

# **Stabiliteit van met beton ingegoten Noorse steen**

**Verslag van Deltagootonderzoek**





# **Stabiliteit van met beton ingegoten Noorse steen**

Verslag van Deltagootonderzoek

G.C. Mourik  
M. Klein Breteler

1220204-000



## Titel

Stabiliteit van met beton ingegoten Noorse steen

<b>Opdrachtgever</b>	<b>Project</b>	<b>Kenmerk</b>	<b>Pagina's</b>
POV-Waddenzeedijken van HWBP	1220204-000	1220204-000-HYE-0014	59

## Trefwoorden

Noorse steen, ingegoten, stabiliteit, steenzetting, dijkbekleding, modelonderzoek, Deltagoot

## Samenvatting

In het kader van het onderzoek voor de POV-Waddenzeedijken is de stabiliteit bij golfaanval onderzocht van een steenzetting van Noorse steen, die ingegoten is met beton. Dit onderzoek is uitgevoerd met behulp van modelproeven in de Deltagoot van Deltares. Het is enerzijds gericht op het verbeteren van de beschikbare rekenmethode voor Noorse steen die ingegoten is met beton en anderzijds voor de concrete beoordeling van de ingegoten Noorse steen op de dijk Eemshaven - Delfzijl.




Ten behoeve van het onderzoek is in de Deltagoot een dijk met een talud van 1:3,6 gebouwd met in de golfaanvalzone een steenzetting van Noorse steen die ingegoten is met beton. Dit model is opgebouwd op schaal 1:1,3.

De proefresultaten hebben geresulteerd in een verbetering van de beschikbare rekenmethode voor Noorse steen die is ingegoten met beton. Deze verbeterde rekenmethode is vervolgens toegepast voor het beoordelen van de ingegoten Noorse steen op de dijk Eemshaven – Delfzijl.

Bij het beoordelen van de ingegoten Noorse steen op de dijk Eemshaven – Delfzijl blijkt dat voor alle beschouwde dijksecties geldt dat de Noorse steen, die is ingegoten met beton, voldoende stabiel is om de ontwerpcondities te weerstaan, uitgaande van een goede staat van onderhoud van de steenzetting. Bij de meeste secties is er zelfs een vrij grote marge tussen de belasting onder ontwerpomstandigheden en de maximaal toelaatbare belasting. Dit geldt ook nog als de veiligheidsfactor van 1,1 wordt gehanteerd, die mogelijk van kracht wordt vanaf 2017 (WTI-2017).

## Referenties

Inkoopordernr: 00029781  
 Orderdatum: 30-09-2015  
 Opdrachtgever: Wetterskip Fryslân, namens POV-Waddenzeedijken

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1.0	nov. 2015	G.C. Mourik		R. 't Hart		M.R.A. van Gent	
4.0	feb. 2016	G.C. Mourik		R. 't Hart		M.R.A. van Gent	
5.0	juli 2016	G.C. Mourik		R. 't Hart		M.R.A. van Gent	

## Status

definitief



## Inhoud

<b>1</b>	<b>Inleiding</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Schematisatie van de dijk Eemshaven - Delfzijl</b>	<b>3</b>
2.1	Faciliteit	3
2.2	Schaling	4
2.2.1	Schaalfactor	4
2.2.2	Schaling hydraulische randvoorwaarden	4
2.2.3	Schaling dimensieloze parameters	4
2.3	Schematisatie van de dijk Eemshaven - Delfzijl	5
2.3.1	Algemeen	5
2.3.2	Representatieve geometrie en eigenschappen van de dijk	5
2.3.3	Vertaling naar de modelopstelling in de Deltagoot op schaal 1:1,3:	8
<b>3</b>	<b>Modelopstelling</b>	<b>11</b>
3.1	Algemeen	11
3.2	Filterlaag	15
3.3	Noorse steen	15
3.4	Ingieten met beton	18
3.5	Relatieve soortelijke massa ( $\Delta$ ) en toplaagdikte (D) van de samengestelde toplaag	20
3.6	Aanbrengen belijning	22
<b>4</b>	<b>Metingen</b>	<b>23</b>
4.1	Algemeen	23
4.2	Golfcondities	23
4.3	Drukmetingen	23
4.4	Profielmetingen	24
<b>5</b>	<b>Proevenprogramma</b>	<b>25</b>
<b>6</b>	<b>Proefresultaten en observaties</b>	<b>29</b>
<b>7</b>	<b>Analyse</b>	<b>37</b>
7.1	Theoretische beschouwing van het bezwijkmechanisme	37
7.1.1	Algemeen	37
7.1.2	Stijghoogteverschil over de toplaag tijdens golfneerloop	37
7.1.3	Belastingreductie door het bewegen van de toplaag	40
7.1.4	Sterkte van de toplaag	40
7.1.5	Stabiliteitsformule	45
7.2	Analyse van de drukopnemers	46
7.3	Stabiliteit van de beproefde steenzetting in de Deltagoot	49
<b>8</b>	<b>Beoordeling van Noorse steen op dijk Eemshaven - Delfzijl</b>	<b>53</b>
8.1	Dijksecties	53
8.2	Beoordeling	54
8.3	Vooruitblik WBI-2017	56
<b>9</b>	<b>Conclusies</b>	<b>57</b>

<b>10 Referenties</b>	<b>59</b>
<b>Bijlage(n)</b>	
<b>A Eigenschappen van het gebruikte geotextiel</b>	<b>A-1</b>
<b>B Zeefkrommen van het filtermateriaal</b>	<b>B-1</b>
<b>C Eigenschappen van het betonmengsel</b>	<b>C-1</b>
<b>D 3D laserscans van het taludoppervlak van de testsectie</b>	<b>D-1</b>
<b>E Golfhoogte-overschrijdingskrommen en energiedichtheidsspectra</b>	<b>E-1</b>
<b>F Indeling secties op de dijk Eemshaven - Delfzijl en overzicht aanwezige bekledingen</b>	<b>F-1</b>



## 1 Inleiding

In opdracht van de Projectoverstijgende Verkenning POV-Waddenzeedijken, waarin de waterschappen Noorderzijvest, Hunze en Aa's en het Wettersip Fryslân samenwerken, is een onderzoek uitgevoerd naar de stabiliteit van Noorse steen die ingegoten is met beton. De resultaten van dit onderzoek hebben een landelijk toepassingsgebied, maar gezien het feit dat de toetsing van de dijk Eemshaven - Delfzijl de aanleiding gaf tot dit onderzoek, zijn de resultaten op die dijk concreet toegepast.

De stabiliteit bij golfaanval van Noorse steen die ingegoten is met beton wordt bepaald door een complex samenspel van de hydraulische belasting enerzijds en sterkte-eigenschappen anderzijds. Gezien de beperkte kennis over dit type dijkbekleding is het nodig deze stabiliteit experimenteel vast te stellen. Vanwege te verwachten schaalecten kan dit niet op kleine schaal beproefd worden. Daarom zijn modelproeven uitgevoerd in de Deltagoot van Deltares te Delft.

De Deltagoot is bij uitstek geschikt voor het beproeven van de stabiliteit van steenzettingen, omdat hierin een dijk op bijna prototype-schaal kan worden opgebouwd en belast kan worden door grote golven. Door de grootte van deze golfgoot zijn er geen ongewenste schaalecten te verwachten.

De Deltagoot in Delft is bijna 300 m lang, 9,5 m diep en 5 m breed en er kunnen golven opgewekt worden tot een significante golfhoogte van circa 2 m. Het golfschot is verder uitgerust met een actief reflectiecompensatie systeem, waardoor alle golven die bij de constructie aankomen en terugkaatsen automatisch bij het golfschot geabsorbeerd worden. Hierdoor kan het golfveld in de Deltagoot perfect in de hand gehouden worden.

Omdat het onderzoek in de Deltagoot met ingegoten Noorse steen niet alleen tot doel heeft de stabiliteit van de bekleding op de dijk Eemshaven – Delfzijl te bepalen, maar ook tot doel heeft de rekenmethode voor ingegoten Noorse steen op landelijk niveau te verbeteren, is een proevenprogramma uitgevoerd bestaande uit drie proevenseries, zoals dat gebruikelijk is bij onderzoek naar de stabiliteit van steenzettingen.

De resultaten van deze drie proevenseries hebben geresulteerd in een verbetering van de beschikbare rekenmethode voor Noorse steen die is ingegoten met beton. Aan de hand van deze verbeterde rekenmethode is de ingegoten Noorse steen op de dijk Eemshaven – Delfzijl beoordeeld en is een advies gegeven ten aanzien van de stabiliteit van de Noorse steen op deze dijk.



Figuur 1.1 De Deltagoot van Deltares in Delft.

Het onderzoek is uitgevoerd onder leiding van M. Klein Breteler, G.C. Mourik en P. van Steeg. De proeven N01 t/m N05 zijn uitgevoerd in het najaar van 2015 en de proeven N06 t/m N15 in het voorjaar van 2016.

Het onderhavige rapport beschrijft in hoofdstuk 2 hoe de bekleding van de dijk Eemshaven - Delfzijl is vertaald naar een representatieve modelopstelling in de Deltagoot. De daaruit volgende modelopstelling en de gerealiseerde eigenschappen van de bekleding zijn beschreven in hoofdstuk 3. Hoofdstuk 4 geeft een overzicht van de uitgevoerde metingen tijdens de proeven. Het proevenprogramma is toegelicht in hoofdstuk 5, en observaties tijdens de proeven zijn beschreven in hoofdstuk 6. Hoofdstuk 7 bevat een theoretische beschouwing van het verwachte bezwijkmechanisme van met beton ingegoten Noorse steen en gaat in op de stabiliteit van de steenbekleding. In hoofdstuk 8 is de beoordeling van de Noorse steen op de dijk Eemshaven – Delfzijl beschreven. Conclusies zijn gegeven in hoofdstuk 9.

## 2 Schematisatie van de dijk Eemshaven - Delfzijl

### 2.1 Faciliteit

De proeven zijn uitgevoerd in de nieuwe Deltagoot (in Delft) van Deltares. Deze Deltagoot heeft een lengte van bijna 300 m, een breedte van 5 m en een diepte van 9,5 m. De gootwanden zijn lokaal bij de kruin van de dijk nog verhoogd met 2,8 m hoge opzetstukken. De goot is voorzien van een golfschot waarmee zowel regelmatige als onregelmatige golven kunnen worden opgewekt. Tevens is het golfschot voorzien van een systeem (actieve reflectiecompensatie) dat voor gereflecteerde golven compenseert, zodat deze niet opnieuw bij het golfschot vandaan in de richting van de constructie reflecteren.

Afhankelijk van de waterdiepte en golfperiode kan het golfschot onregelmatige golven opwekken met een significante golfhoogte tot ongeveer  $H_{m0} = 2,0$  m. Met deze golfhoogte is het mogelijk de maximale golfcondities op beschutte locaties in estuaria en binnenwateren op volle schaal te reproduceren. Wanneer in werkelijkheid de constructie door grotere golven wordt belast, is het gebruikelijk proeven uit te voeren op schaal. Voor het onderhavige onderzoek is gekozen voor een geometrische schaal van 1:1,3, zie paragraaf 2.2. Bij deze schaling komt de maximale significante golfhoogte die in de Deltagoot kan worden geproduceerd ( $H_{m0} = 2,0$  m) overeen met een significante golfhoogte op ware grootte van  $H_{m0} = 2,6$  m.



Figuur 2.1 Golfaanval op met beton ingegoten Noorse steen in de Deltagoot.

## 2.2 Schaling

### 2.2.1 Schaalfactor

De maatgevende golfhoogte langs de dijk Eemshaven - Delfzijl, ter plaatse van de dijkvakken die zwaar worden aangevallen, is volgens voorlopige Steentoetsberekeningen van Grontmij ongeveer  $H_{m0} = 1,8$  m. Hoewel in de nieuwe Deltagoot de significante golfhoogte maximaal kan worden opgevoerd tot circa  $H_{m0} = 2,0$  m, is er toch voor gekozen het model met een kleine schaalfactor te verkleinen. Als namelijk blijkt dat de steenzetting de golfhoogte van 1,8 m kan weerstaan, is het wenselijk om de golfhoogte wat te kunnen verhogen totdat er wel schade ontstaat. Die informatie maakt het mogelijk om Steentoets te verbeteren, zodat ingegoten Noorse steen ook elders in Nederland scherper getoetst kan worden.

Voor het modelonderzoek is gekozen voor een geometrische schaal van 1:1,3. Dat houdt in dat afmetingen, zoals de toplaagdikte, golfhoogte en golflengte, in de Deltagoot een factor 1,3 kleiner zijn dan die op ware grootte. De golfhoogte onder ontwerpomstandigheden wordt daardoor op schaal:  $H_{m0} = 1,8/1,3 = 1,4$  m. Er is dan nog voldoende capaciteit om de golfhoogte te verhogen.

### 2.2.2 Schaling hydraulische randvoorwaarden

Voor het verscalen van waterbouwkundige constructies wordt over het algemeen de zogenaamde Froude schaling toegepast. Deze schaling geldt voor processen waarin traagheid en zwaartekracht een dominante rol spelen, wat het geval is in dit model. Bij een goede schaling dient het Froude getal in het schaalmodel hetzelfde te zijn als in de werkelijke situatie. Het Froude getal wordt als volgt berekend:

$$Fr = \frac{u}{\sqrt{gL}} \quad (2.1)$$

Met:

- Fr = Froude getal (-)
- u = snelheid (m/s)
- g = versnelling van de zwaartekracht ( $m/s^2$ )
- L = karakteristieke lengte (bijvoorbeeld de waterdiepte) (m)

Voor het beproefde schaalmodel is de schaling uitgewerkt voor een lengteschaal  $n_L = L_{\text{prototype}}/L_{\text{model}} = 1,3$ . Uit bovenstaande Froude schaalregel zijn dan de volgende verbanden af te leiden:

- Tijdschaal (proefduur, golfperiode):  $n_t = \sqrt{n_L}$ , in dit geval dus:  $n_t = \sqrt{1,3} \approx 1,14$
- Golfhoogte:  $n_H = n_L$ , in dit geval dus:  $n_H = 1,3$
- Snelheid (voortplantingssnelheid van golven):  $n_u = \sqrt{n_L}$ , in dit geval dus:  $n_u = \sqrt{1,3} \approx 1,14$

De Froude schaling is gebruikt voor het bepalen van de hydraulische randvoorwaarden.

### 2.2.3 Schaling dimensieloze parameters

Dimensieloze parameters zijn onafhankelijk van de schaal en dienen dus niet verschaald te worden. Voorbeelden van dimensieloze parameters zijn de taludhelling  $\tan\alpha$  en de relatieve

soortelijke massa van de toplaag  $\Delta$ . De relatieve soortelijke massa van de toplaag is beschreven met de volgende formule:

$$\Delta = \frac{(\rho_s - \rho_w)}{\rho_w} \quad (2.2)$$

Met:

$\Delta$  = relatieve soortelijke massa van de toplaag ten opzichte van het water (-)

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

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

Uit formule (2.2) volgt dat, vanwege de gelijkblijvende  $\Delta$  en  $\rho_w$ , ook de soortelijke massa van de toplaag  $\rho_s$  niet wordt verschaald.

Een andere belangrijke dimensieloze parameter, die in het schaalmodel dus hetzelfde is als in de situatie op ware grootte, is de belastingparameter  $H_{m0}/(\Delta D)$ . De belastingparameter  $H_{m0}/(\Delta D)$  kan worden gezien als de verhouding tussen de golfbelasting (de golfhoogte  $H_{m0}$ ) en de sterkte van de steenzetting (relatieve soortelijke massa  $\Delta$  en toplaagdikte  $D$ ). In de belastingparameter wordt gebruik gemaakt van de volgende symbolen:

$H_{m0}$  = significante golfhoogte (m)

$\Delta$  = relatieve soortelijke massa van de toplaag ten opzichte van het water (-)

$D$  = dikte van de toplaag, loodrecht op het talud gemeten (m)

## 2.3 Schematisatie van de dijk Eemshaven - Delfzijl

### 2.3.1 Algemeen

Het onderzoek in de Deltagoot met ingegoten Noorse steen is primair bedoeld voor het bepalen van de stabiliteit van de bekleding op de dijk Eemshaven - Delfzijl. Daarom is vooral naar deze dijk gekeken voor het bepalen van de geometrie van de dijk en de eigenschappen van de bekleding. Informatie over de bekleding van deze dijk is ontleend aan het veldonderzoek dat is gerapporteerd in DHV (2004). De resultaten van het onderzoek zullen overigens ook elders in Nederland toegepast kunnen worden, mits het Noorse steen is, dat ingegoten is met beton, op een vrij dikke laag grof puin. Een dergelijke opbouw is gebruikelijk voor Noorse steen.

Paragraaf 2.3.2 beschrijft de representatieve geometrie en eigenschappen van de werkelijke dijk. In paragraaf 2.3.3 is deze representatieve dijk vervolgens vertaald naar de beproefde modelopstelling in de Deltagoot op schaal 1:1,3.

### 2.3.2 Representatieve geometrie en eigenschappen van de dijk

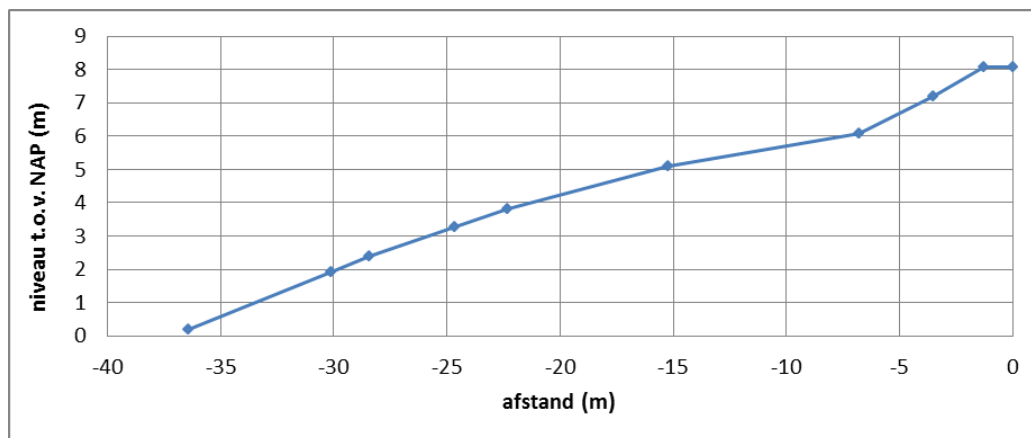
*Representatieve geometrie van de dijk:*

Teneinde de resultaten van het onderzoek optimaal te kunnen gebruiken voor de dijk Eemshaven - Delfzijl is ervoor gekozen de modelopstelling zodanig te kiezen dat deze zoveel mogelijk lijkt op deze dijk. Het dijkvak km 30 - 36 is gekozen als representatief voor de hele dijk, omdat hier sprake is van een groot oppervlak Noorse steen dat is ingegoten met beton, zie Figuur 2.2. Het dwarsprofiel ter plaatse van km 32,5 is gegeven in Figuur 2.3. De Noorse steen is hier aanwezig tot NAP+3,3 à +3,8 m. Het grootste gedeelte van het oppervlak is met beton ingegoten, maar onderin is een smalle strook niet ingegoten. Doorgaans ligt de

onderzijde van het bekledingsvak met Noorse steen op NAP, maar het deel dat goed is ingegoten met beton begint wat hoger.



Figuur 2.2 Noorse steen, ingegoten met beton, ter plaatse van km 31,5 op de dijk Eemshaven - Delfzijl.



Figuur 2.3 Dwarsprofiel van de dijk Eemshaven - Delfzijl bij km 32,5.

De taludhelling van de Noorse steen varieert hier tussen 1:3,5 en 1:4,5. Voor de modelopstelling in de Deltagoot is gekozen voor een taludhelling van 1:3,6, omdat dit binnen de range van taludhellingen van het representatieve dijkvak ligt en bovendien zal leiden tot een conservatief resultaat omdat de taludhelling wat steiler is dan de gemiddelde taludhelling van het dijkvak.

De maatgevende waterstand voor de toetsing, zoals blijkt uit voorlopige Steentoetsberekeningen van Grontmij, is zodanig dat golfklappen direct op de Noorse steen vallen. In sommige delen van het dijkvak ligt de maatgevende waterstand enkele decimeters boven de bovenzijde van het vak, en elders enkele decimeters eronder. Waarschijnlijk is een waterstand iets boven de bovenzijde minder gunstig voor de stabiliteit, zodat voor het modelonderzoek hiervoor is gekozen: NAP+4,20 m.

Het niveau van de onderzijde van het bekledingsvak is wat minder belangrijk en is om praktische redenen gekozen op NAP+0,8 m.

*Veldmetingen op de dijk Eemshaven - Delfzijl:*

In 2002 is op 12 locaties de bekleding van Noorse steen opgebroken voor nader onderzoek. Daaruit is gebleken dat de Noorse steen goed is ingegoten met beton en dat onder de Noorse steen doorgaans goed doorlatend grof puin aanwezig is. Op 7 van de 12 locaties is tussen de Noorse steen en het grove puin een paar centimeter fijner materiaal aanwezig, vaak vermengd met klei en slib.

Het type steenzetting wordt "Noorse steen" genoemd en de afzonderlijke stenen worden "vlinten" genoemd. Af en toe zijn de stenen wat afgeplat of zitten er breukvlakken aan.

Het puin onder de toplaag bestaat doorgaans uit een mengsel van hele, halve en kwart bakstenen met daartussen soms wat fijner materiaal en klei/slib.

Bij 5 van de 12 locaties is melding gemaakt van de diepte tot waar het beton tussen de vlinten is doorgedrongen. Daar waar het niet vermeld is, lijkt het beton bijna tot op de puinlaag te zijn doorgedrongen, dus vrijwel over de volle hoogte van de vlinten.

Op basis van de gerapporteerde afmetingen is de steenhoogte, toplaagdikte, de ingietdiepte en de filterlaagdikte bepaald. De resultaten zijn samengevat in Tabel 2.1. De toplaagdikte is berekend door het gemiddelde te nemen van de hoogte van de stenen in en rond het breekgat. Per breekgat leiden meerdere steenhoogtes tot één waarde van de toplaagdikte. Door de grote samenhang in de steenzetting is dat gemiddelde (de toplaagdikte) relevanter voor de stabiliteit dan de individuele steenhoogte.

	Minimum (cm)	Maximum (cm)	Gemiddelde (cm)	Standaardafwijking (cm)
Steenhoogte	17	70	41	13
Toplaagdikte	27	60	44	12
Ingietdiepte*	20	60	35	15
Filterlaagdikte	7	55	37	16

Tabel 2.1 Gemeten afmetingen van de steenzetting en filterlaagdikte, met maten zoals op de dijk Eemshaven - Delfzijl (\* = alleen gerapporteerde waarden op 5 locaties, elders was het waarschijnlijk meer).

*Representatieve toplaagdikte op de dijk:*

Hoewel de toplaagdikte op de dijk behoorlijk varieert, is in de Deltagoot het onderzoek uitgevoerd met slechts één dikte. Op basis daarvan kan berekend worden wat de bezwijkgolffhoogte zal zijn bij afwijkende toplaagdiktes, omdat het bezwijkmechanisme zodanig is dat de golffhoogte bij bezwijken binnen bepaalde grenzen vrijwel evenredig is met de toplaagdikte (zie paragraaf 7.1). Er moet echter niet te veel afgeweken worden van de beproefde toplaagdikte en daarom is deze iets onder het gemiddelde van de metingen op de dijk gekozen. Gezien de meetresultaten (Tabel 2.1) is gekozen voor een toplaagdikte van 38 cm (afmeting op ware grootte).

*Representatieve ingietdiepte met beton op de dijk:*

Aan de hand van de metingen is te zien dat het beton doorgaans tot gemiddeld 80% van de toplaagdikte tussen de vlinten zit op de gerapporteerde locaties (en waarschijnlijk nog iets dieper op de overige locaties). Om ervoor te zorgen dat in de Deltagoot een veilige ondergrens van de stabiliteit wordt gemeten, is ernaar gestreefd in de Deltagoot een steenzetting te realiseren die tot ongeveer 70% van de toplaagdikte is ingegoten met beton. Dat betekent dat over een hoogte van  $0,7 \cdot 38 = 27$  cm (op ware grootte) de spleten in de toplaag gevuld dienen te zijn met beton (het bovenste deel).



*Representatieve granulaire laag op de dijk:*

De granulaire laag onder de vlinten heeft een gemiddelde dikte van ongeveer 37 cm. Voor de Deltagootproeven is dit naar boven afgerond naar 40 cm. Een iets dikkere filterlaag leidt naar verwachting tot een iets lagere stabiliteit, hoewel dit bij deze relatief grote dikte waarschijnlijk marginaal is.

De korrelgrootte van het granulaire materiaal varieert van ongeveer 5-50 mm tot 50-150 mm (globale onder- en bovengrenzen van de korrelverdeling). In enkele gevallen was er veel klei en slib aanwezig. De doorlatendheid van de granulaire laag varieert daardoor als volgt:

- ca. 1 à 10 mm/s als er veel klei en slib aanwezig is
- ca. 50 à 100 mm/s voor het materiaal met korrelgrootte van ongeveer 5-50 mm
- ca. 200 à 400 mm/s voor het materiaal met korrelgrootte van ongeveer 50-150 mm

Waarschijnlijk geeft een kleine doorlatendheid van de granulaire laag een wat hogere stabiliteit. Omdat klei en slib slechts in een kleine minderheid van de gevallen voorkwam, is gekozen voor een granulaire laag zonder klei en slib. Als de doorlatendheid groot is, maakt het waarschijnlijk niet zoveel meer uit hoe groot de doorlatendheid precies is. Er is dan op de schaal van de golven gemakkelijk watertransport mogelijk.

Gezien deze overwegingen is gekozen voor een granulaire laag met een doorlatendheid van 100 à 200 mm/s. Dat komt overeen met een korrelgrootte van ongeveer 15-70 mm.

In de meeste gevallen is er tussen de vlinten en de granulaire laag sprake van een laagje met wat kleinere korrelgrootte. Voor het te schematiseren laagje wordt uitgegaan van een dikte van circa 4 cm en een korrelgrootte van circa 5-30 mm (globale onder- en bovengrens van de korrelverdeling).

*Representatieve bovenrand van de steenbekleding:*

Aan de bovenrand van de Noorse steen is sprake van een dikte in het werk gestorte betonband, loodrecht op het talud. Deze betonband reikt tot 75 cm onder het taludoppervlak en is 13 cm dik. Het is onbekend of deze betonband wapening bevat.

Om tijdens het onderzoek de stabiliteit niet te overschatten en om rekening te houden met mogelijke variatie is een hoogte van de betonband van 70% aangehouden: 53 cm. Tevens is gekozen voor ongewapend beton.

### 2.3.3 Vertaling naar de modelopstelling in de Deltagoot op schaal 1:1,3:

Zoals in paragraaf 2.2.1 is uitgelegd, is ervoor gekozen het modelonderzoek uit te voeren op schaal 1:1,3. Dat houdt in dat afmetingen, zoals de toplaagdikte, ingietdiepte, golfhoogte en golflengte, in de Deltagoot een factor 1,3 kleiner zijn dan die op ware grootte.

Op basis van de bovengenoemde overwegingen is in de Deltagoot een schaalmodel gebouwd, zoals getoond is in Figuur 2.4 (met de afmetingen op ware grootte) en Figuur 2.5 (met afmetingen op schaal 1:1,3). De geometrie is als volgt (met tussen haakjes de overeenkomstige niveaus op de dijk Eemshaven - Delfzijl):

- Schaal: 1:1,3
- Waterstand: +5,88 m boven de gootbodem (*in werkelijkheid* NAP+4,20 m)
- Taludhelling: 1:3,6 tot +7,6 m t.o.v. gootbodem (*in werkelijkheid* NAP+5,85 m);  
daarboven 1:3 (vanwege bestaande dijk in de Deltagoot)

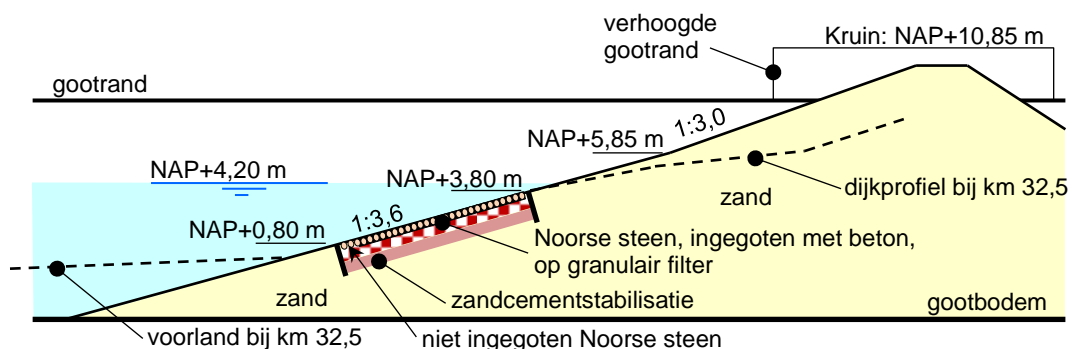


- Dummytalud (beton): van +0 m tot +3,28 m t.o.v. de gootbodem  
(in werkelijkheid tot NAP+0,80 m)
- Noorse steen: van +3,28 m tot +5,58 m t.o.v. de gootbodem  
(in werkelijkheid van NAP+0,80 m tot NAP+3,80 m)
- Dummytalud (beton): van +5,58 m (in werkelijkheid boven NAP+3,80 m grastalud) tot de kruin

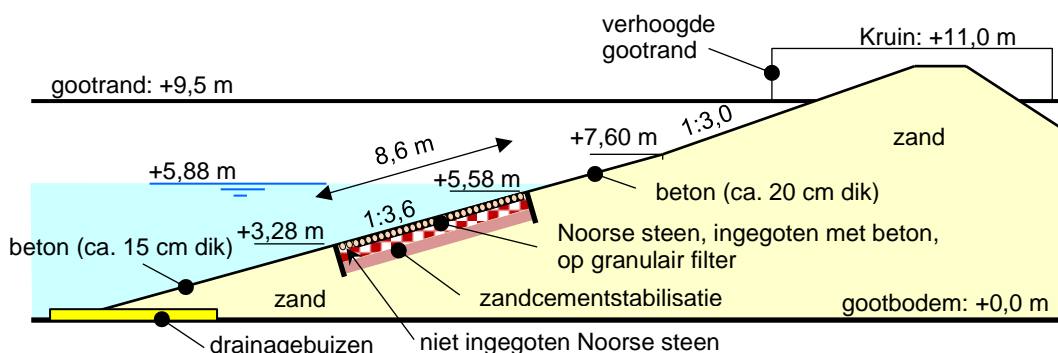
De onderzijde van de Noorse steen is gekozen op NAP+0,80 m, hoewel later gebleken is dat het al start vanaf NAP+0,00 m. Dit heeft echter een verwaarloosbare invloed op de stabiliteit.

Ten aanzien van de steenbekleding is in de verschaalde modelopstelling in de Deltagoot gestreefd naar de volgende eigenschappen (zie hoofdstuk 3 voor de werkelijk gerealiseerde waarden):

- Gemiddelde toplaagdikte: 29 cm
- Ingietdiepte van het beton: 21 cm
- Dikte van de granulaire laag: 31 cm met korrelgrootte van circa 12-55 mm (met daarop een laagje van 3 cm met fijner materiaal met korrelgrootte van circa 4-22 mm)
- Betonband bovenrand testsectie: hoogte (loodrecht op talud): 40 cm  
breedte (evenwijdig aan talud): 10 cm



Figuur 2.4 Dijk met ingegoten Noorse steen in de Deltagoot, met maten zoals op de dijk Eemshaven - Delfzijl.



Figuur 2.5 Dijk met ingegoten Noorse steen in de Deltagoot, met maten zoals in de modelopstelling (schaal 1:1,3)

In Figuur 2.4 is ook het profiel geschetst van de dijk Eemshaven - Delfzijl bij km 32,5. Hieraan is te zien dat het profiel van de dijk in de Deltagoot niet precies hetzelfde is:

- De teen van de dijk is een stuk lager gekozen. Dat is nodig om bij het golfschot voldoende waterdiepte te hebben voor het opwekken van de golven. Er is niet gekozen voor een flauw oplopende bodem conform het werkelijk profiel, omdat dit hoge kosten met zich meebrengt en dit een verwaarloosbare invloed heeft op het proefresultaat. Als er al invloed is, dan zijn de proefresultaten aan de conservatieve kant (veilig).
- Het talud boven de Noorse steen is in werkelijkheid iets flauwer. Algemeen wordt aangenomen dat het talud boven de waterlijn een marginale invloed heeft op de stabiliteit van de steenzetting.

In hoofdstuk 3 is de opbouw van de modelopstelling stap voor stap toegelicht en zijn de daadwerkelijk gerealiseerde eigenschappen beschreven.

### 3 Modelopstelling

#### 3.1 Algemeen

In de Deltagoot van Deltares is de Noorse steen door een professionele steenzetter aangebracht en vervolgens ingegoten met beton. Gestreefd is naar een zo goed mogelijke replica van de bekleding op de dijk Eemshaven - Delfzijl.

Een overzicht van de modelopstelling is te zien in Figuur 3.1. Zoals in paragraaf 2.2.1 is beschreven, is de schaal van de modelopstelling 1:1,3. Alle maten die in dit hoofdstuk zijn gerapporteerd, betreffen waarden op modelschaal, dus zoals aanwezig in de Deltagoot, tenzij nadrukkelijk anders is vermeld. Deze paragraaf beschrijft hoe de modelopstelling is opgebouwd en welke bekledingseigenschappen daadwerkelijk zijn gerealiseerd.



Figuur 3.1 Overzicht van de modelopstelling met ingegoten Noorse steen, voorafgaand aan de proeven.

De dijk heeft een hoogte van 11,0 m boven de gootbodem. Om deze 11,0 m hoge dijk in de Deltagoot te kunnen bouwen, zijn de gootwanden bij de kruin van de dijk plaatselijk verhoogd met 2,8 m hoge opzetstukken. Het dijklichaam bestaat uit een kern van zand en is voorzien van drainage bij de teen, zodat eventuele snelle waterstandswisselingen in de goot niet zouden leiden tot het opbarsten van de dichte betonnen teen. Deze drainage heeft geen invloed op de stabiliteit van de Noorse steen.

Het talud bestaat uit de volgende secties (met  $Z$  = verticale afstand tot de gootbodem):

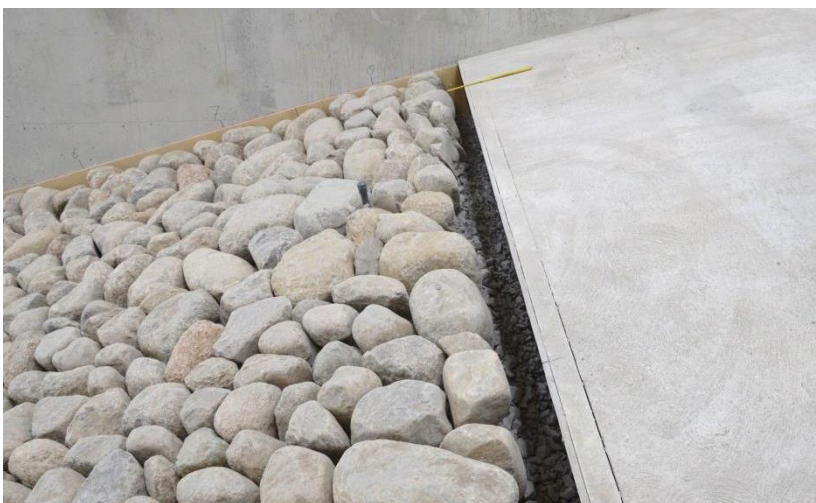
- Van  $Z = 0,00$  m – 3,28 m (taludhelling 1:3,6):  
Dummytalud, bestaande uit circa 15 cm dik beton op zand. De teen van de constructie bevindt zich bij  $X = 164,19$  m vanaf het golfshot.

- Van  $Z = 3,28 \text{ m} - 5,58 \text{ m}$  (taludhelling 1:3,6):  
Testsectie, bestaande uit Noorse steen (grotendeels ingegoten met beton) op een filterlaag op geotextiel (zie bijlage A voor de eigenschappen van het geotextiel) op zandcementstabilisatie op zand. De laag zandcementstabilisatie simuleert de slecht waterdoorlatende, erosiebestendige kleilaag, die gewoonlijk onder steenzettingen op dijken aanwezig is. Het geotextiel is aangebracht om uitspoeling van eventueel losgekomen zand te voorkomen.
- Van  $Z = 5,88 \text{ m} - 7,6 \text{ m}$  (taludhelling 1:3,6):  
Dummytalud, bestaande uit circa 20 cm dik beton op zand.
- Van  $Z = 7,6 \text{ m} - 11,0 \text{ m}$  (taludhelling 1:3):  
Dummytalud, bestaande uit circa 15 cm dik beton op zand.

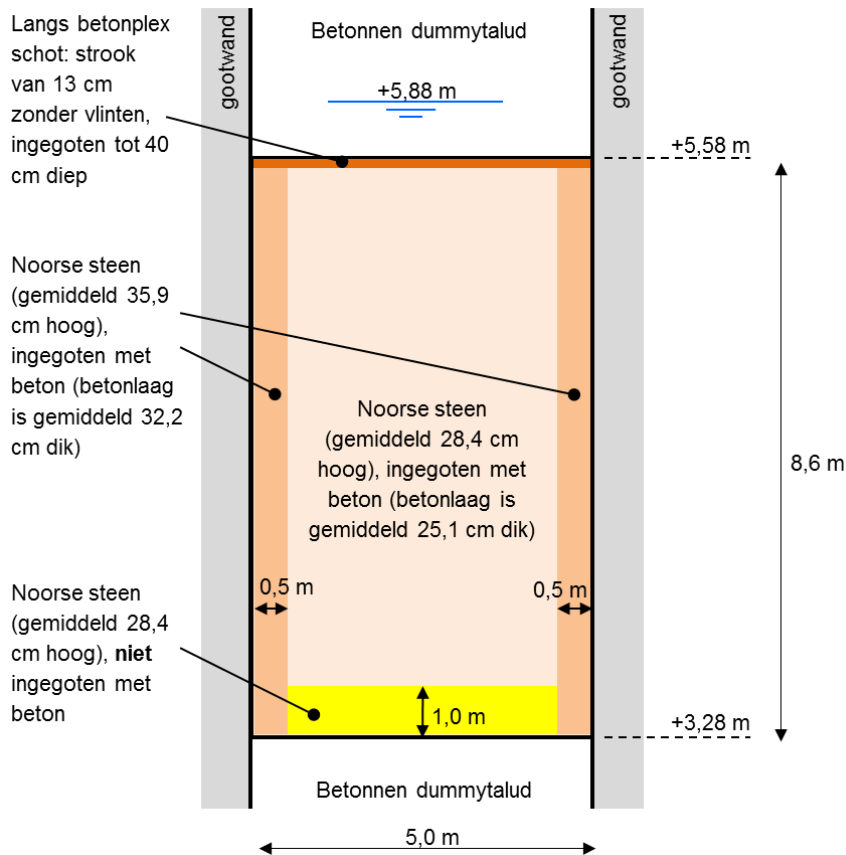
Een schematische plattegrond, dwarsdoorsnede en lengtedoorsnede van de testsectie met de gerealiseerde eigenschappen zijn weergegeven in Figuur 3.3, Figuur 3.4 en Figuur 3.5. Een overzicht van de belangrijkste eigenschappen (gerealiseerde waarden) van de testsectie is tevens gegeven in Tabel 3.1. De eigenschappen van de testsectie zijn gedetailleerd beschreven in de volgende paragrafen.

Langs de randen van de testsectie (tot 0,5 m vanaf de gootwanden) zijn iets hogere stenen en een wat dikkere betonlaag toegepast om te voorkomen dat eventuele schade zou beginnen langs de gootwand. Dergelijke randeffecten zouden het trekken van conclusies kunnen bemoeilijken. Langs de bovenrand van de testsectie is een strook ongewapend beton gestort tussen de vlinten en het schot van betonplex, zie Figuur 3.2. Deze strook is een weergave van de in het werk gestorte betonband die aanwezig is aan de bovenzijde van de Noorse steen op de dijk Eemshaven - Delfzijl. De betonnen strook heeft een gerealiseerde gemiddelde breedte van 13 cm en hoogte van 40 cm.

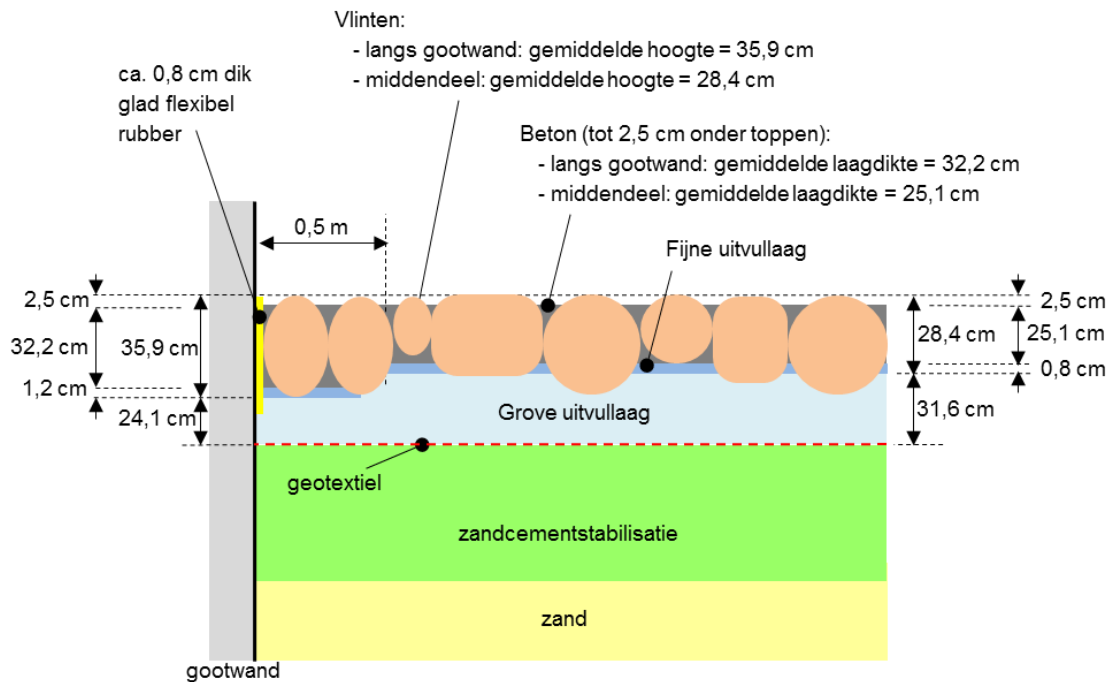
De onderste meter (gemeten langs het talud) van de testsectie is niet ingegoten met beton, met uitzondering van de 0,5 m langs de gootwanden.



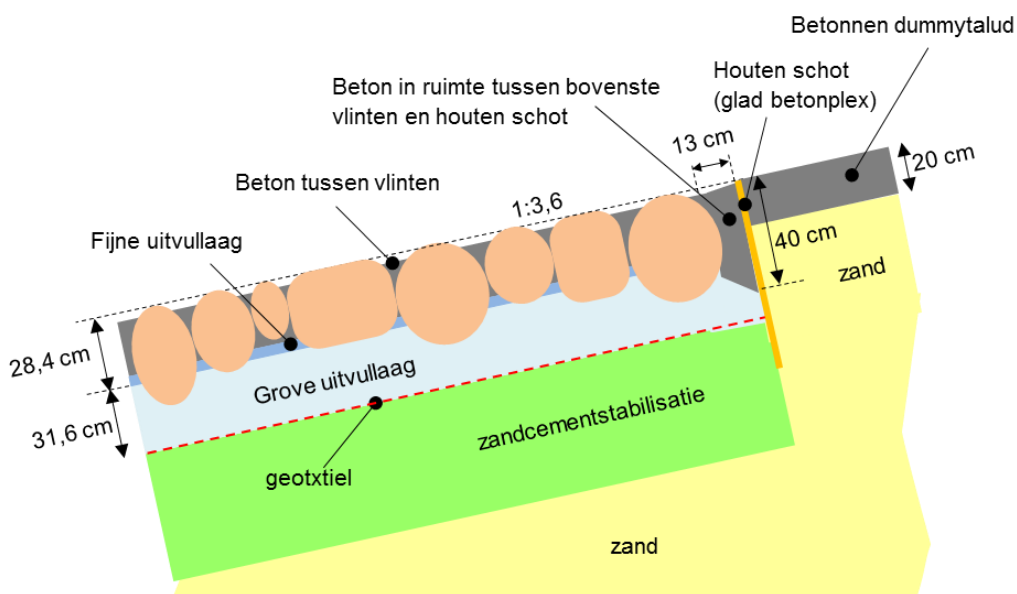
Figuur 3.2 Langs de bovenrand van de testsectie is een strook ongewapend beton gestort tussen de vlinten en het gladde betonplexen schot.



Figuur 3.3 Schematische plattegrond (aanzicht loodrecht op talud) van de testsectie met de gerealiseerde eigenschappen.



Figuur 3.4 Schematische dwarsdoorsnede (aanzicht parallel aan talud) van de testsectie met de gerealiseerde eigenschappen.



Figuur 3.5 Schematische lengtedoorsnede van de testsectie met de gerealiseerde eigenschappen.

	modelopstelling (schaal 1:1,3)	
	0,5 m brede stroken langs gootwanden	4,0 m brede middendeel
<b>Algemeen</b>		
- Taludhelling ( $\tan\alpha$ ) [-]	1:3,6	
<b>Noorse steen</b>		
- Vlinthoogte ( $D_{\text{Noorse steen}}$ ) [cm]	35,9	28,4
- Soortelijke massa ( $\rho_{s,\text{Noorse steen}}$ ) [ $\text{kg/m}^3$ ]	2707	
<b>Betonlaag</b>		
- Betonlaagdikte ( $D_{\text{beton}}$ ) [cm]	32,2	25,1
- Soortelijke massa ( $\rho_{s,\text{beton}}$ ) [ $\text{kg/m}^3$ ]	2291	
<b>Filterlaag (grove filtermateriaal)</b>		
- Filterlaagdikte [cm]	24,1	31,6
- Karakteristieke korrelgroottes [mm]	$D_{f15} = 13,8$ $D_{f50} = 24,4$ $D_{f90} = 44,2$	
<b>Filterlaag (fijne filtermateriaal)</b>		
- Filterlaagdikte [cm]	1,2	0,8
- Karakteristieke korrelgroottes [mm]	$D_{f15} = 4,3$ $D_{f50} = 10,2$ $D_{f90} = 21,5$	

Tabel 3.1 Overzicht van de belangrijkste eigenschappen van de testsectie, met gerealiseerde waarden in de modelopstelling (schaal 1:1,3).

### 3.2 Filterlaag

#### *Filterlaagdikte:*

Voorafgaand aan het plaatsen van de vlinten is het grove filtermateriaal globaal tot de gewenste hoogte aangebracht. Na het plaatsen van de vlinten is nog een klein laagje fijn filtermateriaal tussen de stenen aangebracht.

De dikte van de filterlaag is moeilijk te meten doordat de hoogte van de vlinten sterk varieert en doordat de filterlaag na het plaatsen van de vlinten niet meer bereikbaar is. De dikte van de grove filterlaag is daarom bepaald door de totale diepte van de testsectie (60 cm) te verminderen met de gemiddelde steenhoogte (28,4 cm in het midden en 35,9 cm langs de gootwanden, zie paragraaf 3.3). Dit resulteert in de volgende laagdikte van het grove filter:

- 31,6 cm in het middendeel van de testsectie
- 24,1 cm langs de gootwanden

Het fijne filtermateriaal is na het plaatsen van de stenen gebruikt voor het opvullen van de ruimtes tussen de stenen, teneinde de gewenste betonlaagdikte te verkrijgen. De dikte is daardoor variabel. Bij het verwijderen van de steenzetting na afloop van het onderzoek bleek dat het beton enkele centimeters was doorgedrongen in het filtermateriaal, waardoor het laagje fijne filtermateriaal wat dunner was dan beoogd. De laagdikte van het fijne filter is gemiddeld:

- 0,8 cm in het middendeel van de testsectie
- 1,2 cm langs de gootwanden

Behalve voor de filterlaag is het grove filtermateriaal ook gebruikt als inwasmateriaal voor het niet-ingegoten deel van de steenzetting. De gaten en spleten tussen de vlinten zijn daar opgevuld tot circa 8 cm onder de toppen van de stenen.

#### *Gradering:*

Van het gebruikte filtermateriaal zijn zeefkrommen gemaakt en weergegeven in bijlage B. Het filtermateriaal had de volgende karakteristieke waarden:

Grove filter:  $D_{f15} = 13,8$  mm,  $D_{f50} = 24,4$  mm en  $D_{f90} = 44,2$  mm  
 Fijne filter:  $D_{f15} = 4,3$  mm,  $D_{f50} = 10,2$  mm en  $D_{f90} = 21,5$  mm

### 3.3 Noorse steen

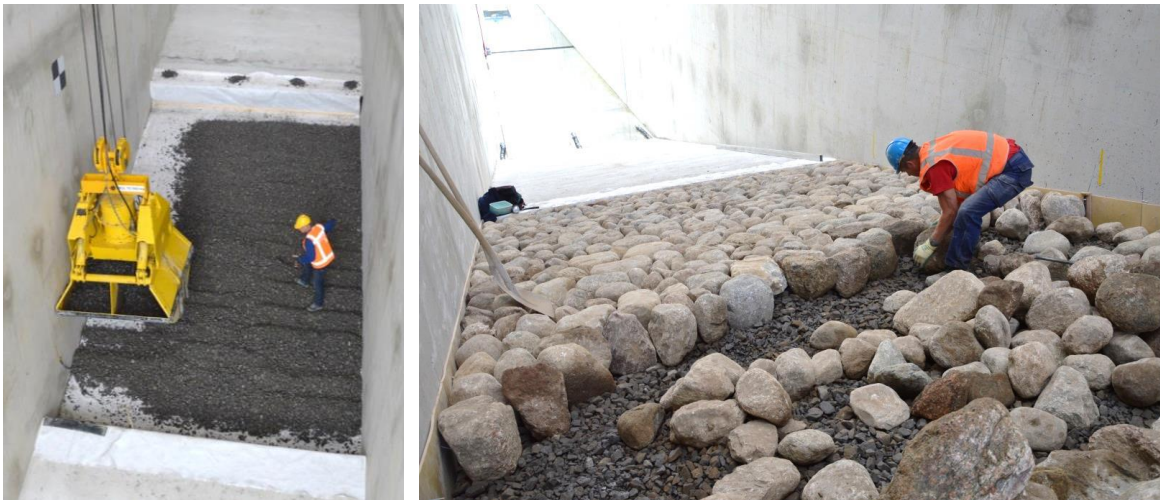
#### *Plaatsing:*

De vlinten zijn op de filterlaag geplaatst door een professionele steenzetter, zodanig dat de koppen van de stenen in een vlak liggen, zie Figuur 3.6. In totaal zijn 876 vlinten geplaatst. Tussen de steenzetting en de gootwanden is circa 8 mm dik rubber aangebracht (zie Figuur 3.4), zodat de toplaag kan schuiven langs de gootwand, terwijl er geen filtermateriaal en vrijwel geen water tussen de beton-ingieting en de gootwand door kan.

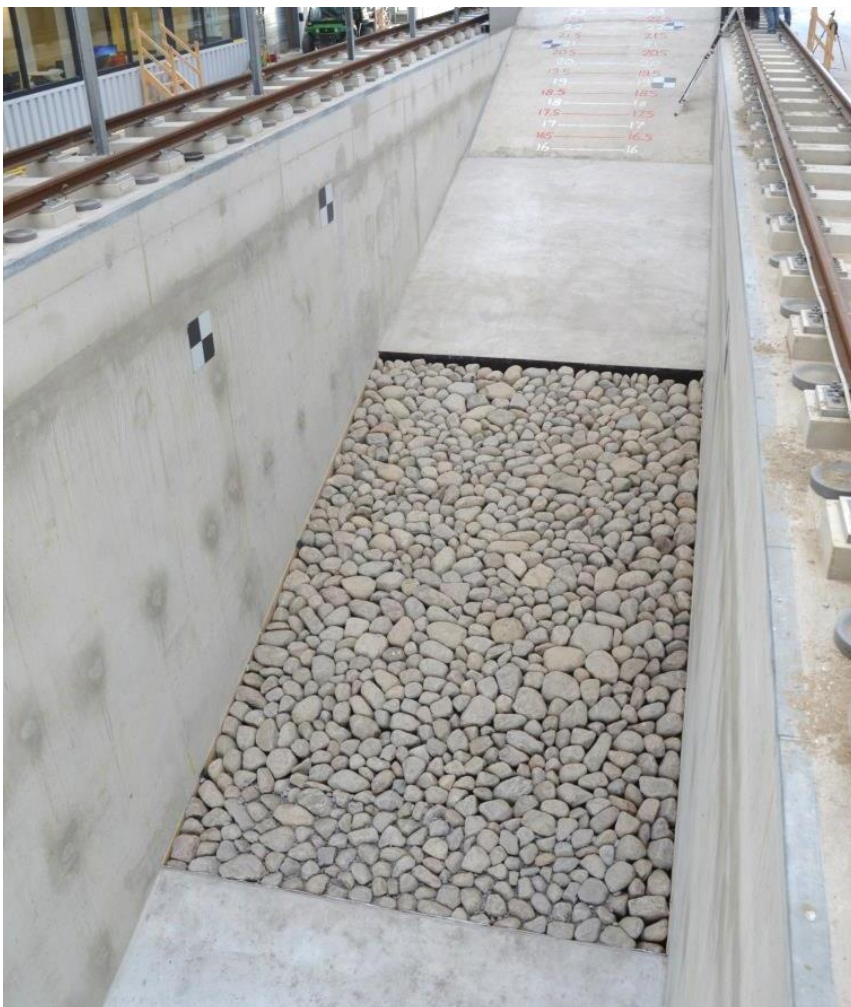
#### *Steenhoogte:*

Tijdens het plaatsen is van elke vlint de hoogte loodrecht op het talud gemeten. De gemiddelde steenhoogte van de vlinten in de 0,5 m brede stroken langs de gootwanden is 35,9 cm. Van de vlinten in het middendeel van de testsectie is de gemiddelde steenhoogte 28,4 cm. Figuur 3.8 geeft de verdeling van de steenhoogtes.



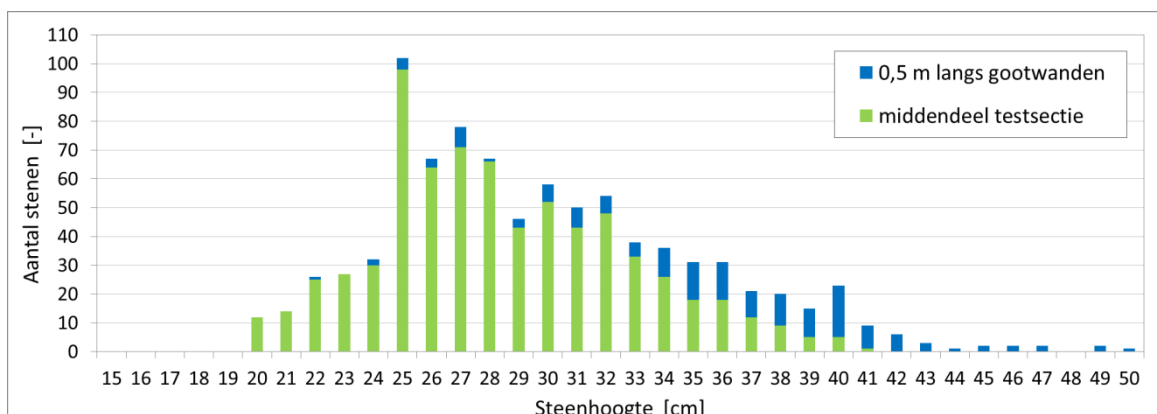


*Figuur 3.6 Links: het aanbrengen van het filtermateriaal op het geotextiel. Rechts: de vlinten zijn geplaatst door een professionele steenzetter.*



*Figuur 3.7 De steenzetting voor het ingieten met beton.*





Figuur 3.8 Verdeling van de hoogte van de gebruikte stenen.

#### Soortelijke massa Noorse steen:

De gebruikte vlinten vertoonden enige variatie in kleur en structuur. Globaal varieerden de stenen van grijsachtig met een vrij glad gesleten oppervlak tot bruinachtig met ruwere breukvlakken. De soortelijke massa van de vlinten is bepaald van 12 stenen, die op basis van uiterlijk representatief zijn voor de range aan kleuren en structuren van de gebruikte stenen in de modelopstelling, zie Figuur 3.9 en Tabel 3.2. De gemiddelde soortelijke massa van deze stenen is  $\rho_s = 2707 \text{ kg/m}^3$ .



Figuur 3.9 De soortelijke massa van de vlinten is bepaald van 12 stenen, die op basis van uiterlijk representatief zijn voor de range aan kleuren en structuren van de gebruikte stenen in de modelopstelling.

Steen nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$\rho_s \text{ (kg/m}^3\text{)}$	2690	2726	2690	3046	2728	2795	2668	2671	2580	2655	2584	2657

Tabel 3.2 De soortelijke massa van de 12 onderzochte vlinten.

De soortelijke massa is bepaald door de vlinten boven en onder water te wegen, nadat deze eerst geruime tijd onder water hadden gelegen en verzadigd waren met water. De dichtheid kan daaruit afgeleid worden met de volgende formule:

$$\rho_s = \frac{M_{\text{boven}}}{(M_{\text{boven}} - M_{\text{onder}})} \cdot 1000 \quad (3.1)$$

Met:

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

$M_{\text{boven}}$  = massa van de verzadigde steen boven water (kg)

$M_{\text{onder}}$  = massa van de verzadigde steen onder water (kg)

Steen 4 heeft een opmerkelijk hoge soortelijke massa. Daarom is deze nog eens opnieuw gemeten, maar dat leverde hetzelfde resultaat op.

### 3.4 Ingieten met beton

*Ingieten:*

De steenzetting is op 29 september ingegoten met beton. In overleg met de betonleverancier is gezocht naar een betonmengsel dat geschikt is voor het ingieten van steenzettingen op een schuin talud, zodanig dat het vloeibaar genoeg is om goed in de gaten en spleten tussen de stenen te kruipen, maar dik genoeg om te voorkomen dat er teveel tussen de stenen door naar de teen van het talud zakt. De eigenschappen van het door de betonleverancier berekende mengsel zijn gegeven in bijlage C.

Bovenin de testsectie zijn voorafgaand aan het ingieten twee dunne buisjes loodrecht op het talud door de steenzetting geplaatst tot in de filterlaag, zodat lucht uit de filterlaag kan ontsnappen als de goot gevuld wordt met water. Hierdoor kan het filter zich geheel vullen met water, zoals dat ook in werkelijkheid zal gebeuren.

Voorafgaand aan het ingieten zijn de vlinten eerst met een tuinslang natgespoten. Dat komt de betonkwaliteit op de contactvlakken ten goede en zal waarschijnlijk in werkelijkheid ook gedaan zijn.

Het beton is direct vanuit de betonwagen tussen de vlinten gegoten, zie Figuur 3.11, links. In het middendeel van de goot is het beton niet verdicht. Wel is in het middendeel met behulp van stokjes geprobeerd het beton tot onderin de gaten en spleten te laten doordringen.

Alleen in de 0,5 m brede stroken langs de gootwanden, waar zich hogere stenen en diepere gaten en spleten bevonden, is een trilnaald gebruikt. Dit had vrijwel geen effect op de mate van verdichting, maar zorgde er wel voor dat het beton voldoende diep tussen de vlinten drong.

Het net aangebrachte beton is met bezems verdeeld tot enkele centimeters onder de steentoppen.

*Hoogte van betonlaag t.o.v. steentoppen:*

Op 76 locaties verspreid over het talud is gemeten hoe diep de betonlaag zich onder de steentoppen bevindt. Elke meting is uitgevoerd ten opzichte van een 1 m lange, over de steentoppen gelegde lat. Uit de metingen volgt dat de steentoppen gemiddeld 2,5 cm boven de betonlaag uitsteken.

*Laagdikte beton:*

De dikte van de betonlaag is gemeten tijdens het verwijderen van de steenzetting na afloop van het onderzoek op 177 locaties verspreid over het talud (128 locaties in het middendeel en 49 locaties in de 0,5 m brede stroken langs de gootwanden). Daarbij was zichtbaar dat het beton enkele centimeters was doorgedrongen in het filtermateriaal, waardoor de betonlaag wat dikker was dan beoogd. Uit de metingen volgt een gemiddelde betonlaagdikte van 25,1 cm in het middendeel. Dit is iets minder dan de gemiddelde ingietdiepte die gemeten is op de dijk Eemshaven-Delfzijl, namelijk 35 cm op ware grootte, dus  $35/1,3=27$  cm op

Deltagootschaal. In de 0,5 m brede stroken langs de gootwanden was de betonlaagdikte gemiddeld 32,2 cm.

Het beton was goed in de gaten en spleten doorgedrongen, zie Figuur 3.10. Slechts rond de contactvlakken van naast elkaar gelegen vlinten, waar de spleetbreedte minder dan enkele millimeters was, was het beton niet doorgedrongen.



Figuur 3.10 Foto's van tijdens het uitbreken van de bekleding (links onder: ter plaatse van de zaagsnede, zie Figuur 6.7)

#### Soortelijke massa van beton:

Na het ingieten van de steenzetting zijn vijf kubusjes van  $15,0 \times 15,0 \times 15,0 \text{ cm}^3$  gevuld met de betonmortel, zonder deze te verdichten, zoals in het middendeel van de steenzetting. Hiervan is de dichtheid bepaald, zie Tabel 3.3. De gemiddelde soortelijke massa van de kubusjes is  $\rho = 2291 \text{ kg/m}^3$ .

Kubus nr.	1	2	3	4	5
$\rho \text{ (kg/m}^3\text{)}$	2292	2289	2292	2291	2292

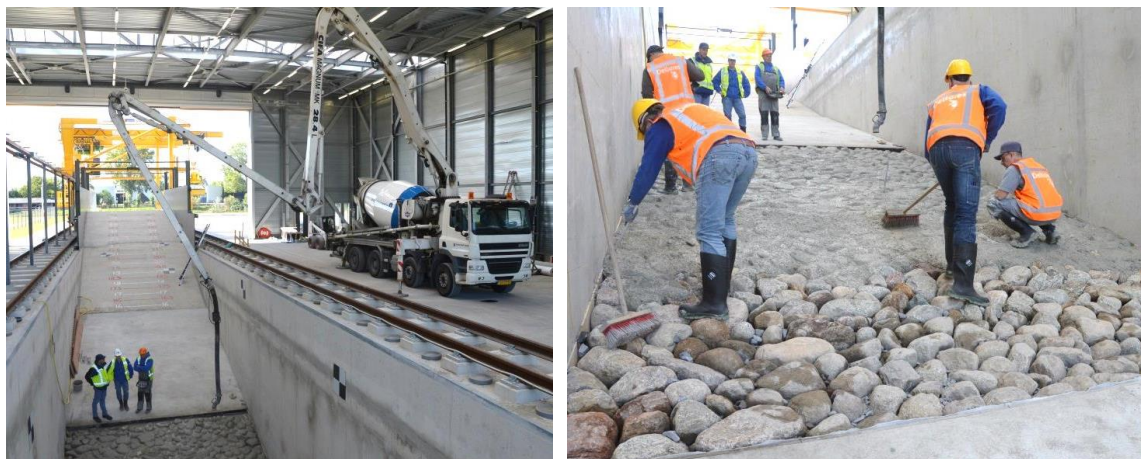
Tabel 3.3 De soortelijke massa van de vijf betonnen onverdichte kubusjes.

#### Kubusdruksterkte en sterkteklasse van beton:

Van de kubusjes 1 t/m 3 is bij de betonleverancier op een drukpers de kubusdruksterkte bepaald. De drukproeven zijn uitgevoerd op 22 oktober, dus 23 dagen na het ingieten van de steenzetting. De blokjes bezweken respectievelijk bij een druk van 690 kN, 700 kN en 640 kN, wat overeenkomt met een kubusdruksterkte van respectievelijk  $30,7 \text{ N/mm}^2$ ,  $31,1 \text{ N/mm}^2$  en  $28,4 \text{ N/mm}^2$ . Dat resulteert in een gemiddelde kubusdruksterkte na 23 dagen van  $30,1 \text{ N/mm}^2$ .

Na 28 dagen, de standaard uithardingstijd waarop de sterkteklasse van beton wordt gebaseerd, zal de kubusdruksterkte als gevolg van het nog voortdurende uithardingsproces

naar verwachting uitkomen op ongeveer  $35 \text{ N/mm}^2$ . Daarbij hoort de sterkteklasse C28/35 (waarin het getal 35 de kubusdruksterkte aanduidt).



Figuur 3.11 Links: het beton is direct vanuit een betonwagen in de steenzetting gegoten. Rechts: het net aangebrachte beton vloeide in de gaten tussen de stenen en is vervolgens met bezems verdeeld tot enkele centimeters onder de steentoppen.

### 3.5 Relatieve soortelijke massa ( $\Delta$ ) en toplaagdikte (D) van de samengestelde toplaag

Een relevante parameter ten aanzien van de stabiliteit van de steenzetting is de belastingparameter  $H_{m0}/(\Delta D)$ , zie paragraaf 2.2.3. Voor het bepalen van de belastingparameter is het van belang gebruik te maken van de toplaagdikte D en de relatieve soortelijke massa  $\Delta$  van de samengestelde toplaag van zowel Noorse steen als beton. Deze zijn bepaald op basis van de in Tabel 3.1 gepresenteerde afzonderlijke eigenschappen van de vlinten en het beton. Dit resulteert in representatieve waarden voor  $\rho_{s,r}$ ,  $\Delta$  en D van een fictieve homogene toplaag.

De representatieve soortelijke massa  $\rho_{s,r}$  volgt uit de volgende berekening:

$$\rho_{s,r} = \frac{\text{massa samengestelde toplaag}}{\text{volume samengestelde toplaag}} = \frac{M_{\text{Noorse steen}} + M_{\text{beton}}}{V_{\text{Noorse steen}} + V_{\text{beton}}} \quad (3.2)$$

Met:

$\rho_{s,r}$  = representatieve soortelijke massa van een representatieve homogene toplaag ( $\text{kg/m}^3$ )

$M_{\text{Noorse steen}}$  = massa van Noorse steen in de toplaag per  $\text{m}^2$  (kg)

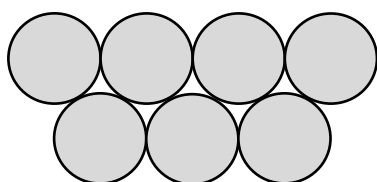
$M_{\text{beton}}$  = massa van beton in de toplaag per  $\text{m}^2$  (kg)

$V_{\text{Noorse steen}}$  = volume van Noorse steen in de toplaag per  $\text{m}^2$  ( $\text{m}^3$ )

$V_{\text{beton}}$  = volume van beton in de toplaag per  $\text{m}^2$  ( $\text{m}^3$ )

Het volume Noorse steen en beton per vierkante meter toplaag hangt af van het percentage open ruimte tussen de vlinten. Het percentage open ruimte tussen de vlinten is geschat op basis van het percentage open ruimte in een enkele laag bollen, zie Figuur 3.12. De open ruimte in een laag bollen bedraagt 40 procent. Naar verwachting is het percentage open ruimte tussen de vlinten iets kleiner, doordat de stenen door de steenzetter compact tegen elkaar gezet zijn. Aangenomen is een percentage open ruimte tussen de vlinten van 35 procent.





Figuur 3.12 Het percentage open ruimte in een enkele laag bollen bedraagt 40 procent (bovenaanzicht).

Het percentage open ruimte tussen de vlinten is over de hoogte van de betonlaag nog iets kleiner, doordat de steentoppen, waartussen de meeste open ruimte aanwezig is, deels boven en onder de betonlaag uitsteken. Er is een betonpercentage in de gepenetreerde laag van 30 procent aangenomen.

Door de aannames is dit waarschijnlijk een percentage dat wat aan de lage kant is. Dat leidt mogelijk tot een overschatting van het toplaaggewicht en derhalve tot een conservatief resultaat van het onderzoek (aan de veilige kant).

In de berekeningen is voor de laagdikte van de vlinten en het beton respectievelijk de laagdikte  $D_{\text{Noorse steen}}$  (m) en  $D_{\text{beton}}$  (m) aangehouden, zoals gegeven in Tabel 3.1. Per vierkante meter toplaag kan nu het volume en de massa van de Noorse steen en het beton berekend worden met de volgende formules:

$$V_{\text{Noorse steen}} = D_{\text{Noorse steen}} \cdot (1 - 0,35) \quad (3.3)$$

$$V_{\text{beton}} = D_{\text{beton}} \cdot 0,3 \quad (3.4)$$

$$M_{\text{Noorse steen}} = V_{\text{Noorse steen}} \cdot \rho_{s,\text{Noorse steen}} \quad (3.5)$$

$$M_{\text{beton}} = V_{\text{beton}} \cdot \rho_{s,\text{beton}} \quad (3.6)$$

De representatieve relatieve soortelijke massa van de homogene laag ( $\Delta_r$ ) kan vervolgens berekend worden met de formule  $\Delta_r = (\rho_{s,r} - \rho_w) / \rho_w$ .

De representatieve dikte van de homogene laag ( $D_r$ ) volgt uit de som van het volume Noorse steen en beton per oppervlakte  $A$ . In deze paragraaf is steeds gerekend met een oppervlakte  $A = 1 \text{ m}^2$ . Erg geldt:  $D_r = (V_{\text{Noorse steen}} + V_{\text{beton}}) / A$

	<b>middendeel</b>	<b>totale testsectie</b>
$V_{\text{Noorse steen}}$ [m <sup>3</sup> per m <sup>2</sup> ]	0,185	0,194
$V_{\text{beton}}$ [m <sup>3</sup> per m <sup>2</sup> ]	0,075	0,080
$M_{\text{Noorse steen}}$ [kg per m <sup>2</sup> ]	500	526
$M_{\text{beton}}$ [kg per m <sup>2</sup> ]	173	182
$\rho_{s,r}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	2586	2586
$\Delta_r$ [-]	1,586	1,586
$D_r$ [m]	0,260	0,274
$\Delta_r D_r$ [-]	0,412	0,434

Tabel 3.4 Berekening van representatieve waarden voor  $\rho_s$ ,  $\Delta$  en  $D$  van een representatieve homogene toplaag bij golfsteilheid  $s_{op} = 0,04$ , voor zowel het 4,0 m brede middendeel van de testsectie als de 5,0 m brede totale testsectie.

Een overzicht van de belangrijkste resultaten van de voorgaande formules is gegeven in Tabel 3.4. Daarin is onderscheid gemaakt tussen het 4,0 m brede middendeel van de testsectie en de totale testsectie met een breedte van 5,0 m.

In Tabel 3.4 valt op dat de waarde van  $\Delta_r D_r$  van de totale testsectie 5 procent groter is dan die van het middendeel. Gelet op het in paragraaf 7.1 beschreven bezwijkmechanisme, dat naar verwachting over de volledige breedte van de testsectie zal optreden, is het logisch om gebruik te maken van de waarden die betrekking hebben op de totale breedte:

- $\rho_{s,r} = 2586 \text{ kg/m}^3$
- $\Delta_r = 1,586$
- $D_r = 0,274 \text{ m}$
- $\Delta_r D_r = 0,434 \text{ m}$

### 3.6 Aanbrengen belijning

Zoals zichtbaar in Figuur 3.1, is op de testsectie belijning aangebracht ten behoeve van het vastleggen van proefresultaten. De lijnen zijn op het talud geschilderd met een onderlinge afstand van 0,5 m, gemeten langs het talud. Opgemerkt wordt dat de lijnen op het bovenste deel van het betonnen dummytalud onder de kruin afkomstig zijn van een voorgaand onderzoek en in het huidige onderzoek niet zijn beschouwd.

Locaties op het talud, in het vlak van de teen naar de kruin, worden in dit rapport soms uitgedrukt door middel van een  $x'$ -coördinaat, waarbij de waarde van  $x'$  correspondeert met het lijnnummer. Bijvoorbeeld: lijn 3,5 komt overeen met  $x' = 3,5 \text{ m}$ . De onderrand van de testsectie bevindt zich bij  $x' = 0,0 \text{ m}$ .

Locaties in de breedterichting van de goot worden aangeduid door middel van een  $Y$ -coördinaat, waarbij  $Y = 0$  overeenkomt met de linker gootwand (gezien vanaf het golfschot, dus de meetcabinezijde).

Voor elke locatie  $x'$  op het taludoppervlak van de testsectie kan de bijbehorende waarde van  $X$  en  $Z$  berekend worden met de formules (3.7) en (3.8).

$$X = 175,99 + 0,964 \cdot x' \quad (3.7)$$

$$Z = 3,28 + 0,268 \cdot x' \quad (3.8)$$

Met:

$X$  = horizontale afstand tot de middenpositie van het golfschot (m)

$Z$  = verticale afstand tot de gootbodem (m)

$x'$  = locatie op het taludoppervlak van de testsectie ten opzichte van de onderrand van de testsectie, gemeten langs het talud (m)

## 4 Metingen

### 4.1 Algemeen

Gedurende het onderzoek zijn de volgende metingen uitgevoerd. Deze metingen zijn in de volgende paragrafen toegelicht.

- Golfcondities
- Drukmetingen
- Profielmetingen

### 4.2 Golfcondities

De golven zijn gemeten met drie golfhoogtemeters. Deze golfhoogtemeters (weerstandstype) bestaan uit twee parallelle verticaal gespannen draden, waarvan de onderlinge elektrische weerstand verandert met de oppervlakte-uitwijking van de waterspiegel. De golfhoogtemeters (WHM's) waren bevestigd tegen de gootwand, op respectievelijk 108,5 m, 114,5 m en 117,5 m vanaf de middenpositie van het golfschot.

Door het toepassen van drie golfhoogtemeters kunnen de inkomende en de door de constructie gereflecteerde golven van elkaar worden onderscheiden en geanalyseerd met de methode van Mansard en Funke (1980). Dit gebeurt met het standaard Deltares software pakket voor golfanalyse: AUKE-PC. De uitwerking daarvan geeft aan welke golfcondities tijdens de proef zijn opgetreden.

Voor de golfhoogtemeters is een bemonsteringsfrequentie van 500 Hz gebruikt.

### 4.3 Drukmetingen

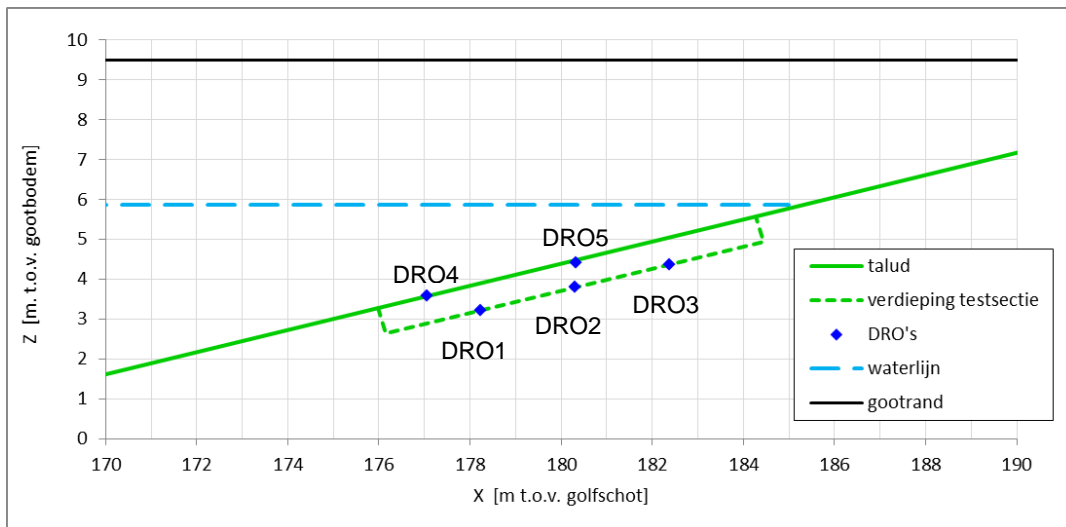
In de modelopstelling zijn 5 drukopnemers (DRO's) aangebracht. Daarvan zijn drie drukopnemers bevestigd op het geotextiel onderin de filterlaag en twee drukopnemers op het taludoppervlak van de ingegoten Noorse steen. Een zesde drukopnemer is buiten de Deltagoot geplaatst voor het registreren van de atmosferische druk, zodat metingen daarvoor gecorrigeerd kunnen worden als blijkt dat de atmosferische druk gedurende een proef verandert. Voor de drukopnemers is een bemonsteringsfrequentie van 500 Hz gebruikt.

De drukmetingen zijn in het onderhavige rapport nog niet uitgewerkt.

De in de filterlaag geplaatste drukopnemers bevinden zich in het midden van de goot, op 1 cm boven het geotextiel (loodrecht op het talud gemeten). De drukopnemers op de toplaag zijn 4 cm vanaf de gootwand (meetcabinezijde) geplaatst, op circa 1,5 cm loodrecht boven de gewenste taludlijn. De coördinaten van de drukopnemers (X t.o.v. het golfschot, Y t.o.v. de gootwand aan de meetcabinezijde, en Z t.o.v. de gootbodem) zijn gegeven in Tabel 4.1 en Figuur 4.1.

DRO	toplaag/filter?	X [m]	Y [m]	Z [m]
1	filter	178,23	2,50	3,225
2	filter	180,31	2,50	3,800
3	filter	182,38	2,50	4,375
4	toplaag	177,07	0,04	3,587
5	toplaag	180,32	0,04	4,417

Tabel 4.1 Locatie van de drukopnemers in het filter en op de toplaag



Figuur 4.1 Locatie en nummering van de drukopnemers in de filterlaag en op de toplaag.

## 4.4 Profielmetingen

Het niveau van het taludoppervlak is ingemeten met een 3D laserscanner (*FARO Focus<sup>3D</sup> Multi Sensor Laser Scanner*) in combinatie met de software *SCENE 5.0*. Met behulp van de 3D laserscanner wordt een compleet 3D beeld van het talud gemaakt.



Figuur 4.2 Voor het inmeten van het taludoppervlak is gebruikgemaakt van een 3D laserscanner.

Na de proeven N01 t/m N05 zijn standaard steeds drie laserscans uitgevoerd: een scan vanaf een loopbrug boven het hart van de goot ter hoogte van de teen van de dijk, en een scan vanaf elk van de gootwanden ter hoogte van de bovenrand van de testsectie.

Na de proeven N06 t/m N15 zijn, indien een 3D scan van het talud gewenst was, standaard steeds twee scans uitgevoerd, beide boven het hart van de goot vanaf een verrijdbare loopbrug. De ene laserscan werd ongeveer boven de onderrand van de testsectie uitgevoerd en de andere ongeveer boven de bovenrand van de testsectie.

De resultaten van de 3D scans zijn gecombineerd ter vergroting van de nauwkeurigheid en voor het verkrijgen van een beeld van het volledige talud zonder schaduwen. De resultaten van de 3D laserscans zijn weergegeven in bijlage D. De 3D figuren geven de verplaatsingen loodrecht op het taludoppervlak (positief = verplaatsing omhoog, negatief = verplaatsing omlaag).



## 5 Proevenprogramma

Het onderzoek in de Deltagoot met ingegoten Noorse steen is enerzijds uitgevoerd voor het bepalen van de stabiliteit van de bekleding op de dijk Eemshaven - Delfzijl, maar anderzijds ook voor het verbeteren van de rekenmethode voor ingegoten Noorse steen, waarmee ook andere dijkvakken in Nederland met dit type steenzetting scherper kunnen worden getoetst. Daarom is een proevenprogramma uitgevoerd bestaande uit drie proevenseries, zoals dat gebruikelijk is bij het onderzoek naar de stabiliteit van steenzettingen:

- Serie 1 en 2: twee proevenseries met korteduurproeven (circa 1000 golven per proef). Hierbij wordt in beide series de golfhoogte stap voor stap verhoogd totdat er schade aan de bekleding ontstaat of totdat de maximale capaciteit van de Deltagoot is bereikt. De eerste proevenserie is uitgevoerd met een grote golfsteilheid van 4% (korte golven), en de tweede serie met een kleine golfsteilheid van 2% (lange golven). De golfsteilheid betreft de verhouding tussen de golfhoogte en de golflengte op diep water. Indien nodig wordt de eventuele schade tussen korteduurproeven door gerepareerd, teneinde elke proef met een nieuwe steenzetting te starten.
- Serie 3: een proevenserie met langeduurproeven voor het bepalen van de langeduursterkte van de bekleding. Binnen deze serie zijn de proeven uitgevoerd met een gelijkblijvende golfhoogte. Bijna alle proeven van deze serie (18,75 uur) zijn uitgevoerd met een golfsteilheid van 4% en enkele proeven (2,27 uur) met een golfsteilheid van 2%. Tussen de langeduurproeven door wordt eventuele degeneratie van de bekleding niet gerepareerd, zodat alle proeven van deze serie bij elkaar kunnen worden opgeteld en als één lange proef beschouwd kunnen worden.

Voor alle proevenseries geldt dat een proef wordt gestopt zodra de steenzetting is bezweken of zodra de vooraf gestelde proefduur is bereikt. Bovendien geldt voor alle series dat na elke proef de bekleding wordt geïnspecteerd om te zien of er al degeneratie is opgetreden. Indien tijdens de series 1 of 2 schade zou ontstaan, wordt de modelopstelling weer volledig hersteld zodat elke volgende serie met een nieuwe steenzetting kan starten.



Figuur 5.1 Golfaanval tijdens proef N05.

De gerealiseerde golfcondities (in modelwaarden) zijn weergegeven in Tabel 5.1. De proeven zijn in de Deltagoot uitgevoerd op volgorde van de proefnummering, maar zijn in de tabel gegroepeerd per serie. De proeven N10 en N14 kunnen tot meerdere proevenseries gerekend worden en zijn daarom meerdere keren in de tabel weergegeven.

Alle proeven zijn uitgevoerd met onregelmatige golven. De golfcondities van de proeven worden gekarakteriseerd door de significante golfhoogte ( $H_{m0}$ ), de piekperiode ( $T_p$ ) en de spectrale golfperiode ( $T_{m-1,0}$ ). Alle proeven zijn uitgevoerd met een Jonswap spectrum. Dit type spectrum is karakteristiek voor de hydraulische belasting bij de meeste waterkeringen met steenzettingen. Van de proeven van serie 1 en 2 zijn in bijlage E golfhoogte-overschrijdingskrommen en energiedichtheidsspectra weergegeven.

Voor het berekenen van de belastingparameter  $H_{m0}/(\Delta D)$  is gebruikgemaakt van de waarden voor  $\Delta$  en  $D$ , zoals berekend in paragraaf 3.5.

De proeven N01 t/m N05 zijn uitgevoerd in de periode 13 t/m 19 oktober 2015 en de proeven N06 t/m N15 in de periode 23 mei t/m 3 juli 2016.

Waarden zoals gemeten in de Deltagoot (schaal 1:1,3)												
Serie	Proef	h [m, bodem+]	$H_{m0}$ [m]	$T_p$ [s]	$T_{m-1,0}$ [s]	$S_{op}$ [-]	$S_{om}$ [-]	$\xi_{op}$ [-]	$\xi_{om}$ [-]	N	duur [h]	$H_{m0}/(\Delta D)$ [-]
1	N01	5,88	0,98	4,00	3,71	0,039	0,045	1,40	1,30	1088	1,02	2,25
	N02	5,88	1,18	4,38	4,08	0,039	0,045	1,40	1,30	1068	1,11	2,71
	N03	5,88	1,38	4,77	4,42	0,039	0,045	1,41	1,30	1067	1,20	3,18
	N04	5,88	1,57	5,07	4,72	0,039	0,045	1,40	1,31	1066	1,28	3,62
	N05	5,88	1,76	5,38	5,07	0,039	0,044	1,41	1,33	1019	1,28	4,05
	N14*	5,88	1,95	5,59	5,33	0,040	0,044	1,39	1,33	1405	1,85	4,48
2	N06	5,88	1,22	6,20	5,63	0,020	0,025	1,95	1,77	1177	1,60	2,81
	N07	5,88	1,34	6,58	5,99	0,020	0,024	1,97	1,79	1001	1,50	3,09
	N08	5,88	1,59	7,04	6,46	0,020	0,024	1,94	1,78	1019	1,63	3,65
	N09	5,88	1,74	7,53	6,77	0,020	0,024	1,98	1,78	1014	1,66	4,00
	N10**	5,88	1,93	7,91	7,15	0,020	0,024	1,98	1,79	1057	1,77	4,43
3	N10**	5,88	1,93	7,91	7,15	0,020	0,024	1,98	1,79	1057	1,77	4,43
	N11	5,88	1,90	5,55	5,35	0,039	0,043	1,40	1,35	1544	2,00	4,37
	N12	5,88	1,94	5,63	5,34	0,039	0,044	1,40	1,33	4974	6,48	4,47
	N13	5,88	1,92	5,64	5,35	0,039	0,043	1,41	1,34	2255	3,00	4,43
	N14*	5,88	1,95	5,59	5,33	0,040	0,044	1,39	1,33	1405	1,85	4,48
	N14A	5,88	1,91	5,64	5,35	0,039	0,043	1,42	1,34	1218	1,59	4,39
	N14B	5,88	1,93	5,61	5,33	0,039	0,044	1,40	1,33	2721	3,57	4,44
	N15	5,88	2,02	7,85	7,01	0,021	0,026	1,92	1,71	277	0,50	4,64
3-totaal	5,88	1,93								15451	20,75	4,44

Tabel 5.1 Proevenprogramma met de gerealiseerde hydraulische golfcondities, met waarden zoals gemeten in de Deltagoot (schaal 1:1,3). \*) Proef N14 telt mee voor zowel serie 1 als serie 3. \*\*) Proef N10 telt mee voor zowel serie 2 als serie 3, ondanks dat de golfsteilheid afwijkt.

De genoemde waarden in Tabel 5.1 betreffen de condities zoals gemeten in de Deltagoot (schaal 1:1,3). De overeenkomstige golfhoogte op ware grootte is 1,3 maal groter, en de overeenkomstige belastingduur op ware grootte is  $\sqrt{1,3}$  maal groter (zie paragraaf 2.2). De overeenkomstige hydraulische condities op ware grootte zijn weergegeven in Tabel 5.2.

Overeenkomstige waarden op ware grootte												
Serie	Proef	h [m, NAP+]	H <sub>m0</sub> [m]	T <sub>p</sub> [s]	T <sub>m-1,0</sub> [s]	S <sub>op</sub> [-]	S <sub>om</sub> [-]	ξ <sub>op</sub> [-]	ξ <sub>om</sub> [-]	N [-]	duur [h]	H <sub>m0</sub> /(ΔD) [-]
1	N01	4,20	1,27	4,56	4,23	0,039	0,045	1,40	1,30	1088	1,17	2,25
	N02	4,20	1,53	4,99	4,65	0,039	0,045	1,40	1,30	1068	1,27	2,71
	N03	4,20	1,80	5,44	5,04	0,039	0,045	1,41	1,30	1067	1,37	3,18
	N04	4,20	2,04	5,78	5,38	0,039	0,045	1,40	1,31	1066	1,46	3,62
	N05	4,20	2,29	6,13	5,78	0,039	0,044	1,41	1,33	1019	1,46	4,05
	N14*	4,20	2,53	6,38	6,08	0,040	0,044	1,39	1,33	1405	2,10	4,48
2	N06	4,20	1,59	7,07	6,42	0,020	0,025	1,95	1,77	1177	1,83	2,81
	N07	4,20	1,75	7,50	6,83	0,020	0,024	1,97	1,79	1001	1,71	3,09
	N08	4,20	2,06	8,03	7,37	0,020	0,024	1,94	1,78	1019	1,85	3,65
	N09	4,20	2,26	8,58	7,72	0,020	0,024	1,98	1,78	1014	1,89	4,00
	N10**	4,20	2,50	9,01	8,15	0,020	0,024	1,98	1,79	1057	2,02	4,43
3	N10**	4,20	2,50	9,01	8,15	0,020	0,024	1,98	1,79	1057	2,02	4,43
	N11	4,20	2,47	6,33	6,09	0,039	0,043	1,40	1,35	1544	2,28	4,37
	N12	4,20	2,52	6,42	6,09	0,039	0,044	1,40	1,33	4974	7,38	4,47
	N13	4,20	2,50	6,44	6,09	0,039	0,043	1,41	1,34	2255	3,42	4,43
	N14*	4,20	2,53	6,38	6,08	0,040	0,044	1,39	1,33	1405	2,10	4,48
	N14A	4,20	2,48	6,42	6,10	0,039	0,043	1,42	1,34	1218	1,81	4,39
	N14B	4,20	2,51	6,40	6,08	0,039	0,044	1,40	1,33	2721	4,07	4,44
	N15	4,20	2,62	8,95	7,99	0,021	0,026	1,92	1,71	277	0,57	4,64
3-totaal	4,20	2,51								15451	23,66	4,44

Tabel 5.2 Proevenprogramma met de gerealiseerde hydraulische golfcondities, met overeenkomstig waarden op ware grootte. \*) Proef N14 telt mee voor zowel serie 1 als serie 3. \*\*) Proef N10 telt mee voor zowel serie 2 als serie 3.

In de tabellen zijn de volgende parameters gebruikt:

- h = waterstand (in Deltagoot in m t.o.v. gootbodem; op ware grootte in m t.o.v. NAP)
- H<sub>m0</sub> = significante golfhoogte (m)
- T<sub>p</sub> = golfperiode bij de piek van het spectrum (s)
- T<sub>m-1,0</sub> = spectrale golfperiode (s)
- S<sub>op</sub> = golfsteilheid op basis van de piekperiode:  $s_{op} = H_{m0}/((g/2\pi) \cdot T_p^2)$  (-)
- S<sub>om</sub> = golfsteilheid op basis van de spectrale golfperiode:  $s_{om} = H_{m0}/((g/2\pi) \cdot T_{m-1,0}^2)$  (-)
- ξ<sub>op</sub> = brekerparameter op basis van de piekperiode:  $\xi_{op} = \tan(\alpha)/\sqrt{s_{op}}$  (-)
- ξ<sub>om</sub> = brekerparameter op basis van de spectrale golfperiode:  $\xi_{om} = \tan(\alpha)/\sqrt{s_{om}}$  (-)
- g = versnelling van de zwaartekracht (m/s<sup>2</sup>)
- α = taludhelling (°)
- N = aantal golven (-)
- H<sub>m0</sub>/(ΔD) = belastingparameter (-)

De proeven van serie 3 (N10 t/m N15) vormen gezamenlijk de langeduurproef. Tussen deze proeven is eventuele degeneratie immers niet hersteld. De langeduurproef is slechts in verschillende delen uitgevoerd om tussendoor de waterstand te kunnen verlagen, teneinde de bekleding te kunnen inspecteren en eventuele schade te kunnen vastleggen.

De genoemde proeven zijn verschillende delen van één lange proef en zijn daarom samengesteld tot één langeduurproef. De golfhoogte van de samengestelde proef is berekend op basis van het gewogen gemiddelde van de energie (energie maal aantal golven) met formule (5.1). De duur van de afzonderlijke proefdelen kan bij elkaar worden opgeteld, zie in de tabellen bij "3-totaal".

$$H_{sN} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (N_i H_{si}^2)}{\sum_{i=1}^n N_i}} \quad (5.1)$$

Met:

n = aantal proeven (-)

$N_i$  = aantal golven in proef i (-)

$H_{si}$  = significante golfhoogte in proef i (m)

$H_{sN}$  = significante golfhoogte, gemiddeld over de beschouwde proeven (m)

## 6 Proefresultaten en observaties

Het onderhavige hoofdstuk beschrijft per uitgevoerde proef de resultaten, observaties en eventuele bijzonderheden. De proeven zijn beschreven in de chronologische volgorde waarin ze zijn uitgevoerd. De resultaten van de 3D laserscans zijn weergegeven in bijlage D. Alle proeven zijn uitgevoerd met een waterstand van  $h = +5,88$  m. De stilwaterlijn bevindt zich derhalve 0,30 m (verticale afstand) boven de bovenrand van de testsectie.

Proef N01:  $s_{op} = 0,04$ ,  $H_{m0} = 0,98$  m (op ware grootte:  $H_{m0} = 1,27$  m)

Het onderzoek is gestart met enkele proeven met een golfsteilheid van 4% ( $s_{op} = 0,04$ ). Tijdens proef N01 is geconstateerd dat de meeste golfklappen op de testsectie optraden. De meeste klappen kwamen op het talud tussen lijn 8 en 8,5. Gedurende de proef zijn verder geen bijzonderheden geconstateerd.

Tijdens het verlagen van de waterstand, ten behoeve van inspectie van de bekleding, bleek zelfs het zwaarst belaste taluddeel niet zichtbaar te zijn vervormd. Op basis daarvan was besloten de waterstand niet verder te verlagen dan lijn 2,5 op het talud. Uit de laserscan (zie bijlage D.1) volgt dat inderdaad geen vervorming is opgetreden. Wel werd geconstateerd dat op twee plaatsen een klein stukje van een vlint was afgebroken (bij  $[x' = 6,85$  m;  $Y = 2,0]$  en bij  $[x' = 8,25$  m;  $Y = 1,3]$ , dus respectievelijk 0,76 en 0,39 m onder de stilwaterlijn), zie Figuur 6.1. Het steenoppervlak in de gaatjes was enigszins verweerd.



Figuur 6.1 Na proef N01 bleek dat op twee plaatsen een klein stukje van een vlint was afgebroken. Links: het gat bij  $[x' = 6,85$  m;  $Y = 2,0]$ . Rechts: het gat bij  $[x' = 8,25$  m;  $Y = 1,3]$ .

Proef N02:  $s_{op} = 0,04$ ,  $H_{m0} = 1,18$  m (op ware grootte:  $H_{m0} = 1,53$  m)

Tijdens proef N02 bleken de golfklappen vooral op het talud terecht te komen tussen lijn 7,5 en 8,5. Gedurende de proef zijn verder geen bijzonderheden geconstateerd.

Na de proef is de waterstand verlaagd tot lijn 2,5. Er is geen zichtbare vervorming geconstateerd, zie ook de laserscan in bijlage D.1. Wel blijkt het beton tussen circa lijn 5 en de bovenrand van de testsectie zeer licht te zijn geërodeerd: enkele steentjes uit het beton zijn door het water van het betonoppervlak geërodeerd en liggen op het talud. Op het talud liggen ook circa 10 steentjes, die waarschijnlijk afkomstig zijn van het inwasmateriaal uit het niet-ingegoten deel van de steenzetting.

Proef N03:  $s_{op} = 0,04$ ,  $H_{m0} = 1,38$  m (op ware grootte:  $H_{m0} = 1,80$  m)

Tijdens proef N03 bleken de golfklappen vooral op het talud terecht te komen tussen lijn 7 en 9. Gedurende de proef werd van enkele vlintkoppen de oorspronkelijke kleur weer enigszins



zichtbaar, doordat deze enigszins schoon sleten door het water. Verder zijn tijdens de proef geen bijzonderheden geconstateerd.

Na de proef is de waterstand verlaagd tot onder de testsectie, zodat weer eens de gehele bekleding kon worden geïnspecteerd. Dankzij markeringen op de gootwand is geconstateerd dat de bekleding ter hoogte van de bovenrand van de testsectie circa 0,5 mm omhoog is gekomen ten opzichte van het begin van proef N03, terwijl ter hoogte van de onderrand geen verplaatsing zichtbaar is. Een dergelijke zeer geringe verplaatsing is overigens niet zichtbaar op de laserscan in bijlage D.1. Verder is het betonoppervlak tussen circa lijn 5 ( $Z = 4,62$  m, 1,26 m onder SWL) en de bovenrand van de testsectie iets verder versleten geraakt ( $< 1$  mm erosie). Op het talud liggen ook enkele steentjes van het inwasmateriaal, dat afkomstig is uit het niet-ingegoten deel van de steenzetting.

Proef N04:  $s_{op} = 0,04$ ,  $H_{m0} = 1,57$  m (op ware grootte:  $H_{m0} = 2,04$  m)

Tijdens proef N04 bleken de meeste golfklappen op het talud terecht te komen tussen lijn 7 en 9, met het zwaartepunt tussen lijn 7,5 en 8 (0,46 à 0,59 m onder SWL). Gedurende de proef zijn verder geen bijzonderheden geconstateerd. Na de proef is de waterstand verlaagd tot lijn 2,5. Ter hoogte van de bovenrand van de testsectie is de bekleding opnieuw circa 0,5 mm omhoog gekomen ten opzichte van het begin van proef N04. Verder is er geen zichtbare vervorming geconstateerd, zie ook de laserscan in bijlage D.2.

Proef N05:  $s_{op} = 0,04$ ,  $H_{m0} = 1,76$  m (op ware grootte:  $H_{m0} = 2,29$  m)

Tijdens proef N05 bleken de meeste golfklappen op het talud terecht te komen tussen lijn 6,5 en 9,5, met het zwaartepunt rond lijn 8 (0,46 m onder SWL). Gedurende de proef zijn verder geen bijzonderheden geconstateerd.

Na deze proef is geconstateerd dat de bekleding ter hoogte van de bovenrand van de testsectie circa 1 mm omhoog is gekomen ten opzichte van het begin van proef N05, terwijl ter hoogte van de onderrand nog steeds geen verplaatsing zichtbaar was. Het betonoppervlak tussen de vlinten is weer iets verder gesleten, maar deze slijtage blijft nog steeds beperkt tot enkele millimeters, zie Figuur 6.2. Verder is geen zichtbare vervorming geconstateerd, zie ook de laserscan in bijlage D.2. Er is nog niet het kleinste scheurtje in het beton geconstateerd. Op het talud liggen weer enkele tientallen steentjes van het inwasmateriaal, dat afkomstig is uit het niet-ingegoten deel van de steenzetting.



Figuur 6.2 In de loop van de proeven is het betonoppervlak tussen de vlinten enigszins gesleten. Links: voor proef N01. Rechts: na proef N05.

Proef N05 is uitgevoerd op 19 oktober 2015. Na deze proef zijn voor het onderhavige onderzoek gedurende ruim een half jaar geen proeven uitgevoerd vanwege onderhoud aan de Deltagoot en een ander onderzoek dat in deze periode in de Deltagoot heeft plaatsgevonden. De proeven zijn voortgezet met proef N06 op 23 mei 2016. Deze interruptie heeft voor de beproefde bekleding geen nadelige gevolgen kunnen veroorzaken.

Proef N06:  $s_{op} = 0,02$ ,  $H_{m0} = 1,22$  m (op ware grootte:  $H_{m0} = 1,59$  m)

Met ingang van proef N06 zijn enkele proeven uitgevoerd voor serie 2 met een golfsteilheid van 2% ( $s_{op} = 0,02$ ), waardoor de golven langer zijn, er minder golfklappen maar meer golffronten voorkomen, en de golfoploop hoger en de golfneerloop dieper is.

Na proef N06 is de waterstand verlaagd tot onder de testsectie, zodat de gehele bekleding kon worden geïnspecteerd. De bekleding is ter hoogte van de bovenrand van de testsectie circa 1 mm omhoog gekomen ten opzichte van het begin van proef N06. Onderaan de testsectie is geen verplaatsing zichtbaar. Van de vlint bij [ $x' = 8,25$  m;  $Y = 1,3$ ], waar tijdens proef N01 al een stukje van was afgebroken (zie Figuur 6.1, rechts), is tijdens proef N06 nog een stukje afgebroken (zie Figuur 6.3, links).

Uit het niet-ingegoten deel van de testsectie was enkele centimeters van het inwasmateriaal uitgespoeld en rond lijn 1 zijn enkele diepe gaten tussen de stenen gevonden (orde 15 tot 25 cm diep). Voorafgaand aan de volgende proef is het inwasmateriaal weer aangevuld tot ca. 8 cm onder de steentoppen.



Figuur 6.3 Links: tijdens proef N06 is het gat in de vlint bij [ $x' = 8,25$  m;  $Y = 1,3$ ] wat groter geworden. Rechts: rond lijn 1 was in enkele gaten en spleten het inwasmateriaal tot 15 à 25 cm diep uitgespoeld.

Proef N07:  $s_{op} = 0,02$ ,  $H_{m0} = 1,34$  m (op ware grootte:  $H_{m0} = 1,75$  m)

Na de proef is de waterstand weer verlaagd tot onder de testsectie, zodat de gehele bekleding kon worden geïnspecteerd. De bekleding is ter hoogte van de bovenrand van de testsectie weer circa 1 mm omhoog gekomen ten opzichte van het begin van proef N07. Onderaan de testsectie is geen verplaatsing zichtbaar.

Net als tijdens proef N06 was ook tijdens proef N07 uit het niet-ingegoten deel van de testsectie enkele centimeters van het inwasmateriaal uitgespoeld en rond lijn 1 zijn enkele diepe gaten tussen de stenen gevonden (orde 15 tot 25 cm diep). Voorafgaand aan de volgende proef is het inwasmateriaal weer aangevuld tot ca. 8 cm onder de steentoppen.

Proef N08:  $s_{op} = 0,02$ ,  $H_{m0} = 1,59$  m (op ware grootte:  $H_{m0} = 2,06$  m)

De bekleding is ter hoogte van de bovenrand van de testsectie weer circa 1 mm omhoog gekomen ten opzichte van het begin van proef N08. Onderaan de testsectie is geen verplaatsing zichtbaar.

Tijdens het verhogen van de waterstand na de metingen viel op dat er luchtbelletjes omhoog kwamen uit het gat in de vliet bij  $[x' = 8,25 \text{ m}; Y = 1,3]$ , zie Figuur 6.4. Mogelijk komt deze lucht vanuit de filterlaag door de bekleding omhoog.



Figuur 6.4 Uit het gat in de vliet bij  $[x' = 8,25 \text{ m}; Y = 1,3]$  komen luchtbelletjes omhoog tijdens het verhogen van de waterstand.

*Proef N09:  $s_{op} = 0,02$ ,  $H_{m0} = 1,74 \text{ m}$  (op ware grootte:  $H_{m0} = 2,26 \text{ m}$ )*

Tijdens proef N09 bleken de meeste golfklappen op het talud terecht te komen tussen lijn 3 en lijn 9, met het zwaartepunt tussen lijn 5 en 6.

Circa 1 uur en 2 minuten na het begin van de proef sloeg een steen uit het niet-ingegoten deel van de testsectie. In de daarop volgende minuut rolden nog zes stenen uit het talud en is de proef na 1 uur en 3 minuten (na 654 golven) stilgelegd.

Omdat het onderzoek zich richt op de stabiliteit van ingegoten Noorse steen, valt de ontstane schade aan de niet-ingegoten Noorse steen buiten de scope van het onderzoek. Daarom is besloten de schade te herstellen met als doel de proef voort te zetten. De Noorse stenen die nog in de bekleding aanwezig waren, waren omgerold en dekten de filterlaag nog grotendeels af, zie Figuur 6.5.

De schade is hersteld door de meeste van de uitgespoelde stenen weer zo compact mogelijk terug te plaatsen en opnieuw het niet-ingegoten deel in te wassen tot circa 8 cm onder de steentoppen. Om herhaling van deze schade te voorkomen, is het niet-ingegoten deel vervolgens afgedekt met kippengaas om uitspoeling van het inwasmateriaal te voorkomen, met daaroverheen een laag betonwapeningsnet om loskomen van de Noorse stenen te voorkomen, zie Figuur 6.6. De oorspronkelijke opzet van de modelopstelling was gericht op de situatie op de dijk Eemshaven - Delfzijl, waar de ontwerp golfhoogte wat kleiner is en de golfperiode veel kleiner is dan in deze proef. Bij deze hoge golven met zeer grote golfperiode is er sprake van een zeer diep terugtrekkende golfneerloop en zeer diep vallende golfklappen. Daardoor wordt het niet ingegoten deel van de steenzetting zwaar aangevallen. Gezien het feit dat het huidige onderzoek zich richt op het ingegoten deel van de steenzetting, is het niet de bedoeling dat het niet-ingegoten deel beschadigd raakt. Daarom is dit met een wapeningsnet versterkt.

Na het herstellen van de schade zijn de resterende 36,5 minuten van de proef nog uitgevoerd. Na de proef is de waterstand verlaagd tot onder de testsectie, zodat de gehele



bekleding kon worden geïnspecteerd. De bekleding was tijdens deze proef niet zichtbaar omhoog gekomen en dankzij het kippengaas was vrijwel geen inwasmateriaal uitgespoeld. De laserscan van de situatie na het tweede deel van de proef is weergegeven in bijlage D.2.



Figuur 6.5 Circa 1 uur en 2 minuten na het begin van proef N09 sloeg een steen uit het niet-ingegoten deel van de testsectie. In de daarop volgende minuut rolden nog zes stenen uit het talud.



Figuur 6.6 De stenen zijn teruggeplaatst en het niet-ingegoten deel is afgedekt met kippengaas en een betonwapeningsnet om schade tijdens volgende proeven te voorkomen.

Proef N10:  $s_{op} = 0,02$ ,  $H_{m0} = 1,93$  m (op ware grootte:  $H_{m0} = 2,5$  m)

Tijdens proef N10 bleken de meeste golfklappen op het talud terecht te komen tussen lijn 2 en lijn 10, met het zwaartepunt tussen lijn 4 en 6.

Na proef N10 is de waterstand weer verlaagd tot onder de testsectie, zodat de gehele bekleding kon worden geïnspecteerd. De bekleding is ter hoogte van de bovenrand van de

testsectie weer circa 1 mm omhoog gekomen ten opzichte van het begin van proef N10, terwijl onderaan de testsectie nog steeds geen verplaatsing zichtbaar is. Ook verder is er nog geen schade aan de ingegoten Noorse steen zichtbaar, zie ook de laserscan in bijlage D.3.

Met deze proef is de hoogste golfhoogte van serie 2 ( $s_{op} = 0,02$ ) bereikt, terwijl er nog geen schade is opgetreden.

Omdat na proef N10 geen schade hersteld hoefde te worden, kan proef N10 meegeteld worden voor zowel serie 2 als serie 3.

Proef N11:  $s_{op} = 0,04$ ,  $H_{m0} = 1,9$  m (op ware grootte:  $H_{m0} = 2,47$  m)

Met ingang van proef N11 zijn enkele proeven uitgevoerd voor serie 3 met een golfsteilheid van 4% ( $s_{op} = 0,04$ ). Tijdens proef N11 kwamen de meeste golfklappen op het talud terecht tussen lijn 5 en lijn 9, met het zwaartepunt tussen lijn 7 en 8.

Na proef N11 is vastgesteld dat de bekleding ter hoogte van de bovenrand van de testsectie circa 0,5 mm omhoog is gekomen ten opzichte van het begin van proef N11, terwijl onderaan de testsectie nog steeds geen verplaatsing zichtbaar is. Ook verder is er nog geen schade aan de ingegoten Noorse steen zichtbaar, zie ook de laserscan in bijlage D.3.

Proef N12:  $s_{op} = 0,04$ ,  $H_{m0} = 1,94$  m (op ware grootte:  $H_{m0} = 2,52$  m)

Na proef N12 is de waterstand verlaagd tot onder de testsectie. De bekleding is tijdens deze proef niet zichtbaar omhoog gekomen en ook is er geen andere schade geconstateerd.

Omdat na proef N12 inmiddels 10,25 uur met de maximale golfhoogte op de bekleding is gegolfd en er nog steeds geen schade is opgetreden, is in overleg met de opdrachtgever besloten een zaagsnede in de bekleding te maken teneinde een kunstmatige scheur te creëren en daarmee de steenzetting te verzwakken. De zaagsnede is gemaakt van gootwand tot gootwand, ter hoogte van lijn 5, zie Figuur 6.7. De zaagsnede was 16 à 17 cm diep (circa  $2/3^e$  deel van de ingietdiepte van het beton) en kan gezien worden als een geschematiseerde scheur in het beton. Hierdoor kan een indruk verkregen worden van de kwetsbaarheid van de constructie.



Figuur 6.7 Na proef N12 is een zaagsnede in de bekleding gemaakt bij lijn 5.

Proef N13 t/m proef 14B:  $s_{op} = 0,04$ ,  $H_{m0} = 1,92$  à  $1,95$  m (op ware grootte:  $H_{m0} = 2,5$  m)

Na elke proef is geconstateerd dat de bekleding niet zichtbaar omhoog is gekomen en ook is er geen andere schade geconstateerd. Ook met de gezaagde scheur is er dus geen schade aan de toplaag ontstaan.

Proef N15:  $s_{op} = 0,02$ ,  $H_{m0} = 2,02$  m (op ware grootte:  $H_{m0} = 2,62$  m)

Nadat het grootste deel van de langeduurproef is uitgevoerd met een golfsteilheid van 4% is in overleg met de opdrachtgever besloten om het laatste deel van de langeduurproef uit te voeren met een golfsteilheid van 2%, omdat dat volgens de theorie resulteert in de grootste stijghoogteverschillen (zie paragraaf 7.1).

Er is vervolgens in Proef N15 nog 30 minuten gegolfd. Nadat de waterstand verlaagd was, bleek dat de bekleding ter hoogte van de bovenrand van de testsectie weer circa 1 mm omhoog gekomen was ten opzichte van het begin van proef N15, terwijl onderaan de testsectie nog steeds geen verplaatsing zichtbaar is. Ten opzichte van het begin van proef N01 is de bekleding bij de bovenrand inmiddels in totaal circa 8 mm omhoog gekomen. Verder is er nog geen schade aan de ingegoten Noorse steen zichtbaar, zie ook de laserscan in bijlage D.3. Er is nog niet het kleinste scheurtje in het beton geconstateerd.

Op basis hiervan is geconcludeerd dat de bekleding zeer goed in staat is om een langeduurbelasting te weerstaan en het geen zin heeft om nog verder door te golven. Daarmee is het proevenprogramma afgerond.



## 7 Analyse

### 7.1 Theoretische beschouwing van het bezwijkmechanisme

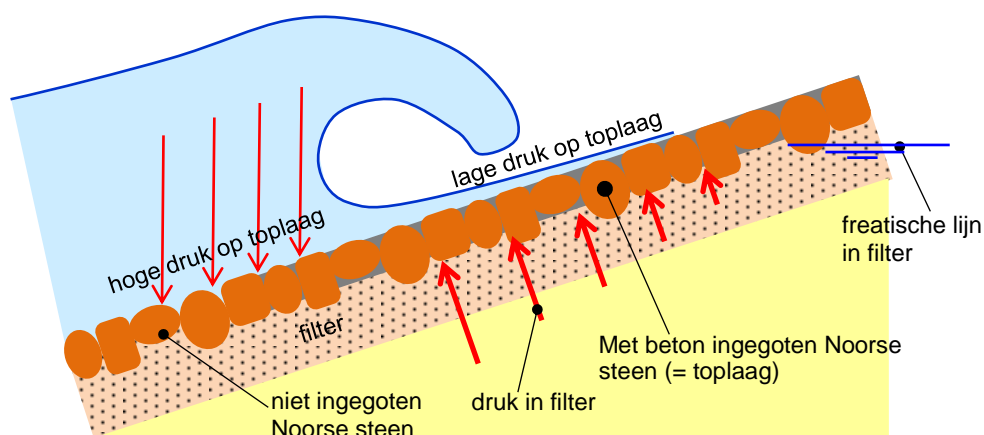
#### 7.1.1 Algemeen

Een bekleding van Noorse steen, die goed is ingegoten met beton, gedraagt zich als een monoliet plaat met geringe doorlatendheid. Door de grote samenhang in de toplaag zal de hydraulische belasting door het langs het talud stromende water tijdens golfoploop en golfneerloop geen belangrijke belasting opleveren. Belangrijker zijn de golfklappen, want die kunnen lokaal spanningen in de toplaag veroorzaken, die kunnen leiden tot scheuren. De belangrijkste belasting is waarschijnlijk de opwaartse verschildruk die ontstaat tijdens golfneerloop.

De voorbeeldberekeningen in dit hoofdstuk hebben betrekking op de schaal en afmetingen in de Deltagoot.

#### 7.1.2 Stijghoogteverschil over de toplaag tijdens golfneerloop

Tijdens golfneerloop is er een zone op het talud waar nog slechts een dun waterlaagje aanwezig is, terwijl het doorlatende filter onder de bekleding nog volledig gevuld is met water. Het water in het filter geeft een opwaartse druk, die in deze zone niet gecompenseerd wordt door waterdruk aan de bovenzijde van de bekleding, zie Figuur 7.1.



Figuur 7.1 Schematische weergave van druk op de toplaag en in het filter.

Als de golven groot genoeg zijn om een flinke golfneerloop te veroorzaken, wordt de verschildrukken over de toplaag zodanig dat er een netto opwaartse kracht is in een bepaalde zone. Hoe groter de golven hoe breder deze zone en hoe groter deze opwaartse kracht. Bij een bepaalde golfhoogte zal de toplaag niet meer in staat zijn om dit te weerstaan, en barst de toplaag open.



Met de formules die ontwikkeld zijn in het kader van het steenzettingenonderzoek kan deze verschuldruk berekend worden. Om praktische redenen wordt er niet gerekend met druk maar met stijghoogte. Deze zijn als volgt gerelateerd:

$$\phi = \frac{p}{\rho g} + z \quad (7.1)$$

Met:

- $\phi$  = stijghoogte ten opzichte van het referentieniveau (meestal de stilwaterlijn) (m)
- $p$  = druk ten opzichte van de atmosferische druk (Pa)
- $\rho$  = soortelijke massa van het water ( $\text{kg/m}^3$ )
- $g$  = versnelling van de zwaartekracht ( $9,8 \text{ m/s}^2$ )
- $z$  = plaatshoogte ten opzichte van het referentieniveau (meestal de stilwaterlijn) (m)

Tijdens maximale golfneerloop is er een stijghoogteverloop op de toplaag zoals getekend in Figuur 7.2. Voor het stijghoogteminimum  $\phi_{\min}$  en de locatie van dat minimum  $x_s$  zijn de volgende formules afgeleid in het steenzettingenonderzoek (Klein Breteler, 2014):

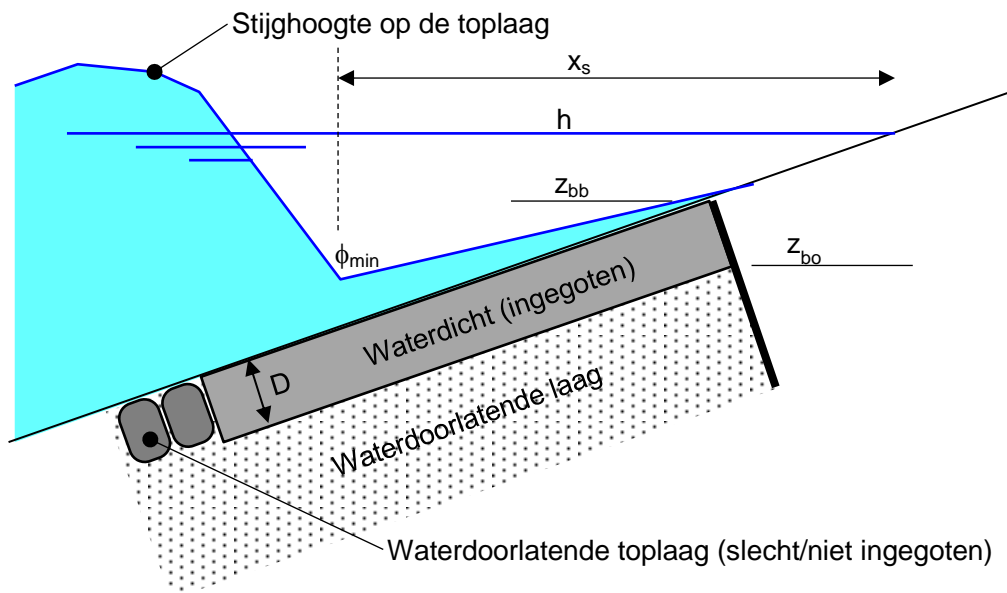
$$\frac{\phi_{\min 2\%}}{H_{m0}} = \max \left\{ -0,16 \left( \frac{\xi_{op}}{\sqrt{\tan \alpha}} \right)^{1,25} ; \frac{-2,5}{1 + 0,9 / \sqrt{\xi_{op}}} \right\} \quad (7.2)$$

$$\frac{x_s}{H_{m0}} \tan \alpha = \min \left\{ 0,25 + 0,11 \frac{\xi_{op}}{\tan \alpha} ; 2,0 \right\} \cdot f_{od,front} \quad (7.3)$$

Met:

- $\phi_{\min 2\%}$  = minimale stijghoogte op de toplaag tijdens maximale golfneerloop, die door 2% van de golven wordt overschreden (m)
- $x_s$  = locatie waar  $\phi_{\min 2\%}$  optreedt, uitgedrukt als horizontale afstand ten opzichte van de waterlijn (m)
- $H_{m0}$  = significante golfhoogte (op basis van energie) (m)
- $\xi_{op}$  =  $\tan \alpha / \sqrt{(H_{m0} / (1,56 T_p^2))}$  = brekerparameter (-)
- $s_{op}$  =  $H_{m0} / (1,56 T_p^2)$  = golfsteilheid op basis van diepwater golflengte (-)
- $T_p$  = golfperiode bij de piek van het spectrum (s)
- $\alpha$  = taludhelling ( $^\circ$ )
- $f_{od,front}$  = invloedsfactor in verband met ondiepe voorlanden (= 1 in dit geval) (m)

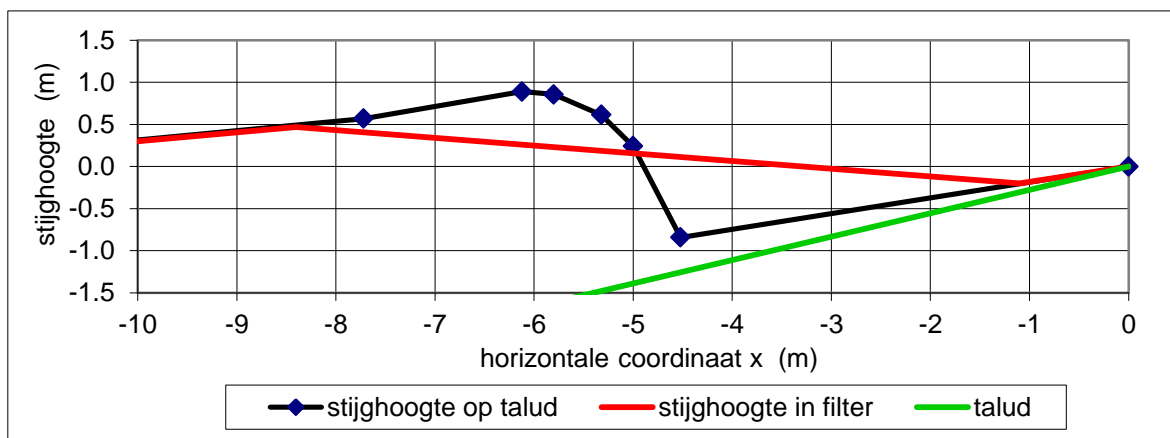
Laag op het talud is de Noorse steen slecht of niet ingegoten met beton, waardoor er daar sprake is van enige doorlatendheid van de toplaag. Via deze zone kan water binnendringen in het filter. De stijghoogte in het filter onder de Noorse steen wordt enerzijds bepaald door het niveau van de freatische lijn in het filter en anderzijds door de stijghoogte op het talud ter plaatse van de doorlatende zone van de toplaag. Voor de dijk Eemshaven - Delfzijl is te verwachten dat de freatische lijn in het filter in de buurt van de stilwaterlijn zal zijn tijdens stormomstandigheden, omdat de buitenwaterstand dan hoger is dan de bovenste overgang. Tijdens de golfneerloop van een grote golf zal er ter plaatse van de doorlatende zone van de toplaag een hoge stijghoogte zijn, zoals geschetst in Figuur 7.2.



Figuur 7.2 Schematisch stijghoogteverloop op de toplaag tijdens maximale golfneerloop.

Voor de zwaarste ontwerp golfcondities langs de dijk Eemshaven - Delfzijl is met bovenstaande formules het stijghoogteverloop op de toplaag gegeven in Figuur 7.3. In deze figuur is het stijghoogteverloop getekend dat door 2% van de golven wordt overschreden bij een significante golfhoogte van  $H_{m0} = 1,57$  m en een golfsteilheid  $s_{op} = 0,04$ , hetgeen overeenkomt met proef N04 in de Deltagoot.

Tevens is het stijghoogteverloop in het filter gegeven, dat vanwege de ondoorlatende toplaag lineair verloopt van de bovenste overgang (bij  $x = -1,1$  m) tot de overgang naar het niet ingegoten deel van de steenzetting ( $x = -8,4$  m). Op beide locaties is de stijghoogte in het filter gelijk aan die op de toplaag, want voor de eerste geldt dat tijdens de proeven is geconstateerd dat er nauwelijks water uit de ontluftingsgaten komt tijdens golfneerloop en voor de tweede geldt dat daar de toplaag open is (niet ingegoten).



Figuur 7.3 Stijghoogteverloop op de toplaag en in het filter (2% overschrijdingswaarde bij  $H_{m0} = 1,57$  m en  $s_{op} = 0,04$ ).

Het grootste stijghoogteverschil treedt op bij  $x = -4,5$  m en bedraagt daar 0,95 m. Dit stijghoogteverschil kan vergeleken worden met het eigengewicht van de toplaag onder water.

Het gemiddelde eigengewicht onder water per  $m^2$  is  $\Delta D = 0,43$  m. Hieruit blijkt dat de maximale opwaartse kracht veel groter is dan het eigengewicht. Uit Figuur 7.3 valt af te leiden dat in een zone met breedte van 2,2 m de opwaartse kracht groter is dan het eigengewicht.

### 7.1.3 Belastingreductie door het bewegen van de toplaag

Zodra de toplaag door de opwaartse kracht gaat bewegen, ontstaat er een veel gecompliceerdere situatie dan bovenstaand beschreven is. De beweging is namelijk alleen mogelijk als er water door het filter naar de bewegende toplaag stroomt. Hoe sneller de beweging van de toplaag hoe sneller het water door het filter moet toestromen. De stroming door het filter zorgt voor een verlaging van de stijghoogte onder de bewegende toplaag, die daardoor een kleinere opwaartse kracht te verwerken krijgt en dus minder snel gaat bewegen.

Dit fenomeen is te vergelijken met het vastgezogen lijken van een vlak perspex plaatje op de vlakke bodem van een bak water. Met een touwtje aan het perspex plaatje kan men zich voorstellen dat het gemakkelijk omhoog te trekken is als er een langzame beweging wordt gemaakt. Maar als we het plaatje heel snel omhoog willen trekken, lijkt het vastgezogen te zitten op de bodem.

Het grote stijghoogteverschil dat bovenstaand is berekend, is maar heel kort aanwezig. Na orde een halve seconde is de golf al zoveel verder dat het stijghoogteverschil verdwenen is. De beweging zal dus snel moeten zijn, om enige verplaatsing van betekenis te geven. Daardoor zal een kleine beweging van de toplaag al een groot effect hebben op het stijghoogteverschil. De toplaag lijkt vastgezogen te zitten op het filter.

Ook de doorlatendheid van het filter speelt hierin een rol. Hoe kleiner de doorlatendheid (bijvoorbeeld door dichtslibbing) hoe groter dit effect en hoe stabiel de toplaag. Voor het huidige modelonderzoek is een vrij doorlatende filterlaag toegepast in vergelijking tot de waarnemingen op de dijk Eemshaven – Delfzijl. Het proefresultaat leidt daardoor tot een veilige (conservatieve) conclusie over de stabiliteit van de dijkbekleding.

De grootte van de stijghoogtereductie als gevolg van de bewegende toplaag is moeilijk te voorspellen. Het is onder andere afhankelijk van de wijze waarop de steenzetting gaat bewegen: als één geheel, roterend, of een deel breekt omhoog na het ontstaan van een scheur. Voor de ingegoten Noorse steen op de dijk Eemshaven - Delfzijl is de stijghoogtereductie bij een beweging van de toplaag van 1 mm/s in de orde grootte van een paar decimeter. De beweging van de toplaag leidt dus tot een flinke belastingverlaging. Deze schatting van de orde van grootte is berekend op basis van een aantal aannames, zoals de grootte van het oppervlak dat omhoog beweegt (hier aangenomen: 3  $m^2$  per m dijk), de doorlatendheid van het filter (hier aangenomen: 100 mm/s) en de afstand tot de doorlatende teen (hier aangenomen: 3 m). Het resultaat is erg gevoelig voor deze aannames, terwijl er nauwelijks informatie over is, waardoor er slechts een orde van grootte kan worden berekend.

### 7.1.4 Sterkte van de toplaag

De sterkte van de toplaag in relatie tot golfaanval bestaat uit twee componenten:

- het eigengewicht van de toplaag
- de samenhang en buigsterkte van de toplaag

Zolang het eigengewicht van de toplaag (onderwatergewicht) groter is dan het stijghoogteverschil, is de stabiliteit verzekerd. Maar als het stijghoogteverschil groter is, hoeft dat nog



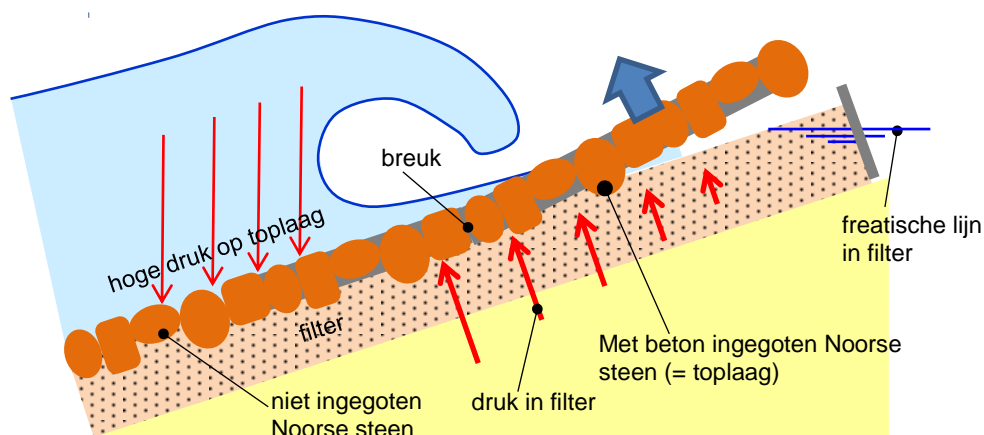
niet te leiden tot instabiliteit. Zoals te zien is in Figuur 7.3 is er slechts een smalle strook waar het stijghoogteverschil groter is dan het eigengewicht. Pas als de gehele toplaag wordt opgelicht, of het buigend moment leidt tot scheuren, zal de steenzetting bezwijken.



Figuur 7.4 Opgebroken proefstuk van ingegoten Noorse steen.

De samenhang in de steenzetting wordt met name verzorgd door het beton. De druksterkte van het beton, dat toegepast is in de Deltagoot, is met drukproeven op kubussen vastgesteld: ca. 30 N/mm<sup>2</sup>. Bij een dergelijke betonkwaliteit is een treksterkte van ongeveer 1,3 N/mm<sup>2</sup> te verwachten. Tijdens het tweede deel van het proevenprogramma was de beton al wat ouder en zal de sterkte ook iets groter zijn. Gezien de leeftijd wordt een treksterkte van ca 1,5 N/mm<sup>2</sup> geschat.

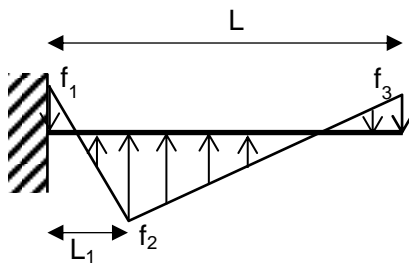
Bij het slopen van een proefstuk van Noorse steen dat ingegoten is met beton is vastgesteld dat de hechting van het beton aan de Noorse stenen vrij beperkt is. Dat maakt dat de gemiddelde treksterkte van de toplaag een stuk kleiner is dan die van het beton alleen. Op de foto van het proefstuk dat open gesloopt is (Figuur 7.4) is ook duidelijk te zien dat de onderzijde van de toplaag niet te vergelijken is met een netjes gestorte betonbalk. Het is te verwachten dat de sterkte 2 à 5 maal kleiner is dan een normale betonbalk als de trekzone aan de onderzijde zit. Aan de bovenzijde is er veel meer beton aanwezig, waardoor de sterkte wat groter zal zijn als de trekzone aan de bovenzijde zit. Maar ook daar leidt de slechte hechting van het beton aan de Noorse steen tot een lagere sterkte.



Figuur 7.5 Veronderstelde bezwijkvorm waarbij het bovenste deel van de Noorse steen losbreekt van het onderste deel.

Voor het berekenen van de optredende spanningen in het beton, in de situatie waarbij er een groot stijghoogteverschil is, moet er een aanname gedaan worden ten aanzien van de wijze van bezwijken. De grootste spanningen ontstaan als het bovenste deel van de steenzetting losbreekt van het onderste deel, zoals getoond in Figuur 7.5.

Een dergelijk bezwijkproces kan bij benadering vereenvoudigd worden tot een ingeklemde ligger, zie Figuur 7.6.



Figuur 7.6 Schematisatie tot ingeklemde ligger.

Het grootste moment in de ligger kan als volgt berekend worden (per m dijk lengte):

$$M_{\max} = L_1^2 \left( \frac{1}{3} f_2 - \frac{1}{6} f_1 \right) - \frac{1}{2} (L - L_1) (L + L_1) f_3 + (L - L_1) \left( \frac{1}{3} L_1 + \frac{1}{6} L \right) (f_2 + f_3) \quad (7.4)$$

Met:

- $M_{\max}$  = maximum moment in de toplaag per meter dijk (Nm)
- $L$  = lengte van de toplaag vanaf de potentiële breuk (m)
- $L_1$  = afstand van de breuk tot het punt met grootste stijghoogteverschil (m)
- $f_1$  = verschil tussen stijghoogteverschil en het eigengewicht bij de breuk, uitgedrukt in  $\text{N/m}^2$  (Pa)
- $f_2$  = verschil tussen stijghoogteverschil en het eigengewicht op de locatie met het maximale stijghoogteverschil, uitgedrukt in  $\text{N/m}^2$  (Pa)
- $f_3$  = verschil tussen stijghoogteverschil en het eigengewicht aan het eind van de toplaag, uitgedrukt in  $\text{N/m}^2$  (Pa)

Het eigengewicht is omgerekend naar een equivalente druk per vierkante meter door het gewicht te delen door  $\rho_w g$  (soortelijke massa van het water en de versnelling van de zwaartekracht).

De maximale trekspanning als gevolg van dit buigend moment in een homogeen geschematiseerde toplaag met dikte  $D$  kan als volgt berekend worden:

$$\sigma_{\text{trek}} = \frac{M_{\max}}{BD^2 / 6} \quad (7.5)$$

Met:

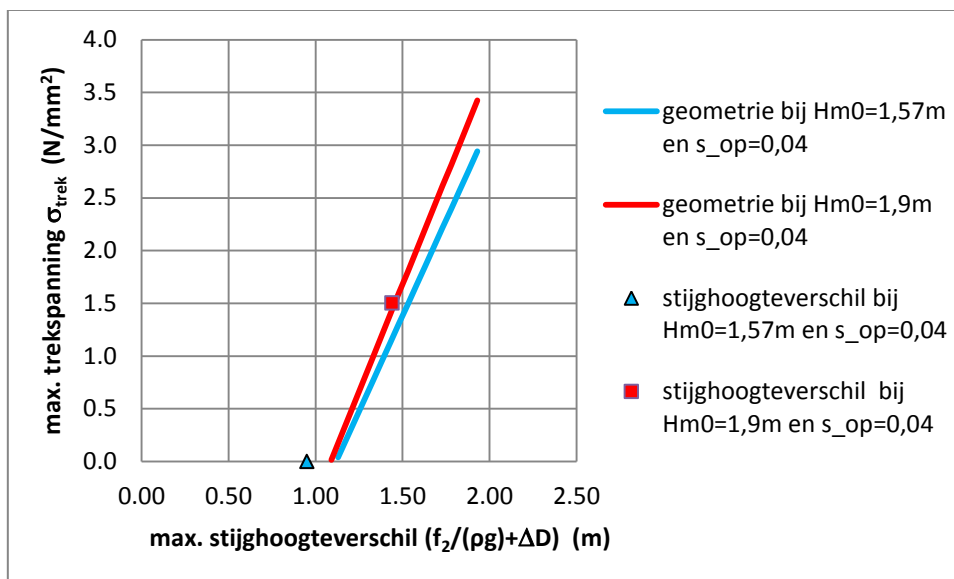
- $\sigma_{\text{trek}}$  = trekspanning als gevolg van het buigend moment ( $\text{N/m}^2$ )
- $B$  = eenheid van lengte van de dijk (= 1 m)
- $D$  = toplaagdikte (m)

De werkelijke spanningen in de onderzijde van de toplaag wijken hier iets van af, omdat langs de randen van de modelopstelling de toplaag iets dikker is gemaakt. Dit effect is niet erg groot en wordt hier ter vereenvoudiging genegeerd.

Met bovenstaande formules kan de maximale trekspanning berekend worden voor de belastingsituatie van Figuur 7.3. Als lengte  $L$  kiezen we de lengte waarover het stijghoogteverschil een omhoog gerichte kracht geeft ( $L = 4,9$  m). In de figuur is verder te zien dat het maximale stijghoogte verschil op  $L_1 = 0,5$  m optreedt. De grootte ervan is gelijk aan het maximale stijghoogteverschil minus het eigengewicht:  $f_2 = 9,5 - 4,3 = 5,2$  kPa. Voor de belasting bij de uiteinden wordt gekozen voor een waarde in de buurt van het eigengewicht:  $f_1 = 4,5$  kPa, en  $f_3 = 4,0$  kPa.

Dit leidt vervolgens tot de conclusie dat er geen trekspanningen aan de onderzijde ter plaatse van de inklemming zijn. Het eigengewicht is bij deze belasting nog zodanig dat de toplaag niet volgens deze bezwijkvorm omhoog gaat bewegen. Pas als  $f_2 > 7$  kPa gaat de toplaag omhoog en ontstaat er een buigend moment in de toplaag (als de overige parameters hetzelfde blijven). Het maximale stijghoogteverschil is dan ongeveer 1,1 m. In Figuur 7.7 is de maximale trekspanning als functie van het stijghoogteverschil ( $f_2/(\rho_w g) + \Delta D$ ) gegeven. De blauwe lijn is de case van Figuur 7.3 en met de driehoek is de grootte van het optredende maximale stijghoogteverschil aangegeven.

De toelaatbare trekspanning in de toplaag is ongeveer 0,3 à 0,8 N/mm<sup>2</sup>.



Figuur 7.7 Maximale trekspanning in de toplaag als functie van het maximale stijghoogteverschil.

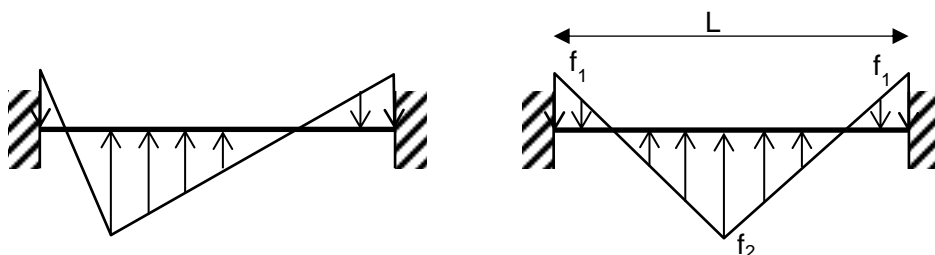
Dit betekent dat de belastingsituatie van Figuur 7.3, die berekend is met  $H_{m0} = 1,57$  m, niet toereikend is om de aangenomen manier van bezwijken te laten plaatsvinden. Het bezwijken op deze manier kan alleen bij een grotere golfhoogte.

Daarom is ook een berekening uitgevoerd met  $H_{m0} = 1,9$  m. Dan worden de parameters:  $L = 5,1$  m,  $L_1 = 0,7$  m,  $f_1 = 4,5$  kPa,  $f_2 = 10,1$  kPa en  $f_3 = 4,0$  kPa. Het maximale stijghoogteverschil is hierbij zodanig dat de toplaag wel omhoog gaat. De maximale trekspanning wordt dan  $\sigma_{\text{trek}} = 1,5$  N/mm<sup>2</sup>. Ook deze case is gegeven in Figuur 7.7, namelijk met een rode lijn en het rode blokje.

Uit beide cases blijkt dat het stijghoogteverschil heel groot moet zijn om de toplaag te laten bewegen. Zodra het stijghoogteverschil daarvoor groot genoeg is, stijgt de trekspanning snel

met toenemend stijghoogteverschil. Op basis hiervan wordt geconcludeerd dat het eigengewicht van de toplaag veruit het belangrijkste voor de sterkte is. Zodra het eigengewicht wordt overschreden, breekt de toplaag snel.

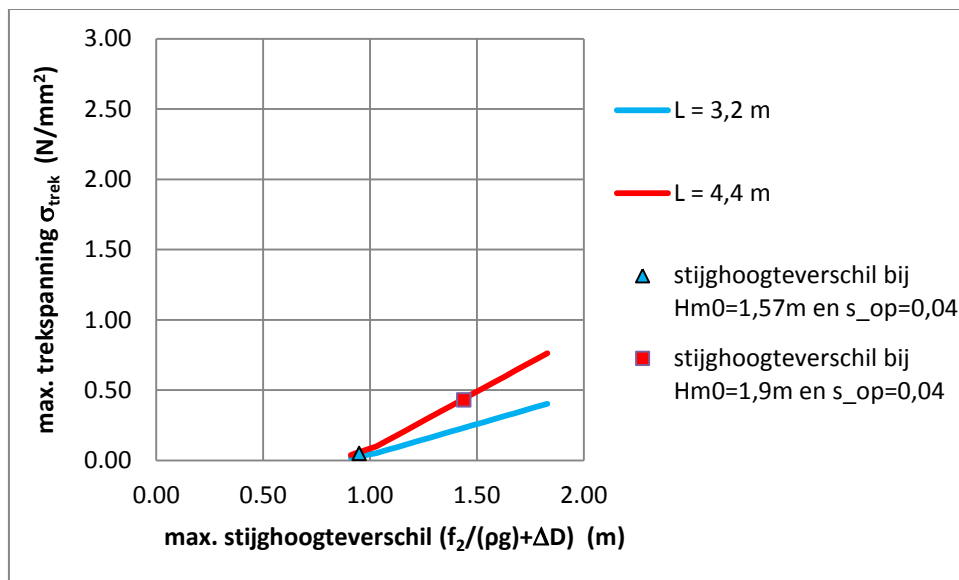
Anderzijds is het ook denkbaar dat er drie scheuren tegelijk optreden: een scheur in de buurt van het maximale stijghoogteverschil en scheuren er iets onder en iets boven. De belasting-situatie kan dan geschematiseerd worden zoals gegeven in Figuur 7.8.



Figuur 7.8 Schematische weergave van zone met groot opwaarts stijghoogteverschil (rechts: vereenvoudigd voor de berekeningen).

Bij de inklemming ontstaat het grootste buigend moment. Daar is de toplaag ook het zwakste, omdat de trekzijde dan aan de onderzijde zit. Het moment is als volgt te berekenen:

$$M_{\max} = \left( \frac{5}{96} f_2 - \frac{1}{12} f_1 \right) L^2 \tag{7.6}$$



Figuur 7.9 Maximale trekspanningen als functie van het stijghoogteverschil bij het bezwijken mechanisme met drie scheuren.

Samen met formule (7.5) kan hiermee de trekspanning in de toplaag berekend worden. De waarde van L is geschat op 1 m langer dan de zone waarin het stijghoogteverschil groter is dan het eigengewicht. Het resultaat van de berekeningen is te zien in Figuur 7.9.

In deze figuur valt op dat de trekspanningen al bij een iets kleiner stijghoogteverschil aanwezig zijn dan in Figuur 7.7. De helling van de lijn is echter veel flauwer, waardoor in de buurt van de sterkte van de toplaag ( $\sigma_{\text{toelaatbaar}} \approx 0,3 \text{ à } 0,8 \text{ N/mm}^2$ ) de case uit Figuur 7.7 maatgevend is.

### 7.1.5 Stabiliteitsformule

Uit het bovenstaande kan geconcludeerd worden dat de belangrijkste belasting van ingegoten Noorse steen waarschijnlijk bestaat uit de opwaartse verschildruk die ontstaat tijdens golfneerloop. Het maximale stijghoogteverschil dat door 2% van golven wordt overschreden is bij een golfhoogte van  $H_{m0} = 1,57 \text{ m}$  (proef N04) al aanzienlijk groter dan het eigengewicht van de bekleding in de Deltagoot. Er is dan een brede zone van orde twee meter waar het stijghoogteverschil groter is dan het eigengewicht.

Zodra echter de toplaag een opwaartse beweging gaat maken, neemt het stijghoogteverschil af. Er moet namelijk water toestromen naar de bewegende toplaag, en dat gaat gepaard met een stijghoogtereductie onder de bewegende toplaag. De steenzetting lijkt vastgezogen te zitten op het filter. Dat reduceert het stijghoogteverschil met een paar decimeter.

Door de grote samenhang in de toplaag is de ingegoten Noorse steen in staat om een groot stijghoogteverschil te weerstaan, zonder te bezwijken. Als bij toenemende golfhoogte het stijghoogteverschil een bepaalde grens overschrijdt, neemt de maximale trekspanning in de toplaag snel toe, leidend tot breuk. Hieruit kan worden afgeleid dat het eigengewicht van de toplaag een dominante rol heeft in de sterkte, en dat de treksterkte van de toplaag minder belangrijk is. Daardoor is de dimensieloze parameter  $H_{m0}/(\Delta D)$  ook voor dit type steenzetting belangrijk voor het beschrijven van de belasting ten opzichte van de sterkte.

Bij steenzettingen wordt de stabiliteit op het eenvoudigste niveau beschreven met de volgende black-box formules:

- Betonzuilen: 
$$\frac{H_{m0}}{\Delta D} = F \cdot \xi_{om}^{-1/3} \quad (7.7)$$

- Met gietasfalt ingegoten basalt: 
$$\frac{H_{m0}}{\Delta D} = F \cdot \xi_{om}^{-2/3} \quad (7.8)$$

Met:

F = stabiliteitsparameter (-)

$\xi_{om}$  =  $\tan\alpha/\sqrt{s_{om}}$  = brekerparameter (-)

$\alpha$  = taludhelling (of equivalente taludhelling bij variërende taludhelling in het dwarsprofiel) (°)

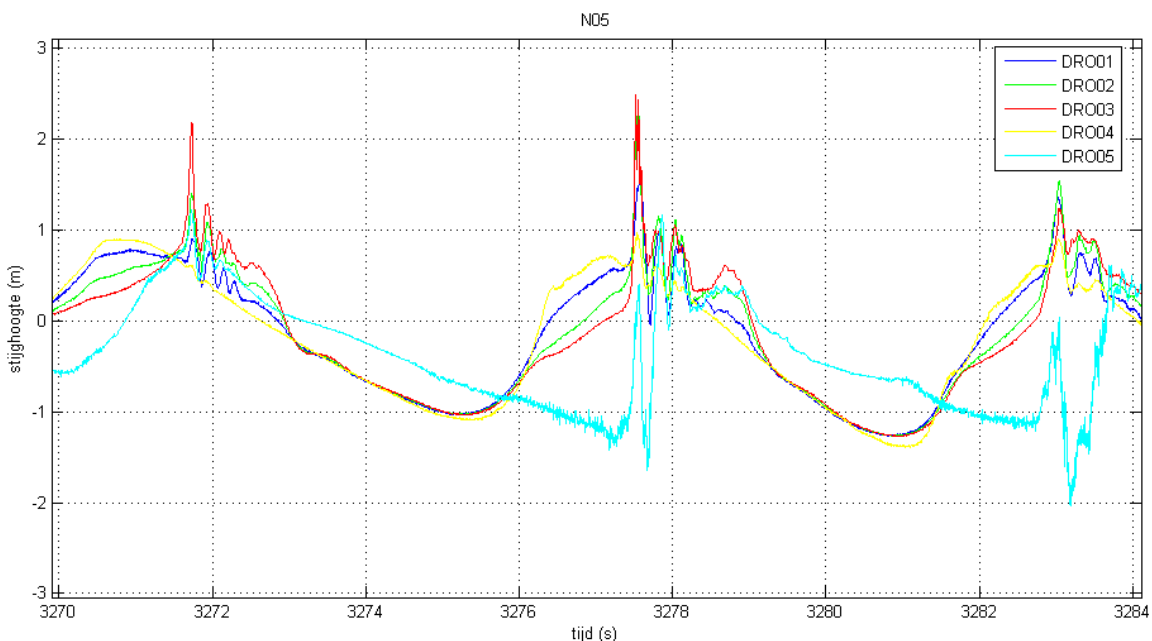
$s_{om}$  =  $H_{m0}/(g/(2\pi T_{m-1,0}^2))$  = golfsteilheid op basis van de spectrale golfperiode (-)

Hoewel een met gietasfalt ingegoten steenzetting van basalt het meeste lijkt op de ingegoten Noorse steen, lijkt om aan de hand van de proefresultaten het toch logischer te kiezen voor de eerste formule. Er is namelijk geen grote afname van de stabiliteit geconstateerd als functie van  $\xi_{om}$ . Daarom wordt gekozen voor de eerste formule. Het Deltagootonderzoek is erop gericht de waarde van de stabiliteitsparameter F te bepalen.

## 7.2 Analyse van de drukopnemers

In de modelopstelling zijn enkele drukopnemers geplaatst om gegevens te verzamelen ter ondersteuning van de interpretatie van de proefresultaten. De locatie van deze opnemers is gegeven in paragraaf 4.3 (Figuur 4.1). De drukopnemers 1 t/m 3 zaten onder de toplaag in het filter en de drukopnemers 4 en 5 zaten op de toplaag.

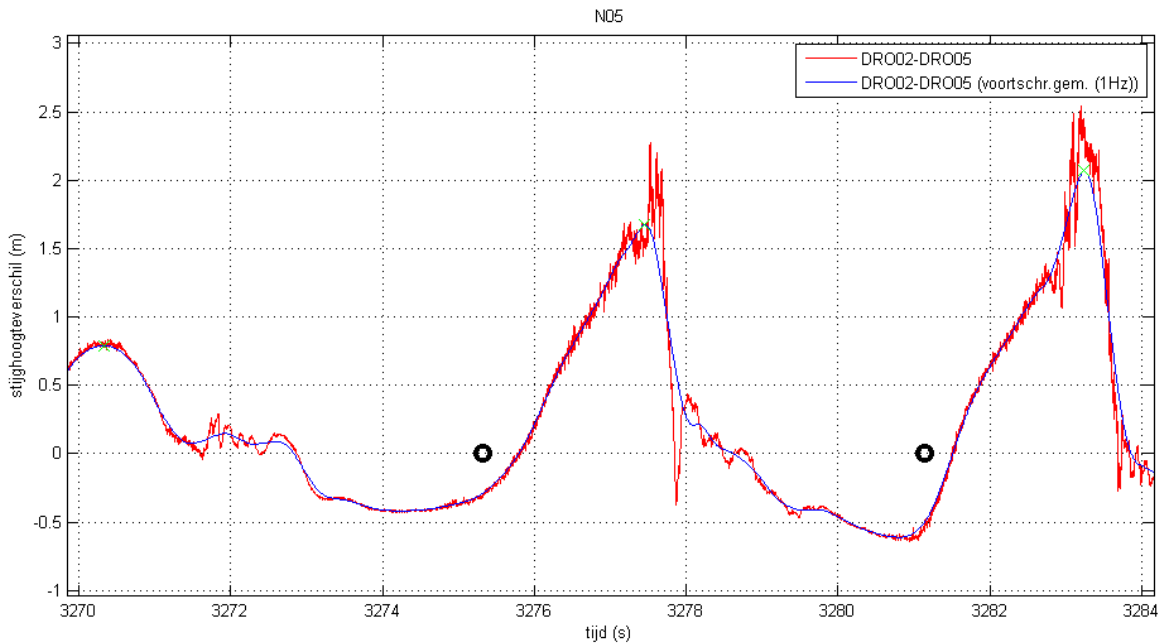
Het signaal van de drukopnemers in de tijd laat duidelijk de golfcyclus zien, zie als voorbeeld Figuur 7.10. Rond 3272 s, 3278 s en 3283 s is er sprake van een golfklap op de bekleding, te herkennen aan het sterk fluctueren van de druk op de bekleding met uitschieters naar boven. Daarna volgt er een fase waarin alle drukken geleidelijk afnemen totdat de volgende golf eraan komt. Als eerste begint de druk in opnemer 4 op te lopen, want deze is meer zeewaarts gelegen dan opnemer 5. De druk onder de toplaag (opnemer 1 t/m 3) begint gelijk op te lopen met drukopnemer 4, want als de golf bij drukopnemer 4 is aangekomen, wordt de daarmee samenhangende druk via het niet-ingegoten deel van de bekleding ook direct doorgegeven aan het filter. Dit komt overeen met de theoretische beschouwingen uit paragraaf 7.1.



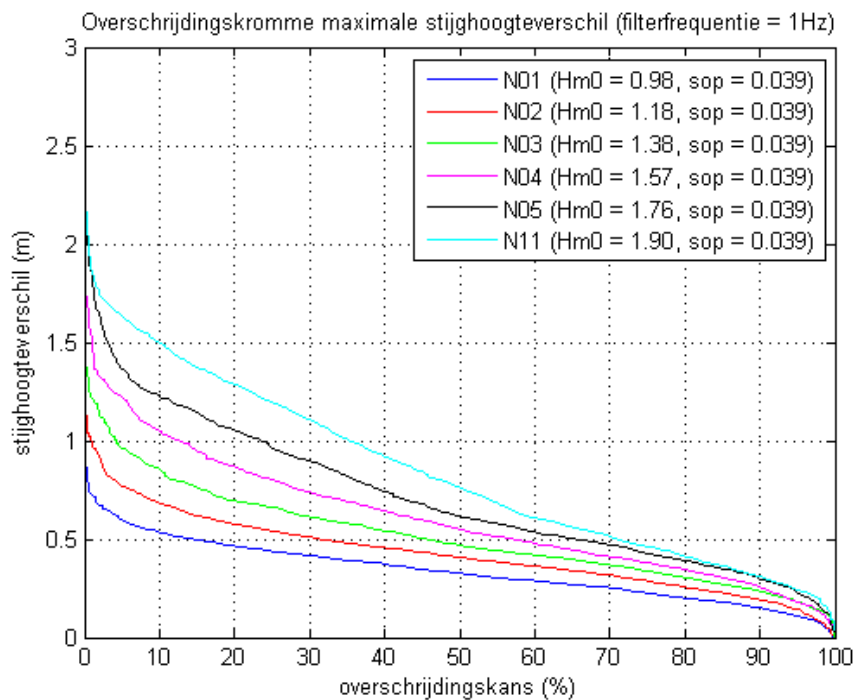
Figuur 7.10 De stijghoogte ter plaatse van de drukopnemers tijdens een golf in proef N05 met extreem groot stijghoogteverschil.

Op het moment  $t = 3283$  s is er een bijzondere situatie. Aan de hand van de drukopnemers is te zien dat er een golfklap op het talud plaatsvindt, maar de druk in opnemer 5 blijft nog heel lang erg laag. Vermoedelijk is de golfklap extreem laag op het talud neergekomen. Ter plaatse van de golfklap is er weliswaar een hoge druk op de toplaag, maar iets hoger op het talud (ter plaatse van drukopnemer 5) is dat niet te merken. Daardoor is er een relatief lage druk op het talud ter plaatse van drukopnemer 5 en een hoge druk in het filter onder de toplaag. Dit geeft een zeer groot stijghoogteverschil dat de toplaag wil oplichten. Dit stijghoogteverschil is echter vrij lokaal aanwezig, want ter plaatse van drukopnemer 4 is er nauwelijks sprake van een stijghoogteverschil, en daartussen waarschijnlijk ook niet, want daar valt de golfklap op dit moment op het talud.

Het verloop van het stijghoogteverschil is te zien in Figuur 7.11. Het blijkt gedurende korte tijd maar liefst 2 à 2,5 m te zijn.



Figuur 7.11 Het stijghoogteverschil over de toplaag ter plaatse van de drukopnemers DRO02 en DRO05 tijdens de in Figuur 7.10 weergegeven golf.

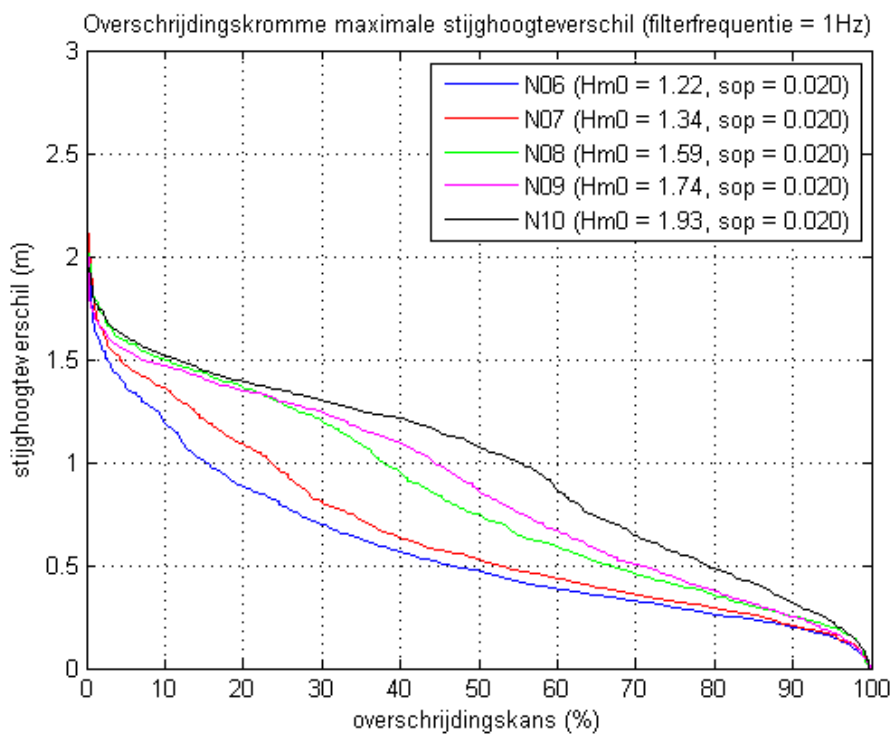


Figuur 7.12 Overschrijdingskrommen van het maximale stijghoogteverschil per golf voor enkele proeven met  $s_{op} = 0,04$ .

Van alle golven in de proeven is het maximale stijghoogteverschil berekend en uitgezet in een figuur als functie van het overschrijdingspercentage, zie Figuur 7.12 en Figuur 7.13.



Omdat zeer kortdurende stijghoogteverschillen niet in staat zijn enige beweging in de toplaag te krijgen, is het verschilsignaal eerst gefilterd. Het gefilterde signaal is de blauwe lijn in Figuur 7.11. In deze figuur is te zien dat de grootste stijghoogteverschillen in de orde grootte van 1,5 à 2,0 m liggen. Dat is meer dan het eigen gewicht en zou de steenzetting in beweging kunnen zetten. Dat dit toch niet is gebeurd komt waarschijnlijk doordat het grote stijghoogteverschil maar vrij plaatselijk optreedt en doordat bij het in beweging komen van de toplaag, het stijghoogteverschil afneemt (zie paragraaf 7.1.3).



Figuur 7.13 Overschrijdingskrommen van het maximale stijghoogteverschil per golf voor enkele proeven met  $s_{op} = 0,02$ .

Het berekende stijghoogteverschil met de methode van paragraaf 7.1.2 bij een golfhoogte van  $H_{m0} = 1,57$  m en golfsteilheid van  $s_{op} = 0,04$  is 0,95 m en bij  $H_{m0} = 1,9$  m is de berekende waarde van het stijghoogteverschil 1,44 m. In Figuur 7.12 is te zien dat dit overeenkomt met de gemeten waarde bij een overschrijdingsfrequentie van ongeveer 15%.

De belangrijkste reden voor de verschillen tussen de gemeten stijghoogteverschillen en de berekende waarden is dat de grootste stijghoogteverschillen waarschijnlijk gemeten zijn op het moment dat er al een golfklap gaande was, terwijl in de theorie aangenomen is dat dit alleen gebeurt na het optreden van het grootste stijghoogteverschil. Als zo'n groot stijghoogteverschil tijdens de golfklap optreedt, is dat een vrij lokale belasting die de ingegoten Noorse steen goed kan weerstaan. Deze extreme stijghoogteverschillen die tijdens een golfklap optreden, zijn niet de belangrijkste bedreiging voor de stabiliteit van de ingegoten Noorse steen.

### 7.3 Stabiliteit van de beproefde steenzetting in de Deltagoot

De proeven in de Deltagoot hebben opgeleverd dat geen bezwijken optreedt bij een golfhoogte van  $H_{m0} = 1,9$  m bij zowel korte golven (golfsteilheid  $s_{op} = 4\%$ ), lange golven (golfsteilheid  $s_{op} = 2\%$ ) als een langeduurbelasting.

De langeduurproeven hebben laten zien dat zelfs na ruim 20 uur golven er geen tekenen van degeneratie, vervorming of schade optraden. De proeven hebben de indruk gegeven dat de stabiliteitsreductie als functie van de belastingduur bij dit type bekleding gering is. Daarom is er hier voor gekozen om voor het afleiden van de stabiliteitsformule voor ingegoten Noorse steen uitsluitend te kijken naar de korteduurproeven en de invloed van de belastingduur te verwaarlozen.

Voor het interpreteren van de proefresultaten ten behoeve van het afleiden van een stabiliteitsformule lopen we tegen het probleem aan dat er geen proeven zijn waarbij de ingegoten Noorse steen is bezweken. Zoals gebruikelijk bij andere type steenzettingen (Klein Breteler, 2016) wordt dan net gedaan alsof bij een volgende proef met hogere golven wel bezwijken zou zijn opgetreden, aannemende dat de golfhoogte stap voor stap wordt verhoogd met stappen van 15% golfhoogtetoeename. Er wordt in feite een virtuele proef toegevoegd aan serie 1 en 2 met een 15% hogere golfhoogte en er wordt aangenomen dat daarbij de bekleding bezwijkt. Dit is een conservatieve (veilige) aanpak.

Dit vormt de basis voor het bepalen van de constante F in de stabiliteitsformule (zie paragraaf 7.1.5):

$$\frac{H_{m0}}{\Delta D} = F \cdot \xi_{om}^{-1/3} \quad (7.9)$$

Met:

$H_{m0}$  = significante golfhoogte (m)

$\Delta$  = relatieve soortelijke massa van de toplaag ten opzichte van het water:  $\Delta = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w$  (-)

$\rho_s$  = representatieve soortelijke massa van de toplaag (gemiddelde van vlinten en beton) ( $\text{kg/m}^3$ )

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

D = representatieve dikte van de toplaag, loodrecht op het talud gemeten (gemiddelde van vlinten en beton) (m)

F = stabiliteitsparameter (-)

Voor elke beschikbaar proef kan de waarde van F bepaald worden en vervolgens kan de maximaal toelaatbare waarde van F daarvan afgeleid worden. De waarden zijn gegeven in Tabel 7.1.

	Korte golven: $s_{op} = 4\%$ , $\xi_{om} = 1,33$ (proef N14)		Lange golven: $s_{op} = 2\%$ , $\xi_{om} = 1,79$ (proef N10)	
	$H_{m0}/(\Delta D)$	F	$H_{m0}/(\Delta D)$	F
Geen bezwijken	4,48	4,92	4,43	5,38
Fictieve proef met bezwijken	5,15	5,66	5,10	6,19

Tabel 7.1 Gemeten dimensieloze parameters bij de proeven met grootste golven (geen bezwijken) en de waarden bij een fictieve bezwijkproef.

Net als bij de procedure voor andere steenzettingen (Klein Breteler, 2016) wordt aangenomen dat het omslagpunt van geen bezwijken naar wel bezwijken halverwege tussen de proef bij geen bezwijken en de (fictieve) proef met wel bezwijken ligt. Verder wordt het

gemiddelde resultaat van de korte golven en de lange golven aangehouden als de beste schatting van de waarde van  $F$  bij begin van bezwijken. Dat betekent dat het gemiddelde gebruik moet worden van de vier  $F$ -waarden uit Tabel 7.1, namelijk 5,54.

Tenslotte wordt de volgende veiligheidsfactor gehanteerd (Klein Breteler, 2016):

$$\gamma = 1,1 + 1,89 \cdot \sigma \tag{7.10}$$

Met:

$\gamma$  = veiligheidsfactor (-)

$\sigma$  = standaardafwijking van de proefresultaten ( $H_{m0}/(\Delta D)$  bij bezwijken) (-)

In de procedure wordt een kleine waarde van de standaardafwijking, namelijk  $\sigma = 0,05$ , gehanteerd als er in geen van de drie proevenseries bezwijken is opgetreden, zoals bij het huidige onderzoek met ingegoten Noorse steen. Voor het huidige onderzoek betekent dat:  $\gamma = 1,1 + 1,89 \cdot 0,05 = 1,19$ . Deze veiligheidsfactor wordt gehanteerd omdat er slechts een klein aantal proeven is uitgevoerd.

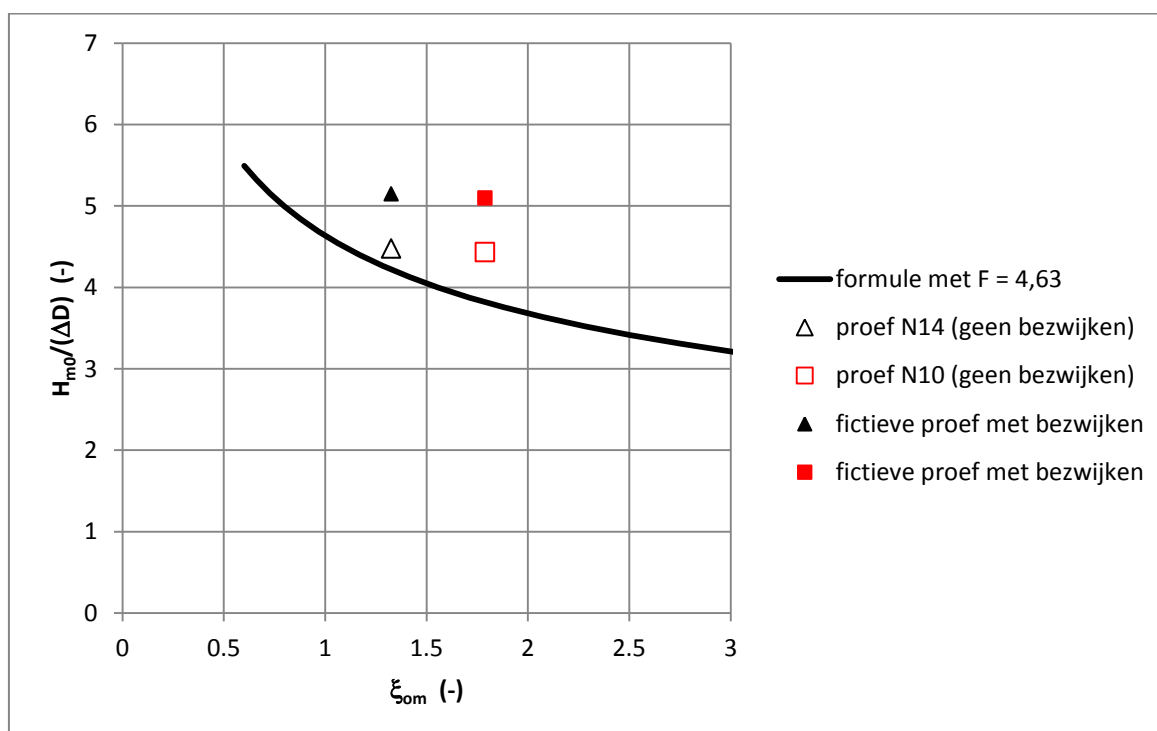
De resulterende waarde van  $F$  uit bovenstaande analyse wordt gedeeld door deze veiligheidsfactor om de maximaal toelaatbare waarde van  $F$  te vinden:  $F_{max} = 5,54/1,19 = 4,63$ . Daarmee wordt het volgende criterium verkregen voor het toetsen van beton-ingegoten Noorse steen:

- Als  $\frac{H_{m0}}{\Delta D} \leq 4,63 \cdot \xi_{om}^{-1/3}$ , dan: voldoet (7.11)

mits in goede staat van onderhoud en met een doorlatende strook onderaan het talud, zodat statische overdruk onder de bekleding kan wegvloeien.

- anders: voldoet niet, Toets op Maat nodig

Deze lijn van formule (7.11) is te zien in Figuur 7.14.



Figuur 7.14 Proeven met grootste golven zonder bezwijken, de fictieve proeven waarbij aangenomen is dat er wel bezwijken optreedt en de resulterende stabiliteitsformule

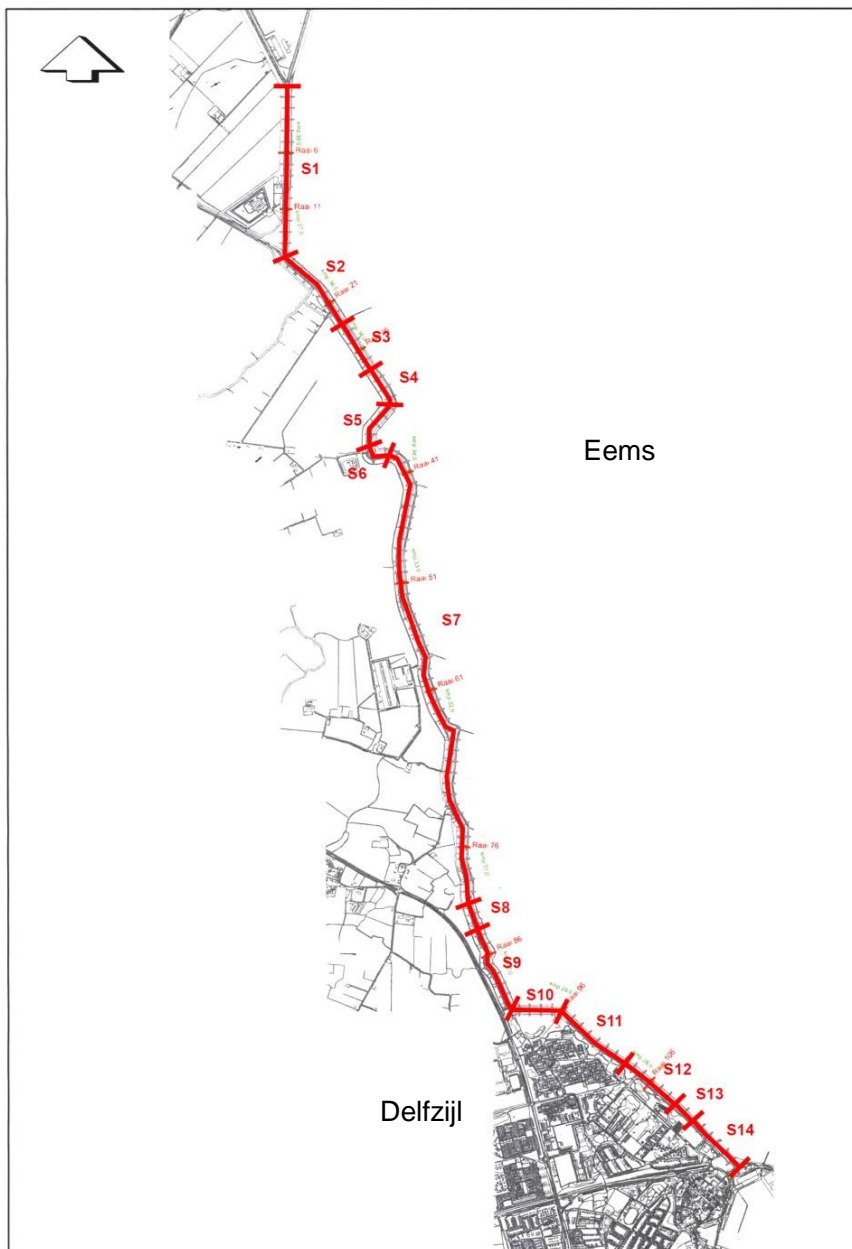
Dit resultaat is gebruikt bij het beoordelen van de Noorse steen op de dijk Eemshaven - Delfzijl in hoofdstuk 8.



## 8 Beoordeling van Noorse steen op dijk Eemshaven - Delfzijl

### 8.1 Dijksecties

Op de dijk Eemshaven - Delfzijl ligt over een lengte van ongeveer 8,8 km op diverse vakken Noorse steen, die ingegoten is met beton. In dit hoofdstuk is de stabiliteit van deze bekledingen beoordeeld op basis van de proefresultaten uit het onderhavige onderzoek (formule (7.11)) en de ontwerpcondities van Van Nieuwkoop en Morris (2015). Voor deze beoordeling is uitgegaan van een goede staat van onderhoud van de bekleding. Een overzicht van de 14 dijksecties is gegeven in Figuur 8.1.



Figuur 8.1 Overzicht van de dijksecties (bron: Grontmij).

Een gedetailleerd zijaanzicht en een overzichtstabel van alle bekledingsvakken is gegeven in bijlage F. In sectie S3 t/m S5, S7 t/m S9 en S11 t/m S14 is Noorse steen aanwezig (groene vakken). In alle gevallen is de Noorse steen ingegoten met beton.

## 8.2 Beoordeling

Voor de beoordeling van de stabiliteit van de bekledingsvakken met Noorse steen zijn eerst de beschikbare hydraulische randvoorwaarden voor het ontwerpen van de bekledingen beschouwd. Door Van Nieuwkoop en Morris (2015) zijn voor diverse typen bekledingen de hydraulische ontwerprandvoorwaarden afgeleid. Hier is gebruikgemaakt van de ontwerprandvoorwaarden die afgeleid zijn voor een steenzetting van blokken, omdat dit qua type de Noorse steen het beste benadert. De hydraulische ontwerprandvoorwaarden voor de andere typen steenzettingen wijken hier overigens weinig van af.

Door Van Nieuwkoop en Morris (2015) zijn tabellen gegeven met waterstanden en bijbehorende golfcondities. Deze zijn gebruikt als uitgangspunt om met Steentoets2014 (Klein Breteler, 2014) de maatgevende waterstand en golfcondities te bepalen. De tabellen zijn ingevoerd in Steentoets, samen met de geometrie van de dijk, en vervolgens zijn door het programma de maatgevende waterstand en de bijbehorende golfcondities bepaald. Het niveau van de beëindiging van de Noorse steen aan de bovenzijde van de bekleding is zeer bepalend voor de maatgevende waterstand.

Een overzicht van de maatgevende golfcondities is voor elk van de vakken met Noorse steen gegeven in Tabel 8.1. In deze tabel is ook het aangehouden niveau van de bovenzijde van de bekleding gegeven.

Sectie	Locatie (km)	Niveau bovenrand (m+NAP)	$H_{m0}$ (m)	$T_{m-1,0}$ (s)	$s_{om}$ (-)	$\tan\alpha_{eq}$ (-)	$H_{m0}/(\Delta D)$ (-)	F (-)
S3	35,8 - 36,3	3,3	1,84	4,94	0,048	0,24	3,07	3,18
S4	35,4 - 35,8	1,4	0,92	3,29	0,054	0,24	1,53	1,53
S5	35,0 - 35,4	3,3	1,84	4,94	0,048	0,24	3,07	3,15
S7A	34,5 - 34,8	3,8	2,12	5,29	0,048	0,24	3,54	3,62
S7B	33,0 - 34,5	3,8	1,49	4,08	0,058	0,24	2,49	2,47
S7C	30,7 - 33,0	3,8	1,64	4,51	0,052	0,24	2,74	2,77
S7D	30,6 - 30,7	3,8	1,76	4,76	0,050	0,24	2,94	2,99
S8	30,3 - 30,6	2,0	1,17	3,54	0,059	0,24	1,94	1,92
S9	29,5 - 30,3	1,8	0,91	3,08	0,061	0,40	1,51	1,77
S11	28,3 - 29,0	3,4	2,36	5,50	0,050	0,25	3,93	4,06
S12	27,7 - 28,3	1,4	1,19	3,81	0,052	0,27	1,98	2,08
S13	27,5 - 27,7	3,8	2,73	5,82	0,052	0,25	4,56	4,71
S14A	27,4 - 27,5	2,3	1,72	4,70	0,050	0,28	2,88	3,12
S14B	27,0 - 27,4	2,3	1,85	4,94	0,049	0,28	3,09	3,36

Tabel 8.1 Maatgevende golfcondities voor de bekledingsvakken met ingegoten Noorse steen.

In deze tabel zijn tevens de belastingparameter  $H_{m0}/(\Delta D)$  en stabiliteitsparameter  $F = \xi_{om}^{1/3} \cdot H_{m0}/(\Delta D)$  gegeven. Deze zijn berekend op basis van het gemiddelde van de eigenschappen op de dijk Eemshaven - Delfzijl. Voor de stabiliteit van de ingegoten Noorse steen zijn de gemiddelde eigenschappen over een oppervlak van vele vierkante meters maatgevend. Per



locatie waar de steenzetting is opengebroken gaat het dus primair om de gemiddelde eigenschappen. Vervolgens is gebleken dat dit gemiddelde nauwelijks varieert langs de dijk. Daarom is voor de gehele dijk gerekend met dezelfde waarde.

Met Tabel 2.1 en de werkwijze van paragraaf 3.5 levert dit het volgende op:

- toplaagdikte van de bekleding:  $D = 0,39$  m
- relatieve soortelijke massa van de bekleding, uitgaande van  $\rho_w = 1025$  kg/m<sup>3</sup>:  $\Delta = 1,53$

Dit leidt tot  $\Delta D = 0,60$  m.

De maatgevende taludhelling  $\tan\alpha_{eq}$  is berekend door Steentoets2014. Dit is het gewogen gemiddelde van de taludhellingen in de zone tussen de maatgevende waterstand en  $H_{m0}$  daaronder.

Van de nieuwe harde bekleding (zie in bijlage F de ruitvormig gearceerde bekleding in het zij-aanzicht van de bekledingsvakken) is geen taludhelling beschikbaar. Voor deze bekledingssegmenten is een taludhelling van 1:4 aangehouden. Dit is in alle gevallen steiler dan of gelijk aan de taludhelling van het hoogst gelegen bekledingssegment, waarvan wel de taludhelling bekend is. De aangehouden taludhelling is daardoor naar verwachting wat steiler dan de werkelijke taludhelling, wat resulteert in een enigszins conservatief resultaat (veilig).

In paragraaf 7.3 is de maximaal toelaatbare waarde van de stabiliteitsparameter  $F_{max}$  afgeleid op basis van de proefresultaten uit de Deltagoot. Hieruit is gebleken dat de maximaal toelaatbare waarde  $F_{max} = 4,63$ .

Er kan nu met Tabel 8.1 geconcludeerd worden dat bij de meeste secties de toelaatbare waarde van  $F_{max}$  groter is dan de optredende waarde bij de ontwerpcondities. In al die gevallen, namelijk de secties S3 t/m S12 en S14, kan daaruit geconcludeerd worden dat de bekledingen met Noorse steen voldoende stabiel zijn, uitgaande van een goede staat van onderhoud van de steenzetting.

Er is één sectie die nog nadere aandacht behoeft, namelijk S13. Voor dit vak loont het de moeite om de hoek van golfaanval mee te wegen in de beoordeling. Volgens Van Nieuwkoop en Morris (2015) is voor sectie S13 de golfrichting bij de maatgevende waterstand  $-8^\circ N$ , terwijl de normaal op de dijk  $+44^\circ N$  is. De golven komen in sectie S13 derhalve onder een hoek van  $52^\circ$  op de dijk aan.

Bij het beoordelen van steenzettingen wordt in Steentoets2014 de invloed van de hoek van golfaanval verdisconteerd met de volgende formule:

$$\gamma_\beta = \left( \cos(\beta - 15^\circ) \right)^{2/3} \quad (8.1)$$

Met:

- $\gamma_\beta$  = invloedsfactor voor de hoek van golfaanval op de steenzetting (-)  
 $\beta$  = hoek van golfaanval ten opzichte van loodrechte aanval ( $^\circ$ )

Deze invloedsfactor wordt gebruikt om de golfcondities bij scheve golfaanval om te rekenen naar loodrechte golfaanval. Dit verkleint de waarde van F:

$$F_{\text{equivalente loodrechte golfaanval}} = \gamma_\beta \cdot F_{\text{scheve golfaanval}} \quad (8.2)$$

Voor de secties S13 leidt dit tot de volgende equivalente waarde van F bij loodrechte golfaanval:  $F_{\text{equivalente loodrechte golfaanval}} = 0,86 \cdot 4,71 = 4,05$ .

Hieruit blijkt dat ook voor sectie S13 geldt dat de ingegoten Noorse steen voldoende stabiel is, uitgaande van een goede staat van onderhoud van de steenzetting.

Hieruit kan geconcludeerd worden dat alle bekledingen met Noorse steen, die zijn ingegoten met beton, voldoende stabiel zijn om de ontwerpcondities te weerstaan, mits de staat van onderhoud van de steenzetting goed is.

Bij het onderhoud moet er op gelet worden dat de massa per vierkante meter niet afneemt en de samenhang in de steenzetting niet in gevaar komt. Dat betekent dat verweerd en loszittend beton moet worden vervangen door nieuw beton en scheuren moeten worden gerepareerd als deze de algehele samenhang in gevaar brengen. Dat laatste is het geval als de scheuren lang, breed of talrijk zijn. Onderaan het talud dient de steenzetting niet volledig ondoorlatend te zijn, om te zorgen dat overtollig water uit het filter kan wegvloeien.

### 8.3 Vooruitblik WBI-2017

Momenteel wordt er hard gewerkt aan het gereed maken van het beoordelings-instrumentarium dat gebruikt gaat worden vanaf 2017 (WBI-2017). Een van de mogelijke veranderingen is de invoering van een veiligheidsfactor voor het beoordelen van steenzettingen. Hoewel er nog discussies lopen over de grootte hiervan en het al dan niet meetellen van reststerkte hierbij, kan al wel gesteld worden dat in het ongunstigste geval deze veiligheidsfactor 1,1 wordt. Dat betekent dat in de toetsing gerekend moet worden alsof de steenzetting 10% dunner is.

In deze paragraaf zijn de consequenties van het invoeren van zo'n veiligheidsfactor voor de beoordeling van de Noorse steen op de dijk Eemshaven – Delfzijl bepaald.

De veiligheidsfactor kan eenvoudig verdisconteerd worden in de maximaal toelaatbare waarde van de stabiliteitsparameter. Hierdoor wordt deze als volgt:  $F_{\text{veilig}} = F_{\text{max}}/1,1 = 4,21$ . Als de actuele waarde op de dijk Eemshaven - Delfzijl bij de maatgevende golfcondities kleiner is dan deze waarde, voldoet de bekleding ook als er een veiligheidsfactor van 1,1 is verdisconteerd.

Er kan nu met Tabel 8.1 geconcludeerd worden dat bij de meeste secties  $F_{\text{veilig}}$  groter is dan de optredende waarde bij de ontwerpcondities. In al die gevallen, namelijk de secties S3 t/m S12 en S14, is de ingegoten Noorse steen voldoende stabiel, ook als er een veiligheidsfactor van 1,1 wordt gehanteerd. Voor S3 was in de vorige paragraaf berekend dat wanneer er rekening gehouden wordt met de hoek van golfaanval, de waarde van  $F$  daalt naar 4,05. Dat betekent dat ook voor deze sectie geldt dat de ingegoten Noorse steen voldoende stabiel is, ook als er een veiligheidsfactor van 1,1 wordt gehanteerd.

Geconcludeerd kan worden dat voor alle steenzettingen met Noorse steen, die zijn ingegoten met beton en in goede staat van onderhoud verkeren, geldt dat de stabiliteit voldoende is om de ontwerpcondities te weerstaan, zelfs als een veiligheidsfactor van 1,1 wordt gehanteerd.

## 9 Conclusies

In het kader van het onderzoek voor de POV-Waddenzeedijken is de stabiliteit bij golfaanval onderzocht van Noorse steen, die ingegoten is met beton. Dit onderzoek is uitgevoerd met behulp van modelproeven in de Deltagoot van Deltares. Het is enerzijds gericht op het verbeteren van de beschikbare rekenmethode voor Noorse steen die ingegoten is met beton en anderzijds voor de concrete beoordeling van de Noorse steen op de dijk Eemshaven - Delfzijl.

In de Deltagoot is een dijk met talud van 1:3,6 gebouwd met in de golfaanvalszone een steenzetting van Noorse steen die ingegoten is met beton. Dit model is opgebouwd op schaal 1:1,3. Het onderzoek is uitgevoerd met drie proevenseries, namelijk één met relatief korte golven (golfsteilheid  $s_{op} = 0,04$ , vergelijkbaar met de maatgevende golfcondities op de dijk Eemshaven - Delfzijl) één met relatief lange golven ( $s_{op} = 0,02$ ), en een serie proeven die samen een langeduurproef met constante golfcondities vormen. De eerste twee proevenseries bestonden uit een aantal korteduurproeven van ongeveer 1000 golven. Stap voor stap is de golfhoogte verhoogd totdat de maximale capaciteit van de Deltagoot werd bereikt.

De toplaagdikte van de steenzetting varieert van steen tot steen. Gezien de grote samenhang in de steenzetting is het gemiddelde over vele vierkante meters relevant voor de stabiliteit. Met de schaalregels omgerekend naar de werkelijkheid was de gemiddelde toplaagdikte en de gemiddelde soortelijke massa van de toplaag respectievelijk:  $D = 0,36$  m en  $\rho_s = 2586$  kg/m<sup>3</sup>. Het onderwatergewicht per vierkante meter van de toplaag is daardoor  $\Delta D = 0,56$  m. Op de dijk Eemshaven - Delfzijl is dit gemiddeld  $\Delta D = 0,60$  m.



Figuur 9.1 Noorse steen op de dijk Eemshaven - Delfzijl (bij km 31,5)

Met een theoretische beschouwing is aannemelijk gemaakt dat de waarde van de belastingparameter  $H_{m0}/(\Delta D)$  bepalend is voor de stabiliteit van de ingegoten Noorse steen. De stabiliteit wordt namelijk vooral bepaald door het eigengewicht van de toplaag, en veel minder

door de breuksterkte van het beton. De waarde van de belastingparameter  $H_{m0}/(\Delta D)$  is voor een groot deel bepalend voor de waarde van de stabiliteitsparameter  $F$ , die gebruikt is voor het beoordelen van de bekledingen met ingegoten Noorse steen.

De proeven zijn uitgevoerd tot een golfhoogte van  $H_{m0} = 1,95$  m in de Deltagoot ( $H_{m0}/(\Delta D) = 4,48$ ), hetgeen overeenkomt met een golfhoogte van  $H_{m0} = 1,95 \cdot 1,3 = 2,54$  m in werkelijkheid. Ook bij deze hoogste golven is er geen schade ontstaan aan de steenzetting. Conform de gebruikelijke wijze van interpreteren van proefresultaten bij onderzoek naar steenzettingen (Klein Breteler, 2015), is op basis hiervan een criterium afgeleid voor het beoordelen van de stabiliteit van de ingegoten Noorse steen. Hierin is een veiligheidsmarge van een factor 1,2 gehanteerd:

- Als  $\frac{H_{m0}}{\Delta D} \leq 4,63 \cdot \xi_{om}^{-1/3}$ , dan: voldoet (9.1)  
mits in goede staat van onderhoud en met een doorlatende strook onderaan het talud, zodat statische overdruk onder de bekleding kan wegvloeien.
- anders: voldoet niet, Toets op Maat nodig

De maximaal toelaatbare belasting is vergeleken met die optreedt onder maatgevende ontwerpomstandigheden bij de bekledingsvakken op de dijk Eemshaven – Delfzijl. Er is gerekend met de gemiddelde waarde van  $\Delta D = 0,60$ . Deze is vastgesteld op basis van het veldonderzoek van DHV (2004), waarbij op 12 plaatsen de bekleding is opengebroken. Geconcludeerd is dat alle bekledingsvakken van met beton ingegoten Noorse steen voldoende stabiel zijn om de ontwerpcondities te weerstaan, uitgaande van een goede staat van onderhoud van de steenzetting. Bij de meeste secties is er zelfs een vrij grote marge tussen de belasting onder ontwerpomstandigheden en de maximaal toelaatbare belasting.

Tijdens de laatste proevenserie is een scheur in de bekleding gezaagd met een diepte van ongeveer 2/3 van de toplaagdikte. Deze scheur liep over de breedte van de goot ter hoogte van de zwaarste belasting op halve hoogte van het taluddeel met ingegoten Noorse steen. Ook met deze scheur in de toplaag is bij de hoogste golven geen schade ontstaan. Dat geeft aan dat de bekleding, die voldoet aan bovenstaande criteria, niet erg kwetsbaar is voor dit soort scheuren. Naar verwachting zijn dicht bijeen gelegen scheuren die de algehele samenhang aantasten wel van invloed op de stabiliteit.

Bij het onderhoud moet er op gelet worden dat de massa per vierkante meter niet afneemt en de samenhang in de steenzetting niet in gevaar komt. Dat betekent dat verweerd en loszittend beton moet worden vervangen door nieuw beton en scheuren moeten worden gerepareerd als deze de algehele samenhang in gevaar brengen. Dat laatste is het geval als de scheuren lang, breed of talrijk zijn. Onderaan het talud dient de steenzetting niet volledig ondoorlatend te zijn, om te zorgen dat overtollig water uit het filter kan wegvloeien.

Daarnaast is vooruitgekeken naar het nieuwe beoordelingsgereedschap WBI-2017, dat vanaf 2017 van kracht gaat worden. In het meest ongunstige geval zal er dan een veiligheidsfactor voor het beoordelen van deze steenzettingen worden geïntroduceerd van 1,1. Het blijkt dat ook met deze veiligheidsfactor alle steenzettingen van Noorse steen, die ingegoten zijn met beton, voldoende stabiel zijn tijdens de ontwerpcondities.

## 10 Referenties

DHV (2004), *Resultaten veldonderzoek, Onderzoek steenbekledingen Groninger zeedijk*, DHV, augustus 2004

Grontmij (2015), *Dijkversterking Eemshaven Delfzijl, Hertoets en ontwerp van de bekledingen*, Grontmij, Notitie GM-0175086, 16 december 2015

Klein Breteler (2014), *Documentatie van Steentoets2014*, Deltares, rapport 1208045-009-HYE-0008, 1 juli 2014

Klein Breteler (2016), *Vergelijkend onderzoek zetstenen voor dijken, Samenvattend rapport*, Deltares rapport 1208618.006, 7 juli 2016

Van Nieuwkoop, J., en J. Morris (2015), *Ontwerpgolfcondities voor bekledingen op de dijk Eemshaven - Delfzijl*, Deltares, rapport 1220173-007-GEO-0013, versie 3, juni 2015





## **A Eigenschappen van het gebruikte geotextiel**



**Certificaat: 0338-CPD-689**

test	test methode	eenheid
------	--------------	---------

Geopex NW 270 (S22NW) Type 1	Tolerantie
---------------------------------	------------

<b>Materiaal</b>		
<b>Gewicht</b> (Areïeke massa)	EN-965	gram per m <sup>2</sup>
<b>Dikte</b> (2 kN/m <sup>2</sup> )		
<b>Treksterkte</b> machinerichting	EN-ISO 10319	kN/m <sup>1</sup>
dwarsrichting		kN/m <sup>1</sup>
<b>Rek bij breuk</b> machinerichting		%
dwarsrichting		%
<b>C.B.R. Test</b> Doordrukkracht	EN-ISO 12236	kN
<b>Kegelvalproef</b> gatdiameter	EN 918	mm
<b>Zanddichtheid</b> O 90 (natte zeeftest)	EN ISO 12 956	m $\mu$
<b>Waterdoorlaatbaarheid</b> V-Index (20°C) debiet bij 5 cm waterkolom Permittiviteit	EN ISO 11 058	m/s l/m <sup>2</sup> .sec sec <sup>-1</sup>

genaaldprik/ thermisch gebonden PP vlies	
<b>270</b>	±20
<b>1,8</b>	0,3
<b>22</b>	±2,5
<b>22</b>	±2,5
<b>55</b>	±10
<b>55</b>	±10
<b>3,8</b>	±0,4
<b>16</b>	±4
<b>0,07</b>	±10
<b>0,07</b>	
<b>70</b>	±20
<b>1,4</b>	

<b>Weerstand tegen verouderen</b>	ENV 13438	
<b>De reststerkte (RV) na 56 dagen beproeving in % van de aanvangsterkte.</b>	ENV 13438	%
<b>Low Leach stabilisatoren</b>		

Verwachte levensduur > <b>50</b> jaar in natuurlijke grond met 4 < pH < 9 pH en een grondtemperatuur van < 25°C
<b>&gt; 90</b>
Hals stabilisatoren

<b>Rolbreedte</b>		cm
<b>Rollengte</b>		m

<b>540</b>
<b>100</b>

### Toepassing en gebruik niet geweven geotextielen



EN 13249	EN 13250	EN 13251	EN 13252	EN 13253	EN 13254	EN 13255	EN 13257	EN 13265
F	F	F	F	F	F	F	F	F
R	R	R	D	R	R	R	R	R
F+S	F+S	F+S	F+S	F+S	F+S	F+S	F+S	F+R
R+S	R+S	R+S	F+D	R+S	R+S	R+S	R+S	
F+R	F+R	F+R	F+S+D	F+R	F+R	F+R	F+R	
F+R+S	F+R+S	F+R+S		F+R+S	F+R+S	F+R+S	F+R+S	

Alle Geopex PP geotextielen worden extern gecontroleerd en dragen het CE keurmerk.  
De productie van de Geopex NW geotextielen is gecertificeerd volgens ISO 9001:2000.  
Bovengenoemde waarden zijn gemiddelde waarden, verkregen met behulp van standaard testmethoden



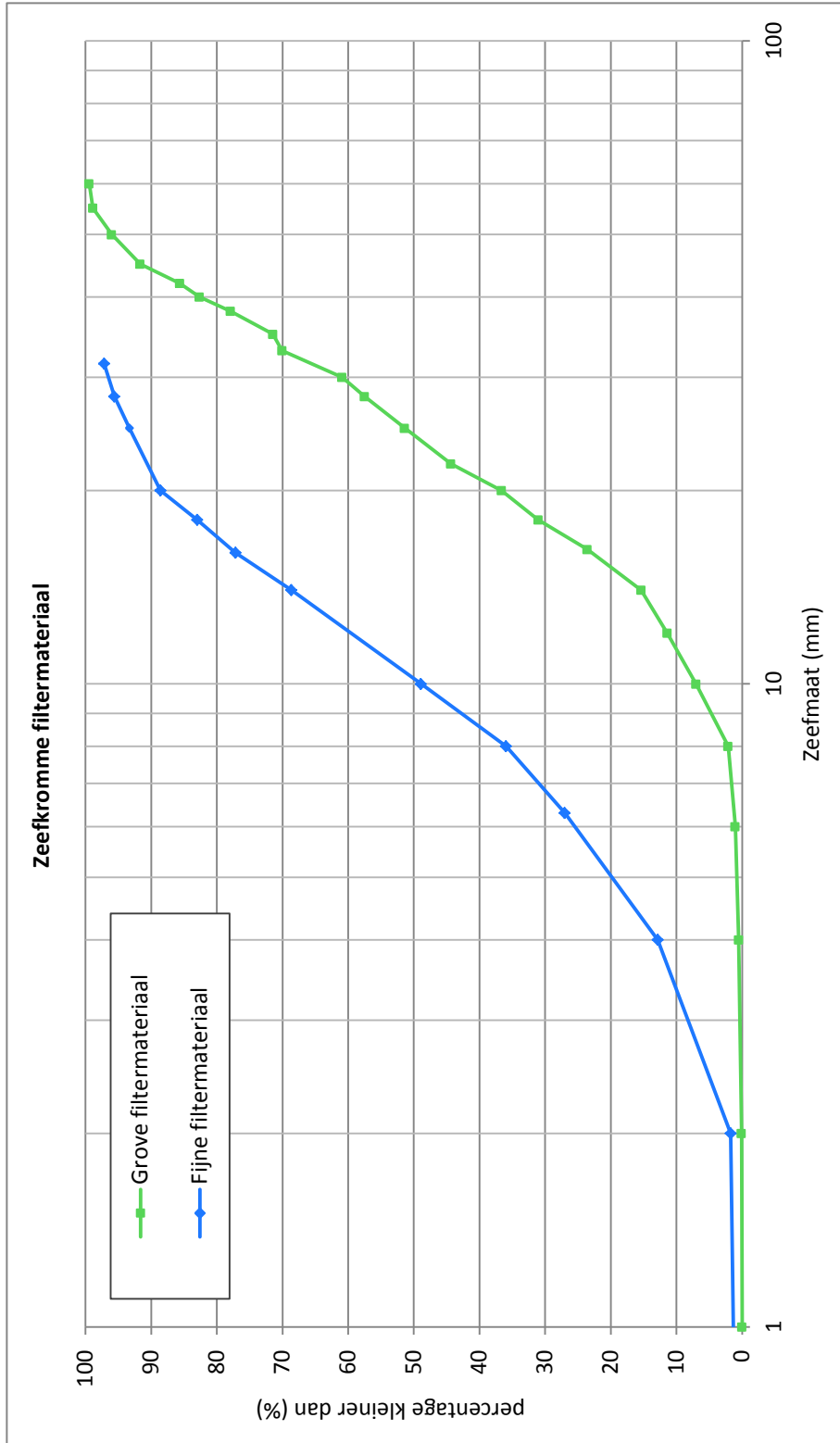
**GEOPEX PRODUCTS (EUROPE) B. V.**

Postbus 20, 2830 AA GOUDERAK  
Middelblok 164, 2831 BR GOUDERAK  
Tel: (0182) 377 327  
Fax: (0182) 377 329  
E-mail: europe@geopex.com  
Internet: www.geopex.com



## **B Zeefkrommen van het filtermateriaal**





Zeefkrommes van het grove en fijne filtermateriaal





## **C Eigenschappen van het betonmengsel**



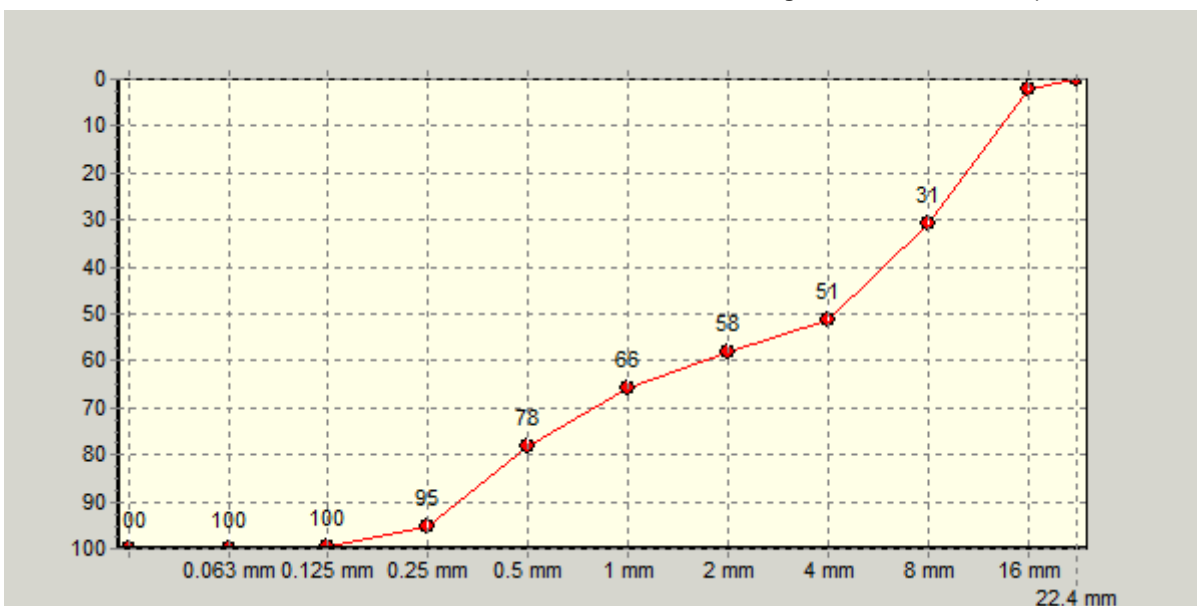
# Zeefanalyses en Betonsamenstelling

Vestiging: Delft      Code: 6405      Omschrijving:      Datum berekend: 28 Sep 2015 10:03:35

Zeven volgens NEN 2560	ZAND 0/4	GRIND 4/16	Mengsel
Toeleveringscode	14347	14342	
22.4 mm	0,0%	0,0%	0,0%
16 mm	0,0%	4,1%	2,1%
8 mm	0,0%	59,3%	30,8%
4 mm	4,9%	93,8%	51,1%
2 mm	14,5%	98,5%	58,2%
1 mm	29,5%	99,6%	65,9%
0.5 mm	54,6%	100,0%	78,2%
0.25 mm	90,1%	100,0%	95,3%
0.125 mm	99,2%	100,0%	99,6%
0.063 mm	100,0%	100,0%	100,0%
Rest	100,0%	100,0%	100,0%
Fijnheidmodulus:	2,93	6,55	4,81
Vocht	4,5%	1,5%	
Absorptie	0,0%	0,0%	
Verhouding toeslag	100,00%	100,00%	
Fractie	48,00%	52,00%	
Vol.massa	2,60kg/L	2,60kg/L	

Sterkte klasse: C30/37  
 Statistische milieu klasse: XC4, XD2, XF3 (XA2)  
 Milieuklasse: XC4, XD2, XF3 (XA2)  
 Consistentie: Schudmaatklasse F5  
 wbf / wcf: 0,500 / 0,512  
 Zand (t.o.v. toeslag): 48,00% V/V  
 Chloridegehalte: 0,08% M/M  
 Alkaligehalte: 3,22kg  
 Luchtgehalte: 20,0L  
 Temperatuur: 20°C  
 waterbehoefte: 173,9L  
 Aanmaakwater: 122,5L  
 Eff. aanmaakwater (zonder slib): 122,5L  
 Geabsorbeerd water: 0,0L  
 Aanhangend vocht: 51,4L

Grondstoffen	producent	Te doseren massa	Droge massa	Volume fijn	T.o.v. cement
CEM III/B 42.5N LH/SR Dyckerhoff Neuss	Dyckerhoff Neuss	340kg	340kg	115,2L	
ZAND 0/4	Dyckerhoff Basal Toeslagstoffen	876kg	838kg	31,8L	
GRIND 4/16	Dyckerhoff Basal Toeslagstoffen	922kg	908kg	1,5L	
Vliegas EFA Fuller MR 1/2 cat A	Baumineral Maasvlakte Rott	40kg	40kg	17,8L	
VC 1550 con. 30%	SIKA	1,495kg	1,495kg	0,0L	0,44% m/m
Koud water	Dyckerhoff Basal Betonmortel	123kg	174kg	0,0L	
Lucht		20L	20L	0,0L	
<b>Totaal</b>		<b>2302kg</b>		<b>166,2L</b>	



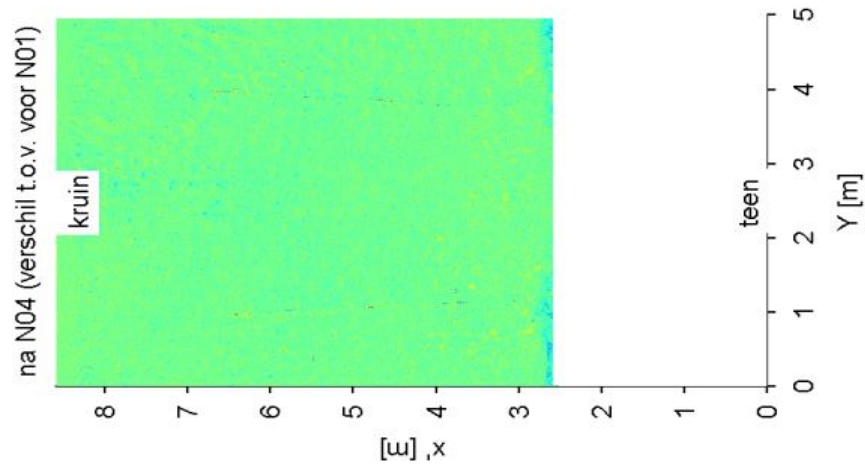
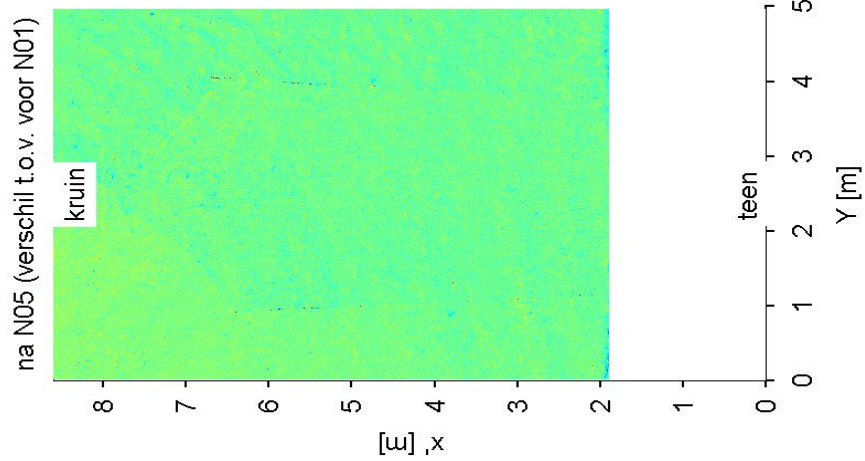
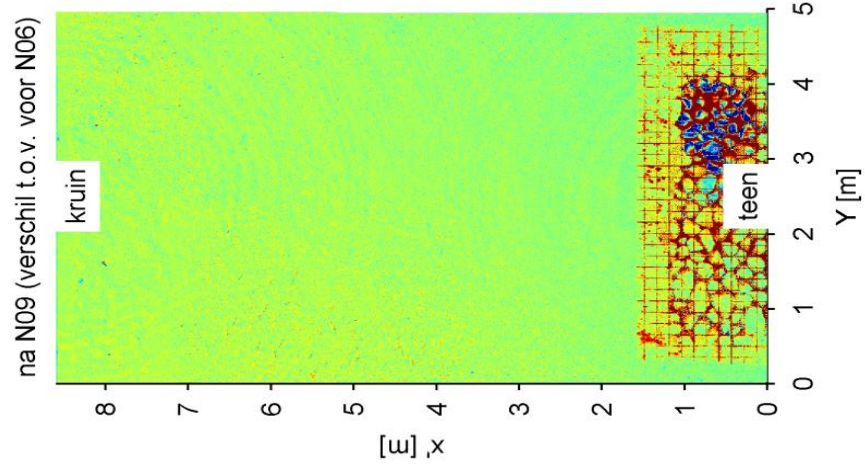
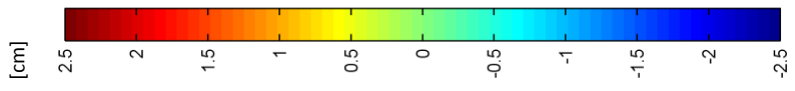


## **D 3D laserscans van het taludoppervlak van de testsectie**

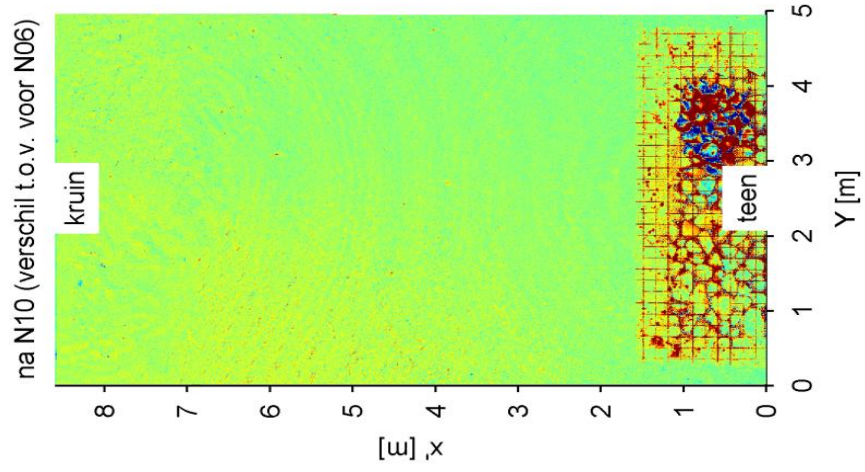
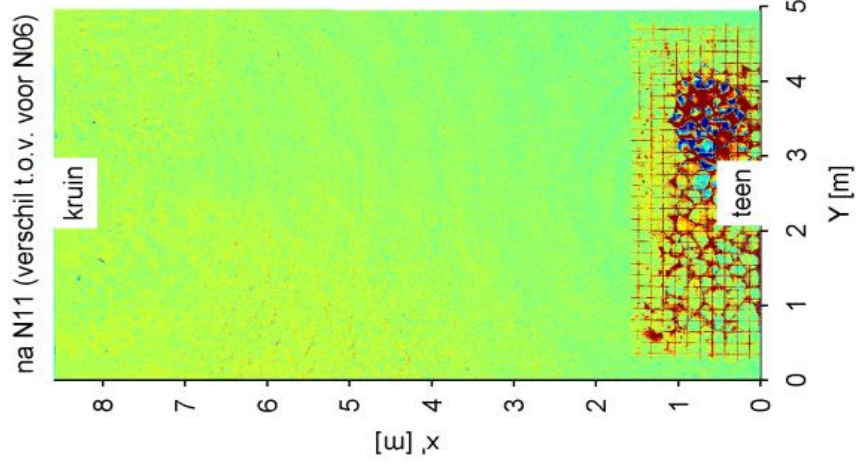
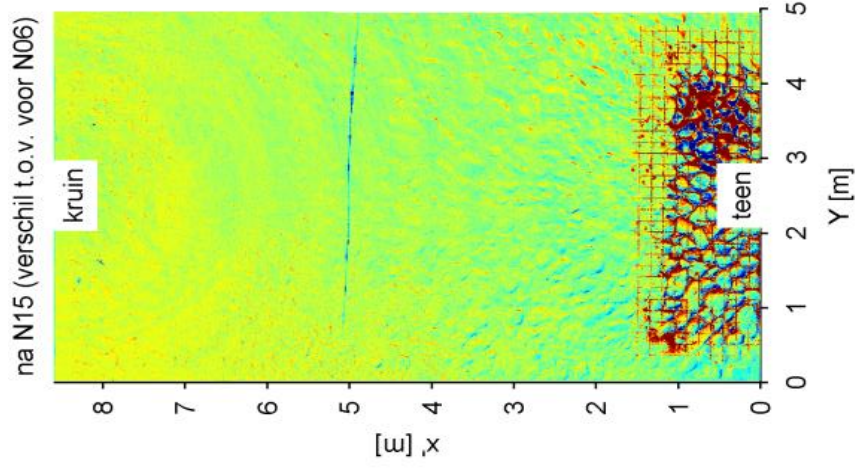
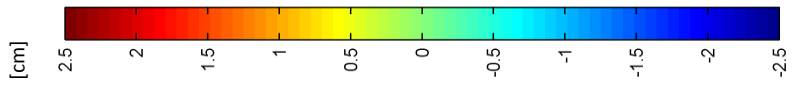








3D laserscans van het taludoppervlak van de testsectie (verplaatsing loodrecht op het talud; positief = verplaatsing omhoog)		t.o.v. voor N01/N06
	Na proeven N04, N05 en N09	
<b>Deltares</b>	1220204	Bijlage D.2

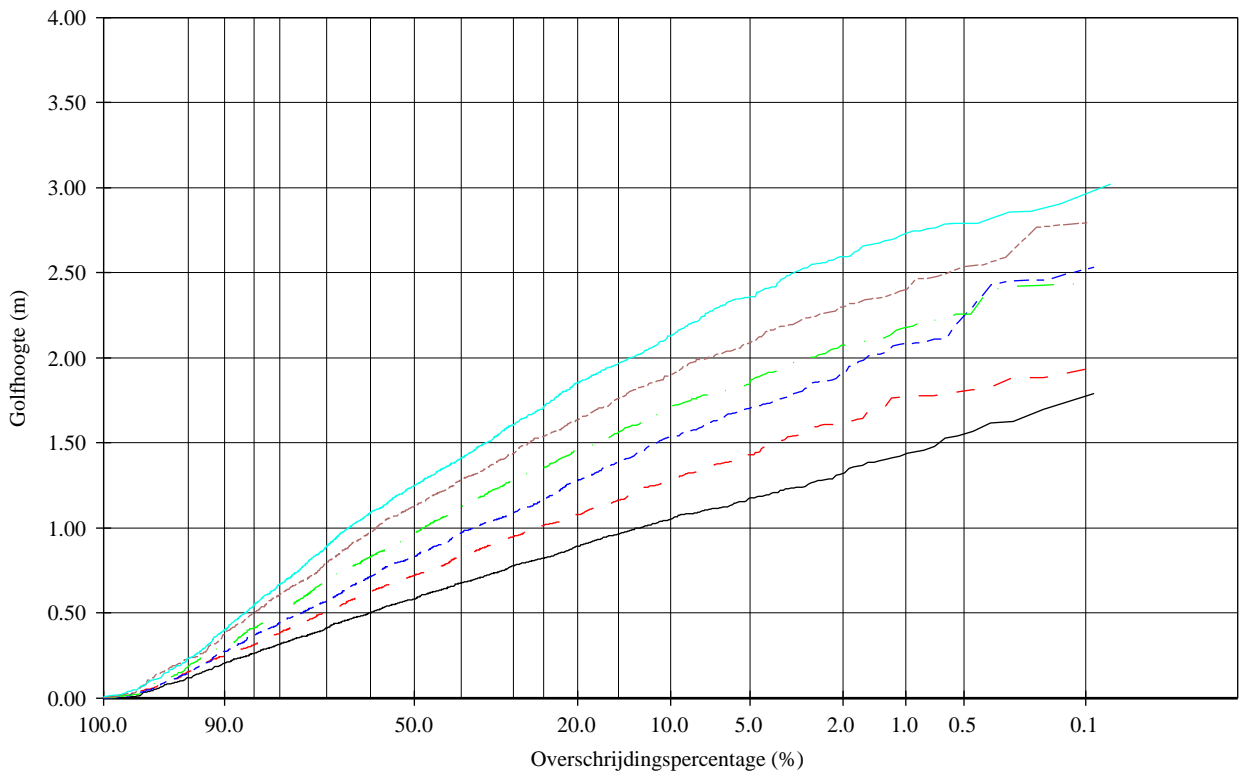


3D laserscans van het taludoppervlak van de testsectie (verplaatsing loodrecht op het talud; positief = verplaatsing omhoog)		t.o.v. voor N06
	Na proeven N10, N11 en N15	
<b>Deltares</b>	1220204	Bijlage D.3

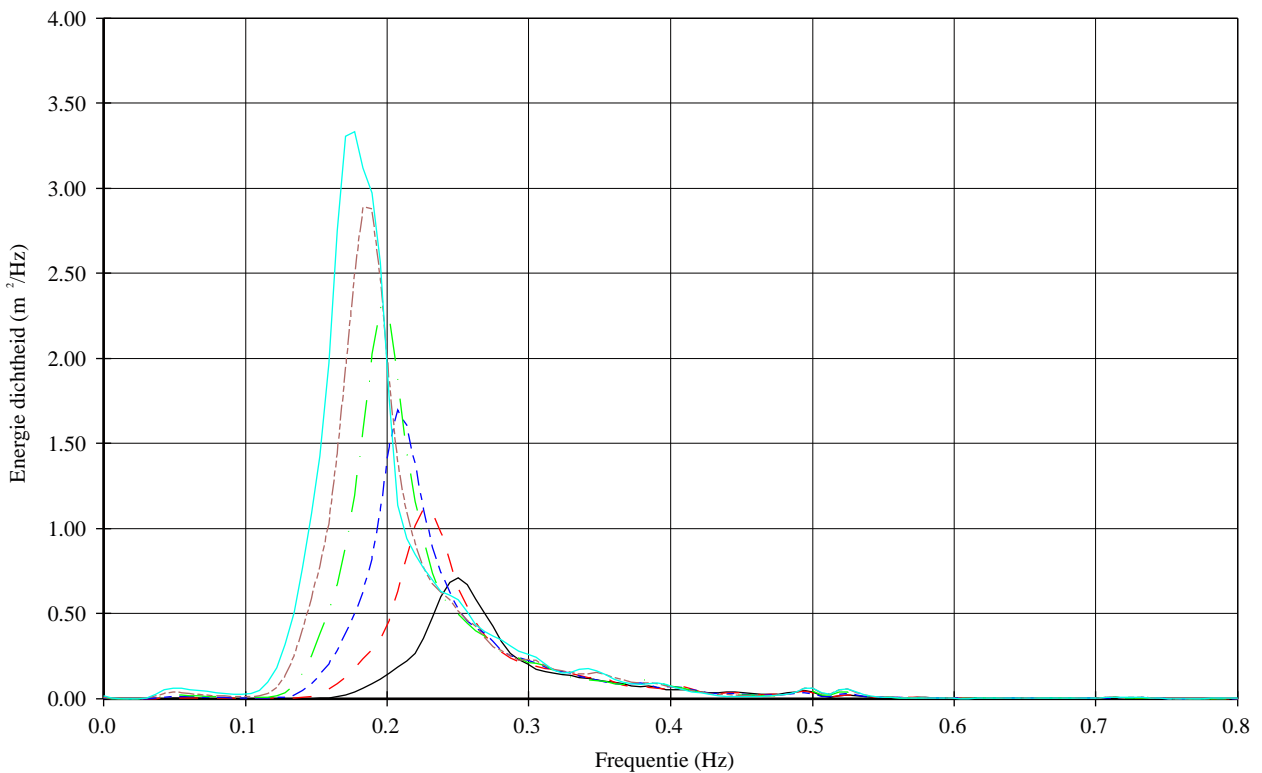


## **E Golfhoogte-overschrijdingskrommen en energiedichtheidsspectra**





- Serie 1 N01 ( $H_{m0} = 0.98$  m,  $T_p = 4.00$  s)
- - - Serie 1 N02 ( $H_{m0} = 1.18$  m,  $T_p = 4.38$  s)
- - - Serie 1 N03 ( $H_{m0} = 1.38$  m,  $T_p = 4.77$  s)
- - - Serie 1 N04 ( $H_{m0} = 1.57$  m,  $T_p = 5.07$  s)
- - - Serie 1 N05 ( $H_{m0} = 1.76$  m,  $T_p = 5.38$  s)
- Serie 1 N14 ( $H_{m0} = 1.95$  m,  $T_p = 5.59$  s)



Golfhoogte-overschrijdingskrommen en energiedichtheidsspectra

Serie 1 (proeven N01, N02, N03, N04, N05, N14)

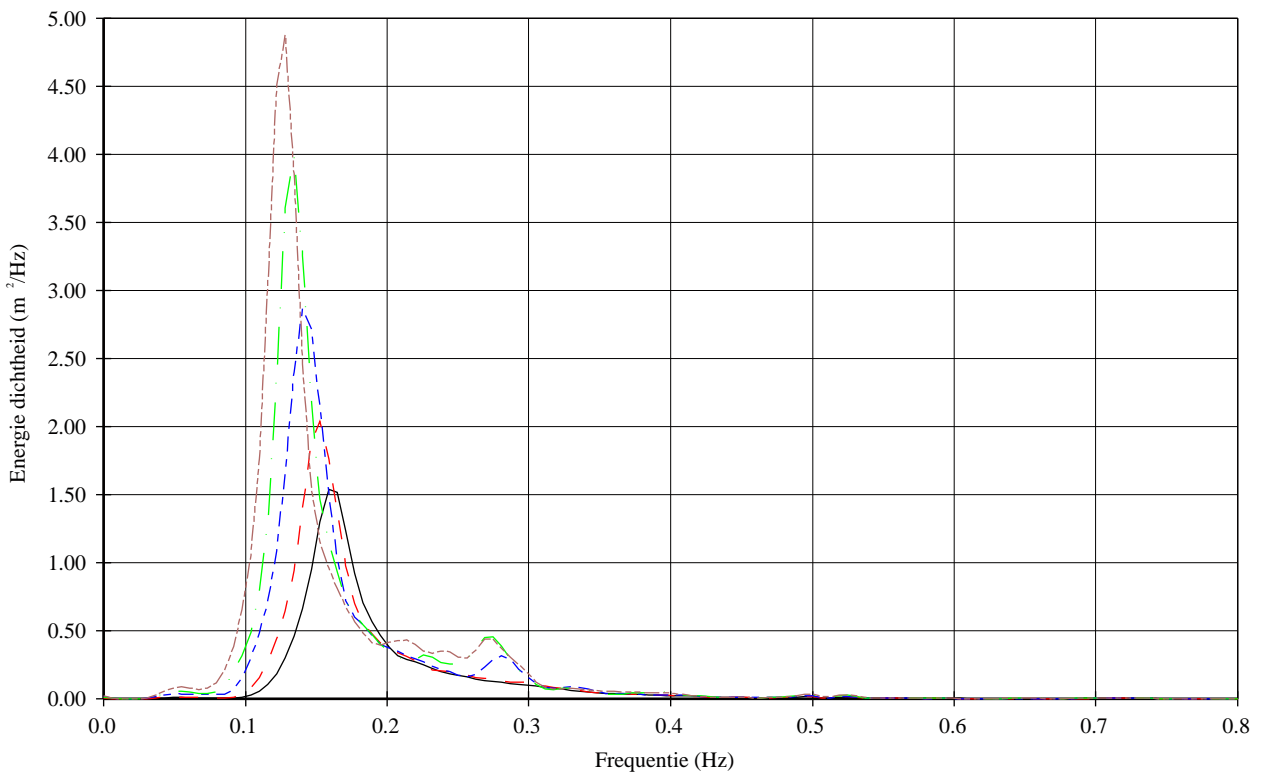
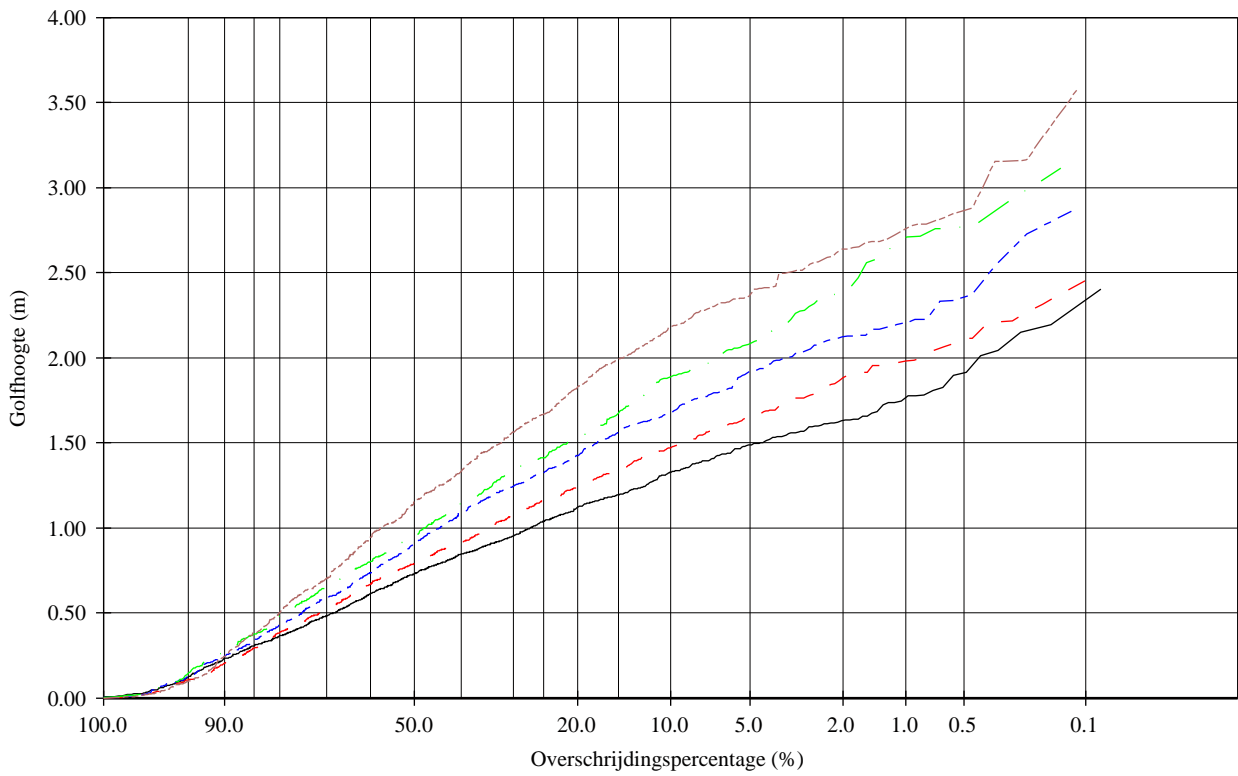
Inkomende golven

**Deltares**

1220204

Bijlage E.1





Golfhoogte-overschrijdingskrommen en energiedichtheidsspectra

Serie 2 (proeven N06, N07, N08, N09, N10)

Inkomende golven

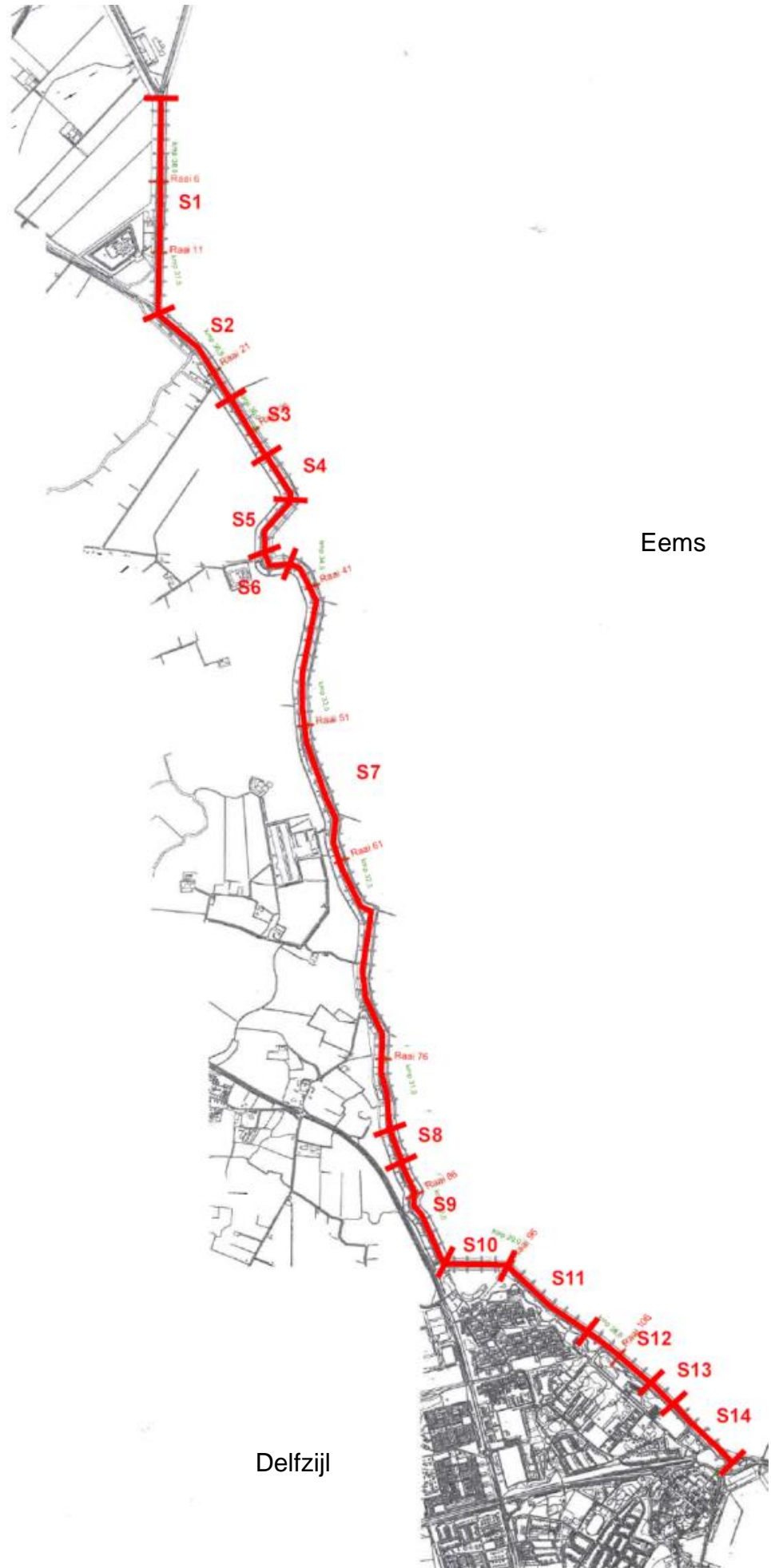
**Deltares**

1220204

Bijlage E.2

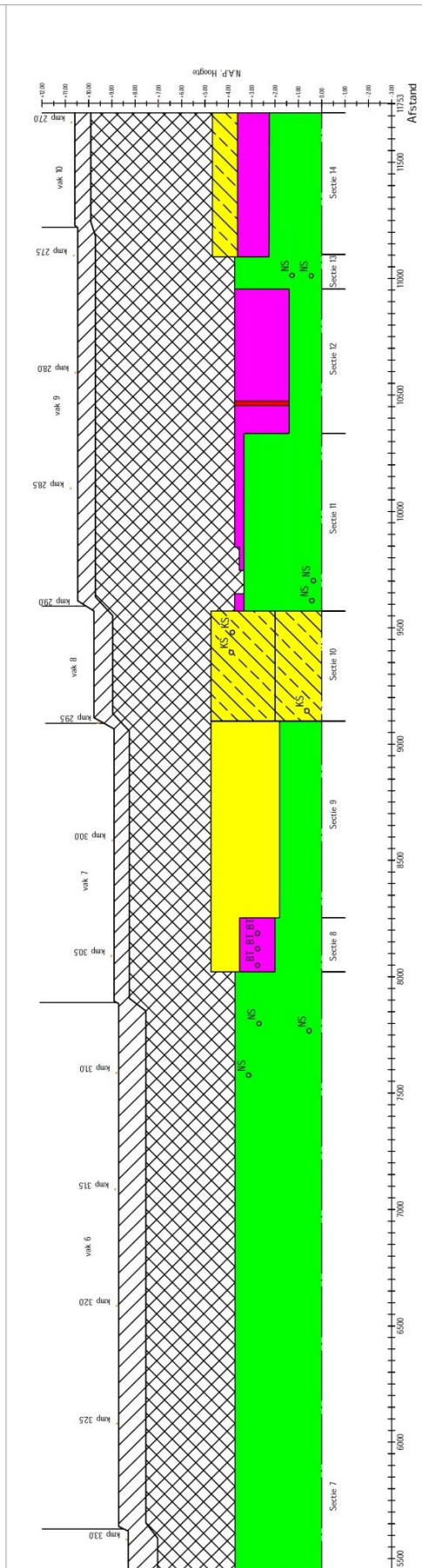
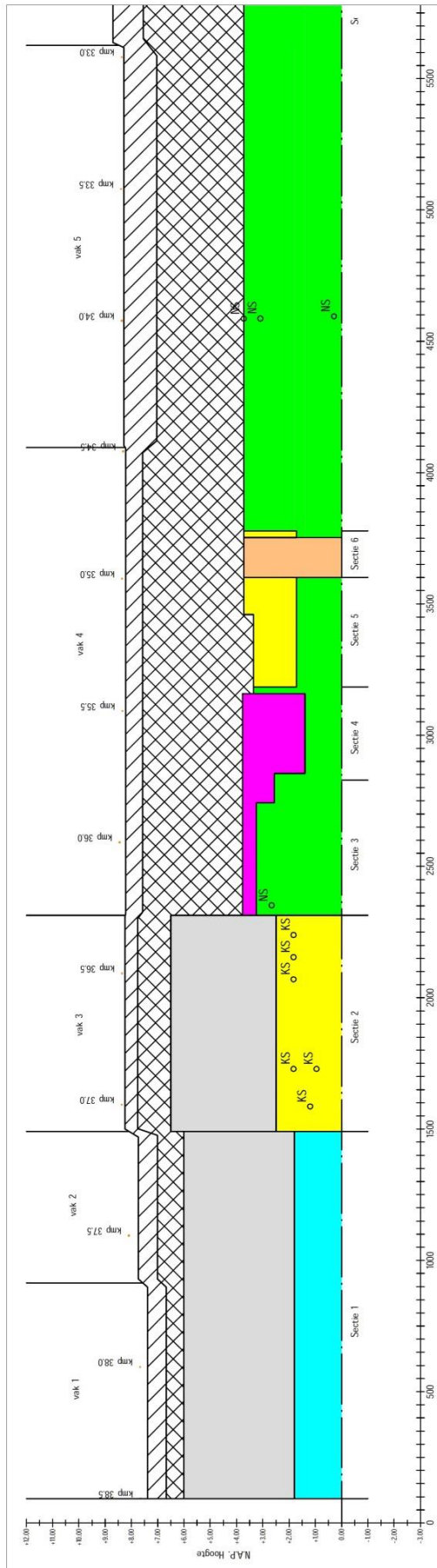
## **F Indeling secties op de dijk Eemshaven - Delfzijl en overzicht aanwezige bekledingen**





Eems

Delfzijl



- Asfalt (AS)
- Basalton (BN)
- Koperslablokken (KS)
- Basalt (BT)
- Noorse steen (NS)
- Hydroblokken (HB)
- Strand
- Nieuwe harde bekleding
- Grasbekleding
- Vervangen harde bekleding

Sectie	Van [km]	Tot [km]	Lengte [km]	Oriëntatie [° t.o.v. N]	Type bekleding	Van [NAP+m]	Tot [NAP+m]	Helling [-]
1.1	38,5	37,1	1,4	91	Basalton	0,0	1,8	1:4,5
1.2					Asfalt	1,8	6,0	1:4,5
2.1	37,1	36,3	0,8	41	Koperslakblokken	0,0	2,5	1:6,0
2.2					Asfalt	2,5	6,5	1:5,0
3.1	36,3	35,8	0,5	57	Noorse steen	0,0	3,3	1:4,0
3.2					Basalt	3,3	3,8	1:4,5
4.1	35,8	35,4	0,4	56	Noorse steen	0,0	1,4	1:4,0
4.2					Basalt	1,4	3,8	1:4,5
5.1	35,4	35,0	0,4	135	Noorse steen	0,0	1,7	1:3,5
5.2					Koperslakblokken	1,7	3,8	1:10,0
6.1	35,0	34,8	0,2	NB	Strand Birum	NB	NB	NB
7.1	34,8	30,6	4,2	80	Noorse steen	0,0	3,8	1:4,5
8.1	30,6	30,3	0,3	73	Noorse steen	0,0	2,0	1:3,5
8.2					Basalt	2,0	3,5	1:5,0
8.3					Koperslakblokken	3,5	4,8	1:9,0
9.1	30,3	29,5	0,9	67	Noorse steen	0,0	1,8	1:2,5
9.2					Koperslakblokken	1,8	4,8	1:9,0
10.1	29,5	29,0	0,4	0	Koperslakblokken	0,0	2,0	1:4,0
10.2					Koperslakblokken	2,0	4,8	1:4,0
11.1	29,0	28,3	0,7	34	Noorse steen	0,0	3,4	1:4,0
11.2					Basalt	3,4	3,8	1:4,5
12.1	28,3	27,7	0,6	40	Noorse steen	0,0	1,4	1:3,5
12.2					Basalt	1,4	3,8	1:4,0
13.1	27,7	27,5	0,2	44	Noorse steen	0,0	3,8	1:4,0
14.1	27,5	27,0	0,5	46	Noorse steen	0,0	2,3	1:3,0
14.2					Basalt	2,3	3,6	1:4,0
14.3					Koperslakblokken	3,6	4,6	1:12,0