieting} \leq 1,0 \quad (3.19)$$

En:

Als  $\xi_{op} \leq 2$ :

$$\left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{bij\ bezwijken, ondergrens} = \left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{bij\ bezwijken, niet-ingegoten} \quad (3.20)$$

van het betreffende steenzettingtype zónder ingieting  
(indien basalt: reken met toplaagtype 26.1)

Als  $\xi_{op} > 2$ :

$$\left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{bij\ bezwijken, ondergrens} = F_{1000} \cdot \xi_{op}^{-2/3} \quad (3.21)$$

$$\text{Met } F_{1000} \text{ zodanig dat } F_{1000} \cdot \xi_{op}^{-2/3} = \left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{bij\ bezwijken, niet-ingegoten} \quad \text{in } \xi_{op} = 2$$

Als  $0 < f_{ingieting} < 0,1$ , dan:

Geavanceerde toetsing



## 4 Vergelijking nieuw en huidig rekenmodel

In de voorgaande paragrafen is een nieuw rekenmodel ontwikkeld voor het berekenen van de stabiliteit van ingegoten steenzettingen. Het belangrijkste verschil met het huidige rekenmodel ligt in de wijze waarop de samenhang in de bekleding, als gevolg van de mastiekpenetratie in de spleten, is uitgedrukt. In het huidige rekenmodel is de samenhang uitgedrukt in  $E_{VGD}$ : de elasticiteitsmodulus van de ingegoten toplaag, bepaald door middel van valgewichtdeflectiemetingen (VGD-metingen). In het nieuwe rekenmodel is ervoor gekozen de samenhang te ontleen aan het percentage van de spleetdiepte dat is ingegoten.

De reden om over te stappen van  $E_{VGD}$  naar het percentage ingieting komt voort uit twijfels die gegroeid zijn omtrent de bruikbaarheid van de VGD-waarden, welke tijdens de Deltagootproeven in 2005 zijn gemeten. Juist op die VGD-waarden zijn de huidige formules gebaseerd. De schaal van de proeven was ongeveer 1:2 ten opzichte van bekledingen in prototype. Destijds is onderzocht dat de  $E_{VGD}$  verschaald kan worden volgens de lengteschaal, in dit geval dus maal 2. Bij de Deltagootproeven in 2005 zijn de volgende VGD-waarden gemeten:

- 66% ingegoten:  $E_{VGD} = 0,5$  GPa in het model, dus  $E_{VGD} = 1$  GPa in prototype.
- 100% ingegoten:  $E_{VGD} = 10$  GPa in het model, dus  $E_{VGD} = 20$  GPa in prototype.

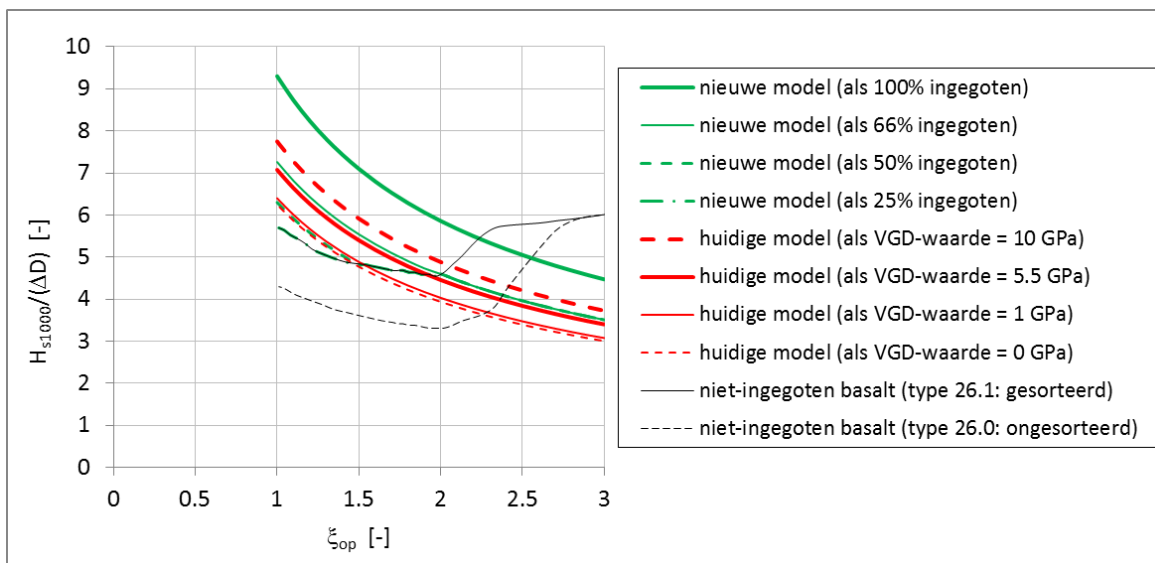
De twijfels omtrent de VGD-waarden zijn gegroeid gedurende verschillende toetsingen, waarbij in de praktijk de VGD-waarden van ingegoten steenzettingen zijn bepaald. De in werkelijkheid gemeten waarden waren betrekkelijk laag vergeleken met de VGD-waarden van de Deltagootproeven, ondanks dat de beheerder vastgesteld heeft dat de stenen muurvast in de bekleding zaten. Dat was bijvoorbeeld het geval bij een bekleding bij Vlissingen, zie Klein Breteler, 2013a.

Daar bleken 100% ingegoten steenzettingen in de praktijk een  $E_{VGD}$  te hebben die niet groter was dan 5,5 GPa. Aangezien de huidige formules erop zijn gebaseerd dat  $E_{VGD} = 20$  GPa bij 100% ingieting worden vooral (bijna) volledig ingegoten steenzettingen volgens de huidige methode kennelijk veel te streng beoordeeld.

De discrepantie tussen de meetwaarden in de Deltagoot en de constatering van de beheerder kan mogelijk te maken hebben met de dikte van de bekleding die in de praktijk veel groter is dan die tijdens het modelonderzoek in de Deltagoot waarop de toetsmethode is gebaseerd. Deze was in de Deltagoot slechts 13 cm, terwijl dit in de praktijk meestal meer dan 25 à 30 cm is.

Verder is het denkbaar dat de zeer kleine trillingen/bewegingen, die veroorzaakt worden door het valgewicht, geen goede maat zijn voor de samenhang, zoals ook gebleken is voor geklemde steenzettingen, waar het ook heel moeilijk bleek te zijn om een relatie tussen de VGD-meting en de mate van klemming te leggen ('t Hart 2013). Voor het bezwijken van een steenzetting zijn er namelijk veel grotere bewegingen tussen de stenen noodzakelijk.

In Figuur 4.1 zijn de resultaten van het huidige en nieuwe rekenmodel weergegeven (respectievelijk de rode en groene lijnen) voor diverse VGD-waarden en ingietingsdiepte-percentages. Hoe hoger de lijn, des te stabiel wordt de bekleding beoordeeld. In de figuur zijn ook twee lijnen weergegeven voor niet-ingegoten basaltbekledingen, zie de zwarte getrokken en gestreepte lijn. De groene lijnen zijn dezelfde als in Figuur 3.8 en de zwarte lijnen zijn dezelfde als in Figuur 3.7. Een uitgebreide toelichting op deze lijnen is derhalve gegeven in paragraaf 3.3. Opgemerkt wordt dat wanneer de niet-ingegoten basaltbekleding andere eigenschappen heeft, de stabiliteit hoger of lager kan uitvallen.



Figuur 4.1 De resultaten van het huidige en nieuwe rekenmodel voor ingegoten steenzettingen (rode en groene lijnen). De zwarte lijnen geven ter vergelijking de stabiliteit van niet-ingegoten basaltbekledingen.

Voor diverse ingietingsdieptepercentages wordt het nieuwe rekenmodel vergeleken met het huidige model:

- **100% ingegoten:**  
Als eerste wordt gekeken naar de in de praktijk voorkomende situatie, waarin een 100% ingegoten steenzetting een  $E_{VGD}$  blijkt te hebben van bijvoorbeeld 5,5 GPa. Volgens het huidige rekenmodel ligt de grens tussen stabiel en niet-stabiel bij de dikke rode lijn, terwijl die grens volgens het nieuwe model bij de dikke groene lijn ligt. Volgens het nieuwe model wordt de bekleding beduidend stabielier beoordeeld dan volgens het huidige model.  
Zelfs wanneer een volledig ingegoten steenzetting een  $E_{VGD}$  zou hebben van circa 10 GPa (dikke rode gestreepte lijn) is de bekleding volgens de nieuwe methode (dikke groene lijn) een stuk stabielier dan volgens de huidige methode.
- **66% ingegoten:**  
Op dezelfde wijze wordt gekeken naar 66% ingegoten steenzettingen. Uit het nieuwe rekenmodel volgt de dunne groene lijn, terwijl volgens het huidige model de grens moet liggen tussen de dunne rode getrokken lijn en de dunne rode gestreepte lijn. Volgens het nieuwe model is de bekleding iets stabielier dan volgens het huidige model.
- **50% ingegoten:**  
Bij 50% ingegoten steenzettingen is de bekleding volgens het nieuwe model (groene gestreepte lijn) bij kleine waarde voor  $\xi_{op}$  ongeveer net zo stabiel als volgens het huidige model (dunne rode gestreepte lijn). Bij grotere waarden voor  $\xi_{op}$  geeft het nieuwe rekenmodel een iets hogere stabiliteit als gevolg van de gehanteerde ondergrens aan de stabiliteit. Afhankelijk van de eigenschappen van de bekleding kan de ondergrens in andere gevallen echter hoger of lager liggen.

Voor steenzettingen met  $0 < f_{ingieting} < 0,5$  (in de huidige formules gedefinieerd als 'overgoten') zijn het nieuwe en het huidige rekenmodel al vergeleken in Figuur 3.6, nog voorafgaand aan toepassing van de ondergrens. Deze steenzettingen met  $0 < f_{ingieting} < 0,5$  worden volgens de nieuwe formules, zelfs zonder toepassing van de ondergrens, een stuk stabielier beoordeeld dan volgens de huidige formules, vooral naarmate  $f_{ingieting}$  toeneemt. Door toepassing van de ondergrens worden deze steenzettingen volgens de nieuwe formules in veel gevallen zelfs nog stabielier beoordeeld dan volgens de huidige formules.



Met het nieuwe rekenmodel worden ingegoten steenzettingen in alle gevallen iets tot veel stabielier beoordeeld dan volgens het huidige rekenmodel. Het verschil tussen beide rekenmodellen is het grootst als  $f_{\text{ingieting}}$  iets kleiner is dan 0,5 of nadert naar 1,0. Het verschil is het kleinst als  $f_{\text{ingieting}}$  gelijk is aan of iets groter is dan 0,5.

Met het nieuwe rekenmodel worden volledig ingegoten steenzettingen veel stabielier beoordeeld, vooral als deze in het prototype relatief lage VGD-waarden hebben (zoals  $E_{\text{VGD}} = 5,5$  GPa bij de bekleding bij Vlissingen, Klein Breteler, 2013a).

In de voorgaande alinea's zijn het nieuwe en huidige rekenmodel met elkaar vergeleken. Daarnaast kan op basis van Figuur 4.1 ook de stabiliteit van ingegoten basalt vergeleken worden met die van niet-ingegoten basalt. Uit Figuur 4.1 volgt dat ingieten voor de weergegeven representatieve steenzetting voor Zeeland (zwarte getrokken lijn) pas zinvol wordt bij een ingieting van meer dan 50% à 70%, in combinatie met een brekerparameter  $\xi_{\text{op}} < \text{ca. } 1,5$  à 2. De ervaring in Zeeland is dat grotere ingietingsdieptes in de praktijk echter moeilijk haalbaar zijn. Volgens de rekenmodellen kan bij goede basaltbekledingen het ingieten dus soms enige winst opleveren, maar in veel gevallen ook verlies van de stabiliteit. Bij minder goede basaltbekledingen (bijvoorbeeld de zwarte gestreepte lijn) in combinatie met een kleine  $\xi_{\text{op}}$  kan met ingieten wel een hogere stabiliteit verkregen worden.



## 5 Implementatie nieuw rekenmodel in Steentoets

### 5.1 Huidige en nieuwe formules (voor 1000 golven)

De studie in het onderhavige rapport heeft een set nieuwe formules opgeleverd voor het berekenen van de stabiliteit van ingegoten steenzettingen bij bezwijken bij een belastingduur van 1000 golven: zie de formules (5.3) tot en met (5.7).

In de huidige versie van Steentoets wordt voor ingegoten steenzettingen vooralsnog gebruikgemaakt van de huidige formules (5.1) en (5.2). Voorgesteld wordt de huidige formules in Steentoets te vervangen door de nieuw ontwikkelde formules. Deze vervanging wordt gedetailleerd toegelicht in paragraaf 5.2.

Huidige formules voor ingegoten steenzettingen (als  $0,5 \leq f_{\text{ingieting}} \leq 1,0$ ):

$$\left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{\text{bij bezwijken}} = F_{1000} \xi_{op}^{-2/3} \quad (5.1)$$

$$F_{1000} = 6,4 + 0,15 \cdot (E_{VGD} - 1) \quad (5.2)$$

Nieuwe formules voor ingegoten steenzettingen (als  $0 < f_{\text{ingieting}} \leq 1,0$ ):

Als  $0,1 \leq f_{\text{ingieting}} \leq 1,0$ , dan:

$$\left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{\text{bij bezwijken}} = \max \left( \left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{\text{bij bezwijken, ingegoten}} ; \left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{\text{bij bezwijken, ondergrens}} \right) \quad (5.3)$$

Met:

$$\left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{\text{bij bezwijken, ingegoten}} = F_{1000} \cdot \xi_{op}^{-2/3} \quad (5.4)$$

Waarin:

$$F_{1000} = 6 \cdot f_{\text{ingieting}} + 3,3 \quad \text{mits } 0,1 \leq f_{\text{ingieting}} \leq 1,0 \quad (5.5)$$

En:

Als  $\xi_{op} \leq 2$ :

$$\left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{\text{bij bezwijken, ondergrens}} = \left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{\text{bij bezwijken, niet-ingegoten}} \quad (5.6)$$

van het betreffende steenzettingtype zónder ingieting  
(indien basalt: reken met toplaagtype 26.1)

Als  $\xi_{op} > 2$ :

$$\left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{\text{bij bezwijken, ondergrens}} = F_{1000} \cdot \xi_{op}^{-2/3} \quad (5.7)$$

Met  $F_{1000}$  zodanig dat  $F_{1000} \cdot \xi_{op}^{-2/3} = \left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{\text{bij bezwijken, niet-ingegoten}}$  in  $\xi_{op} = 2$

Als  $0 < f_{\text{ingieting}} < 0,1$ , dan:

Geavanceerde toetsing

Merk op dat de bovenstaande formules gebaseerd zijn op de gestandaardiseerde belastingduur van 1000 golven. In Steentoets zijn echter de huidige formules zodanig geïmplementeerd dat ze geschikt zijn voor elke willekeurige belastingduur van N golven. De nieuwe formules moeten op dezelfde wijze in Steentoets geïmplementeerd worden, zie paragraaf 5.2.

## 5.2 Implementatie van huidige en nieuwe formules in Steentoets (voor N golven)

Het totale in Steentoets geprogrammeerde rekenmodel voor het berekenen van de stabiliteit van alle typen steenzettingen is beschreven in Klein Breteler (2013). Eén onderdeel van het totale rekenmodel wordt gevormd door de formules en criteria voor het berekenen van de stabiliteit van in- en overgoten steenzettingen. Die formules zijn beschreven in paragraaf 5.14 van Klein Breteler (2013). De tekst van die paragraaf met daarin de totale set huidige formules en criteria, geschikt voor een belastingduur van N golven, is weergegeven in de tekstbox in paragraaf 5.2.1 van het onderhavige rapport. De uit te voeren aanpassingen zijn daarna beschreven in paragraaf 5.2.2.

Merk op dat in Klein Breteler (2013), en dus ook in de volgende tekstboxen, gebruikgemaakt is van de term 'gietasfalt'. Strikt genomen is gietasfalt een mengsel van grind en een overmaat aan asfaltmestiek. Omdat het penetreren van gezette stenen vraagt om asfaltmestiek zonder grind, is de term 'gietasfalt' feitelijk niet correct en kan dus beter gebruikgemaakt worden van de term 'asfaltmestiek'.

### 5.2.1 Huidige formules in Steentoets

De inhoud van paragraaf 5.14 ('Stabiliteit van ingegoten steenzettingen') uit Klein Breteler (2013) is weergegeven in de volgende tekstbox. Punt 1 heeft betrekking op met asfaltmestiek ingegoten steenzettingen en punt 2 op met asfaltmestiek overgoten steenzettingen en met beton ingegoten steenzettingen. Merk op dat bij punt 1 slechts de formules (5.8) en (5.11) betrekking hebben op respectievelijk de formules (5.2) en (5.1).

*Inhoud van paragraaf 5.14 ('Stabiliteit van ingegoten steenzettingen') uit Klein Breteler (2013), met de huidige formules:*

Een steenzetting is ingegoten als ingegoten = beton of ingegoten = gietasfalt. In de toetsmethode wordt ook rekening gehouden met de belastingduur ( $f_B$  en  $f_S$ ). Het toetsresultaat kan nooit onvoldoende worden, waardoor altijd  $f_{t0} = 99$ .

- Als ( $D_{\text{ingieting}} \geq 0,5 \cdot D$  en  $D_{\text{ingieting}} \geq 0,1$  m) en ingegoten = gietasfalt, dan is de steenzetting goed ingegoten en geldt:

$$F_N = f_B f_{S,front} (6,4 + 0,15 \cdot (E_{VGD} - 1)) \quad (5.8)$$

$$H_{s/\Delta D} = \frac{f_\beta f_{havendam} C_{berm} C_{diep}}{C_{bovenbeloop}} \cdot \frac{H_s}{\Delta D} \quad (5.9)$$

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{1,56T_p^2}}} \quad (5.10)$$

$$f_{gt} = \frac{F_N \xi_{op}^{-2/3}}{H_{s/\Delta D}} \quad (5.11)$$

met:

$E_{VGD}$  = elasticiteitsmodulus van de toplaag, bepaald door middel van valgewicht-deflectiemetingen (deze variabelen wordt in GPa in de formule gebruikt) (GPa)

$D$  = dikte van de toplaag (werkelijk ingevoerde waarde) (m)

$F_N$  = stabiliteitparameter bij een belastingduur van  $N$  golven (-)

$f_B$  = invloedsfactor op belasting m.b.t. de belastingduur (-)

$f_S$  = invloedsfactor op sterkte m.b.t. de belastingduur (-)

$f_\beta$  = invloedsfactor voor scheve golfaanval (-)

$H_s$  = significante golfhoogte (m)

$H_{s/\Delta D}$  = gecorrigeerde dimensieloze belastingparameter  $H_s/(\Delta D)$  (-)

$T_p$  = golfperiode bij de piek van het spectrum (s)

$\alpha$  = fictieve taludhelling ( $^\circ$ )

$\alpha_{bodem}$  = bodemhelling voor de constructie ( $^\circ$ )

$\Delta$  =  $(\rho_s - \rho)/\rho$  = relatieve soortelijke massa van de stenen (-)

$\xi_{op}$  = brekerparameter (-)

$\rho_s$  = soortelijke massa van de stenen ( $\text{kg/m}^3$ )

$\rho$  = soortelijke massa van water ( $\text{kg/m}^3$ )

2 Anders:

Toetsing alsof het een ongunstige steenzetting is (type 3c uit de eenvoudige toetsing van niet-ingegoten steenzettingen), echter zonder t/o-grens. Dit betekent dat de volgende formules van toepassing zijn:

$$\Delta = (\rho_s - \rho)/\rho \quad (5.12)$$

$$H_{s/\Delta D} = \frac{f_\beta f_{havendam} C_{berm} C_{diep}}{C_{bovenbeloop}} \cdot \frac{H_s}{\Delta D} \quad (5.13)$$

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{1,56T_p^2}}} \quad \text{met } \alpha = \alpha_{fict} \quad (5.14)$$

$$\bullet \quad \xi_{op} \leq 2: f_{gt} = \frac{3,07 \cdot \xi_{op}^{-1}}{H_{s/\Delta D}} \quad (5.15)$$

$$\bullet \quad \xi_{op} > 2: f_{gt} = \frac{6,5 \cdot \xi_{op}^{-4} + 0,02 \cdot \xi_{op} + 1,09}{H_{s/\Delta D}} \quad (5.16)$$

Het toetsresultaat is:

- als  $f_{gt} > 1$ , dan goed
- anders: geavanceerd

De overdikte wordt als volgt berekend:

$$D_{over} = D \left( 1 - \frac{1}{f_{gt}} \right) \frac{f_{\beta} C_{berm} f_{havendam} C_{diep}}{C_{bovenbeloop}} \quad (5.17)$$

## 5.2.2 Aanpassingen aan Steentoets

Van de tekstbox in paragraaf 5.2.1 heeft punt 1 betrekking op met asfaltmastiek ingegoten steenzettingen en punt 2 op met asfaltmastiek overgoten steenzettingen en met beton ingegoten steenzettingen. De volgende aanpassingen aan Steentoets zijn nodig:

- Bij punt 1 wordt het criterium “Als ( $D_{ingieting} \geq 0,5 \cdot D$  èn  $D_{ingieting} \geq 0,1$  m) èn ingegoten = gietasfalt, dan...” vervangen door:  
“Als ( $D_{ingieting} \geq 0,1 \cdot D$  èn  $D_{ingieting} \geq 0,02$  m) èn ingegoten = gietasfalt, dan...”

Als ondergrens voor  $D_{ingieting}$  wordt 0,02 m aangehouden. Dat is 1/5 van de huidige ondergrens, wat correspondeert met de afname van  $D_{ingieting} \geq 0,5 \cdot D$  naar  $D_{ingieting} \geq 0,1 \cdot D$ .

- Formule (5.8) wordt vervangen door formule (5.18):

$$F_N = f_B f_{S,front} (6 \cdot f_{ingieting} + 3,3) \quad (5.18)$$

Met:

$f_{ingieting}$  = factor t.a.v. de relatieve diepte tot waar gietasfalt tussen de toplaagelementen zit. Bijvoorbeeld: als de bovenste 66% van de spleet is ingegoten, dan is  $f_{ingieting} = 0,66$  (-)

- Na punt 1 wordt een nieuw punt toegevoegd voor bekledingen die minder dan 10% of minder dan 2 cm zijn ingegoten:  
“Als ( $D_{ingieting} < 0,1 \cdot D$  of  $D_{ingieting} < 0,02$  m) èn ingegoten = gietasfalt, dan: geavanceerd”

Punt 2 uit de bovenstaande tekstbox wordt daardoor punt 3. Dit punt blijft ongewijzigd en heeft na de aanpassingen alleen nog betrekking op met beton ingegoten bekledingen.

- Aan het einde van punt 1 moet de in paragraaf 3.3 afgeleide ondergrens voor de stabiliteit van ingegoten steenzettingen worden geïmplementeerd. Wanneer de in punt 1 berekende stabiliteit van de ingegoten steenzetting (formules (5.8) t/m (5.11)) lager is dan die ondergrens, dan moet de ondergrens aangehouden worden.

## 6 Samenvatting en conclusies

In dit rapport is het huidige rekenmodel dat Steentoets (Steentoets2010 versie 1.11, Deltares, februari 2013) gebruikt voor het berekenen van de stabiliteit van ingegoten steenzettingen verbeterd.

Eén van de constructie-eigenschappen die een vrij grote invloed heeft op de stabiliteit van ingegoten steenzettingen is de samenhang tussen de stenen in de toplaag. In het huidige rekenmodel is de samenhang gerelateerd aan de parameter  $E_{VGD}$  (de elasticiteitsmodulus van de toplaag, gemeten d.m.v. valgewichtdeflectiemetingen). Helaas blijkt de VGD-waarde niet altijd een goede maat te zijn voor de samenhang in de bekleding. Daarom is het wenselijk om de samenhang van de bekleding af te leiden van een andere, goed meetbare parameter.

In dit rapport zijn daarom de huidige formules van het rekenmodel omgewerkt tot nieuwe, vergelijkbare formules, waarin de samenhang in de toplaag nu is gerelateerd aan het percentage van de spleetdiepte dat is ingegoten met asfaltmastiek,  $f_{ingieting}$ . De nieuwe formules hebben zoveel mogelijk dezelfde vorm als de huidige formules.

Bij steenzettingen met mastiekpenetratie in de spleten wordt in de huidige formules onderscheid gemaakt tussen ingegoten en overgoten steenzettingen. In die formules worden steenzettingen als ingegoten beschouwd als  $0,5 \leq f_{ingieting} \leq 1,0$  en als overgoten als  $0 < f_{ingieting} < 0,5$ . Als  $f_{ingieting} = 0$  is een steenzetting niet-ingegoten. Voor ingegoten en overgoten steenzettingen zijn afzonderlijke formules van toepassing. De huidige formules voor ingegoten steenzettingen zijn ontwikkeld in Klein Breteler en Van der Werf (2007), zie de formules (6.1) en (6.2). Voor overgoten steenzettingen wordt een zeer veilige grens tussen wel en niet stabiel aangehouden.

Met de studie in het onderhavige rapport is het onderscheid tussen ingegoten en overgoten steenzettingen komen te vervallen: ten aanzien van de nieuwe formules worden alle steenzettingen met mastiekpenetratie in de spleten voortaan gedefinieerd als 'ingegoten', ook als bijvoorbeeld slechts 30% van de spleetdiepte is ingegoten. De term 'overgoten' wordt niet meer gebruikt. De studie in het onderhavige rapport heeft immers geleid tot één set nieuwe formules voor alle steenzettingen met mastiekpenetratie in de spleten ( $0 < f_{ingieting} \leq 1,0$ ), zie de formules (6.3) tot en met (6.7).

De formules zijn gebaseerd op meerdere series grootschalige Deltagootproeven. Voor het ontwikkelen van de nieuwe formules was het nodig om de golfbelasting van afzonderlijke proeven bij elkaar op te tellen. Voor het optellen van proeven is gebruikgemaakt van de energiemethode, zie paragraaf 3.2.

Huidige formules voor ingegoten steenzettingen (als  $0,5 \leq f_{ingieting} \leq 1,0$ ):

$$\left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{bij \text{ bezwijken}} = F_{1000} \xi_{op}^{-2/3} \quad (6.1)$$

$$F_{1000} = 6,4 + 0,15 \cdot (E_{VGD} - 1) \quad (6.2)$$

## Nieuwe formules voor ingegoten steenzettingen (als $0 < f_{\text{ingieting}} \leq 1,0$ ):

Als  $0,1 \leq f_{\text{ingieting}} \leq 1,0$ , dan:

$$\left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{\text{bij bezwijken}} = \max \left( \left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{\text{bij bezwijken, ingegoten}} ; \left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{\text{bij bezwijken, ondergrens}} \right) \quad (6.3)$$

Met:

$$\left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{\text{bij bezwijken, ingegoten}} = F_{1000} \cdot \xi_{op}^{-2/3} \quad (6.4)$$

Waarin:

$$F_{1000} = 6 \cdot f_{\text{ingieting}} + 3,3 \quad \text{mits } 0,1 \leq f_{\text{ingieting}} \leq 1,0 \quad (6.5)$$

En:

Als  $\xi_{op} \leq 2$ :

$$\left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{\text{bij bezwijken, ondergrens}} = \left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{\text{bij bezwijken, niet-ingegoten}} \quad (6.6)$$

van het betreffende steenzettingtype zónder ingieting  
(indien basalt: reken met toplaagtype 26.1)

Als  $\xi_{op} > 2$ :

$$\left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{\text{bij bezwijken, ondergrens}} = F_{1000} \cdot \xi_{op}^{-2/3} \quad (6.7)$$

$$\text{Met } F_{1000} \text{ zodanig dat } F_{1000} \cdot \xi_{op}^{-2/3} = \left[ \frac{H_s}{\Delta D} \right]_{\text{bij bezwijken, niet-ingegoten}} \quad \text{in } \xi_{op} = 2$$

Als  $0 < f_{\text{ingieting}} < 0,1$ , dan:

Geavanceerde toetsing

Met:

D = dikte van de toplaag (m)

$E_{\text{VGD}}$  = elasticiteitsmodulus van de ingegoten toplaag, bepaald door middel van valgewichtdeflectiemetingen (GPa)

$F_{1000}$  = stabiliteitsparameter bij een belastingduur van 1000 golven (-)

$f_{\text{ingieting}}$  = factor t.a.v. de relatieve diepte tot waar de mastiekpenetratie tussen de toplaagelementen zit. Bijvoorbeeld: als de bovenste 66% van de spleet is ingegoten, dan is  $f_{\text{ingieting}} = 0,66$  (-)

$H_s$  = significante golfhoogte (m)

$\Delta$  =  $(\rho_s - \rho) / \rho$  = relatieve soortelijke massa van de stenen in de toplaag (op basis van de relatieve soortelijke massa van de stenen zonder mastiekpenetratie) (-)

$\xi_{op}$  = brekerparameter (-)

$\rho$  = soortelijke massa van het water ( $\text{kg/m}^3$ )

$\rho_s$  = soortelijke massa van de stenen in de toplaag ( $\text{kg/m}^3$ )



In de formules zijn de volgende aspecten gewijzigd:

- In de nieuwe formules is de stabiliteit bij bezwijken niet langer gerelateerd aan  $E_{VGD}$ , maar aan  $f_{ingieting}$ .
- In de huidige versie van Steentoets wordt onderscheid gemaakt tussen ingegoten en overgoten steenzettingen, waarvoor afzonderlijke formules gebruikt worden. Met de ontwikkeling van de nieuwe formules is dat onderscheid komen te vervallen: ten aanzien van de nieuwe formules worden alle steenzettingen met mastiekpenetratie in de spleten voortaan gedefinieerd als ‘ingegoten’, ook als bijvoorbeeld slechts 30% van de spleetdiepte is ingegoten. De studie in het onderhavige rapport heeft immers geleid tot één set nieuwe formules voor alle steenzettingen met mastiekpenetratie in de spleten ( $0 < f_{ingieting} \leq 1,0$ ).
- Bij steenzettingen met een ingietingsdieptepercentage kleiner dan 10% is voortaan een geavanceerde toetsing nodig.
- Aan de stabiliteit van ingegoten steenzettingen is een ondergrens gesteld, die gebaseerd is op de door Steentoets berekende stabiliteit van het betreffende steenzettingstype zónder ingieting.

In de analyse is gebruikgemaakt van de brekerparameter  $\xi_{op}$  die berekend wordt met de piekperiode  $T_p$ . Die piekperiode  $T_p$  is bij het berekenen van de stabiliteit van steenzettingen voorheen altijd gebruikt als maat voor de golfperiode. Momenteel, ten tijde van de analyse, zijn er echter ontwikkelingen gaande om in Steentoets over te stappen naar gebruik van de spectrale periode  $T_{m-1,0}$  als maat voor de golfperiode. De in dit rapport ontwikkelde formules zijn nog gebaseerd op  $T_p$ , maar voor het toekomstig gebruik van de formules in Steentoets is dit geen probleem. Zodra in Steentoets de overstap wordt gemaakt van  $T_p$  naar  $T_{m-1,0}$  hoeft slechts  $T_p$  vervangen te worden door  $1,084 \cdot T_{m-1,0}$ , zoals is voorgesteld in Mourik en Klein Breteler (2013).

Het wordt aanbevolen om in Steentoets de huidige formules te vervangen door de nieuw ontwikkelde formules. Opgemerkt wordt dat de formules (6.1) tot en met (6.7) gebaseerd zijn op een gestandaardiseerde belastingduur van 1000 golven. In Steentoets dienen de formules echter zodanig geïmplementeerd te worden dat ze geschikt zijn voor elke willekeurige belastingduur van  $N$  golven. De implementatie in Steentoets is gedetailleerd toegelicht in paragraaf 5.2.

In hoofdstuk 4 zijn de resultaten van de huidige en nieuwe formules met elkaar vergeleken. Met het nieuwe rekenmodel worden ingegoten steenzettingen in alle gevallen iets tot veel stabielier beoordeeld dan volgens het huidige rekenmodel. Het verschil tussen beide rekenmodellen is het grootst als  $f_{ingieting}$  iets kleiner is dan 0,5 of nadert naar 1,0. Het verschil is het kleinst als  $f_{ingieting}$  gelijk is aan of iets groter is dan 0,5.

Met het nieuwe rekenmodel worden volledig ingegoten steenzettingen veel stabielier beoordeeld, vooral als deze in het prototype relatief lage VGD-waarden hebben (zoals  $E_{VGD} = 5,5$  GPa bij de bekleding bij Vlissingen, Klein Breteler, 2013a).

In hoofdstuk 4 is daarnaast ook de stabiliteit van ingegoten basalt vergeleken met die van niet-ingegoten basalt. Daaruit volgt dat het ingieten van een representatieve Zeeuwse basalt-bekleding pas zinvol wordt bij een ingieting van meer dan 50% à 70%, in combinatie met een brekerparameter  $\xi_{op} < ca. 1,5$  à 2. De ervaring in Zeeland is dat grotere ingietingsdieptes in de praktijk echter moeilijk haalbaar zijn. Volgens de rekenmodellen kan bij goede basalt-bekledingen het ingieten dus soms enige winst opleveren, maar in veel gevallen ook verlies

van de stabiliteit. Bij minder goede basaltbekledingen in combinatie met een kleine  $\xi_{op}$  kan met ingieten wel een hogere stabiliteit verkregen worden.

Het onderzoek is gebaseerd op slechts drie proeven, die onderdeel waren van een breder onderzoek. Daardoor was de belastinghistorie voor deze steenzettingen relatief zwaar en is schade mogelijk bij een wat lage golfhoogte ontstaan. Dat is destijds geaccepteerd, omdat het een conservatief resultaat oplevert. In de praktijk zijn er echter aanwijzingen dat de stabiliteit van ingegoten steenzettingen hoger is dan de stabiliteit die volgt uit deze proeven. Daarom is het aan te bevelen om nieuwe Deltagootproeven uit te voeren zodra dit lonend zou kunnen zijn. Dat zou bijvoorbeeld het geval kunnen zijn als in een gedetailleerde toetsing een concrete ingegoten steenzetting net niet wordt goedgekeurd. Het vervangen van een dergelijke steenzetting is vrijwel altijd duurder dan het uitvoeren van Deltagootproeven.

## 7 Referenties

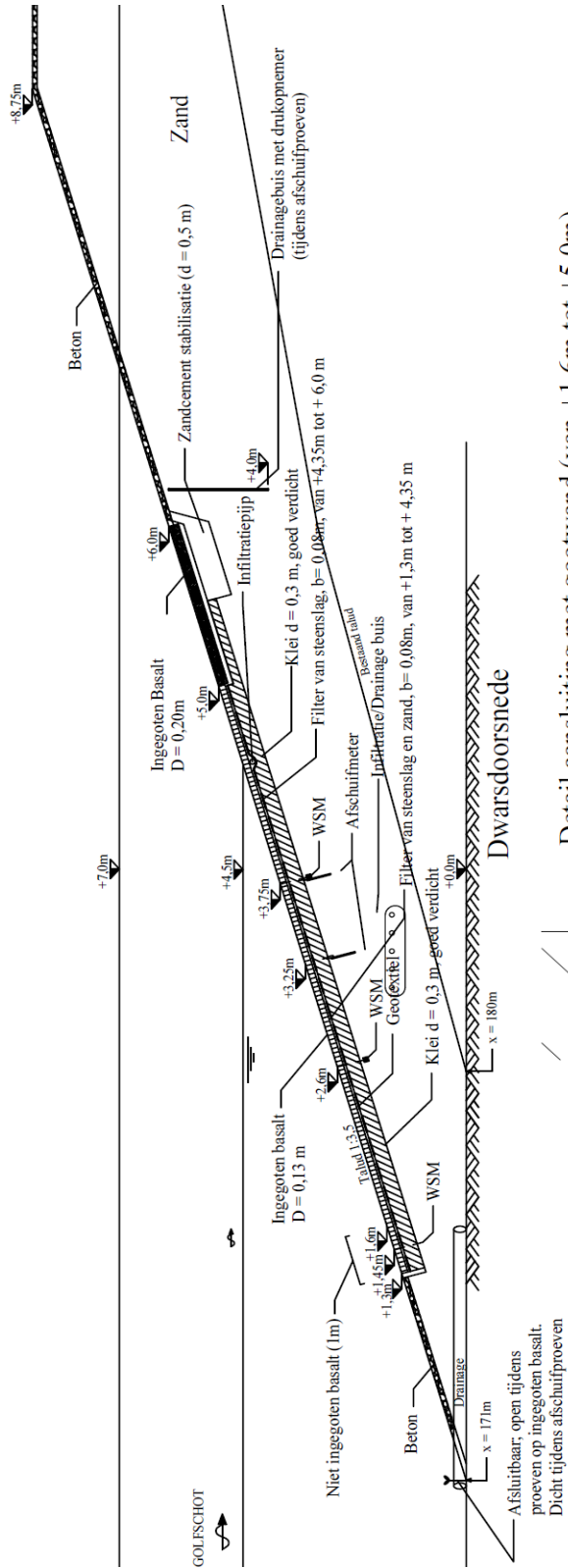
- Hart, R. 't (2013), *Vaststellen van klemming in dijkbekledingen van gezette steen met valgewichtdeflectie-metingen*, Deltares, rapport 1206424-017, februari 2013
- Hofland, B., en M. Klein Breteler (2007), *Stabiliteit ingegoten basalt en afschuiving ondergrond, Meetverslag Deltagootonderzoek*, Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen, WL | Delft Hydraulics, rapport H4635, augustus 2007
- Klein Breteler, M., en W. Eysink (2005), *Langeduursterkte van steenzettingen*, Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen, WL | Delft Hydraulics, rapport H4475, november 2005
- Klein Breteler, M., en I.M. van der Werf (2007), *Toetscriteria voor ingegoten bekledingen, Analyse van Deltagootproeven*, Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen, WL | Delft Hydraulics, rapport H4635, oktober 2007
- Klein Breteler, M. (2009), *Validatie Steentoets2008*, Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen, Deltares, rapport H4846, februari 2009
- Klein Breteler, M. en G.C. Mourik (2014), *Validatie van Steentoets2010*, Rekenmodel voor het beoordelen van de stabiliteit van steenzettingen, Deltares, rapport 1208045-009-HYE-0007, januari 2014
- Klein Breteler, M. (2012), *Effectieve duur van langeduurbelasting met variërende golfhoogte, Stabiliteit van steenzettingen*, Onderzoeksprogramma 'Advisering steenbekledingen Zeeland', Deltares, rapport 1204727-013-HYE-0004, februari 2012
- Klein Breteler, M. (2013), *Documentatie Steentoets2008 en Steentoets2010*, Deltares, rapport 1206424-009-HYE-0002, februari 2013
- Klein Breteler, M. (2013a), *Geavanceerde toetsing van ingegoten basalt bij Vlissingen*, Deltares, rapport 1206424-020, maart 2013
- Mourik, G.C., en M. Klein Breteler (2013), *Stabiliteit steenzettingen berekenen met spectrale golfperiode i.p.v. piekperiode*, Deltares, rapport 1206424-012, februari 2013
- Smith, G.M., Wouters, J., en M. Klein Breteler (2000), *Grootschalig modelonderzoek naar stabiliteit van taludbekledingen, Meetverslag van Deltagootonderzoek*, WL | Delft Hydraulics, rapport H3272, februari 2000



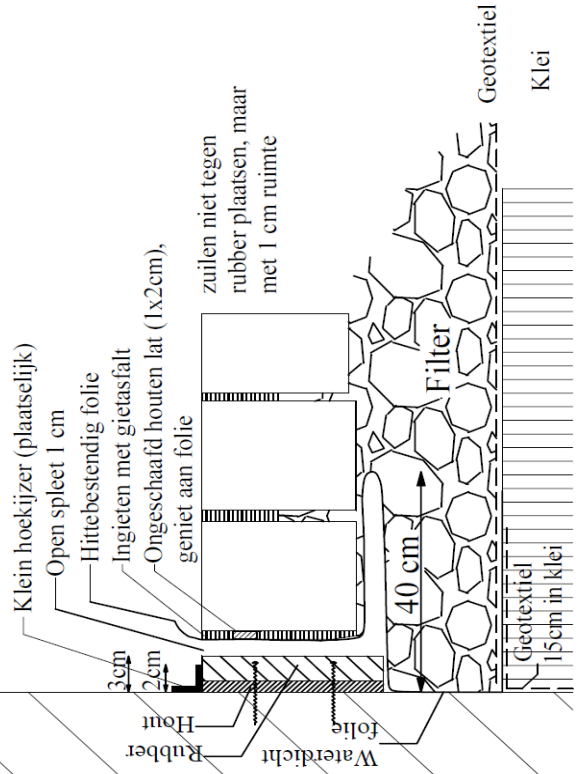
## A Tekeningen van modelopstellingen



Onderste deel van de Basaltbekleding is gevuld met steenslag/zand mengsel  
 Bovenste 7 tot 9 cm is gevuld met gietasfalt (geen gietasfalt over de koppen)

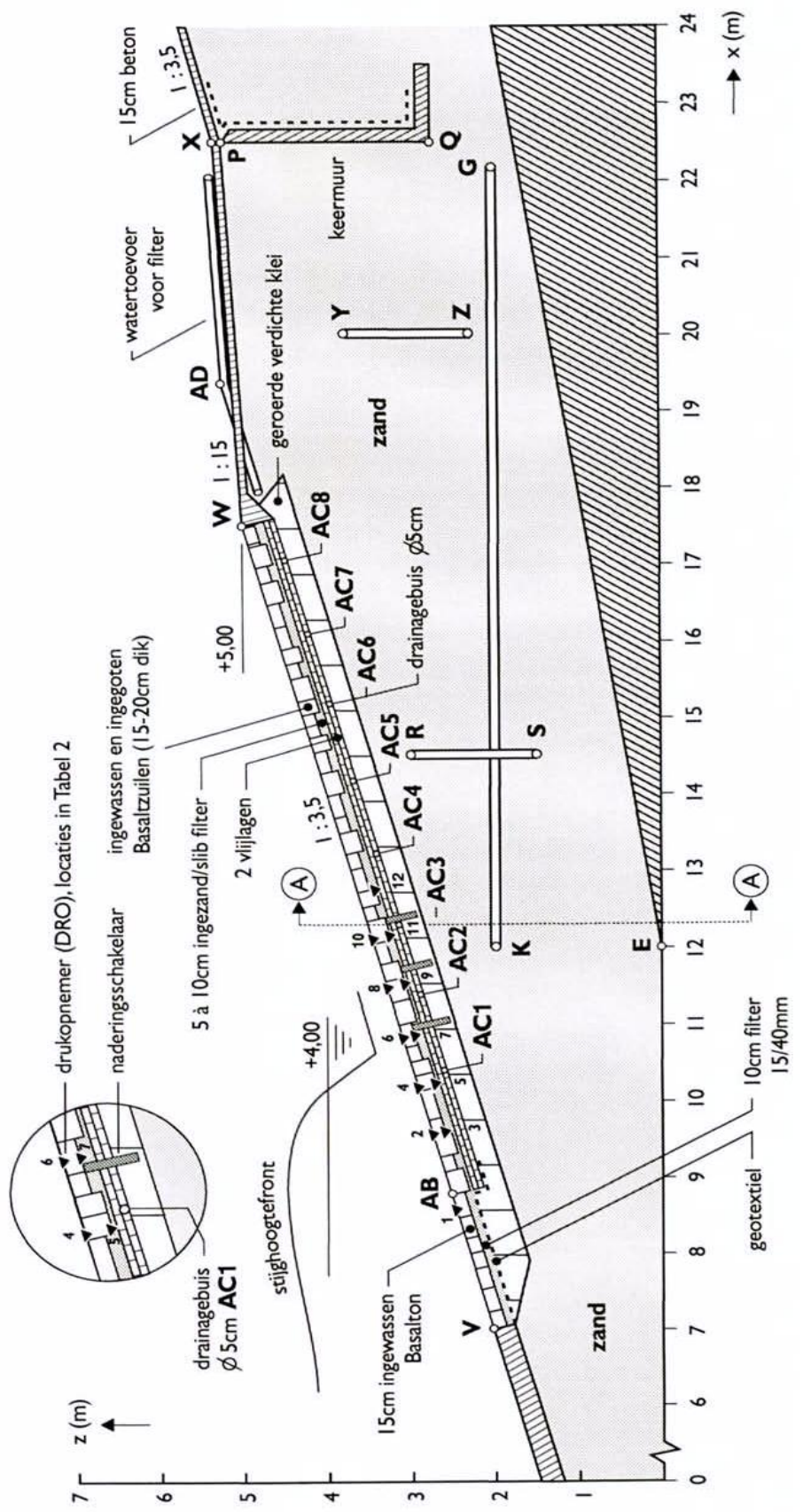


Detail aansluiting met gootwand (van +1,6m tot +5,0m)



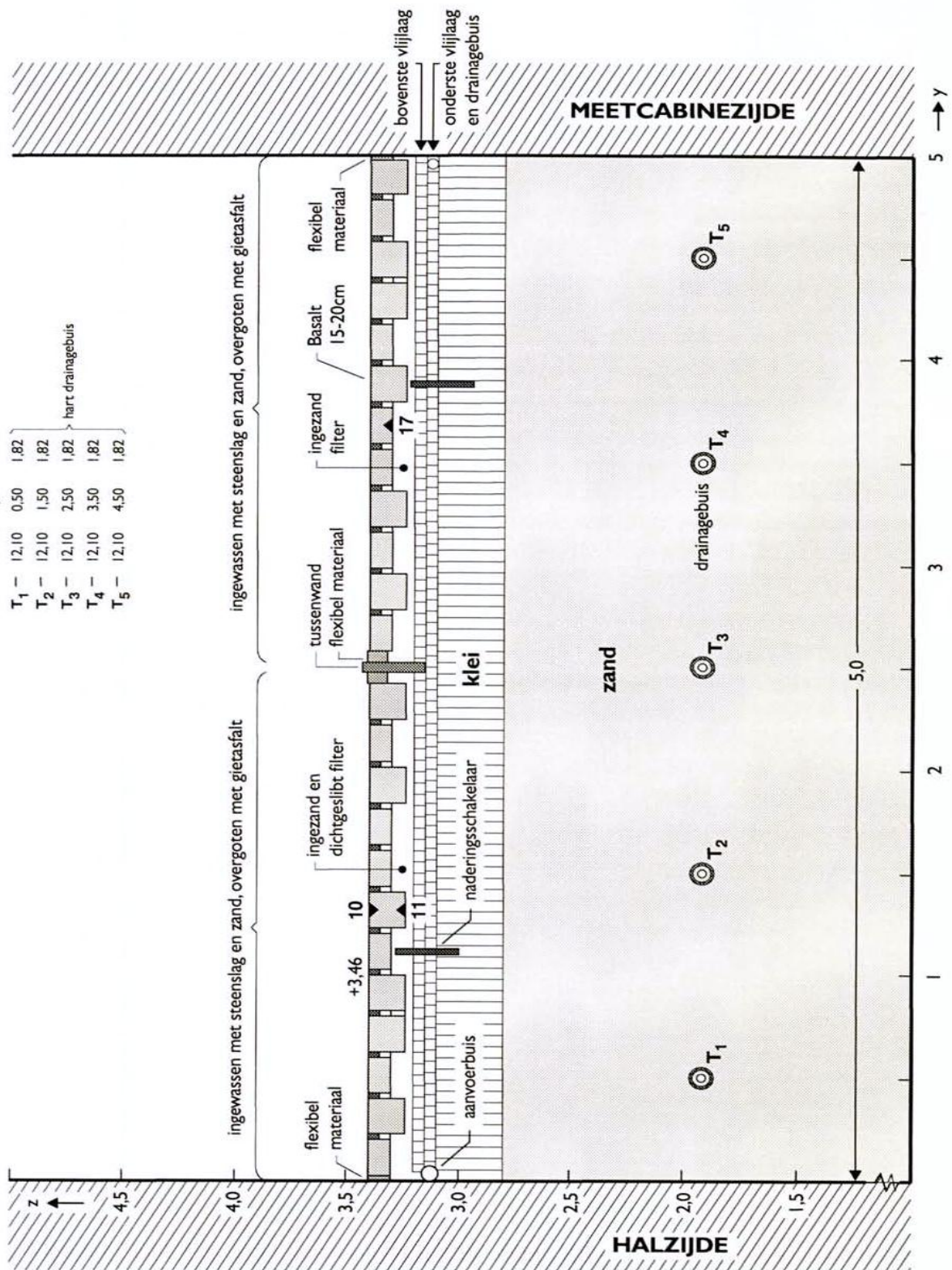
Lengte- en dwarsdoorsnede modelopstelling  
 Deltagootproeven van 2005 (66% en 100% ingegoten)

coördinaten			coördinaten				
x	y	z	x	y	z		
E	- 12,00	0,00	0,00	AB	- 8,75	0,00	2,50
G	- 22,20	0,00	2,00	AC 1	- 10,33	0,00	2,61
K	- 12,00	0,50	2,00	AC 2	- 11,92	0,00	2,88
N	- 10,50	0,00	3,00	AC 3	- 12,26	0,00	3,16
P	- 22,50	0,00	5,25	AC 4	- 13,22	0,00	3,43
Q	- 22,50	0,00	2,75	AC 5	- 14,18	0,00	3,71
R	- 14,50	2,00	3,04	AC 6	- 15,14	0,00	3,98
S	- 14,50	2,00	1,50	AC 7	- 16,10	0,00	4,26
W	- 17,50	0,00	5,00	AC 8	- 17,07	0,00	4,53
X	- 22,50	0,00	5,33	AD	- 19,50	0,00	5,23
Y	- 20,00	2,00	3,79				
Z	- 20,00	2,00	2,25				



Lengtedoorsnede ontwerp modelopstelling  
Deltagootproeven van 1997 (25% ingegoten)





Dwarsdoorsnede ontwerp modelopstelling  
Deltagootproeven van 1997 (25% ingegoten)

Deltares

1208045.021

FIG. A.3