Deltares

Enabling Delta Life

Stabiliteit van steenzettingen bij golfaanval

Samenvatting onderzoeksresultaten 2003 - 2013



Deltares

Stabiliteit van steenzettingen bij golfaanval

Samenvatting onderzoeksresultaten 2003 - 2013

M. Klein Breteler (Deltares)
G.C. Mourik (Deltares)
M.C.J. Bosters (Bosters Waterbouw & Hydrologie)

1208045-016

© Deltares, 2014

Deltares

Titel
Stabiliteit van steenzettingen bij golfaanval

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Rijkswaterstaat WVL	1208045-016	1208045-016-HYE-0007	125

Trefwoorden
Dijkbekleding, toetsing, ontwerp, steenbekledingen, taludbekleding van gezette steen

Samenvatting
Dit rapport is een samenvatting van het onderzoek dat de afgelopen 10 jaar is uitgevoerd op het gebied van de stabiliteit van steenzettingen. Dat onderzoek is gerealiseerd in het kader van het meerjarige project 'Advisering steenbekledingen Zeeland' voor het Projectbureau Zeeweringen (PBZ). Dit projectbureau is opgericht ten behoeve van de renovatie van de steenzettingen in Zeeland en is een samenwerking van Rijkswaterstaat Zeeland en het Waterschap Scheldestromen. Contractueel is Rijkswaterstaat-WVL de opdrachtgever namens PBZ voor het onderhavige onderzoek. Het deel van het project dat gericht is op kennisontwikkeling sluit aan op het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen dat uitgevoerd is in de periode van 2003-2009 in opdracht van de Dienst Weg- en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat namens PBZ.

Het huidige rapport geeft per hoofdstuk een korte omschrijving van het uitgevoerde onderzoek en de daaruit voortgekomen resultaten en conclusies. Het is gecompleteerd met een korte uiteenzetting over de belangrijkste bezwijkmechanismen, waarbij ook verwijzingen zijn opgenomen naar onderzoeksrapporten van voor 2003.

Het doel is het geven van achtergrondinformatie bij het ENW Technisch Rapport Dijkbekledingen (deel 2: steenzettingen), dat in 2014 wordt uitgebracht, en het vervullen van een brugfunctie naar de achterliggende onderzoeksrapporten. Dit laatste is gewenst omdat ontwerpers en toetsers van steenzettingen soms behoefte hebben aan gedetailleerde achtergrondinformatie, maar vervolgens moeite hebben om hun weg te vinden in de grote hoeveelheid onderzoeksrapporten.

Referenties
Contract 31080349 / 4500210457 van 26 maart 2013
Contactpersoon RWS-WVL: dhr. K. Saathof
Contactpersoon Projectbureau Zeeweringen van RWS: dhr. Y. Provoost

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	nov. 2013	M. Klein Breteler		R. 't Hart		M.R.A. van Gent	
2	jan. 2014	M. Klein Breteler		R. 't Hart		M.R.A. van Gent	

Status
definitief

Inhoud

Lijst met Symbolen iii

1 Inleiding 1
1.1 Kader 1
1.2 Doel 1

2 Overzicht belangrijkste bezwijkmechanismen bij golfbelasting 3
2.1 Inleiding 3
2.2 Toplaagstabiliteit 4
2.2.1 Inleiding 4
2.2.2 Stabiliteit kwantificeren met enkele sleutelparameters (black-box model) 4
2.2.3 Leklengte 6
2.2.4 Stabiliteit volgens analytische rekenmethode 8
2.3 Afschuiving door golfbelasting 9
2.4 Materiaaltransport door de toplaag 10
2.5 Materiaaltransport vanuit de ondergrond 10

3 Golfbelasting op steenzettingen 13
3.1 Inleiding 13
3.2 Golfklappen en golffronten 14
3.3 Stabiliteit van de toplaag bij zeer lange golven 20
3.4 Scheve golfaanval 23
3.5 Invloed van ondiepe voorlanden 24
3.6 Dubbeltoppige en brede spectra 27

4 Invloed van belastingduur op de stabiliteit 31
4.1 Inleiding 31
4.2 Grootschalig modelonderzoek: relatie tussen stabiliteit en belastingduur 31
4.3 De belastingduur tijdens een storm met variërende waterstand 34
4.3.1 Constante versus variërende waterstand 34
4.3.2 Rekenmodel: de belastingduur tijdens een storm 35
4.4 Bijzondere aspecten in relatie tot de belastingduur 37
4.4.1 Inleiding 37
4.4.2 Faseverschil tussen top stormopzet en hoogwater 38
4.4.3 Diffuse grenzen van de relevante waterstandrange 39

5 Klemming 41
5.1 Trekproeven 41
5.1.1 Weinig geklemde steenzettingen 44
5.1.2 Goed geklemde steenzettingen 44
5.1.3 Trekproeven op slecht zetwerk 45
5.2 Klemming bepalen met VGD-metingen 46
5.3 Invloed van klemming op stabiliteit van steenzettingen 47

6 Invloed van overgangsconstructies op de stabiliteit 51

7 Stabiliteit van steenzettingen boven stilwaterlijn 55

7.1 Inleiding 55
7.2 Stabiliteitsmodel voor een reguliere beoordeling van steenzettingen 56
7.3 Stabiliteitsmodel voor een geavanceerde beoordeling van steenzettingen 58
7.3.1 Stijghoogteverschil als gevolg van oplopende stijghoogtefronten 59
7.3.2 De stabiliteit van uitstekende stenen 61

8 Stabiliteit van steenzettingen op steile taluds 63

9 Afschuiving door golfbelasting 65
9.1 Inleiding 65
9.2 Deltagootonderzoek 66
9.3 Afstudeeronderzoek grondmechanische stabiliteit toplaag 66
9.4 Toets- en ontwerpmethodiek 67

10 Stabiliteit van bijzondere toplagen 69
10.1 Stabiliteit van basalt 69
10.2 Stabiliteit van Noorse steen 72
10.3 Stabiliteit van ingegoten steenzettingen 75
10.3.1 Inleiding 75
10.3.2 Grootschalig modelonderzoek 76
10.3.3 Bezwijkmechanisme 77

11 Stabiliteit van steenzettingen op havendammen 79

12 Reststerkte van steenzettingen 87

13 Steentoets 91
13.1 Algemene opzet van Steentoets 91
13.2 Hoofdlijnen van het rekenproces bij het toetsen van een steenzetting 92
13.3 Validatie 94

14 Veiligheid van de rekenmethode 95
14.1 Inleiding 95
14.2 Rekenmethode 95
14.3 Toelaatbare faalkans 96
14.4 Onzekerheid van invoervariabelen 96
14.5 Nauwkeurigheid en impliciete veiligheid in Steentoets 97
14.6 Resultaten van de berekeningen 98

15 Referenties 99

Bijlage(n)

A Stijghoogte en verhang A-1

B Leklengte B-1

C Foto's van diverse typen steenzettingen C-1

Lijst met Symbolen

A = doorstroomoppervlak (m^2)
b = dikte van de filterlaag (m)
b_f = dikte van de filterlaag of filterlagen (m)
b_{klei} = dikte van de kleilaag (m)
B = breedte van de stenen in de toplaag, loodrecht op de waterlijn (m)
B_g = diameter van het initiële gat in de toplaag (zie Figuur 12.5) (m)
$B_{klap50\%}$ = breedte van de golfklap halverwege de golfklaphoogte met 2% overschrijdingsfrequentie, evenwijdig aan het talud gemeten (m)
B_o = diameter van de ondermijning (m)
$B_{\phi op}$ = afstand waarover stijghoogteverlaging aanwezig is: $B_{\phi op} \approx 5d_r$ (m)
c_1, c_2 = coëfficiënten t.a.v. de belastingduur (-)
c_H = invloedsfactor t.a.v. de door de waterdiepte beperkte golfhoogte (-)
C_L = liftcoëfficiënt = 0,9 (-)
d_r = mate waarin uitstekende steen uitsteekt boven het taludoppervlak (m)
D = dikte van de toplaag (m)
D_{f15} = korrelgrootte van het filtermateriaal, overschreden door 15% van het gewicht (m)
D_{i15} = korrelgrootte van het inwasmateriaal, overschreden door 15% van het gewicht (m)
d = diepte onder de stilwaterlijn (m)
d_l = laagdikte op het talud ter plaatse van de golfklap (m)
D = dikte van de toplaag (m)
D = toplaagdikte (m)
D_{f15} = korrelgrootte van het filter, onderschreden door 15% van de korrels op basis van gewicht (m)
D_{f50} = korrelgrootte van het filter, onderschreden door 50% van de korrels op basis van gewicht (m)
D_{n50} = nominale diameter van de stenen met onderschrijdingsfrequentie van 50% op basis van de massa (m)
f = wrijvingscoëfficiënt (-)
f = factor die de invloed van de diepte van de steenzetting onder water weergeeft (-)
$f_{bovenbeloop}$ = correctiefactor voor steenzettingen boven de waterlijn (-)
f_d = invloedsfactor voor de invloed van ondiepe voorlanden bij diep water [-]
f_{gt} = factor die weergeeft hoe groot de afstand is tot de grens tussen net wel en net niet stabiel (-)
f_o = invloedsfactor voor de invloed van ondiepe voorlanden bij ondiep water [-]
f_{od} = invloedsfactor voor de invloed van ondiepe voorlanden op de locatie van de maximale belasting op het talud [-]
f_B = invloedsfactor t.a.v. de belasting (-)
f_S = invloedsfactor t.a.v. de sterkte (-)
f_β = factor die de verhouding weergeeft tussen het stijghoogteverschil bij scheef invallende golven ten opzichte van loodrechte invallende golven (-)
F = $\xi_{op}^{2/3} \cdot H_s/(\Delta D)$ = stabiliteitsparameter (-)
g = versnelling van de zwaartekracht (= 9,8 m/s^2)
h = waterdiepte bij de teen (m)
h_b = afstand van stilwaterlijn tot berm (positief als berm boven SWL ligt) (m)
h_c = kruinhoogte ten opzichte van de stilwaterlijn (m)
h_{opzet} = waterstandstijging als gevolg van de stormopzet (m)
h_{toets} = toetspeil (m +NAP)

h_H = niveau van de bovengrens van de zone waarbinnen de waterstand moet liggen om een grote golfbelasting te hebben (m, NAP+)
h_L = niveau van de ondergrens van de zone waarbinnen de waterstand moet liggen om een grote golfbelasting te hebben (m, NAP+)
$h_{0,5L}$ = de waterdiepte op een halve diepwatergolflengte (= $1,56T_p^2/2$) vanaf de teen van de dijk [m]
H_s = significante golfhoogte aan de teen van de constructie (m)
H_{s1000} = max. toelaatbare significante golfhoogte bij een belastingduur van 1000 golven (m)
H_{sN} = max. toelaatbare significante golfhoogte bij een belastingduur van N golven (m)
i = verhang in het filter, evenwijdig aan de toplaag (-)
k = gelineariseerde doorlatendheid van het filter (m/s)
k' = gelineariseerde doorlatendheid van de toplaag (m/s)
L = lengte van de stenen in de toplaag, parallel aan de waterlijn (m)
L_{op} = golflengte op diep water (m)
m = modelfactor, is gelijk aan de verhouding tussen het Steentoetsresultaat en het Deltagootresultaat (-)
M_{50} = massa van de stenen met onderschrijdingsfrequentie van 50% (kg)
N_{klap} = aantal geïdentificeerde golfklappen (-)
N = aantal golven tijdens de belastingperiode (-)
N = aantal trekproeven (steekproefgrootte) (-)
p = druk (N/m^2)
P_B = betrouwbaarheid van het resultaat (-)
q = specifieke debiet (filtersnelheid) door het filter (m/s)
Q_t = Debiet door de toplaag (m^3/s)
Q_f = Debiet door het filter (m^3/s)
s_{op} = $H_s/(1,56T_p^2)$ = golfsteilheid op basis van diepwater golflengte (-)
t_{belast} = belastingduur (s)
t_{storm} = duur van de storm (h)
T_p = golfperiode bij de piek van het spectrum (s)
$T_{m-1,0}$ = spectrale golfperiode (s)
V = volume van een steen (m^3)
V = σ/μ = Variatiecoëfficiënt
x = plaatscoördinaat, evenwijdig aan de toplaag (m)
X = onderschrijdingsfrequentie van de minimale klemfactor die waarschijnlijk tenminste aanwezig is (%)
y = afstand langs het talud omhoog (m)
z = plaatshoogte, verticale afstand vanaf de stilwaterlijn tot de beschouwde locatie (boven stilwaterlijn is positief) (m)
z = niveau op het binnentalud ten opzichte van de kruin (m)
z_g = locatie van het gat in de toplaag (niveau ten opzichte van de stilwaterlijn) (m)
$z_{2\%}$ = golfoploophoogte met een overschrijdingsfrequentie van 2%, t.o.v. de stilwaterlijn (m)
Z_{belast} = niveau van de beschouwde rij stenen (m, NAP+)

α = taludhelling (ten opzichte van de horizontaal) (°)
α_{bodem} = bodemhelling voor de constructie (°)
β = hoek van golfinval (0^o = loodrechte golfaanval) (^{o})
γ = veiligheidsfactor ten aanzien van de toplaagdikte (-)
$\gamma_{berm,\phi k}$ = factor die de invloed van de berm op $\phi_{k2\%}$ tijdens de golfklap weergeeft (-)
Γ_k = klemfactor (-)

Γ_k = verhouding tussen stijghoogteverschil en bekledingsgewicht per vierkante meter (-)
$\Gamma_{k,min}$ = minimale klemfactor die waarschijnlijk tenminste aanwezig is (-)
Δ = $(\rho_s - \rho)/\rho$ = relatieve soortelijke massa van de stenen in de toplaag (onder water) (-)
θ_f = helling van het stijghoogtefront (rekenen met 75^o) (°)
Λ = leklengte (m)
μ = gemiddelde waarde (verwachtingswaarde)
ξ_{op} = $\tan\alpha/\sqrt{(H_s/(gT_p^2/(2\pi)))}$ = brekerparameter (-)
ρ_s = soortelijke massa van de stenen (kg/m^3)
ρ = soortelijke massa van water (kg/m^3)
σ = standaardafwijking (standaarddeviatie)
σ_w = oppervlaktespanning van het water = 0,073 N/m
ϕ = stijghoogte (zie Figuur A.1 links) (m)
ϕ_b = hoogte van het stijghoogtefront (m)
$\phi_{beweging}$ = stijghoogteverschil waarmee een steen uit de bekleding kan worden gelicht (m)
ϕ_{bklap} = hoogte van het front ten opzichte van de trog tijdens de golfklappen (m)
$\phi_{b2\%}$ = hoogte van het stijghoogtefront met een overschrijdingsfrequentie van 2% (m)
$\phi_{minklap}$ = stijghoogte in de trog tussen de golfklap en de restanten van het golffront (m)
$\phi_{k2\%}$ = max. stijghoogte t.o.v. de trog tijdens de golfklap met 2% overschrijdingsfrequentie (-)
ϕ_w = maximale stijghoogteverschil over de toplaag (m)
$[\phi(t)]_{y=y1}$ = stijghoogteverloop in de tijd op een bepaalde locatie y_1 (m)
Ω = relatief open oppervlak, gedefinieerd als het oppervlak aan open ruimte tussen en in de zetstenen gedeeld door het totale oppervlak van de beschouwde steenzetting (-)

1 Inleiding

1.1 Kader

Steenzettingen zijn in Nederland toegepast op vele honderden kilometers dijk. Sinds de invoering van de verplichte toetsing van de veiligheid van dijken (Wet op de Waterkeringen van 1996) is het merendeel van deze steenzettingen onvoldoende of twijfelachtig bevonden.
In de praktijk kon aan veel steenzettingen geen definitief toetsoordeel toegekend worden wegens een gebrek aan kennis. In 2003 is daarom door de toenmalige Dienst Weg- en Waterbouwkunde van Rijkswaterstaat het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen opgestart. Doel van dit programma is het reduceren van deze kennisleemtes teneinde te komen tot scherpere toetsregels en daarmee sneller en vaker tot definitieve toetsresultaten.

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

1.2 Doel

Het onderzoek naar de stabiliteit van steenzettingen heeft de afgelopen jaren een groot aantal rapporten opgeleverd. Elk rapport behandelt een klein deelaspect tot in groot detail met een beschrijving van de uitgevoerde werkzaamheden, de (meet-)resultaten en conclusies.

Daarnaast is voor de praktijk in 2003 het TAW Technisch Rapport Steenzettingen uitgekomen (TAW 2003) dat praktische adviezen geeft over de wijze waarop steenzettingen getoetst en ontworpen moeten worden. Dit technisch rapport is bedoeld voor het gebruik door praktijkmensen. Tevens zijn wat achtergronden die resulteren uit het onderzoek weergegeven.
Sinds 2011 wordt er gewerkt aan een nieuw Technisch Rapport Dijkbekledingen (deel 2: steenzettingen), dat gebaseerd is op de nieuwste kennis. Het wordt ditmaal gecombineerd met een deel over asfalt, breuksteen en gras. Naar verwachting zal dit in de loop van 2014 gereed zijn.

Het doel van de onderhavige rapportage is het geven van achtergrondinformatie bij het nieuwe Technisch Rapport en het vervullen van een brugfunctie naar de achterliggende onderzoeksrapporten. Dit laatste is gewenst omdat ontwerpers en toetsers van steenzettingen soms behoefte hebben aan gedetailleerde achtergrondinformatie, maar vervolgens moeite hebben om hun weg te vinden in de grote hoeveelheid onderzoeksrapporten. Omdat er in het afgelopen decennium geen onderzoek is gedaan naar

de stabiliteit onder langsstromend water (langs de dijk), is de focus van het huidige rapport uitsluitend de stabiliteit tijdens een belasting door golven.

Het huidige rapport geeft per hoofdstuk een korte omschrijving van het uitgevoerde onderzoek en de daaruit voortgekomen resultaten en conclusies. Het is gecompleteerd met een korte uiteenzetting over de belangrijkste bezwijkmechanismen, waarbij ook verwijzingen zijn opgenomen naar onderzoeksrapporten van voor 2003.
Voor een samenvatting van de resultaten van het onderzoek tot 1988 wordt verwezen naar Bezuijen e.a. (1990).

Dit rapport is opgesteld door M. Klein Breteler en G.C. Mourik van Deltares en M.C.J. Bosters (Bosters Waterbouw & Hydrologie; hoofdstuk 9).

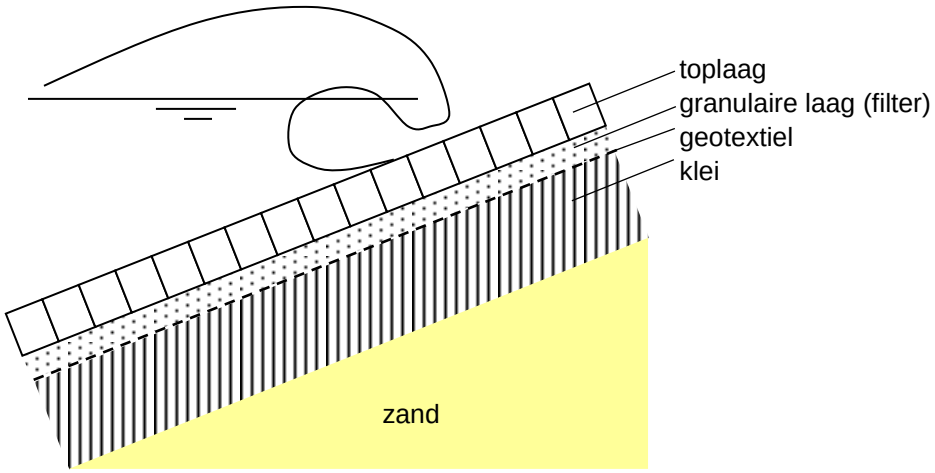
2 Overzicht belangrijkste bezwijkmechanismen bij golfbelasting

2.1 Inleiding

Steenzettingen zijn relatief gladde bekledingen van natuursteen of betonnen elementen die doorgaans worden geplaatst op een granulaire laag (zoals steenslag). Kenmerkend is dat de stenen dicht tegen elkaar gezet worden in een min of meer regelmatig patroon waardoor een relatief glad oppervlak verkregen wordt. De stenen worden zo dicht bij elkaar gezet dat de openingen tussen de stenen een oppervlak hebben van minder dan 20% van het totale oppervlak. Foto's van diverse typen steenzettingen zijn gegeven in bijlage C

Door het relatief gladde oppervlak van de steenzettingen heeft stromend water, bijvoorbeeld door stroming langs de dijk of door golfoploop en golfneerloop, vrijwel geen vat op de toplaag, in tegenstelling tot bijvoorbeeld los gestorte breuksteen. Stromingskrachten zijn daardoor onbelangrijk in de dimensionering als er daarnaast een belangrijke golfbelasting is.
De openingen tussen de stenen zijn relatief klein, zeker ten opzichte van bijvoorbeeld los gestorte breuksteen. De vrij kleine openingen tussen de stenen hebben als nadeel dat de doorlatendheid van de toplaag niet zo groot is. Dit heeft als gevolg dat drukverschillen over de toplaag van steenzettingen als gevolg van het breken van de golven een grote belasting geven. Daardoor is de golfbelasting voor steenzettingen vrijwel altijd de maatgevende belasting en is de belasting door stroming meestal ondergeschikt.

Er worden vier bezwijkmechanismen onderscheiden bij een belasting door golven:
1 Het uitlichten van (losse) stenen (toplaagstabiliteit).
2 Grondmechanische instabiliteit (afschuiving).
3 Het uitspoelen van het granulair materiaal (zoals steenslag) door de toplaag
4 Materiaaltransport vanuit de ondergrond (klei of zand) (waardoor de toplaag verzakt).



Figuur 2.1 Algemene opbouw van een steenzetting

Deze bezwijkmechanismen worden in de volgende paragrafen toegelicht.

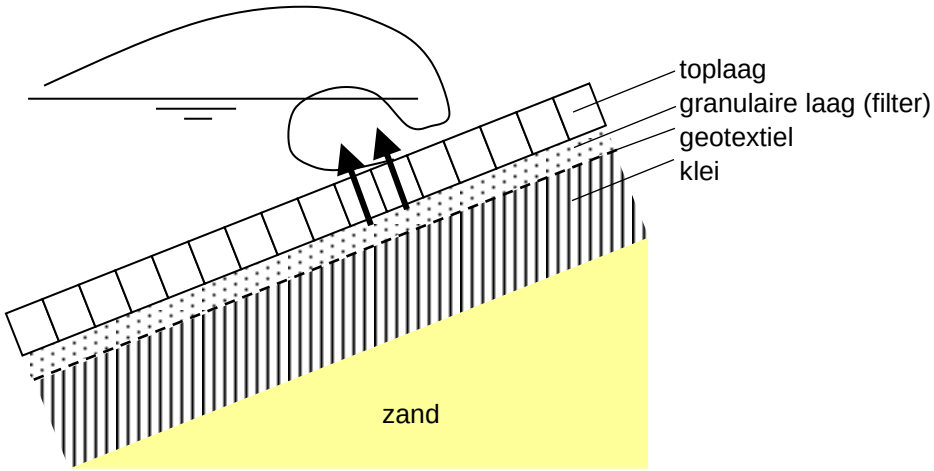
2.2 Toplaagstabiliteit

2.2.1 Inleiding

De stabiliteit van de toplaag wordt bedreigd door het optreden van een opwaartse kracht die wordt veroorzaakt door een drukverschil over de toplaag. Dit drukverschil is (onder andere) aanwezig op het moment dat de golf zich maximaal heeft teruggetrokken op het talud, zoals is geschetst in Figuur 2.2.
Op dat moment is een deel van het talud (ook onder de stilwaterlijn) vrijwel drooggevallen, terwijl in de constructie nog water aanwezig is. Dit veroorzaakt een opwaartse druk tegen de onderzijde van de toplaag.

Stroming langs een talud zal zelden maatgevend zijn als er ook een belangrijke golfbelasting is. Een dikte van de toplaag van 10 cm is reeds in staat een stroomsnelheid tot maximaal ongeveer 2 m/s te weerstaan.

Er worden hier relatief gladde steenzettingen behandeld. De hydraulische krachten op uitsteeksels (zoals bij voorbeeld "beverkoppen") of opstaande randen, waar het oplopende water tegenaan botst, worden niet beschouwd.



Figuur 2.2 Opwaartse druk bij een maximale golfterugloop

2.2.2 Stabiliteit kwantificeren met enkele sleutelparameters (black-box model)

Bij het beschouwen van de constructie als geheel wordt gekozen voor het karakteriseren van de belasting door de golfhoogte en de golfperiode, aangevuld met de waterstand (-diepte) en de taludhelling:
H_s = significante golfhoogte aan de teen van de constructie (m)
T_p = golfperiode die samenvalt met de top van het spectrum (s)
α = taludhelling (ten opzichte van de horizontaal) (°)

Met deze parameters ligt tevens de grootte van de brekerparameter, die de wijze van breken op het talud beschrijft, vast. Deze parameter kwantificeert een belangrijk aspect van de belasting:

$$\xi_{op} = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_s / L_{op}}} \tag{2.1}$$

$$L_{op} = \frac{gT_p^2}{2\pi} \tag{2.2}$$

met:
ξ_{op} = brekerparameter (-)
L_{op} = golflengte op diep water (m)
g = versnelling van de zwaartekracht (= 9,8 m/s^2)

De waterstand is eigenlijk geen belasting, maar is doorgaans indirect wel van invloed op de grootte van de golven en bepaalt waar de belasting op de steenzetting aangrijpt.

De belasting op de constructie wordt anderzijds weergegeven door de verhouding tussen de significante golfhoogte (H_s) en het onderwater steengewicht per vierkante meter (ΔD). Deze verhouding wordt de belastingparameter genoemd:

$$\frac{H_s}{\Delta D} \tag{2.3}$$

Met:
Δ = (ρ_s/ρ – 1) = relatieve soortelijke massa van de steen onder water (-)
ρ_s = soortelijke massa van de steen (kg/m^3)
ρ = soortelijke massa van water (kg/m^3)
D = toplaagdikte (m)

De sterkte van de constructie wordt gekarakteriseerd met de golfhoogte waarbij de constructie gaat bezwijken. Dit wordt de kritieke (significante) golfhoogte genoemd. De grootte ervan is niet alleen afhankelijk van de geometrie van de constructie, maar ook van de waarde van ξ_{op}.

Bij experimenteel onderzoek is doorgaans als eerste resultaat de relatie gegeven tussen de gemeten belastingparameter en brekerparameter bij het bezwijken van de steenzetting. Deze relatie geeft een goede eerste indruk van de prestatie van de steenzetting. Deze wijze van kwantificeren van de stabiliteit van steenzettingen wordt ook wel de black-box aanpak genoemd.

Bij deze aanpak wordt soms ook gebruik gemaakt van de stabiliteitsparameter F, die de brekerparameter en belastingparameter combineert:

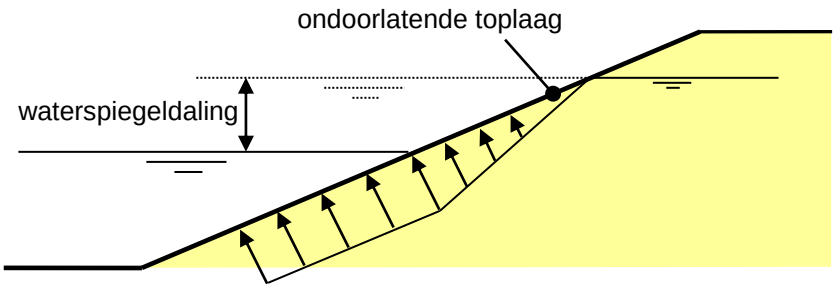
$$F = \frac{H_s}{\Delta D}\xi_{op}^{2/3} \tag{2.4}$$

Voor een aantal type steenzettingen is er geen beter rekenmodel dan het Black box model. Deze zijn:
- Blokken op klei, eventueel met een geotextiel
- Zetsteen op geotextiel op zand
- Zetsteen op zandasfalt

Het Black box model is nader uitgewerkt door Klein Breteler (1994) en later vernieuwd (Klein Breteler 2009b).

2.2.3 Leklengte

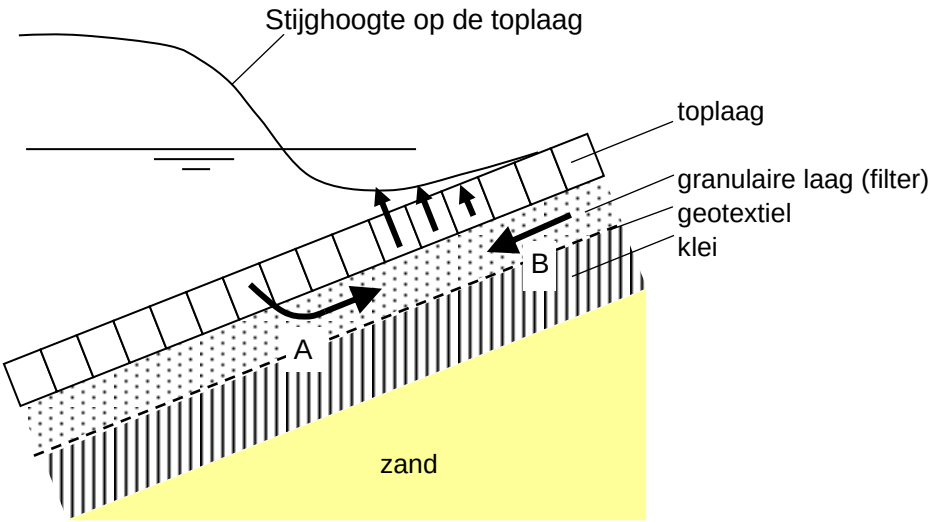
De stabiliteit van de toplaag wordt bedreigd door een stijghoogteverschil dat stenen uit het talud kan lichten. Voor het begrip ‘stijghoogte’ en ‘stijghoogteverschil’ wordt verwezen naar bijlage A. Voor een ondoorlatende toplaag en een golfterugloop, die wordt geschematiseerd tot een tijdelijk verlaagde waterspiegel, is het stijghoogteverschil eenvoudig te berekenen (zie Figuur 2.3).



Figuur 2.3 Stijghoogteverschil als gevolg van de waterspiegeldaling bij dichte toplaag (aanname: freatische lijn ter hoogte van SWL)

Het maximale stijghoogteverschil is voor dit geval gelijk aan de waterspiegeldaling (verschil in niveau van de freatische lijn onder de toplaag en de buitenwaterstand, in meters waterkolom).

Voor een brekende golf en een waterdoorlatende toplaag op een filter wordt het aanmerkelijk gecompliceerder. In Figuur 2.4 is een maximaal teruggetrokken golf getekend.

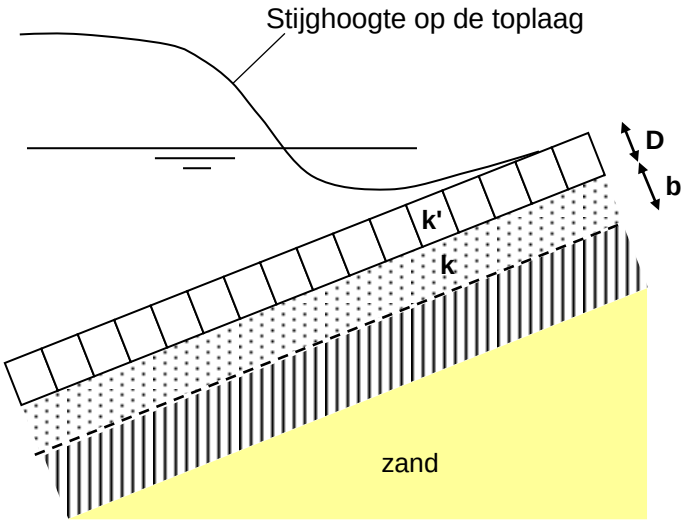


Figuur 2.4 Stroming door de toplaag en het filter tijdens een maximale golfterugloop

In deze figuur is te zien dat er aan de linkerkant een hoge stijghoogte op de toplaag staat (golffront) en aan de rechterkant een lage stijghoogte (golfneerloop). De hoge stijghoogte onder de aankomende golf wordt door de toplaag en door het filter naar boven doorgegeven (gebied A). Daar veroorzaakt deze hoge stijghoogte een stijghoogteverschil over de toplaag.

Tegelijkertijd zal in gebied B het water naar beneden en naar buiten stromen. Ook deze stroming draagt bij aan het stijghoogteverschil over de toplaag.
Dit proces van druktransmissie door het filter, dat per golf ongeveer een halve seconde aanhoudt (ongeveer één tiende à één twintigste deel van de golfperiode), is verantwoordelijk voor het uitlichten van een (losse) steen voor steenzettingen met een relatief dichte toplaag (rechthoekige blokken met smalle spleten). De golfklap is voor de meer open steenzettingen op een granulair filter van belang (basalt, betonzuilen, etc.). Hoewel het stijghoogteverloop tijdens de golfklap duidelijk anders is dan in Figuur 2.4, is het principe van het optreden van stijghoogteverschillen vergelijkbaar.

Naarmate de druktransmissie door het filter geringer is, is het stijghoogteverschil ook kleiner. Deze wordt onder andere beperkt door een kleine dikte van de filterlaag of een lage doorlatendheid van het filter (in bijlage A is het begrip doorlatendheid toegelicht).
Hierbij van belang is een kleine verhouding tussen de doorlatendheid van het filter en de doorlatendheid van de toplaag. Het stijghoogteverschil is kleiner naarmate de doorlatendheid van het filter kleiner is (omdat de waterdrukken dan maar met moeite doorgegeven kunnen worden) en/of de doorlatendheid van de toplaag groter is (omdat de waterdrukken dan bijna ongehinderd kunnen afvloeien). De doorlatendheid van het filter wordt kleiner naarmate de korrelgrootte en/of porositeit afneemt. De doorlatendheid van de toplaag neemt toe naarmate het percentage openingen groter wordt en/of dit beter wordt verdeeld over het oppervlak.



Figuur 2.5 Parameters die de grootte van de leklengte bepalen

Deze doorlatendheidsverhouding komt ook terug in de belangrijkste constructie-beschrijvende parameter, de leklengte Λ, waardoor deze parameter een maat is voor de grootte van het stijghoogteverschil over de toplaag bij een gegeven golfbelasting:

$$\Lambda = \sqrt{\frac{bDk}{k'}} \quad \text{of dimensieloos:} \quad \frac{\Lambda}{D} = \sqrt{\frac{b}{D}\frac{k}{k'}} \tag{2.5}$$

met:
Λ = leklengte (m)
b = dikte van de filterlaag (m)
D = dikte van de toplaag (m)
k = gelineariseerde doorlatendheid van het filter (m/s)

k' = gelineariseerde doorlatendheid van de toplaag (m/s)

Behalve de verhouding tussen de doorlatendheden k en k', zijn in deze parameter ook de dikte van de toplaag en de filterlaag opgenomen. Deze zijn namelijk mede bepalend voor het vermogen om water door te laten.
In een constructie met een grote leklengte treden grotere stijghoogteverschillen over de toplaag op dan in een constructie met een kleine leklengte. Dit is vooral een gevolg van de verhouding k/k' in de leklengteformule. De grootte van de leklengte ligt in de meeste gevallen tussen 0,3 m en 2 m.

Als er geen granulair filter aanwezig is, zoals bij een toplaag op een geotextiel op zand of blokken op klei, is de leklengteparameter onbepaalbaar, omdat de grootte van b en k niet te bepalen is. Bij dit type constructie is de fysische beschrijving van de stroming anders.
De kwantificering van het stijghoogteverschil op basis van de leklengtetheorie is van toepassing zolang de doorlatendheid van de toplaag veel kleiner is dan die van het filter èn de doorlatendheid van het filter groter is dan ca. 5 mm/s.

Meer achtergrondinformatie over de formules voor het berekenen van de doorlatendheid van het filter en de doorlatendheid van de toplaag is te vinden in Klein Breteler e.a. (1990).

2.2.4 Stabiliteit volgens analytische rekenmethode

De stabiliteit van steenzettingen op een filterlaag van granulair materiaal wordt doorgaans berekend met de analytische methode die opgenomen is in het rekenmodel Steentoets. Deze methode gaat uit van de leklengte-theorie (zie vorige paragraaf) voor het berekenen van het stijghoogteverschil over de toplaag. Dat wordt berekend voor situaties tijdens een golfklap en voor situaties tijdens een golffront.

Het stijghoogteverschil levert de kracht die kan leiden tot instabiliteit. Het stijghoogteverschil wordt beïnvloed door het proces dat ‘verhinderde toestroming’ wordt genoemd. Als een steen in de steenzetting omhoog gaat bewegen, moet er een zekere hoeveelheid water achter de steen aan stromen om te zorgen dat de holte eronder gevuld blijft met water. Doordat dit water naar de bewegende steen stroomt, ontstaat er een verlaging van het stijghoogte-verschil, waardoor de steen minder snel uit de steenzetting zal bewegen.
Toestroming is hetzelfde proces dat zorgt voor het vastgezogen lijken van een steen, die onder water met grote snelheid uit een zetting wordt getrokken. Als de steen langzaam uit de zetting wordt getrokken, is dat veel gemakkelijker, omdat het water dan meer tijd krijgt om onder de steen te stromen.
Het effect van toestroming is een verlaging van het stijghoogteverschil. Hoe korter de duur van het stijghoogteverschil, en hoe sneller dus de steen moet bewegen om uit de zetting te komen, hoe groter het effect van de toestroming.

De sterkte van de steenzetting wordt bepaald door het eigengewicht van de steen en de interactie met de omliggende stenen. Deze interactie kan de wrijving van een vrijwel losse steen zijn, of er kan sprake zijn van klemming. Klemming ontstaat als er een normaalkracht in het vlak van de steenzetting is die zorgt dat de stenen hard tegen elkaar gedrukt worden. Het is dan moeilijker om een afzonderlijke steen uit de steenzetting te trekken. Dit aspect van de sterkte wordt nader toegelicht in hoofdstuk 5.

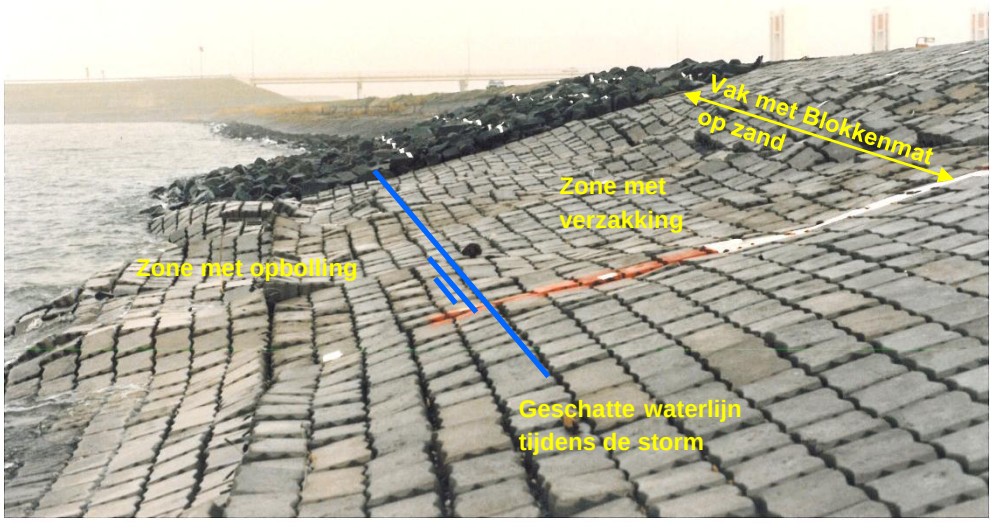
Verder wordt de stabiliteit beïnvloed door de traagheid van de stenen. Daardoor zal een kortdurend stijghoogteverschil minder makkelijk tot schade aan de steenzetting leiden dan een langdurig stijghoogteverschil. De belasting door golfklappen duurt korter dan die door een stijghoogtefront.

De steenzetting is instabiel als de belasting de sterkte overtreft.

Meer informatie over de ontwikkeling van het analytische model is te vinden in Klein Breteler e.a. (1992).

2.3 Afschuiving door golfbelasting

Golfbelasting kan niet alleen leiden tot bezwijken van de steenzetting, maar in bijzondere omstandigheden ook tot bezwijken van de ondergrond onder die steenzetting. Het mechanisme is tot nu toe alleen opgetreden bij proefvakken bij Lelystad waar een dunne blokkenmat direct op zand was aangelegd, zie Figuur 2.6. Bij een reguliere steenzettingsconstructie, bestaande uit een toplaag, filterlaag en kleilaag, is het mechanisme nog nooit waargenomen.

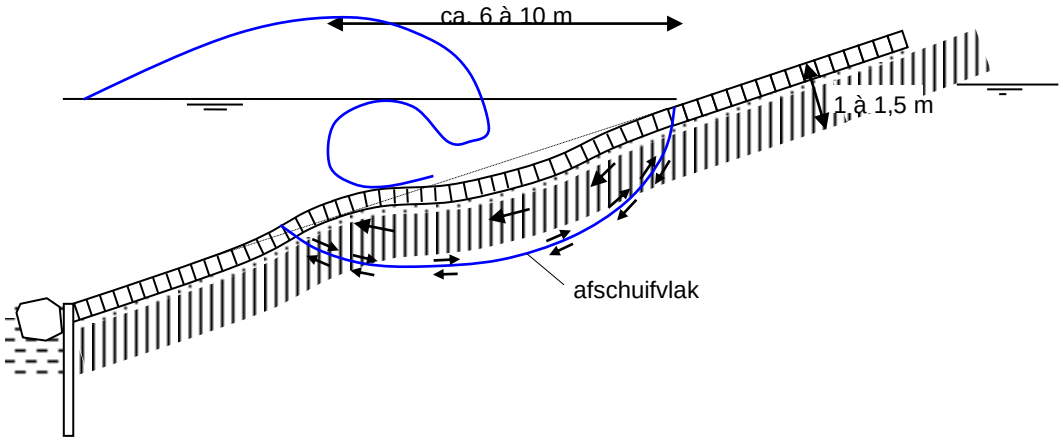


Figuur 2.6 Afschuiving bij proefvak bij Lelystad met blokkenmatten op zand

Uit onderzoek is geconcludeerd dat er alleen gevaar voor afschuiving door golfbelasting is als de constructie op een zandkern ligt en er onder de constructie significante grondwaterdrukken optreden. Deze kunnen worden veroorzaakt door een hoge grondwaterstand als de filterlaag of toplaag op een kleilaag ligt of door het heen en weer lopen van de golven als de filter- of toplaag direct op de zandkern ligt. Bij de gebruikelijke constructie met een kleilaag kan een kritieke situatie ontstaan als de totale constructiedikte klein is ten opzichte van de golfhoogte.

Verondersteld wordt dat de waterdrukken in combinatie met de golfaanval kunnen leiden tot opdrijven van de bekleding en verweking van het zand. Hierdoor kan het zand zich gaan verplaatsen, wat leidt tot vervorming van de bekleding. Elke grote golf kan wat extra vervorming opleveren, waardoor na verloop van tijd een S-profiel (zoals geschetst in Figuur

2.7) of een andere taluddeformatie ontstaat, met als ultiem gevolg dat de toplaag zijn samenhang verliest.



Figuur 2.7 Schematische weergave van de vervorming tot een S-profiel

Meer informatie over dit onderwerp is te vinden in hoofdstuk 9.

2.4 Materiaaltransport door de toplaag

Bij het dimensioneren van steenzettingen is het aantrekkelijk om de openingen in de toplaag zo groot mogelijk te kiezen, omdat daarmee de leklengte klein wordt en dus de stabiliteit groot. Tegelijkertijd levert ook een kleinere korrelgrootte van het filter een kleinere leklengte en dus grotere stabiliteit.
Helaas kan het groter kiezen van de openingen en het kleine kiezen van de korrelgrootte van het filter leiden tot het optreden van het mechanisme ‘materiaaltransport door de toplaag’. De korrels van het filter zullen dan uitspoelen door de toplaag, waarna de steenzetting verzakt en uit zijn verband raakt.

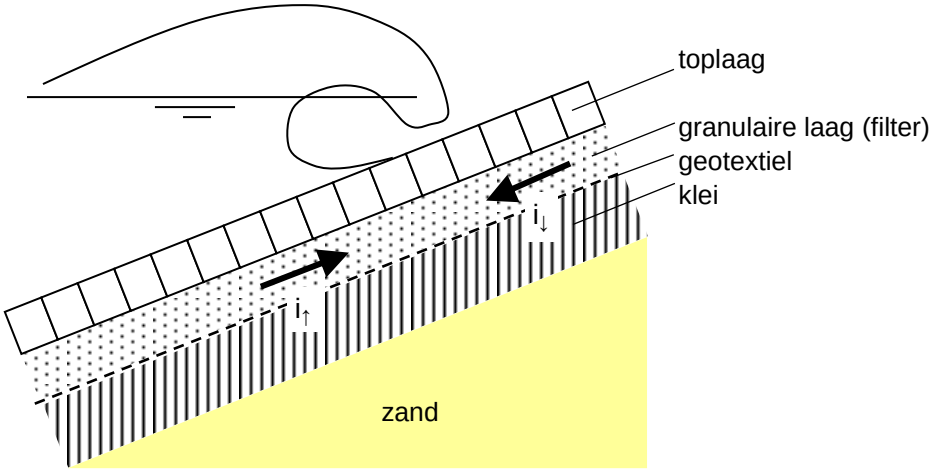
Dit mechanisme is onderzocht door Klein Breteler (1989). De formules zijn ook samengevat door Bezuijen e.a. (1990).

2.5 Materiaaltransport vanuit de ondergrond

Het materiaaltransport vanuit de ondergrond (vanuit de basis) betreft het migreren van zand of klei door het bovenliggende filter (of toplaag). Dit is een direct gevolg van een verhang in het filter, dat daarom bij de beschouwing van dit bezwijkmechanisme wordt opgevat als de belasting. Voor een nadere uitleg over het begrip verhang wordt verwezen naar bijlage A.
Het verhang zorgt voor een stroming van het water door de poriën van het filter.

De sterkte van het grensvlak tussen het filter en de ondergrond wordt gekarakteriseerd met het verhang waarbij de korrels van de onderliggende laag worden opgepikt en door de stroming in het filter worden afgevoerd. Dit wordt het kritieke verhang genoemd (i_{cr}). Het gaat hierbij steeds om het verhang evenwijdig aan de toplaag. De i_{cr} is groter bij een (evenwijdig aan het talud) omhoog gerichte stroming in het filter dan bij een omlaag gerichte stroming langs het grensvlak (zie Figuur 2.8). Er wordt daarom onderscheid gemaakt tussen:

- het kritiek verhang bij een omhoog gerichte stroming: $i_{\uparrow cr}$;
- het kritiek verhang bij een omlaag gerichte stroming: $i_{\downarrow cr}$.



Figuur 2.8 Verhang langs het grensvlak (omhoog en omlaag gericht)

De belasting is ook verschillend:
- de belasting bij stroming langs het grensvlak omhoog: $i_{\uparrow}$;
- de belasting bij stroming langs het grensvlak omlaag: $i_{\downarrow}$.

De sterkte wordt beïnvloed door het al dan niet aanwezig zijn van een geotextiel. Als er een geotextiel is, dan is de O_{90} (karakteristieke openingen in het geotextiel) de meest bepalende factor. Als er geen geotextiel is, dan wordt de reststerkte bepaald door de verhouding tussen de korrelgrootte van de ondergrond en in het erboven liggende filter.

Als de belasting de sterkte overtreft, zal de ondergrond gaan uitspoelen. Dat leidt uiteindelijk tot het verzakken van de steenzetting, waardoor deze uit het verband raakt.

Meer informatie over de ontwikkeling van formules waarmee berekend kan worden of dit mechanisme optreedt, is te vinden in Klein Breteler e.a. (1992b).

3 Golfbelasting op steenzettingen

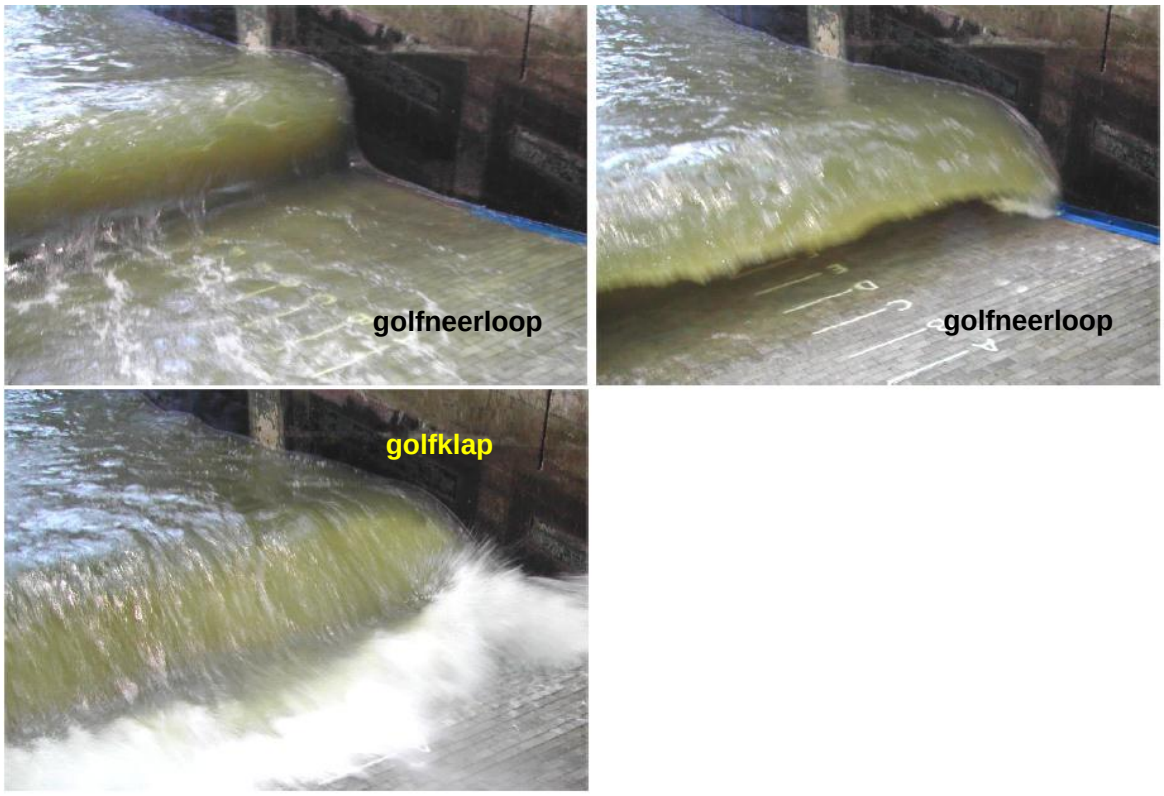
3.1 Inleiding

Om het stijghoogteverschil over de toplaag van een steenzetting te kunnen berekenen, is het verloop van de stijghoogte op het taludoppervlak nodig. Samen met de leklengte kan dan het stijghoogteverschil berekend worden, dat gezien kan worden als de primaire belasting van de steenzetting (zie paragraaf 2.2).

De brekende golven op het talud geven een in de plaats en de tijd variërende stijghoogte op de toplaag. Er zijn drie markante fases in een golfcyclus te onderscheiden:

- De periode waarin er sprake is van een golfneerloop
- Het moment waarop de golfklap plaatsvindt
- De periode waarin de golf het talud oploopt

Voor de stabiliteit van steenzettingen zijn meestal de eerste twee genoemde fases maatgevend. Alleen voor steenzettingen die volledig boven de waterlijn liggen is de derde fase maatgevend (zie hoofdstuk 7).
Voor de kruin en het binnentalud van een havendam is de golfoverslag maatgevend, die ontstaat als de kruin lager is dan de golfoploop (zie hoofdstuk 11).

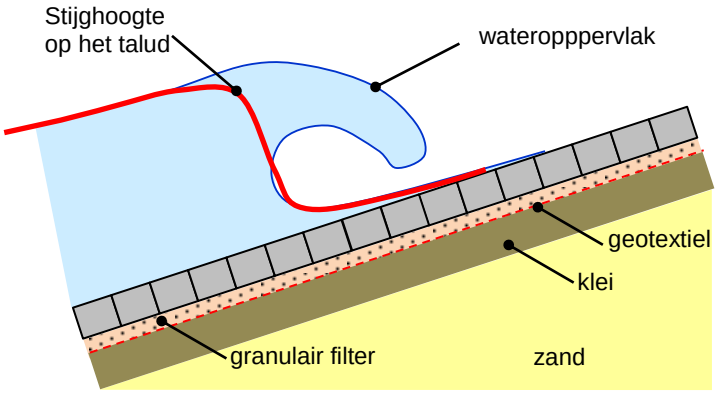


Figuur 3.1 Drie momenten tijdens het breken van een golf op het talud

3.2 Golfklappen en golffronten

Er zijn twee specifieke momenten waarop de steenzetting zwaar belast wordt, namelijk tijdens maximale golfneerloop en tijdens de golfklap. Afhankelijk van het type steenzetting is de ene of de andere maatgevend.

Tijdens maximale golfneerloop is er sprake van een muur van water op het talud, terwijl iets hoger op het talud vrijwel geen water staat. Op dat moment is er sprake van een stijghoogtefront, zoals getekend in Figuur 3.2.



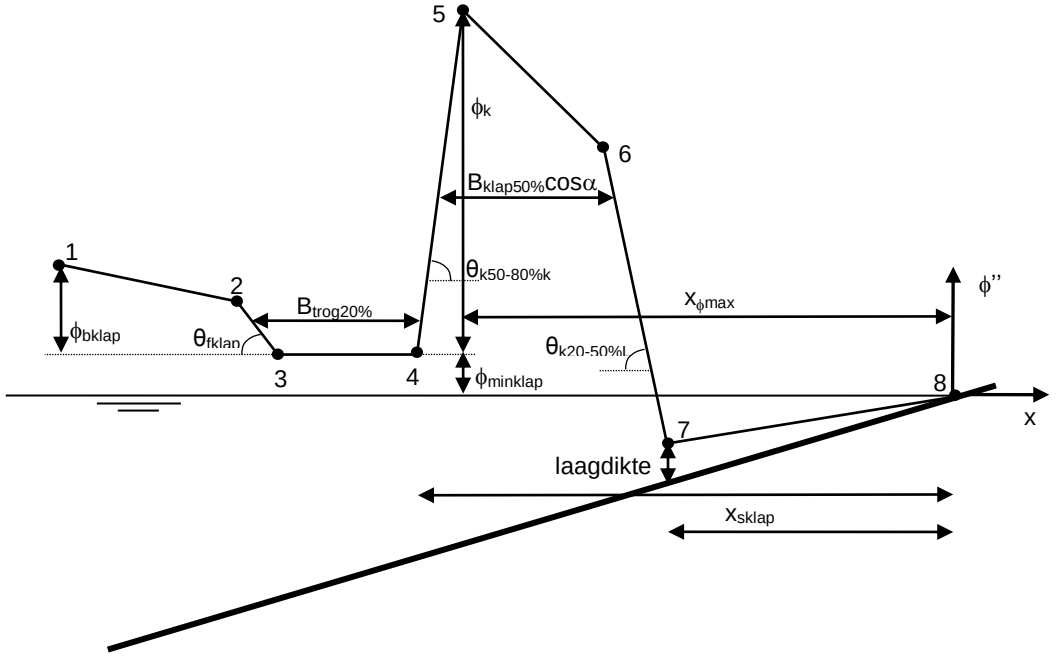
Figuur 3.2 Stijghoogteverloop tijdens het stijghoogtefront

Even later treedt er een golfklap op, die lokaal een kortstondige hoge drukpiek veroorzaakt.

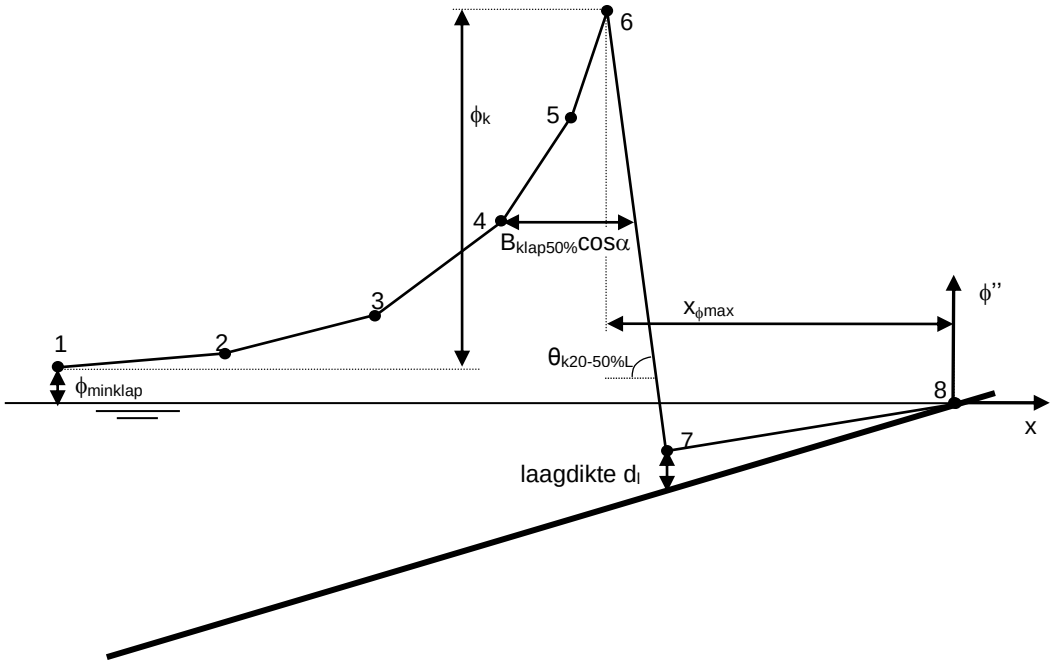
Het verloop van de stijghoogte op het talud tijdens het golffront en tijdens de golfklap is onderzocht door middel van kleinschalig en grootschalig modelonderzoek. De modelopstelling tijdens het kleinschalige modelonderzoek bestond uit een glad talud met daarin tientallen drukopnemers, terwijl tijdens het grootschalige modelonderzoek deze drukopnemers in de stenen van steenzetting waren weggewerkt. Op deze wijze was het mogelijk om het verloop van de stijghoogte op de specifieke locaties van de drukopnemers te meten als functie van de tijd.

In het onderzoek zijn proeven uit verschillende onderzoeken betrokken. De analyse van al deze proeven is gerapporteerd door Klein Breteler, Van de Werf en Wenneker (2012).
Uit de enorme hoeveelheid data is specifiek het moment gekozen waarop een hoog of steil stijghoogtefront optreedt en het moment waarop de golfklap optreedt. Het selecteren van de juiste momenten en het karakteriseren van het stijghoogteverloop is geautomatiseerd. Hiervoor is het matlab-programma AnalyseWave ontwikkeld. Hiermee kan de computer voor elke golf het meest extreme stijghoogtefront en golfklap identificeren en daarbij enkele tientallen eigenschappen bepalen. Dit heeft een schat aan informatie over het stijghoogte-verloop opgeleverd, waaruit 4 maatgevende belastinggevallen zijn geselecteerd:

1 Golfklap type 1: zie Figuur 3.3
2 Golfklap type 2: zie Figuur 3.4
3 Hoog stijghoogtefront: zie Figuur 3.5
4 Steil stijghoogtefront: zie Figuur 3.5



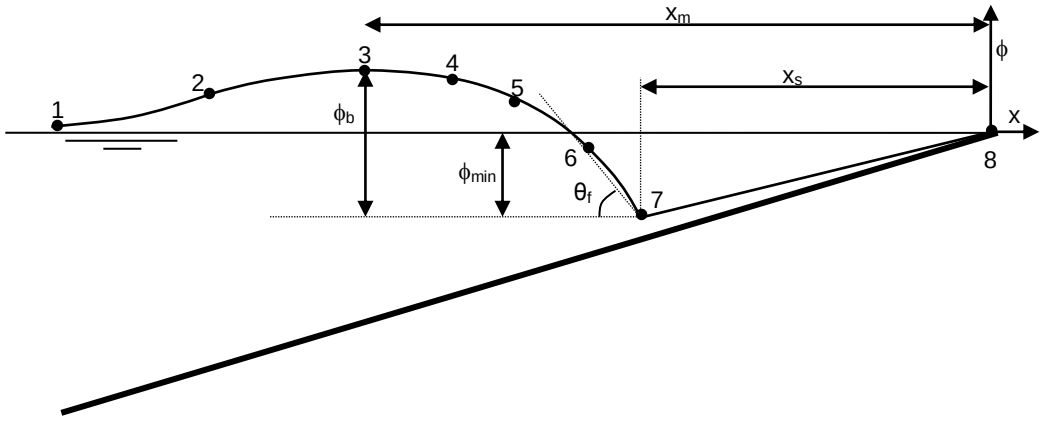
Figuur 3.3 Schematisering van het stijghoogteverloop van golfklap type 1



Figuur 3.4 Schematisering van het stijghoogteverloop van golfklap type 2

Omdat bij onregelmatige golven elke golf weer op een iets andere manier breekt op het talud, zijn de eigenschappen van elke golfklap en elk stijghoogtefront anders. Daarom zijn de resultaten van AnalyseWave statistisch geanalyseerd. Daarbij is voor de meest primaire eigenschappen, zoals de hoogste stijghoogte in de golfklap, gekeken naar de waarde die door 2% van golfklappen wordt overschreden, omdat steenzittingen met name gevoelig zijn

voor relatief hoge belastingen die niet veel voorkomen in het golfspectrum. Daarnaast is voor secundaire eigenschappen, zoals de locatie van de golfklap, gekeken naar het gemiddelde van die golfklappen die qua hoogste stijghoogte in de golfklap behoren tot het hoogste eenderde deel. Dezelfde procedure is gevolgd bij de stijghoogtefronten, waarbij de hoogte van het front een voorbeeld is van een primaire eigenschap, en de locatie van de voet van het front een voorbeeld van een secundaire eigenschap.



Figuur 3.5 Schematisering van het stijghoogtefront

Voor elk van de relevante eigenschappen is een formule ontwikkeld die de relatie geeft tussen die eigenschap enerzijds en de golfcondities en taludhelling anderzijds. Soms is daarbij ook de invloed van een berm in het talud verdisconteerd. De meeste van deze formules volgen uit de analyse die gerapporteerd is door Klein Breteler, Van de Werf en Wenneker (2012) en Klein Breteler en Van der Werf (2006).

Enkele belangrijke formules voor golfklap type 1 en 2 uit het onderzoek zijn:

- locatie waar de maximale stijghoogte in de golfklap optreedt (punt 5 in Figuur 3.3 en punt 6 in Figuur 3.4):

$$\frac{x_{\phi\max}}{H_s} = \min\left\{ \frac{0,42}{\sqrt{s_{op}}} - 0,9 \; ; \; 6,5 \right\} \tag{3.1}$$

- maximale stijghoogte in de golfklap ten opzichte van de minimale stijghoogte zeewaarts hiervan (punt 5 in Figuur 3.3 en punt 6 in Figuur 3.4):

$$\frac{\phi_{k2\%}}{H_s} = \gamma_{berm,\phi k} \cdot \left(30 - \frac{1}{\sqrt{s_{op}}} \right) \left(\frac{\rho g H_s^2}{\sigma_w} \right)^{-0,2} \quad \text{mits } 0,22 < \tan\alpha < 0,35 \tag{3.2}$$

$$\gamma_{berm,\phi k} = 0,1\left(\frac{h_b}{H_s} - 2 \right)^2 + 1 \quad \text{voor} \quad -0,2 \le \frac{h_b}{H_s} \le 2$$

$$\gamma_{berm,\phi k} = 1 \quad \text{voor} \quad \frac{h_b}{H_s} > 2 \tag{3.3}$$

- minimale stijghoogte tussen de golfklap en de restanten van het golffront in golfklap type 1 en de minimale stijghoogte aan de zeewaartse kant van golfklap type 2 (punt 3 en 4 in Figuur 3.3 en punt 1 in Figuur 3.4):

$$\frac{\phi_{\min klap}}{H_s} = 0,05 \quad (3.4)$$

- breedte van de golfklap (op de halve hoogte van de stijghoogtefiguur) met 2% overschrijdingsfrequentie, geselecteerd uit de grootste 33% golfklappen (gelet op $\phi_{k2\%}$):

$$\frac{B_{klap50\%}}{H_s} = 0,96 - 0,11\xi_{op} \text{ mits } 1 < \xi_{op} < 5,5 \quad (3.5)$$

- laagdikte op het talud ter plaatse van de golfklap:

$$\frac{d_l}{H_s} = 0,17 \quad (3.6)$$

met:

$B_{klap50\%}$	=	breedte van de golfklap halverwege de golfklaphoogte met 2% overschrijdingsfrequentie, evenwijdig aan het talud gemeten (m)
d_l	=	laagdikte op het talud ter plaatse van de golfklap (m)
ϕ_{bklap}	=	hoogte van het front ten opzichte van de trog tijdens de golfklappen (m)
$\phi_{minklap}$	=	stijghoogte in de trog tussen de golfklap en de restanten van het golffront (m)
$\gamma_{berm,\phi k}$	=	factor die de invloed van de berm op $\phi_{k2\%}$ tijdens de golfklap weergeeft (-)
$\phi_{k2\%}$	=	max. stijghoogte t.o.v. de trog tijdens de golfklap met 2% overschrijdingsfrequentie (-)
σ_w	=	oppervlaktespanning van het water = 0,073 N/m
H_s	=	significante golfhoogte (op basis van energie) (m)
ξ_{op}	=	$\tan\alpha/\sqrt{(H_s/(1,56T_p^2))}$ = brekerparameter (-)
s_{op}	=	$H_s/(1,56T_p^2)$ = golfsteilheid op basis van diepwater golflengte (-)
T_p	=	golfperiode bij de piek van het spectrum (s)
g	=	versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)
α	=	taludhelling (^{o})
ρ	=	soortelijke massa van water (kg/m^3)
h_b	=	afstand van stilwaterlijn tot berm (positief als berm boven SWL ligt) (m)

Voor de analyse waren proeven beschikbaar met taluds tussen 1:3 en 1:4. Deze taludhellingen zijn veruit in de meerderheid op de Nederlandse primaire waterkering. Bij deze vrij beperkte range van taludhellingen is er vrijwel geen invloed van de taludhelling op de grootte van de golfklap. Later is gebleken dat de invloed van de taludhelling buiten deze range wel aanwezig is.

Modelonderzoek op schaal wordt met golven altijd uitgevoerd volgens de schaalregels van Froude. Dit geeft voor de meeste aspecten van de golven goede resultaten. Uit analyse is echter gebleken dat de grootte van de golfklap niet schaalt volgens deze schaalregels. Volgens de schaalregels van Froude zou de $\phi_{k2\%}$ twee maal zo groot worden als de golfhoogte tweemaal zo groot wordt bij gelijkblijvende golfsteilheid. De metingen geven aan dat deze toename minder groot is. Om hiervoor te corrigeren is een correctiefactor toegevoegd in de formules. Hierbij is gebruik gemaakt van de oppervlaktespanning van het water (σ_w), die ook invloed heeft op de grootte van de belletjes in het water tijdens het breken van golven, die op hun beurt de compressibiliteit van het water en de grootte van de golfklap beïnvloeden.
Hoewel de oppervlaktespanning van het water relevant is voor golfklappen, is de fysische basis voor de correctiefactor beperkt. De factor moet gezien worden als een bruikbare correctie die zorgt dat ongeveer de juiste $\phi_{k2\%}$ met de formules wordt berekend. Het is

daarom niet aan te raden de waarde van de oppervlaktespanning te corrigeren voor bijzondere aspecten zoals de temperatuur en het zoutgehalte van het water.

Uit de formules blijkt dat de invloed van de golfsteilheid op de grootte van $\phi_{k2\%}$ niet zo groot is, terwijl toch het algemene beeld is dat bij lange golven er nauwelijks nog golfklappen optreden. Uit analyse is gebleken dat de golfklappen iets afnemen in kracht, maar vooral afnemen in aantal (zie Figuur 3.6). Het aandeel van de golven dat leidt tot een noemenswaardige golfklap kan berekend worden met volgende formule:

$$\frac{N_{klap}}{N} = 1 - \frac{0,057}{\sqrt{s_{op}}}; \quad \text{voor } 0,004 \le s_{op} < 0,05 \tag{3.7}$$

met:

N_{klap} = aantal geïdentificeerde golfklappen (-)

N = aantal golven (-)

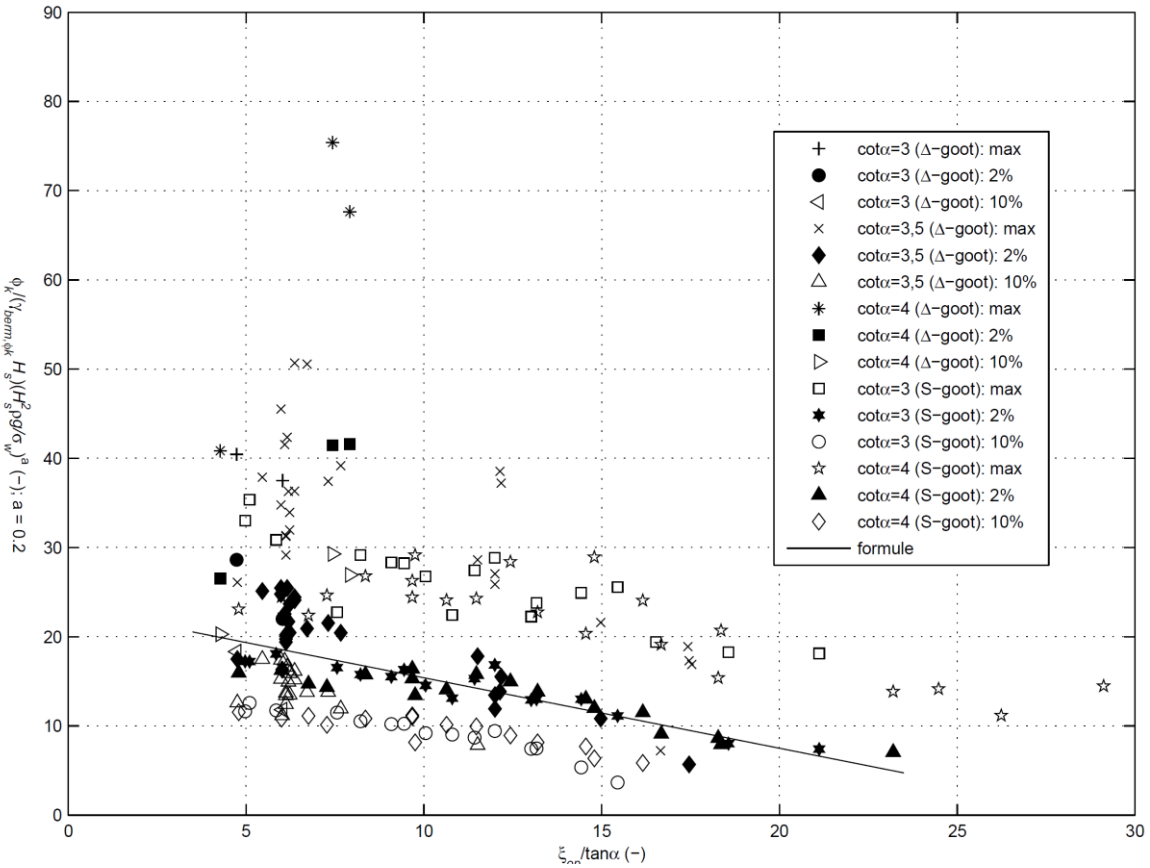


Figuur 3.6 Lange golf in de Deltagoot: de golf gaat bruisend het talud op zonder golfklap

De nauwkeurigheid van sommige van deze formules is beperkt, vanwege de complexiteit van het fysisch proces tijdens golfklappen en de soms tegenvallende instrumentatiedichtheid tijdens de proeven. Figuur 3.7 geeft een indruk van de nauwkeurigheid van de formule voor $\phi_{k2\%}$. De formule is gebaseerd op de meetpunten met de zwart ingekleurde symbolen, want die hebben een overschrijdingfrequentie van 2%. In de figuur zijn ook de maximale waarden van ϕ_k en die met een overschrijdingfrequentie van 10% gegeven. Vooral de maximale waarden hebben een grote spreiding, terwijl die spreiding bij de meetpunten met een overschrijdingfrequentie van 10% het kleinst is.

Bij sommige van deze onderzoeken was de onderlinge afstand tussen de drukopnemers en/of de bemonsteringsfrequentie wat aan de grote kant. Daardoor is ervoor gekozen de analyse van de resultaten met name te richten op het onderzoek met de beste modelopstelling, namelijk die van Kuiper en van Vossen (2003). Dit onderzoek was echter vooral gericht op relatief lange golven en daarom zijn ook de proeven uit andere onderzoeken beschouwd om een compleet beeld te krijgen van het verloop van de stijghoogte op het talud als functie van de golfcondities en taludhelling. In het rapport van Klein Breteler e.a. (2012) is een bijlage gewijd aan aan de eisen die gesteld moeten worden aan een modelopstelling om goede metingen te verkrijgen ten behoeve van het steenzettingenonderzoek.

Dit heeft geleid tot de conclusie dat de maximaal toelaatbare onderlinge afstand van de drukopnemers $0{,}1H_s$ à $0{,}15H_s$ is (gemeten langs het talud). De onnauwkeurigheid als gevolg van de drukopnemerafstand van de gemeten maximale stijghoogte in de golfklap is dan ca 5% en voor de breedte van de golfklap ca 10%.



Figuur 3.7 Gemeten dimensieloze waarde van de maximale stijghoogte tijdens de golfklap (de formule is gebaseerd op de dichte symbolen)

Enkele belangrijke formules voor het stijghoogtefront zijn:

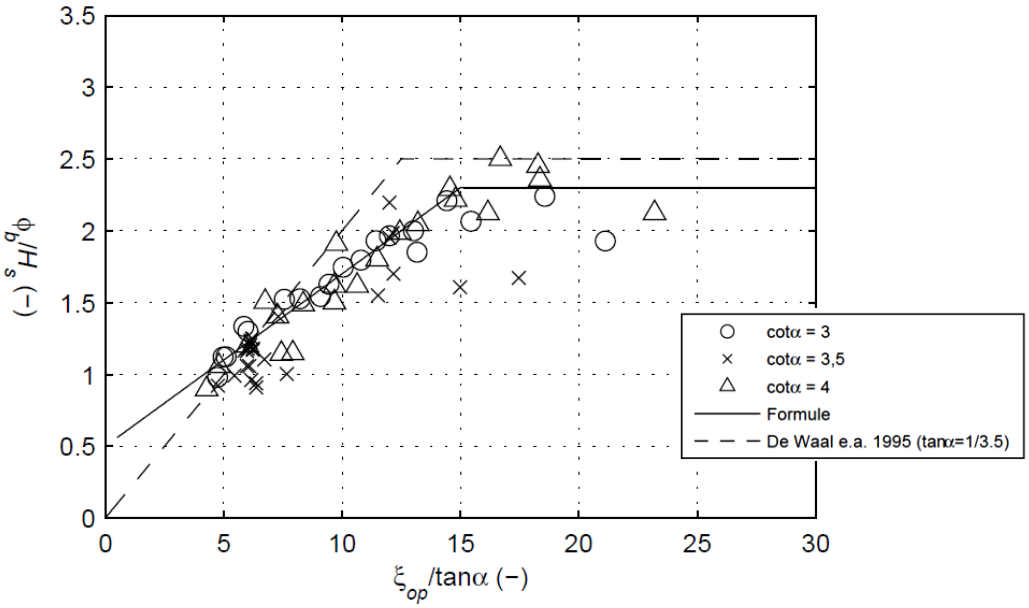
- hoog stijghoogtefront:
  - $$\frac{\phi_{b2\%}}{H_s} = \min\left\{ 0{,}5 + \frac{0{,}12}{\sqrt{s_{op}}} \;;\; 2{,}3 \right\}$$ (zie Figuur 3.8) (3.8)
  - $$\tan\left(\theta_f\right) = \max\left\{ 1;\ \min\left\{ 8 - \frac{0{,}6}{\sqrt{s_{op}}} \;;\; 2{,}5 \right\} \right\}$$ (3.9)
  - $$\frac{x_s}{H_s}\tan\alpha = \min\left\{ 0{,}25 + \frac{0{,}11}{\sqrt{s_{op}}} \;;\; 2{,}0 \right\}$$ (3.10)
  - $$\frac{\phi_{min}}{H_s} = \max\left\{ -0{,}16\left(\frac{\xi_{op}}{\sqrt{\tan\alpha}}\right)^{1{,}25} \;;\; \frac{-2{,}5}{1+0{,}9/\sqrt{\xi_{op}}} ; -\frac{\phi_{b2\%}}{H_s} \right\}$$ (3.11)
- steil stijghoogtefront:

$$\frac{\phi_{b2\%}}{H_s} = \min\left\{ 0,4 + \frac{0,08}{\sqrt{s_{op}}} \; ; \; 1,4 \right\} \tag{3.12}$$

$$\tan\left(\theta_f\right) = \max\left\{ 2 \; ; \; \min\left\{ 12 - \frac{0,8}{\sqrt{s_{op}}} \; ; \; 5 \right\} \right\} \tag{3.13}$$

$$\frac{x_s}{H_s}\tan\alpha = \min\left\{ 0,2 + \frac{0,06}{\sqrt{s_{op}}} \; ; \; 0,9 \right\} \tag{3.14}$$

$$\frac{\phi_{min}}{H_s} = \max\left\{ -0,05 - 0,14\frac{\xi_{op}}{\sqrt{\tan\alpha}} ; \; -0,9 ; -\frac{\phi_{b2\%}}{H_s} \right\} \tag{3.15}$$



Figuur 3.8 Gemeten hoogte van het stijghoogtefront met overschrijdingsfrequentie van 2% (hoog front)

Een groot deel van bovenstaande formules is in Steentoets gebruikt om samen met de leklengtetheorie het maatgevende stijghoogteverschil over de toplaag te berekenen.

3.3 Stabiliteit van de toplaag bij zeer lange golven

Het onderzoek naar de invloed van de golfcondities en taludhelling op de grootte van de golfklappen en fronten (zie vorige paragraaf) had een hypothese opgeleverd over de stabiliteit van steenzettingen bij relatief lange golven. Onder andere met behulp van het numerieke model Zsteen is door Klein Breteler e.a. (2012) de invloed van de golfsteilheid op de stabiliteit van steenzettingen bij relatief lange golven gekwantificeerd. Uit het onderzoek is gebleken dat de stabiliteit van steenzettingen met een relatief open toplaag (kleine leklengte, zoals moderne zuilen op een dunne filterlaag) een minimale stabiliteit hebben bij een breker-parameter ξ_{op} van ongeveer 2. Is de waarde van ξ_{op} groter, dan neemt de stabiliteit ($H_s/(\Delta D)$) weer toe met toenemende ξ_{op}.

Voor steenzettingen met een grote leklengte is dit minimum niet aanwezig, en blijft de stabiliteit afnemen bij het toenemen van ξ_{op}.

De verwachte grote stabiliteit van open steenzettingen bij een grote waarde van ξ_{op} vloeit voort uit de constatering dat dit type steenzettingen gevoelig is voor golfklappen, terwijl het percentage golven dat een golfklap geeft steeds verder afneemt bij toenemende ξ_{op}, net als de grootte van de maximale stijghoogte in de golfklap ($\phi_{k2\%}$).

Dit is geverifieerd met behulp van grootschalig modelonderzoek in de Deltagoot (Klein Breteler e.a., 2012). Het modelonderzoek is uitgevoerd met een bekleding van Hydroblocks van 15 cm dikte op een 5,5 cm dikke filterlaag van steenslag 22-40 mm op een talud van 1:3,5. Er zijn relatief lichte blokken toegepast met gemiddelde soortelijke massa van 1952 kg/m^3, zodat er een goede kans was dat er schade ontstond tijdens de proeven. Dat was nodig omdat bij de zeer lange golven, die toegepast zijn tijdens dit onderzoek, de capaciteit van de Deltagoot beperkt is.



Figuur 3.9 Schade aan de steenzettingen tijdens proeven in de Deltagoot (de blokken zijn lichter gemaakt door geel polystyreen erin aan te brengen)

In de modelopstelling waren ook drukopnemers opgenomen, namelijk 21 voor het meten van de stijghoogte op de toplaag en 13 voor het meten van de stijghoogte in het filter.

De proeven zijn uitgevoerd met een duur van 1000 golven en een golfsteilheid van respectievelijk $s_{op} \approx 0{,}0075$ en $s_{op} \approx 0{,}0045$. Tijdens elk van deze twee proevenseries is de golfhoogte stap voor stap opgehoogd totdat schade ontstond of de maximale capaciteit van de Deltagoot was bereikt, waarbij de golfsteilheid ongeveer gelijk gehouden werd.

De taludbekleding met de Hydroblokken is tijdens de uitgevoerde proevenserie met $s_{op} \approx 0{,}0045$ niet bezweken. Wel trad er gedurende proef P16 een zodanige vervorming van het talud op dat geconcludeerd is dat de golfhoogte bij begin van schade zeer dicht genaderd is. Op basis hiervan is de bezwijkgolfhoogte bij $\xi_{op} = 4{,}28$ geschat op $H_s = 1{,}1$ m.
Bij $s_{op} \approx 0{,}0075$ ($\xi_{op} = 3{,}29$) is vastgesteld dat schade optreedt bij $H_s = 1{,}05$ m.

Op basis van de analyse van de proefresultaten in samenhang met de resultaten uit het in dit kader uitgevoerde onderzoek naar de grootte van golfklappen, zijn de volgende formules

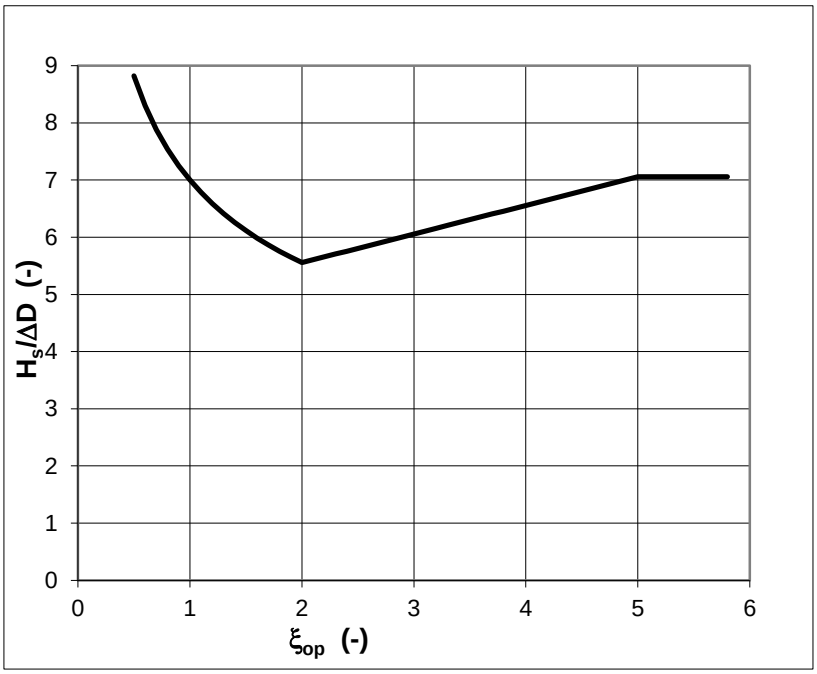
opgesteld ten aanzien de stabiliteit van relatief open steenzettingen (zoals basalt, Basalton, Hydroblocks, etc) bij relatief lange golven:

- Als $\xi_{op} \leq 2$: de stabiliteit neemt af met toenemende brekerparameter conform het analytische rekenmodel, bij benadering: $H_s/(\Delta D) = F \cdot \xi_{op}^{-2/3}$.
- Als $2 < \xi_{op} \leq 5$: de stabiliteit neemt weer toe met toenemende brekerparameter met ongeveer de volgende trend:
  $H_s/(\Delta D) = F \cdot 2^{-2/3} + 0{,}5 \cdot (\xi_{op} - 2)$ (3.16)
- Als $\xi_{op} > 5$: de stabiliteit is vooralsnog onbekend, maar een realistische schatting is wellicht een constante stabiliteit:
  $H_s/\Delta D = F \cdot 2^{-2/3} + 1{,}5$ (3.17)

Met:

H_s	=	significante golfhoogte (op basis van energie) (m)
ξ_{op}	=	$\tan\alpha/\sqrt{(H_s/(gT_p^2/(2\pi)))}$ = brekerparameter (-)
T_p	=	golfperiode bij de piek van het spectrum (s)
Δ	=	$(\rho_s - \rho)/\rho$ = relatieve soortelijke massa van de stenen (-)
D	=	dikte van de toplaag (m)
F	=	$\xi_{op}^{2/3} \cdot H_s/(\Delta D)$ = stabiliteitsparameter (-)
α	=	taludhelling (^{o})
ρ_s	=	soortelijke massa van de stenen (kg/m^3)
ρ	=	soortelijke massa van water (kg/m^3)

Later is vastgesteld dat de macht in deze formule (namelijk –2/3) aangepast moet worden naar –1/3 (Klein Breteler, 2009). De relatie tussen $H_s/\Delta D$ en ξ_{op} voor F = 7 is getekend in Figuur 3.10.



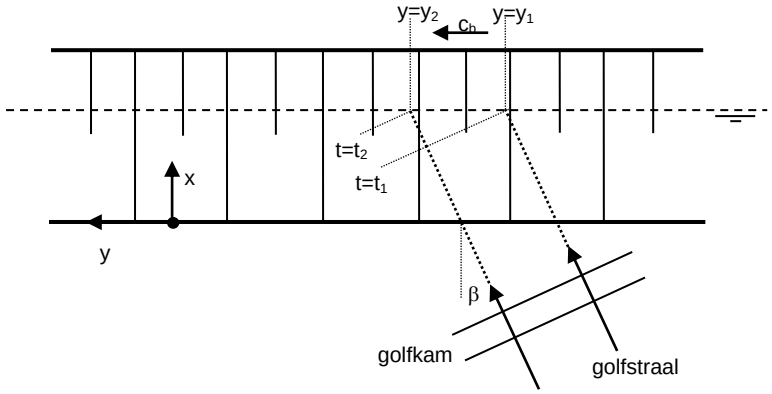
Figuur 3.10 Stabiliteit loopt op bij toenemende ξ_{op} als $2 < \xi_{op} < 5$ (getekend voor F = 7).

3.4 Scheve golfaanval

De invloed van scheve golfaanval op de stabiliteit van steenzettingen is onderzocht met een combinatie van kleinschalig modelonderzoek (voor het meten van de stijghoogte op de toplaag) en een numeriek rekenmodel (Zsteen3D voor het berekenen van het stijghoogte-verschil over de toplaag).

Het kleinschalig modelonderzoek is uitgevoerd in het Vinjé-basin van Deltares, waarin een dijk met talud van 1:3 is aangebracht met een groot aantal drukopnemers. Tijdens dit onderzoek zijn de stijghoogtes op het talud gemeten met 47 drukopnemers, verdeeld over 3 parallelle raaien. De middelste raai was met 29 drukopnemers het dichtst geïnstrumenteerd.
Met deze metingen was het mogelijk om op het gehele oppervlak van de dijk de gemeten stijghoogte te genereren die gebruikt kan worden als input voor het driedimensionale rekenmodel Zsteen3D. Bij het opzetten van de metingen is gebruik gemaakt van de hypothese dat de stijghoogte op een bepaald moment in een bepaalde raai (op een lijn op het talud, haaks op de dijkas) hetzelfde is als in een naastliggende raai op een iets later tijdstip.

Aangenomen kan worden dat de golfkammen over een kleine lengte recht zijn. Daarom kan het stijghoogteverloop in de tijd op een bepaalde locatie $[\phi(t)]_{y=y1}$ vertaald worden naar het stijghoogteverloop op een andere locatie, $[\phi(t)]_{y=y2}$. In Figuur 3.11 is dit geschetst. Bij scheve golfaanval zal namelijk eerst de golfklap op de ene locatie plaatsvinden, en even later dezelfde golfklap op de andere locatie iets naast de eerste, gezien in de voortplantingsrichting van de golven.
Met dit principe was het voldoende om in één centrale raai het verloop van de stijghoogte in detail te meten. Met twee minder geïnstrumenteerd raaien daarnaast kon de methode worden gecontroleerd en kon de snelheid worden bepaald waarmee de golf langs het talud trekt.



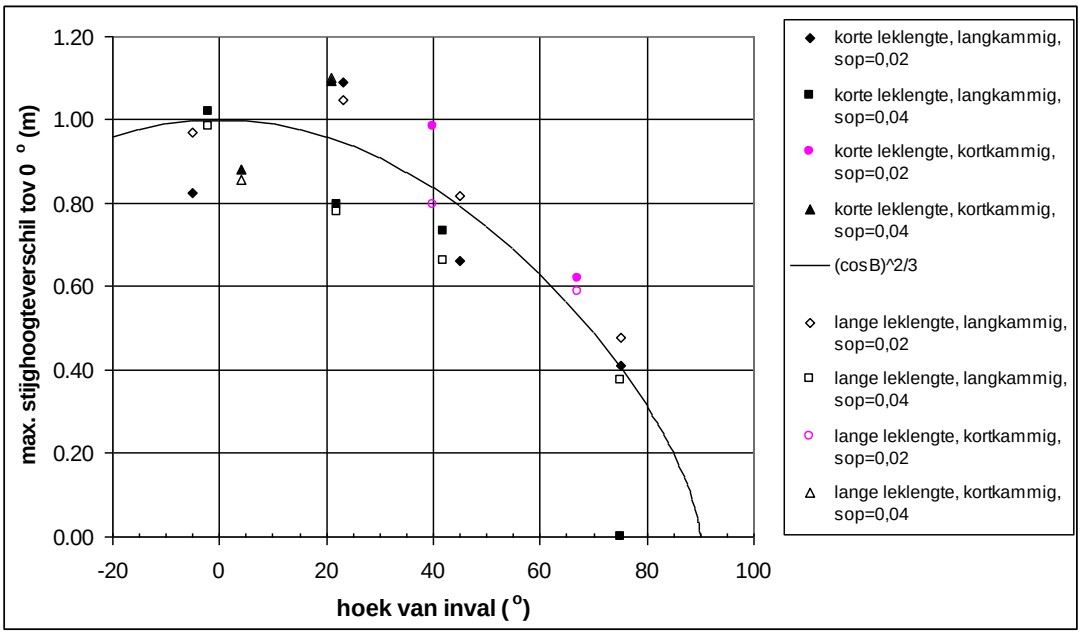
Figuur 3.11 Bovenaanzicht van een dijk met scheve golfaanval

Met deze modelopstelling is een groot aantal proeven uitgevoerd met diverse golfsteilheden en hoek van golfinval (Kuiper, 2003). De resultaten van het onderzoek zijn geanalyseerd door Klein Breteler e.a. (2006a).
Een van de resultaten is te zien in Figuur 3.12. In deze figuur is op de verticale as het maximale stijghoogteverschil gegeven, dat berekend is met Zsteen3D op basis van het gemeten stijghoogteverloop op de toplaag. Duidelijk is te zien dat het maximale stijghoogte-verschil afneemt naarmate de golven schever invallen. Het onderzoek heeft geleid tot de volgende formule voor het verdisconteren van de invloed van de hoek van golfinval:

$$f_\beta = (\cos\beta)^{-2/3} \text{ mits } \xi_{op} < 2{,}5 \qquad (3.18)$$

f_β = factor die de verhouding weergeeft tussen het stijghoogteverschil bij scheef invallende golven ten opzichte van loodrechte invallende golven (-)

β = hoek van golfinval (0^o = loodrechte golfaanval) (^{o})



Figuur 3.12 Maximaal stijghoogteverschil over de toplaag als functie van de hoek van golfinval

Deze factor kan vermenigvuldigd worden met het berekende stijghoogteverschil bij loodrechte golfaanval om daarmee het stijghoogteverschil te krijgen bij scheve golfaanval.

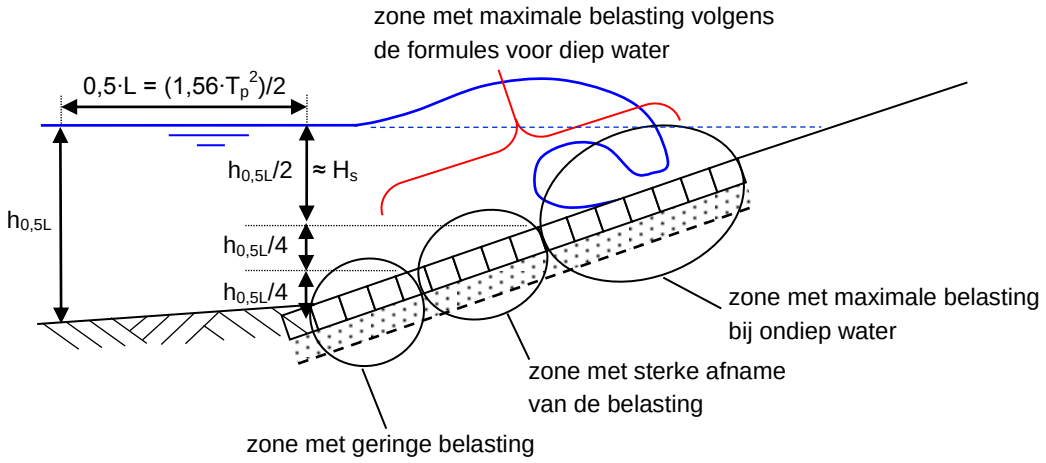
De invloed van de leklengte op f_β was betrekkelijk klein voor $\xi_{op} < 2,5$. Dit geldt ook voor het verschil tussen lang- of kortkammige golven. Deze invloeden zijn daarom verwaarloosd in formule (3.18).
Er was onvoldoende informatie om ook een formule voor $\xi_{op} > 2,5$ af te leiden.

3.5 Invloed van ondiepe voorlanden

Bij veel dijken is er sprake van een relatief ondiep voorland voor de dijk waar golven op breken alvorens ze de dijk bereiken. Dit heeft enerzijds invloed op de grootte van de golfcondities, maar heeft anderzijds ook invloed op de locatie op het talud waar de maximale golfbelasting plaatsvindt.
Bij ondiepe voorlanden (ondiep water) grijpt de belasting minder diep aan op het talud dan bij diep water. De invloed van ondiepe voorlanden is het grootst in combinatie met relatief lange golven. Deze situatie komt veel voor langs de Waddenzeekust.

De problematiek is schematisch weergegeven in Figuur 3.13. In de figuur is $h_{0,5L}$ de waterdiepte op een halve diepwatergolflengte (0,5·L) vanaf de teen van de dijk. Bij ondiepe voorlanden zijn op basis van meetresultaten van kleinschalig modelonderzoek uit 1992 (De Waal, 1992) drie belastingzones te onderscheiden: 1) de maximale belasting treedt op in de bovenste zone, tot $h_{0,5L}/2$ onder water, 2) daaronder ligt een zone waarin de belasting snel afneemt, en 3) het onderste gedeelte van de steenzetting wordt nauwelijks belast.
In het verleden werd echter gerekend met formules die waren ontwikkeld voor diep water. Volgens die formules bevindt de locatie van de maximale belasting zich tussen circa $0,5H_s$ à

1,5H_s onder SWL. De belasting kon volgens die formules dus dieper op het talud optreden dan bij ondiepe voorlanden in werkelijkheid het geval was, waardoor bij ondiepe voorlanden soms ten onrechte werd gerekend met een te grote golfbelasting. Het was noodzakelijk de formules uit te breiden voor ondiepe voorlanden.

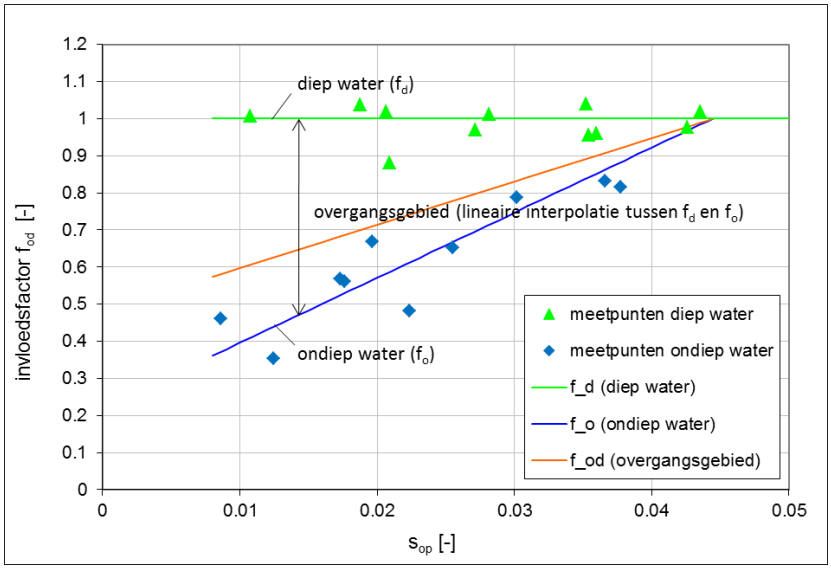


Figuur 3.13 Belasting op een steenzetting met een ondiep voorland

De invloed van ondiepe voorlanden is onderzocht in Mourik (2012) op basis van kleinschalig modelonderzoek uit 1992 (De Waal, 1992). Deze proeven zijn met de computer geanalyseerd met het matlab-programma AnalyseWave, waardoor het mogelijk was om elke individuele golf in de proeven, die doorgaans minstens 1000 golven tellen, te beschouwen. Doordat modelonderzoek gewoonlijk uitgevoerd wordt met diep water bij de teen van de constructie zijn steenzettingformules standaard alleen geschikt voor diep water. Om te corrigeren in het geval van ondiep water is daarom een invloedsfactor f_{od} ontwikkeld.

Het kleinschalig modelonderzoek is uitgevoerd in de Scheldegoot van Deltares (De Waal, 1992). De beschouwde proeven zijn uitgevoerd met een talud van 1:3 of 1:4, met daarvoor een 35 m lang voorland met een helling van 1:100. Door de waterstand en golfhoogte te variëren, zijn proeven uitgevoerd met zowel diep als ondiep water. Om de invloed van de golflengte te onderzoeken is de golfsteilheid gevarieerd tussen circa 0,01 en 0,045. Tijdens de proeven zijn stijghoogtes op het talud gemeten met 35 drukopnemers, die verzonken waren in het talud. De drukopnemers bevonden zich in een rechte lijn loodrecht op de waterlijn, met in het interessegebied een h.o.h. afstand van 40 mm. Tijdens de proeven zijn alleen bovenop de toplaag stijghoogtes gemeten.
Met AnalyseWave zijn de gemeten stijghoogtes op het talud vertaald naar stijghoogte-verschillen over de toplaag. Daarnaast onderscheidde AnalyseWave uit de inkomende golven de golfklappen en -fronten. Voor elke afzonderlijke klap en front gaf het enkele tientallen golfkarakteristieken, waaronder $x_{\phi max}$ en x_s, die de locatie op het talud aangeven van de maximale belasting bij respectievelijk klappen (zie Figuur 3.3 en Figuur 3.4) en fronten (zie Figuur 3.5).

Het onderscheid tussen diep en ondiep water volgt uit de verhouding tussen de significante golfhoogte H_s en de waterdiepte $h_{0,5L}$ op een halve diepwatergolflengte (= 1,56T_p^2/2, zie Figuur 3.13) vanaf de teen van de dijk. Met betrekking tot de ontwikkeling van f_{od} is gesteld dat sprake is van diep water als $h_{0,5L} > 2{,}8 \cdot H_s$ en van ondiep water als $h_{0,5L} < 2{,}2 \cdot H_s$. Daartussen bevindt zich een overgangsgebied tussen diep en ondiep water.



Figuur 3.14 Factor f_{od} als functie van de golfsteilheid s_{op} voor golfklappen, inclusief metingen van De Waal (1992).

In Figuur 3.14 is een voorbeeld van de meetresultaten van de analyse van de metingen weergegeven. Elk meetpunt heeft betrekking op één proef. De figuur toont de proeven met een 1:4 talud en heeft betrekking op uitsluitend golfklappen. De meetpunten tonen de dimensieloze diepte $x_{\phi max}/H_s$ ten opzichte van de tot 1 genormeerde trendlijn bij diep water. De gebruikte $x_{\phi max}$ is de gemiddelde $x_{\phi max}$ van de 5% zwaarste golven van de proef, wat ongeveer overeenkomt met een overschrijdingsfrequentie van 2%.
Het verschil tussen diep water en ondiep water is duidelijk zichtbaar. De factor f_{od} is 1 bij diep water en is kleiner bij ondiep water. De invloed is het grootst bij kleine golfsteilheden. Rechts van de meetpunten wordt zowel bij diep als ondiep water aangehouden dat f_{od} gelijk is aan 1. In het overgangsgebied wordt lineair geïnterpoleerd tussen beide lijnen.
Een duidelijke invloed van de taludhelling werd in het onderzoek niet gevonden.

Voor golffronten is op vergelijkbare wijze de factor f_{od} ontwikkeld. Daarbij is gebruikgemaakt van x_s/H_s in plaats van $x_{\phi max}/H_s$.

De factor wordt voor golfklappen en golffronten beschreven door de volgende formules:

Diep water (als $\frac{h_{0,5L}}{H_s} \geq 2{,}8$):

$$f_{od} = f_d = 1 \qquad (3.19)$$

Ondiep water (als $\frac{h_{0,5L}}{H_s} \leq 2{,}2$):

golfklappen:

$$f_{od} = f_o = \min\left(17{,}55 \cdot s_{op} + 0{,}22 \,;\; 1 \right) \qquad (3.20)$$

golffronten:

$$f_{od} = f_o = \min\left(12{,}9 \cdot s_{op} + 0{,}5 \,;\; 1 \right) \qquad (3.21)$$

Overgangsgebied (als $2{,}2 < \frac{h_{0,5L}}{H_s} < 2{,}8$):

Interpoleren tussen diep en ondiep water:

$$f_{od} = 1 - \frac{\left(2{,}8 - h_{0,5L}/H_s\right)\left(1 - f_o\right)}{0{,}6} \qquad (3.22)$$

Met:

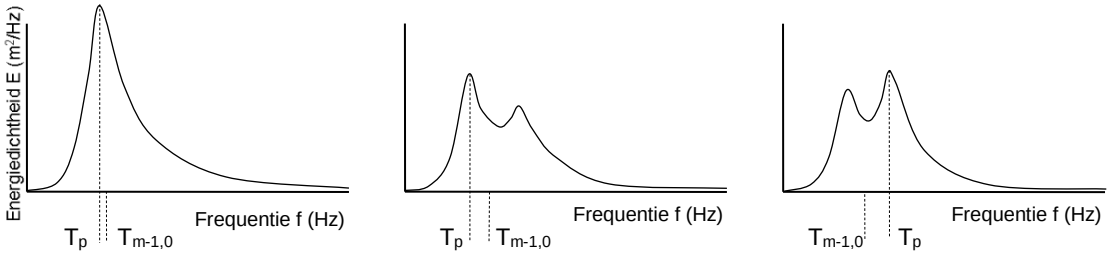
$h_{0,5L}$ de waterdiepte op een halve diepwatergolflengte (= $1{,}56T_p^2/2$) vanaf de teen van de dijk [m]
H_s significante golfhoogte [m]
f_{od} invloedsfactor voor de invloed van ondiepe voorlanden op de locatie van de maximale belasting op het talud [-]
f_d invloedsfactor voor de invloed van ondiepe voorlanden bij diep water [-]
f_o invloedsfactor voor de invloed van ondiepe voorlanden bij ondiep water [-]
s_{op} golfsteilheid [-]

Bij golfklappen wordt $x_{\phi max}$ met f_{od} vermenigvuldigd om daarmee de berekende diepte waarop de belasting aangrijpt op het talud te corrigeren. Bij golffronten (zowel hoge als steile stijghoogtefronten) wordt x_s vermenigvuldigd met f_{od}. Dit is verwerkt in Steentoets.

3.6 Dubbeltoppige en brede spectra

De golfbelasting wordt niet alleen gekarakteriseerd door de golfhoogte en de golfperiode, maar ook door de vorm van het spectrum. Bij onregelmatige golven is de golfhoogte en golfperiode van elke afzonderlijke golf weer anders. Het spectrum geeft een beeld van de verdeling van de golfperiodes in zo'n golfveld van onregelmatige golven.

In de meeste gevallen is het golfspectrum vrij smal en heeft het slechts één top (zie het linker golfspectrum in Figuur 3.15). Dan kan de periode bij de top van het spectrum (T_p) uitstekend gebruikt worden als karakteristieke waarde. Gebruik van de T_p is echter minder correct wanneer sprake is van een dubbeltoppig of zeer breed spectrum, zoals die bijvoorbeeld optreden in een deel van de Westerschelde en Waddenzee. De golfperiode bij het hoogste punt van het spectrum is dan niet altijd meer een goede maat voor het karakteriseren van het golfveld. De grootte van T_p is er dan sterk van afhankelijk of de ene of de andere top net iets hoger is, zie Figuur 3.15. Een kleine verandering in het spectrum kan een grote sprong in de waarde van T_p geven.



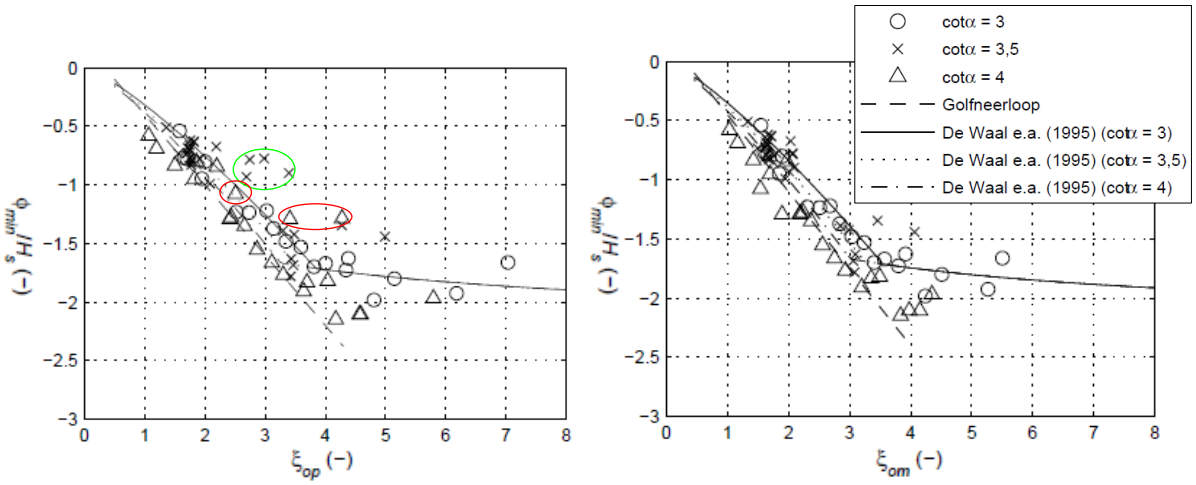
Figuur 3.15 Schematische weergave van de verhouding tussen T_p en $T_{m-1,0}$ bij een enkeltoppig en dubbeltoppige golfspectra.

Uit het onderzoek van Mourik (2012a) is gebleken dat het in die gevallen beter is om gebruik te maken van de spectrale periode $T_{m-1,0}$. Die volgt uit een min of meer gewogen gemiddelde van het spectrum en is beduidend minder gevoelig voor veranderingen rond de pieken. Net als de T_p wordt ook de $T_{m-1,0}$ standaard geleverd door het WTI ten behoeve van de toetsing op dijken, en is derhalve voor alle dijkvakken beschikbaar.

In Mourik (2012a) was in eerste instantie een tijdelijke 'workaround' ontwikkeld om het hoofd te bieden aan de meest extreme situaties waarbij T_p duidelijk veel te groot of te klein is. Dat onderzoek bracht ook de noodzaak aan het licht van een meer degelijke oplossing. Die is daarna ontwikkeld door Mourik en Klein Breteler (2013).

In dat laatste onderzoek werd geconcludeerd dat de stabiliteitsformules voor steenzettingen gemakkelijk omgezet konden worden naar het gebruik van $T_{m-1,0}$ als karakteristieke maat voor de golfperiode door in elke formule T_p te vervangen door $1{,}084 \cdot T_{m-1,0}$. Deze factor volgt uit een heranalyse van de modelproeven die geleid hebben tot de formules in Steentoets. Alle formules zijn opnieuw afgeleid, maar nu met $T_{m-1,0}$ in plaats van T_p als karakteristieke maat voor de periode. Het bleek dat het vervangen van T_p door $1{,}084 \cdot T_{m-1,0}$ een uitstekend resultaat opleverde voor de proeven met dubbeltoppige en zeer brede spectra, terwijl de formules ook nog uitstekend aansloten op de proeven met enkeltoppige spectra. Bij dubbeltoppige en zeer brede spectra levert het als het ware een fictieve T_p op, die niet meer zo gevoelig is voor kleine veranderingen in het spectrum.

De factor 1,084 is de gemiddelde verhouding tussen de T_p en $T_{m-1,0}$ van 57 willekeurige Delta- en Scheldegootproeven met steenzettingen, die in de afgelopen 10 jaar zijn uitgevoerd met golfcondities binnen het belangrijkste toepassingsgebied: een Pierson Moskowitz-spectrum en een golfsteilheid groter dan 0,01. Bij zeer grote of kleine golfsteilheden of andere typen spectra, zoals het JONSWAP-spectrum, kan de factor tot enkele procenten afwijken, maar deze fout is verwaarloosbaar ten opzichte van de nauwkeurigheid van de formules.



Figuur 3.16 Gemeten dimensieloze diepte van het stijghoogtefront met een overschrijdingsfrequentie van 2% uitgezet tegen de brekerparameter (links op basis van T_p en rechts op basis van $T_{m-1,0}$).

Het onderzoek in Mourik en Klein Breteler (2013) is uitgevoerd in twee delen:

- Eerst is de correctheid van de overstap van T_p naar $T_{m-1,0}$ onderzocht op basis van de grafieken uit de analyse van Klein Breteler, Van der Werf en Wenneker (2012) met daarin de metingen waarop veel golfeigenschapformules gebaseerd zijn (zie paragraaf 3.2). In Figuur 3.16 is links één van die grafieken gegeven als voorbeeld. Elk meetpunt heeft betrekking op één proef. In de grafiek is de gemeten dimensieloze diepte van het stijghoogtefront met een overschrijdingsfrequentie van 2% uitgezet tegen de brekerparameter. In de linker figuur is de brekerparameter ξ_{op} gebaseerd op T_p. In de rechter figuur is de brekerparameter ξ_{om} gebaseerd op $T_{m-1,0}$. In de rechter figuur is de spreiding duidelijk kleiner dan in de linker. Extra belangrijk in de linker grafiek zijn de kruisjes binnen de groene ellips en de driehoekjes binnen de rode ellipsen. De eerste hebben betrekking op Deltagootproeven met zeer brede spectra en de tweede op Scheldegootproeven met duppeltoppige spectra. Deze meetpunten vallen beduidend beter in lijn met de overige punten als gebruikgemaakt wordt van $T_{m-1,0}$. Op dezelfde wijze zijn nog 14 andere grafieken met golfeigenschappen beschouwd. Gebruik van $T_{m-1,0}$ gaf een vergelijkbaar of beter resultaat.

Tijdens deze analyse is gebruikgemaakt van de meetdata van in totaal 78 proeven: series grootschalige Deltagootproeven uit 1991, 1992, 1997/1998 en 2004, en series kleinschalige Scheldegootproeven uit 1993 en 2003.

- Daarnaast is een validatie uitgevoerd van het rekenmodel Steentoets, eenmaal uitgaande van T_p en eenmaal uitgaande van $T_{m-1,0}$. Daarin is van 220 grootschalige proeven (199 Deltagootproeven en 21 Duitse proeven) onderzocht hoe de metingen zich verhouden tot de stabiliteit die Steentoets berekent. Zowel bij gebruik van T_p als $T_{m-1,0}$ blijkt Steentoets goed te voldoen.

4 Invloed van belastingduur op de stabiliteit

4.1 Inleiding

De golfbelasting op steenzettingen wordt niet alleen bepaald door de hoogte van de inkomende golven. Ook de duur van de belasting speelt een belangrijke rol bij het degeneratieproces. Naarmate golfbelasting langer aanhoudt, treedt geleidelijke degeneratie van steenzettingen op, waardoor de stabiliteit langzaam afneemt. Een steenzetting is na een lange belastingduur doorgaans dus iets minder sterk. Daardoor treedt bezwijken bij een lange belastingduur op bij kleinere golven dan bij een korte belastingduur.

De belastingduur wordt uitgedrukt in het aantal golven N. Globaal wordt onderscheid gemaakt tussen enerzijds korteduurbelastingen van bijvoorbeeld 1000 golven en anderzijds langeduur-belastingen van vele duizenden golven. Doordat in de loop der jaren veel grootschalige modelonderzoeken zijn uitgevoerd met een kortduurbelasting is de stabiliteit bij circa 1000 golven relatief goed bekend. Om de korteduurstabiliteit te kunnen vertalen naar een langeduurstabiliteit is in 2004 en 2005 een grootschalig modelonderzoek uitgevoerd met zowel korte als lange belastingduren.

4.2 Grootschalig modelonderzoek: relatie tussen stabiliteit en belastingduur

Om de invloed van de belastingduur op de stabiliteit van steenzettingen te kwantificeren, is in 2004 en 2005 een serie grootschalige Deltagootproeven uitgevoerd (Klein Breteler en Eysink, 2005a). Er zijn proeven uitgevoerd op bekledingen van Basalton, basalt, blokken op hun kant en Hydroblocks. Er is gewerkt met diverse bekledingstypen vanwege de verschillende bezwijkmechanismen die deze typen kunnen hebben.
Per bekledingstype zijn meerdere proevenseries uitgevoerd, elk met een andere golfhoogte. De golfhoogtes waren zo gekozen dat per bekledingstype volgens een eerste schatting een keer schade zou ontstaan na een korte, middellange en lange duur. Het doel was een verband te leggen tussen de belastingduur en de bezwijkgolfhoogte.



Figuur 4.1 Links: overzicht van de modelopstelling met basalt. Rechts: tijdens de proeven met blokken op hun kant werkten enkele blokken zich omhoog.

De modelopstelling had een talud van 1:3,5 met een testsectie tussen +2,0 en +6,0 m boven de gootbodem. De testsectie bestond uit één van de onderzochte typen steenzettingen (Basalton, basalt, blokken op hun kant of Hydroblocks) op een filterlaag op geotextiel op een dikke stevige ondoorlatende laag. De proeven werden standaard uitgevoerd met een toplaagdikte van 20 cm. Met Hydroblocks zijn ter aanvulling ook proeven uitgevoerd met een toplaag van 15 cm dik. De beproefde steenzettingen zijn een schaalmodel van enkele veelvuldig in de praktijk voorkomende typen steenzettingen. Van de zetstenen is echter alleen de dikte van de stenen verschaald. Het oppervlak van de stenen niet, waardoor relatief dunne steenzettingen zijn beproefd. Alleen bij de blokken op hun kant zijn alle maten goed in verhouding verschaald. Een overzicht van de belangrijkste eigenschappen per type bekleding is gegeven in Tabel 4.1.

In de tabel is:
b = dikte van de filterlaag (m)
B = breedte van de stenen in de toplaag, loodrecht op de waterlijn (m)
D = dikte van de toplaag (m)
D_{f15} = korrelgrootte van het filtermateriaal, overschreden door 15% van het gewicht (mm)
D_{i15} = korrelgrootte van het inwasmateriaal, overschreden door 15% van het gewicht (mm)
L = lengte van de stenen in de toplaag, parallel aan de waterlijn (m)
Δ = $(\rho_s - \rho)/ \rho$ = relatieve soortelijke massa van de stenen in de toplaag (-)
ρ = soortelijke massa van het water (kg/m^3)
ρ_s = soortelijke massa van de stenen in de toplaag (kg/m^3)

Type steenzetting	**D** [m]	**B x L** [m^2]	**b** [m]	**D_{f15}** [mm]	**s** [mm]	**D_{i15}** [mm]	**Δ** [-]
Basalton	0,20	-	12	22	-	7,5	1,827
Basalt	0,20	-	12	22	-	7,5	1,955
Blokken op hun kant	0,20	0,10 x 0,20	5	6,5	0,4 à 0,7	-	1,317
Hydroblocks	0,15	0,25 x 0,25	6,9	22	-	7,5	1,426
	0,20	0,25 x 0,25	9,7	22	-	7,5	1,359

Tabel 4.1 Overzicht van de beproefde steenzettingen

De proeven zijn uitgevoerd met een vrijwel constante waterstand. Wat betreft de golfcondities werden per bekledingstype alle proevenseries uitgevoerd met ongeveer dezelfde breker-parameter. De golfhoogte verschilde wel per serie, maar bínnen elke serie werd die zo constant mogelijk gehouden.

Tijdens het onderzoek werden diverse constateringen gedaan ten aanzien van de langeduur-belasting:

- Tijdens het onderzoek is vastgesteld dat er verschillende processen speelden tijdens de geleidelijke degeneratie van de steenzettingen onder invloed van de langdurige golfbelasting, afhankelijk van het type bekleding:
  - Basalton: helaas is deze bekleding niet bezweken, zodat geen informatie verkregen kon worden over het degeneratieproces. Wel trad uitspoeling van het inwasmateriaal op (eerst vrijwel alleen uit de grote gaten).
  - Basalt: eerst was er uitspoeling van inwasmateriaal (eerst vrijwel alleen uit de grote gaten) en verschoven de zuilen in het vlak van het talud richting de teen. Later werkten afzonderlijke zuilen zich gedurende enkele uren omhoog om uiteindelijk uit de toplaag gelicht te worden. Dit betrof meestal vrij slechte zuilen.

  - Blokken op hun kant: afzonderlijke blokken gingen op en neer bewegen, waarbij tevens migratie van filtermateriaal optrad. Afzonderlijke blokken konden daardoor niet meer helemaal terugzakken. Uiteindelijk was de beweging zo groot dat een blok uit de toplaag gelicht werd.
  - Hydroblocks: het inwasmateriaal spoelde vrij snel uit (uit alle gaten ongeveer even snel) en vele uren later bolde de bekleding op. Daarna werden afzonderlijke blokken eruit gelicht of barstte een grote groep blokken op. Tijdens het opbollen nam lokaal de filterlaagdikte toe en werd dus ook de leklengte groter. Daardoor zal het stijghoogteverschil over de toplaag zijn toegenomen en de stabiliteit afgenomen.
- Tijdens de degeneratie van de steenzettingen ontstond diep onder water een bolling in het taludoppervlak of er waren op en neer bewegende blokken, met daarboven een verzakking. De verzakking bevond zich meestal in de zone $0,4 < d/H_s < 0,6$ en de bolling of bewegende blokken in de zone $0,6 < d/H_s < 1,1$ (d = diepte onder de stilwaterlijn). De locatie van de bolling of bewegende blokken kwam overeen met de locatie van de grootste stijghoogteverschillen over de toplaag.
- Uit een analyse van de laatste 50 golven voor het optreden van schade bleek dat vanuit die golven de schade niet verklaard kon worden. De analyse leidde tot de sterke aanwijzing dat er een proces gaande is van geleidelijke degeneratie wat uiteindelijk uitmondt in schade, vergelijkbaar met een vollopende emmer die uiteindelijk overloopt. Het is echter wel te verwachten dat de grootste golven de belangrijkste bijdrage geven aan het degeneratieproces en dat kleine golven nauwelijks invloed hebben.

Met de resultaten van het onderzoek is een set formules ontwikkeld waarmee van steenzettingen de langeduurstabiliteit berekend kan worden op basis van de relatief goed bekende korteduurstabiliteit. De formules geven de relatie tussen de stabiliteitsparameter bij een belastingduur met N golven, namelijk $H_{sN}/(\Delta D)$, en de stabiliteitsparameter bij een belastingduur met 1000 golven, namelijk $H_{s1000}/(\Delta D)$. De formules, die uiteindelijk in Steentoets zijn geïmplementeerd, zijn onderstaand gegeven:

$$\frac{H_{sN}}{\Delta D} = f_B f_S \frac{H_{s1000}}{\Delta D} \tag{4.1}$$

$$f_B = \frac{1,71 \cdot \min\left\{1,54\,;\, c_H\right\}}{\min\left\{\sqrt{\ln N}\,;\, c_H \left(\ln N\right)^{1/3,6}\right\}} \tag{4.2}$$

$$f_S = \max\left\{1 - c_1 \cdot \log\frac{N}{1000}\,;\, c_2\right\} \tag{4.3}$$

$$c_H = \max\left\{1,06\,;\, 0,8 + \frac{\left(0,098 + 1,62\tan\alpha_{bodem}\right)h^2}{0,673 H_{s1000} h + 0,203 H_{s1000}^2}\right\} \tag{4.4}$$

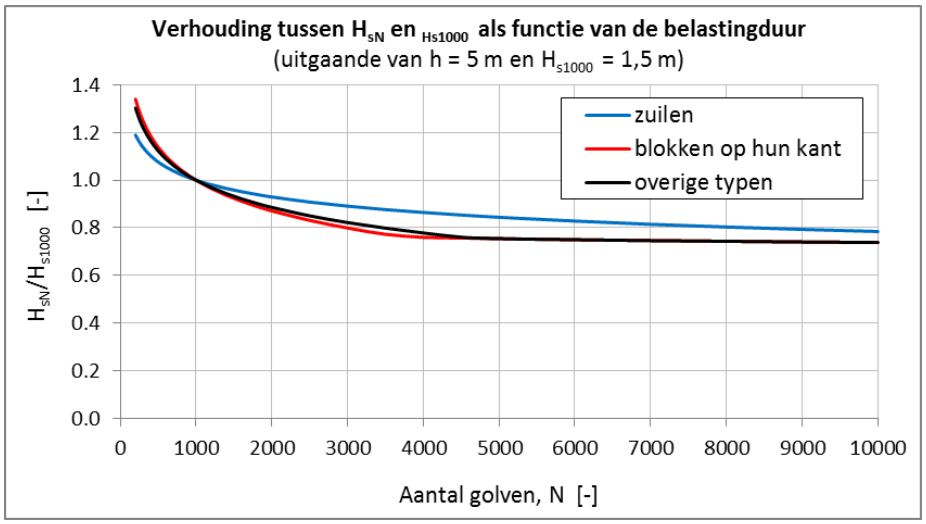
Met:

c_1, c_2 = coëfficiënten t.a.v. de belastingduur (-)
- voor zuilen (o.a. Basalton, basalt en Hydroblocks) geldt: $c_1 = 0,15$ en $c_2 = 0,85$
- voor blokken op hun kant geldt: $c_1 = 0,35$ en $c_2 = 0,80$
- voor overige typen geldt: $c_1 = 0,30$ en $c_2 = 0,80$

c_H = invloedsfactor t.a.v. de door de waterdiepte beperkte golfhoogte (-)

D = dikte van de toplaag (m)
f_B = invloedsfactor t.a.v. de belasting (-)
f_S = invloedsfactor t.a.v. de sterkte (-)
H_{s1000} = max. toelaatbare significante golfhoogte bij een belastingduur van 1000 golven (m)
H_{sN} = max. toelaatbare significante golfhoogte bij een belastingduur van N golven (m)
h = waterdiepte bij de teen (m)
N = aantal golven (-)
α_{bodem} = bodemhelling voor de constructie (°)
Δ = $(\rho_s - \rho)/\rho$ = relatieve soortelijke massa van de stenen in de toplaag (-)
ξ_{op} = brekerparameter (-)
ρ = soortelijke massa van het water (kg/m^3)
ρ_s = soortelijke massa van de stenen in de toplaag (kg/m^3)

De formules zijn grafisch weergegeven in Figuur 4.2. De figuur geeft voor diverse typen steenzettingen de verhouding tussen H_{s1000} en de daaruit berekende H_{sN} als functie van de belastingduur, uitgedrukt in het aantal golven N. De lijnen zijn getekend uitgaande van een waterdiepte van 5 m en een H_{s1000} van 1,5 m. Bij andere uitgangswaarden kunnen de lijnen iets hoger of lager liggen.



Figuur 4.2 De verhouding tussen H_{sN} en H_{s1000} als functie van de belastingduur voor diverse typen steenzettingen (uitgaande van de situatie dat h = 5 m en H_{s1000} = 1,5 m)

4.3 De belastingduur tijdens een storm met variërende waterstand

4.3.1 Constante versus variërende waterstand

De Deltagootproeven, die beschreven zijn in paragraaf 4.2, zijn uitgevoerd met een vrijwel constante waterstand en golfbelasting. Tijdens de proeven greep de maximale golfbelasting steeds aan op dezelfde zone van het talud, waardoor die zone de belasting kreeg te verduren van alle golven. Het aantal golven N dat in de formules (4.1) tot (4.4) moet worden ingevuld, is in dat geval het totale aantal golven tot het moment dat er schade optreedt.

In tegenstelling tot de constante waterstand tijdens de proeven is in werkelijkheid tijdens een storm vaak sprake van een variërende waterstand, als gevolg van getijdewerking en stormopzet. Als de waterstand varieert, wordt steeds een ander deel van het talud belast.

Dan moet niet het totale aantal golven van een storm worden meegeteld, maar uitsluitend het aantal golven dat het betreffende taluddeel belast.
Om de formules (4.1) tot (4.4) in de praktijk te kunnen gebruiken, moet eerst berekend worden hoe lang de belasting op een bepaald taluddeel optreedt. Daarvoor is een rekenmodel ontwikkeld, zie paragraaf 4.3.2. Met dat model kan op basis van het waterstands-verloop van een storm berekend worden hoe lang een bepaalde zone van het talud wordt belast.

4.3.2 Rekenmodel: de belastingduur tijdens een storm

Deze paragraaf beschrijft het rekenmodel waarmee de effectieve belastingduur tijdens een storm berekend kan worden op basis van het waterstandsverloop tijdens de storm.

In het rekenmodel wordt de stabiliteit beschouwd van een bepaalde rij stenen, evenwijdig aan de waterlijn, zie Figuur 4.3. Doordat golven in werkelijkheid allemaal verschillend zijn, wordt deze rij niet belast bij slechts één waterstand. Ook als de waterstand iets hoger of lager is, wordt deze rij aanzienlijk belast door de golven. Deze range met waterstanden, waarbinnen de waterstand moet liggen om een grote golfbelasting op de betreffende rij te geven, wordt aangeduid als de relevante waterstandrange.

De boven- en ondergrens van de relevante waterstandrange (h_H en h_L) kunnen berekend worden met de formules (4.5) en (4.6). Die formules zijn ontwikkeld in Klein Breteler en Eysink (2005a) en later verfijnd in Klein Breteler, Van de Werf en Wenneker (2012).

$$h_L = Z_{belast} + 0{,}2H_s \cdot \min(\xi_{op} ; 4) \quad (4.5)$$

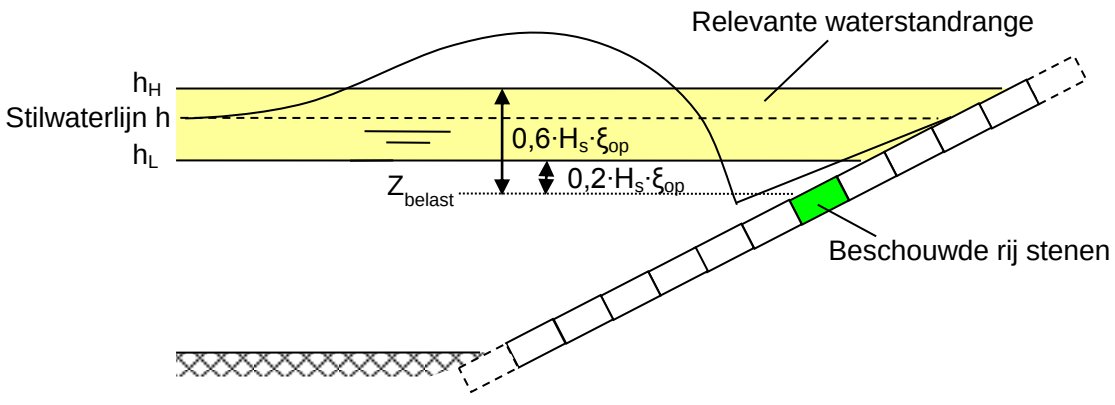
$$h_H = Z_{belast} + 0{,}6H_s \cdot \min(\xi_{op} ; 4) \quad (4.6)$$

Met:

h_L = niveau van de ondergrens van de zone waarbinnen de waterstand moet liggen om een grote golfbelasting te hebben (m, NAP+)

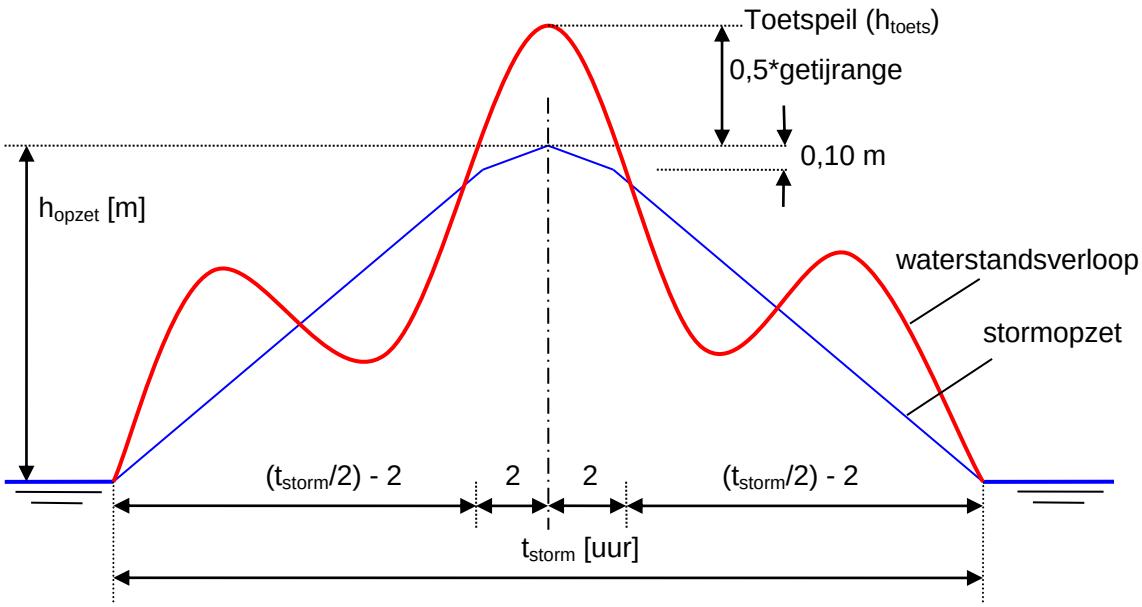
h_H = niveau van de bovengrens van de zone waarbinnen de waterstand moet liggen om een grote golfbelasting te hebben (m, NAP+)

Z_{belast} = niveau van de beschouwde rij stenen (m, NAP+)



Figuur 4.3 Relevante waterstandrange

De relevante waterstandrange kan in het waterstandsverloop van een storm getekend worden om te bepalen wat de belastingduur is, zie Figuur 4.5. In de HR2006 is daarvoor een standaard waterstandsverloop voorgeschreven, dat volgens de VTV2006 gebruikt moet worden voor het toetsen van steenzettingen. In Figuur 4.4 is het standaard verloop getekend voor de Westerschelde, Noordzee en Waddenzee. Voor de Waddenzee is de stormduur t_{storm} = 45 uur, voor de andere genoemde wateren geldt t_{storm} = 35 uur. Voor de Oosterschelde, rivierengebieden en overige gebieden wordt verwezen naar de HR2006. In de HR2006 is gesteld dat bovenop de stormopzet het getij moet worden gesuperponeerd als een sinus met de top van het getij op hetzelfde moment als de top van de stormopzet. De top van de stormopzet h_{opzet} is gelijk aan het toetspeil h_{toets} minus de gemiddelde getij-amplitude voor de te beschouwen locatie.



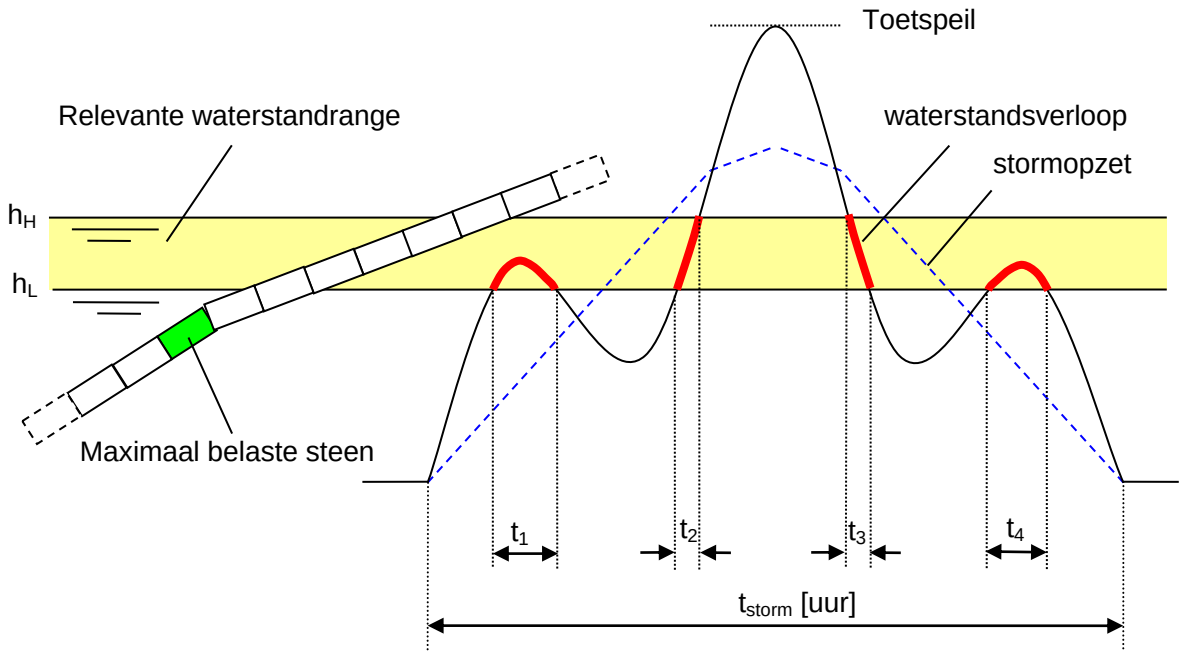
Figuur 4.4 Waterstandsverloop in Nederlandse watersystemen (m.u.v. rivierengebieden en Oosterschelde) (schematisch)

In Figuur 4.5 is aangegeven hoe de waterstandsrange in het waterstandsverloop kan worden getekend. De belastingduur t_{belast} is de totale duur dat het waterstandsverloop in de range past. In het geval van het voorbeeld is $t_{belast} = t_1 + t_2 + t_3 + t_4$.

Omdat in de formules (4.1) tot (4.4) niet de tijdsduur, maar het aantal golven N moet worden ingevuld, dient de gevonden belastingduur omgerekend te worden naar een aantal golven. Dat kan als volgt geschat worden aan de hand van de belastingduur:

$$N = \frac{t_{belast}}{T_p / 1{,}1} \tag{4.7}$$

Met:
N = aantal golven tijdens de belastingperiode (-)
t_{belast} = belastingduur (s)
T_p = golfperiode bij de piek van het spectrum (s)



Figuur 4.5 Belastingduur tijdintervallen (schematisch)

4.4 Bijzondere aspecten in relatie tot de belastingduur

4.4.1 Inleiding

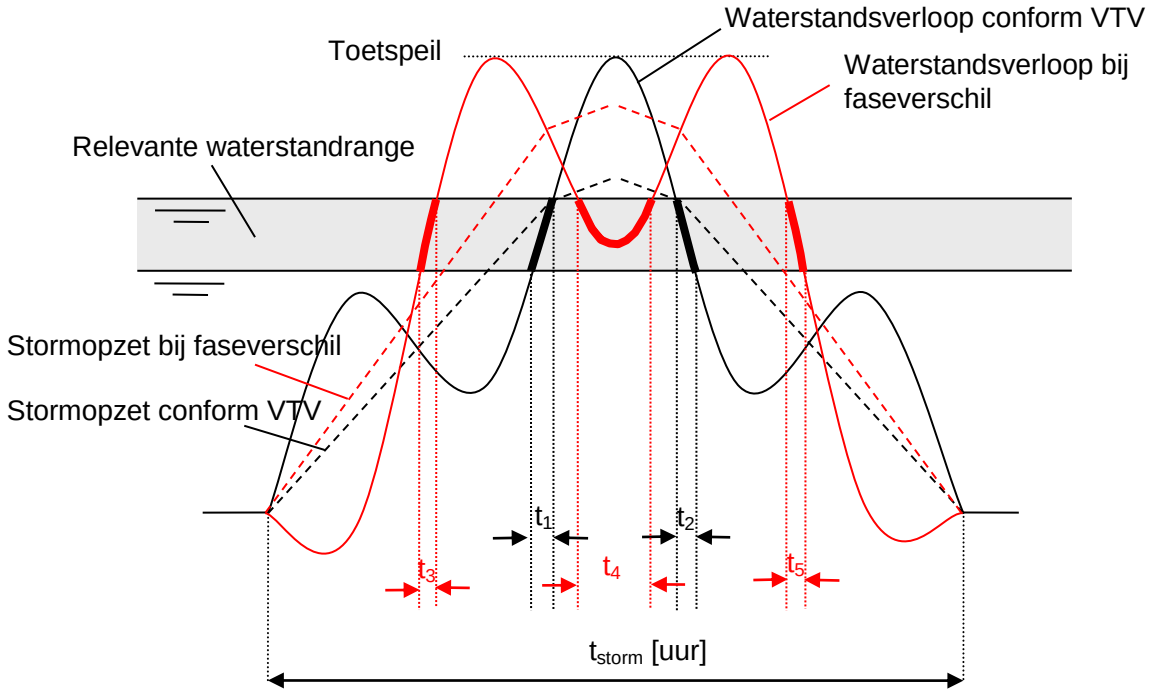
Het rekenmodel dat in paragraaf 4.3 is toegelicht, beperkt zich tot een geschematiseerde standaard storm, die is voorgeschreven door de VTV. Veel aspecten van die standaard storm kunnen in werkelijkheid anders zijn. Zo kan bijvoorbeeld de top van het getij in fase verschoven zijn met de top van de stormopzet. Ook kan het zijn dat de maximale waterstand niet gelijk is aan het toetspeil of kan de storm korter duren dan de voorgeschreven duur. Daarnaast wordt er in het rekenmodel van uitgegaan dat de golfaanvalshoek, golfhoogte en golfsteilheid gelijk blijven gedurende de hele storm. Ook dat is niet vanzelfsprekend. Al deze aspecten kunnen invloed hebben op de berekende belastingduur en stabiliteit die daaruit volgt.

In Mourik (2011) is een overzicht gemaakt van dergelijke aspecten die een relevante invloed kunnen hebben op de belastingduur en stabiliteit. In die analyse is de relevantie van die aspecten bepaald door de invloed daarvan te kwantificeren. De analyse is per aspect uitgevoerd door van een fictieve, maar realistische, steenzetting tweemaal een serie stabiliteitsberekeningen uit te voeren: eenmaal volgens het rekenmodel van paragraaf 4.3 en eenmaal volgens het rekenmodel dat speciaal was aangepast ten aanzien van het te onderzoeken aspect. Door de rekenresultaten te vergelijken, werd de invloed zichtbaar. Ter illustratie wordt een tweetal markante aspecten onderstaand beknopt toegelicht:

- De invloed van een faseverschil tussen de top van de stormopzet en de top van het getij.
- Rekenen met diffuse grenzen van de relevante waterstandrange in plaats van met harde grenzen.

4.4.2 Faseverschil tussen top stormopzet en hoogwater

Volgens de VTV moet worden gerekend met het waterstandsverloop, dat volgt uit een superpositie van de stormopzet en het tot een sinus vereenvoudigde getijde. Volgens de VTV wordt aangenomen dat de maximale stormopzet gelijktijdig optreedt met de top van het getij, zie de zwarte lijn in Figuur 4.6. Voor een bepaalde waterstandrange geldt in de figuur dat conform de VTV de belastingduur $t_{belast} = t_1 + t_2$.



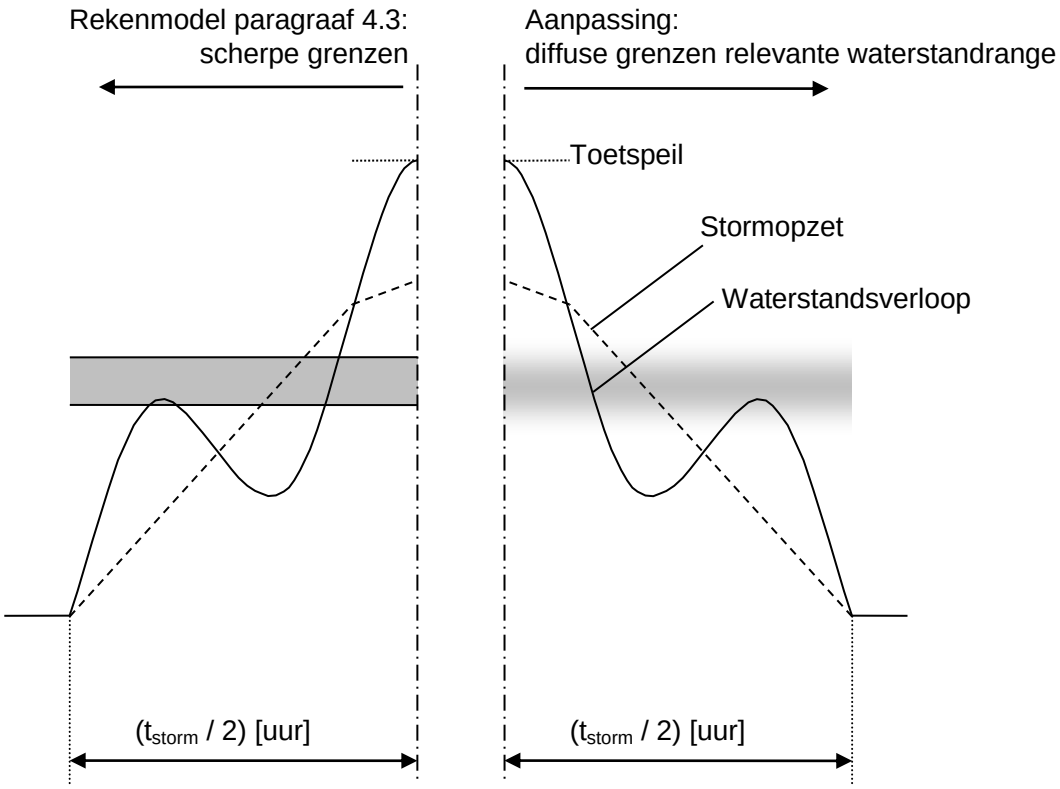
Figuur 4.6 Waterstandsverloop (rood) bij faseverschil tussen top stormopzet en hoogwater, waarbij de topwaterstand gelijk is aan het toetspeil (schematisch)

In werkelijkheid zal de situatie conform de VTV niet vaak optreden. Hoogwater zal veelal enige tijd eerder of later optreden dan het moment waarop de maximale stormopzet is bereikt. De rode lijn in Figuur 4.6 geeft een mogelijk waterstandsverloop weer, dat in werkelijkheid kan optreden. Het verschil tussen de top van de stormopzet en hoogwater wordt aangeduid als ‘faseverschil’. In Figuur 4.6 is arbitrair een faseverschil aangehouden van een halve getijperiode. Voor de situatie met het faseverschil geldt dat $t_{belast} = t_3 + t_4 + t_5$.

In het voorbeeld levert de situatie met een faseverschil een langere belastingduur op dan de situatie conform de VTV. Volgens de VTV moet dus soms gerekend worden met een belastingduur, die korter is dan de belastingduur die in werkelijkheid kan optreden. Dezelfde conclusie volgt ook uit de berekeningen in Mourik (2011). Uit de analyse volgt echter ook dat de uiteindelijke invloed op de stabiliteit nagenoeg verwaarloosbaar is, doordat andere factoren de langere belastingduur compenseren. De invloed van faseverschillen lijkt dus niet zo relevant als werd verwacht en is daarom niet in het rekenmodel geïmplementeerd.

4.4.3 Diffuse grenzen van de relevante waterstandrange

In het rekenmodel zoals beschreven in paragraaf 4.3 wordt de belastingduur berekend door de tijdsintervallen te sommeren, waarvoor geldt dat het waterstandsverloop binnen de relevante waterstandrange valt. In dit rekenmodel zijn de grenzen van de relevante waterstandrange scherp afgebakend (zie het linker deel van Figuur 4.7). Wanneer een top van het waterstandsverloop net binnen de range valt, draagt dat tijdsinterval volledig bij aan de belastingduur. Maar wanneer een top daarentegen net onder de range blijft, telt die in het geheel niet mee. Dat kan bij twee vrijwel identieke waterstandsverlopen sterk verschillende belastingduren opleveren, met verschillende stabiliteitsbeoordelingen tot gevolg. Dat is ongewenst en niet realistisch, aangezien de waterstandrange in werkelijkheid niet zo scherp begrensd is.



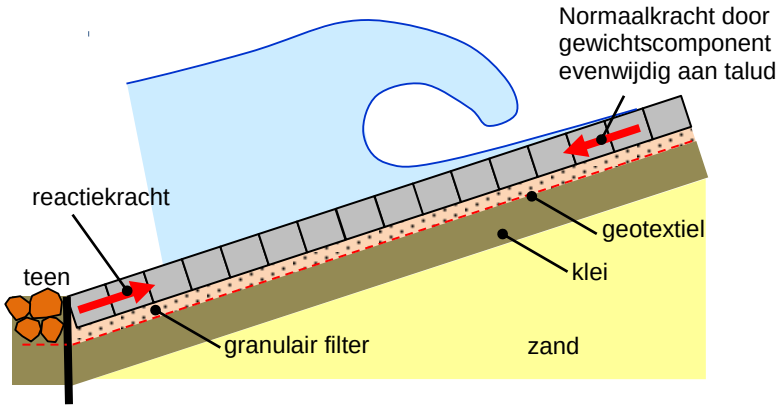
Figuur 4.7 Scherpe en diffuse grenzen van de relevante waterstandrange (schematisch)

Het is realistischer om te rekenen met diffuse grenzen van de relevante waterstandrange (zie het rechter deel van Figuur 4.7). Het deel van de waterstandsverloopcurve, dat in het midden van de range valt, telt volledig mee. Maar naar de grenzen van de waterstandrange toe, zal de bijdrage afnemen.

Deze aanpassing blijkt geen structurele positieve of negatieve invloed op de belastingduur en stabiliteit te hebben, maar de aanpassing maakt de resultaten van het rekenmodel wèl beter interpreteerbaar en minder gevoelig voor kleine wijzigingen. Deze aanpassing is daarom geïmplementeerd in het rekenmodel voor de belastingduur.

5 Klemming

De sterkte van de steenzetting wordt enerzijds bepaald door het eigengewicht van de stenen en anderzijds door de interactie tussen de stenen. Zelfs een volledig los blok, dat enige ruimte heeft ten opzichte van de omliggende blokken, ondervindt zo'n interactie. Als het blok door de golven gaat bewegen, zal het schuren langs het blok in de rij eronder. De wrijving die hiermee gepaard gaat draagt bij aan de sterkte.
Een veel grotere bijdrage aan de sterkte ontstaat als een steen geklemd zit tussen zijn buren. Dit kan ontstaan doordat de rijen boven deze steen de neiging hebben naar beneden te schuiven terwijl dat aan de onderzijde verhinderd wordt door een teenconstructie en door de wrijving van de onderste rijen met de ondergrond. Dit leidt tot een normaalkracht in het vlak van de steenzetting, zoals geschetst in Figuur 5.1



Figuur 5.1 Normaalkracht in het vlak van de steenzetting

Er kan zich echter ook een normaalkracht in de steenzetting vormen in een rij zetstenen, evenwijdig aan de dijkas. Hoewel nog niet precies duidelijk is hoe die ontstaat, is het vermoeden dat hij samenhangt met inwasmateriaal tussen de stenen, ingewaaid zand en slib et cetera en het uitzetten en krimpen van de steenzetting in de loop van de seizoenen. Een vergelijkbaar proces treedt op bij bestrating, waar het ingeveegde zand ervoor zorgt dat de stenen vast komen te zitten ten opzichte van de omliggende stenen.

In dit hoofdstuk zijn de onderzoeksresultaten gepresenteerd met betrekking tot klemming.

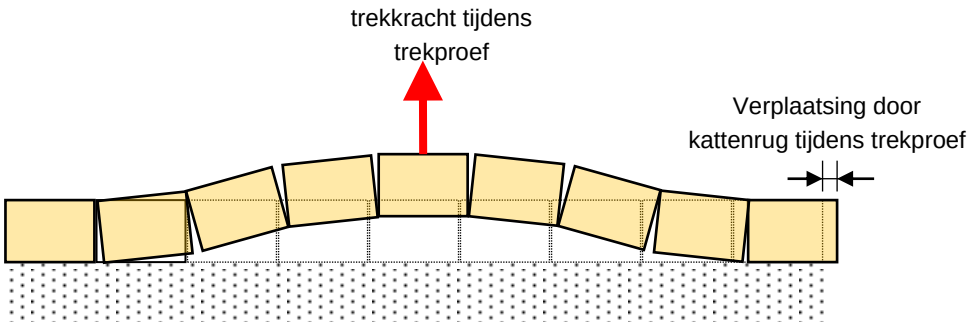
5.1 Trekproeven

De meest voor de hand liggende manier om te beoordelen of stenen geklemd liggen ten opzichte van de omliggende stenen is het uitvoeren van trekproeven. In de 80-er jaren zijn duizenden trekproeven door Rijkswaterstaat uitgevoerd met een speciaal daarvoor ontwikkeld apparaat. Op een aanhangwagen was een hydraulische installatie gemonteerd waarmee een trekkracht kon worden uitgeoefend met een speciale zuignap, zie Figuur 5.2. De zuignap werd op de stenen geplaatst om vervolgens vacuüm te zuigen waarna de trekproef kon starten. Met behulp van een aangesloten computer kon gedurende de trekproef het verband tussen kracht en verplaatsing worden vastgelegd.



Figuur 5.2 Trekproef door middel van zuignap op een blok

Bij dergelijke trekproeven heeft het weinig zin om met een extreem grote kracht aan een steen te trekken. Als een steen namelijk goed vastzit tussen zijn buren, zullen ook de omliggende stenen mee omhooggetrokken worden. Dat leidt ertoe dat de steenzetting een kattenrug vormt die een grote normaalkracht genereert in het vlak van de steenzetting, zie Figuur 5.3. Deze toenemende normaalkracht bij toenemende verplaatsing leidt ertoe dat de interactie tussen de stenen dankzij de trekproef toeneemt. De oorspronkelijke interactie kan dan niet meer vastgesteld worden.



Figuur 5.3 Het trekken van een kattenrug leidt tot horizontale verplaatsing van naast liggende blokken. dit zal door naast liggende stenen verhinderd worden, waardoor een additionele normaalkracht wordt ontwikkeld (de verplaatsing is voor de duidelijkheid overdreven weergegeven).

De brekende golven zullen nooit één afzonderlijke steen belasten, maar altijd een groep. Daardoor zal dit effect bij een golfbelasting veel minder spelen dan tijdens een trekproef.

Vanwege bovenstaand aspect zijn trekproeven vrijwel altijd uitgevoerd met een beperkte trekkracht. In de tachtiger en negentiger jaren werd hiervoor een kracht van ca 9 kN (900 kgf)

aangehouden. Later is dit gereduceerd tot driemaal het eigengewicht van een afzonderlijke steen.





Figuur 5.4 Uitvoering trekproeven met driepoot, takel en unster (links) en klokjes op de te trekken steen om de beweging te registreren (rechts).

Er zijn ook vele trekproeven uitgevoerd met een eenvoudige opstelling, waarbij een oog in de steen werd geschroefd waaraan werd getrokken.
Bij de proeven die uitgevoerd zijn door Breijn (Klein Breteler en Mourik, 2013) is gebruikgemaakt van een driepoot waaraan een takel en digitale unster was bevestigd (zie Figuur 5.4 links). De ketting van de takel is via de unster bevestigd aan een oog dat met een slaganker is bevestigd aan de te trekken steen. Vervolgens is stap voor stap de trekkracht verhoogd totdat ongeveer een trekkracht gelijk aan driemaal het eigengewicht van de steen bereikt is (plus het gewicht van de verplaatsingsmeters van ca 10 kg), of totdat de steen tenminste 20 mm is verplaatst ten opzichte van de omliggende stenen. De poten van de driepoot stonden tijdens een trekproef altijd op ruime afstand van de te trekken steen.
Er is steeds loodrecht op het taludoppervlak getrokken.
De beweging van de steen ten opzichte van de omliggende stenen is gemeten met behulp van een aantal meetklokjes (zie Figuur 5.4 rechts). Hierop was de beweging te zien met een resolutie van 0,01 mm.

De mate van klemming wordt gekwantificeerd met een klemfactor Γ_k, die de verhouding weergeeft tussen het stijghoogteverschil dat nodig is om een geklemde steen uit de steenzetting te drukken en het stijghoogteverschil dat overeenkomt met het eigengewicht van de steen:

$$\Gamma_k = \frac{\phi_{beweging}}{\Delta D} \tag{2.1}$$

Met:
Γ_k = klemfactor (-)
$\phi_{beweging}$ = stijghoogteverschil waarmee een steen uit de bekleding kan worden gelicht (m)
Δ = $(\rho_s - \rho)/\rho$ = relatieve soortelijke massa van de steen (-)
ρ_s = soortelijke massa van de steen (kg/m^3)
ρ = soortelijke massa van water (kg/m^3)
D = toplaagdikte (m)

Dit is niet de klemfactor zoals die in Steentoets wordt gebruikt, aangezien daar de klemming anders wordt berekend, waarbij ook de hydraulische belasting wordt meegeteld. Desondanks is bovenstaande klemfactor een goede indicatie van de mate van klemming. Als $\Gamma_k = 1$, dan is er geen klemming en kan de steen met een kracht gelijk aan het eigengewicht uit de steenzetting gelicht worden. Als $\Gamma_k = 2$, dan lukt het bij een kracht gelijk aan tweemaal het eigengewicht.

Omdat niet alle stenen in dezelfde mate geklemd liggen, moet er een waarde gemeten worden met een bepaalde (kleine) onderschrijdingsfrequentie. Daardoor zijn altijd vele trekproeven nodig om voldoende statistisch materiaal te verzamelen.

5.1.1 Weinig geklemde steenzettingen

Een steenzetting van rechthoekige betonblokken zonder inwasmateriaal is een voorbeeld van een steenzetting met weinig klemming. De analyse van de vele uitgevoerde trekproeven (Coevelt en Klein Breteler, 2003) hebben aan het licht gebracht dat een paar procent van de blokken volledig los ligt, zodat een blok uit de steenzetting kan worden getrokken met een kracht gelijk aan het eigengewicht plus de wrijving met de onderliggende rij (als gevolg van de gewichtscomponent evenwijdig aan het talud).

Bij dergelijke steenzettingen wordt een klemfactor gevonden in de range van 1,1 tot 1,4. Voor dergelijke steenzettingen wordt in Steentoets gerekend zonder klemming.

Voor steenzettingen van de rechthoekige betonblokken in de tijzone is gebleken dat de klemming duidelijk groter is. In deze zone komt er veel materiaal in de spleten en is er ook biologische activiteit. Dit leidt ertoe dat de interactie tussen de blokken groter is. Voor Haringmanblokken op Colijnsplaat is bijvoorbeeld een klemfactor van 2 gevonden (trekproeven van het voorjaar van 1990).

5.1.2 Goed geklemde steenzettingen

Steenzettingen met inwasmateriaal (zoals basalt, Basalton, Hydroblocks, Ronaton, Hillblock etc.) en koperslakblokken blijken wel goed geklemd te zijn. Op dit soort steenzettingen zijn duizenden trekproeven uitgevoerd zonder een echt losse steen aan te treffen. Hierbij wordt een steen los genoemd als hij bij een trekkracht van tweemaal het eigengewicht tenminste 20 mm omhooggetrokken kan worden.

Naarmate de klemming beter is, worden er minder stenen losgetrokken. Dat heeft als consequentie dat een trekproevenserie als resultaat kan hebben dat geen enkele steen los blijkt te zitten. Dit compliceert de analyse van resultaten.

Het is ondoenlijk om alle stenen te beoordelen en daarom wordt er gebruikgemaakt van een steekproef. Daardoor is het niet mogelijk de exacte klemfactor met een bepaalde (kleine) onderschrijdingsfrequentie te bepalen, maar slechts een waarde die waarschijnlijk tenminste aanwezig is.

Door Coevelt en Klein Breteler (2003) is een formule afgeleid waarmee de klemfactor kan worden bepaald die tenminste aanwezig is, voor het geval dat geen van de stenen uit een serie trekproeven los blijkt te zijn:

$$\Gamma_{k,\min} = 1 + \frac{\rho_s}{(\rho_s - \rho)\cos\alpha}\sqrt{\frac{4N\ln(1 - X/100)}{\ln(1 - P_B)}} \quad (2.2)$$

Met:

$\Gamma_{k,min}$ = minimale klemfactor die waarschijnlijk tenminste aanwezig is (-)
N = aantal trekproeven (steekproefgrootte) (-)
X = onderschrijdingsfrequentie van de minimale klemfactor die waarschijnlijk tenminste aanwezig is (%)
P_B = betrouwbaarheid van het resultaat (-)

Het blijkt dat de klemfactor afhankelijk is van de steekproefgrootte N en een gekozen betrouwbaarheid (P_B) van het resultaat. Naarmate de steekproef groter is, is de betrouwbaarheid van het resultaat groter. Anderzijds kan bij een gekozen betrouwbaarheid met een grotere steekproef een grotere klemfactor aangetoond worden.

Er wordt doorgaans gekozen voor een onderschrijdingsfrequentie van 0,1% (X = 0,1) en een betrouwbaarheid van 90% (P_B = 0,9). Met bovenstaande formule en deze gekozen parameters kan de minimaal benodigde steekproefgrootte bepaald worden. Voor een talud met tanα = 1/3,5 is de formule omgewerkt naar een formule voor de benodigde grootte van de steekproef:

$$N_{\min} = 530\left(\left(\Gamma_{k,\min} - 1\right)\frac{(\rho_s - \rho)}{\rho_s}\right)^2 \quad (2.3)$$

N_{min} = minimaal benodigde steekproefgrootte (-)

Als men een bepaalde klemfactor zou willen aantonen, dan kan hiermee bepaald worden hoe groot de steekproef moet zijn. Voor bijvoorbeeld een klemfactor ter grootte van 2 ($\Gamma_{k,min}$ = 2) met ρ_s = 2300 kg/m^3 geeft dit minimale steekproefgrootte N_{min} = 156. Met ρ_s = 2600 kg/m^3 is dit N_{min} = 188.

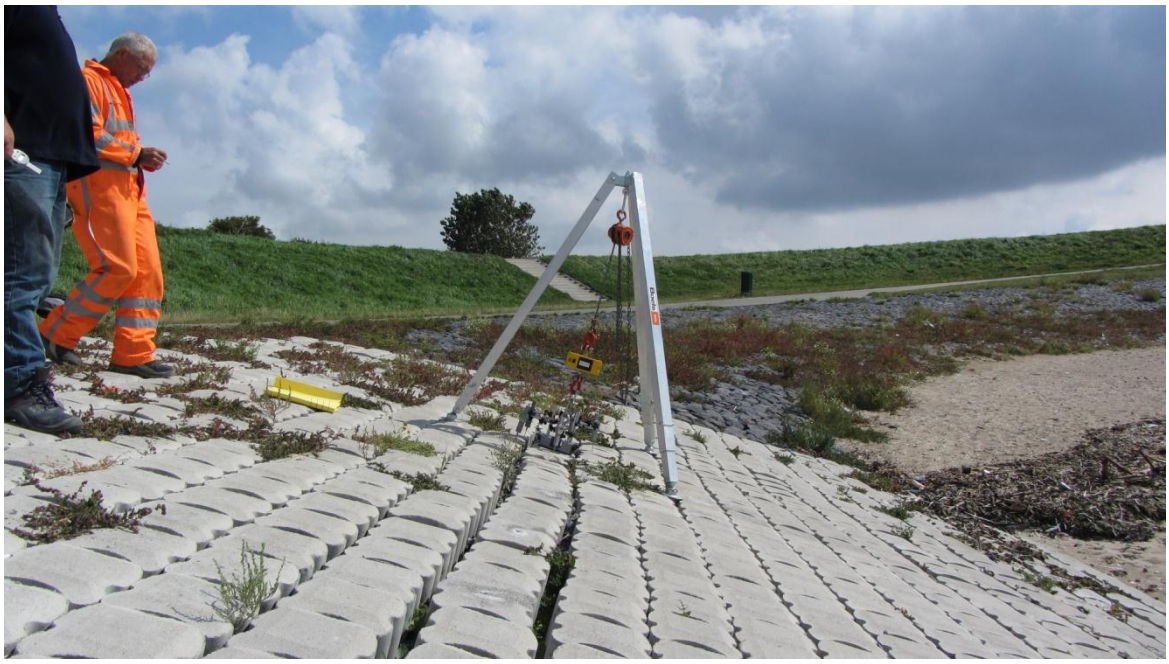
De resultaten van de trekproeven hebben geleid tot een indeling in categorieën:
1. (zeer) vast geklemd: $\Gamma_k \geq 2.0$,
2. matig geklemd: $1.5 \leq \Gamma_k < 2.0$,
3. slecht geklemd: $1.0 \leq \Gamma_k < 1.5$.

5.1.3 Trekproeven op slecht zetwerk

Door Klein Breteler en Mourik (2013) zijn trekproeven gerapporteerd op relatief slecht zetwerk, zie Figuur 5.5.
In het onderzoek zijn op drie Zeeuwse dijkvakken met relatief slecht zetwerk elk 200 trekproeven uitgevoerd om te beoordelen of de steenzetting geklemd ligt of niet. Twee van deze dijk vakken waren bekleed met Hydroblocks en één met Basalton. Steeds zijn de stenen uitgezocht die zo min mogelijk contact maken met de omliggende stenen, omdat juist van die stenen verwacht zou kunnen worden dat de klemming gering is.

Deze trekproeven hebben geleid tot de conclusie dat, ondanks het slechte zetwerk, de resultaten geen aanleiding geven te veronderstellen dat de klemming onvoldoende is.
Dit wordt toegeschreven aan de relatief hoge zuilen die in dit onderzoek beoordeeld zijn (toplaagdikte van 45 en 50 cm). Ondanks dat het bovenste spleetgedeelte soms slecht was gevuld, zie Figuur 5.5, resteert er dan nog een flinke hoogte die wel is gevuld. Bij dergelijke

steenzettingen is de kans het grootst dat er bij brede spleten toch nog steenslag onderin de spleten zit. Deze steenslag is van groot belang voor een minimale mate van klemming.



Figuur 5.5 Trekproef op slecht gezette Hydroblocks

Of deze conclusie dat bij slecht zetwerk de klemming toch goed is, ook geldig is voor relatief dunne steenzettingen (toplaagdikte van 20 tot 30 cm) is nog onzeker. Het is denkbaar dat het inwasmateriaal bij dergelijke brede spleten gemakkelijk kan uitspoelen tijdens golfaanval, waardoor er geen interactie meer is tussen de stenen, maar er ook een risico is dat het filter gaat uitspoelen.

5.2 Klemming bepalen met VGD-metingen

Een alternatieve methode om de klemming van een steenzetting te beoordelen maakt gebruik van valgewichtdeflectiemetingen (VGD-metingen). Deze meettechniek is ontwikkeld voor asfaltbekledingen op wegen en dijken. Een VGD-proef bestaat uit het laten vallen van een zwaar gewicht op de bekleding, om tegelijkertijd op een aantal locaties in de buurt te meten wat de respons is van de bekleding, zie figuur Figuur 5.6 en Figuur 5.7. De bewegingen worden gemeten met behulp van “geofoons” die via een stift contact maken met de bekleding. Op deze wijze zijn zeer kleine trillingen meetbaar.
Afhankelijk van de verhouding in de beweging van de aangeslagen steen en de stenen daarnaast kan bepaald worden in hoeverre er sprake is van een grote of kleine interactie tussen de stenen.

Er zijn verschillende meetcampagnes uitgevoerd om te zien of VGD-metingen gebruikt kunnen worden in plaats van trekproeven. Helaas is gebleken dat het interpreteren van de metingen veel lastiger is dan die van trekproeven.

Door ’t Hart (2013) is uiteindelijk geconcludeerd dat het wel mogelijk is om met VGD-metingen te concluderen dat een steenzetting niet geklemd is. Maar voordat er geconcludeerd kan worden dat vrijwel alle stenen geklemd liggen, is naast VGD-metingen

ook nog een beperkte serie traditionele trekproeven nodig. Op basis van een kosten-batenanalyse is geconcludeerd dat de VGD-metingen vooralsnog geen grote voordelen bieden ten opzichte van trekproeven.



Figuur 5.6 Voertuig met aanhangwagen met apparatuur voor VGD-metingen



Figuur 5.7 Vanaf de achterzijde zijn onder de aanhangwagen de voetplaat van het valgewicht en de stiften van de geofoons te zien

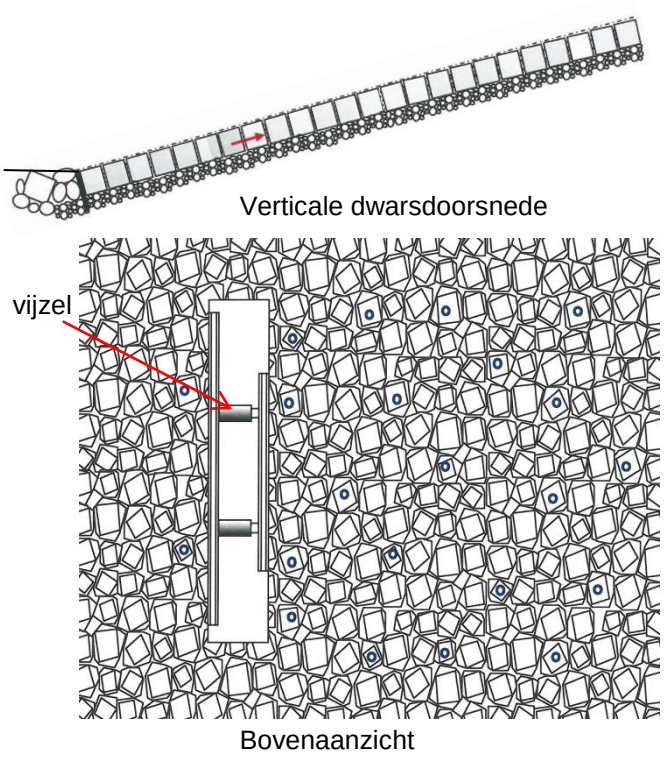
5.3 Invloed van klemming op stabiliteit van steenzettingen

De klemming in de steenzetting zorgt ervoor dat de bekleding als één geheel gaat functioneren in plaats van als afzonderlijke stenen. Bij een perfecte interactie tussen de stenen zal het zelfs het gedrag gaan vertonen van een betonnen plaat die buigende momenten en dwarskrachten kan weerstaan. Goed geklemde steenzettingen benaderen dit, maar het verschil met een betonnen plaat is dat de steenzetting geen trekkrachten kan

opnemen. Voor een goede werking is er daardoor altijd een normaalkracht in het vlak van het talud nodig (zie Figuur 5.1).

In de Deltagoot is de normaalkracht in een steenzetting met blokken op hun kant gemeten (Wolters e.a. 2007). Onderaan het talud waren krachtopnemers gemonteerd tussen de steenzetting en de teenconstructie.
Uit de metingen is gebleken dat net na de aanleg nog maar 10% van de gewichtscomponent van de steenzetting langs het talud op de teen drukt, maar na ruim 10 minuten golfbelasting is dit al opgelopen tot 50%. Tijdens golfklappen is de normaalkracht in sprongen toegenomen, waaruit blijkt dat trillingen een belangrijke invloed hebben. Hierdoor neemt de wrijvingskracht met het filter af. Aan het eind van de proevenserie, die 53 uur duurde, was de normaalkracht opgelopen tot ongeveer 93% van de gewichtcomponent evenwijdig aan het talud.

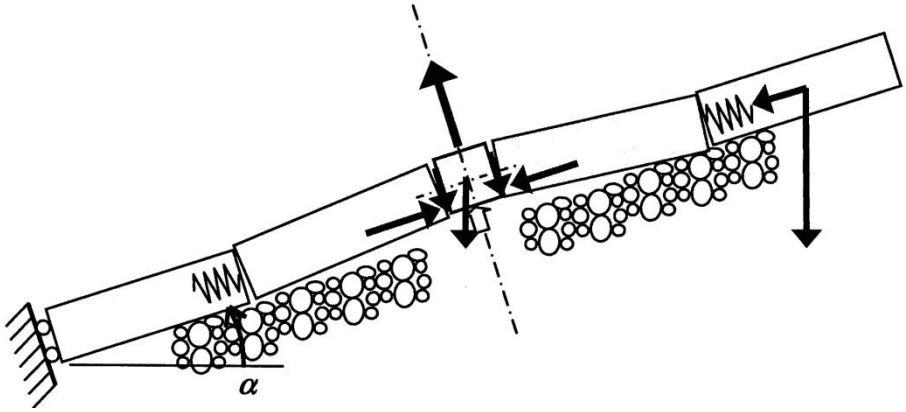
De normaalkracht is ook bij drie dijken in Zeeland onderzocht, namelijk een Basalton-bekleding bij De Sluis (St. Philipsland) en Poortvliet (Tholen) en een bekleding met Hydroblocken bij Bath (Westerschelde) (Peters 2007a). Deze metingen zijn uitgevoerd door in de bekleding een sleuf te zagen en daar hydraulische vijzels met meetapparatuur in te plaatsen (zie Figuur 5.8). Daarbij is ervoor gezorgd dat de rest van de steenzetting niet wordt verstoord.



Figuur 5.8 Schuifproef voor het meten van de normaalkracht op dijken in Zeeland

De analyse van de meetresultaten bleek behoorlijk lastig te zijn vanwege grilligheden in de metingen die inconsistenties veroorzaken bij de analyse. Enkele metingen waren echter wel goed bruikbaar en daaruit is gebleken dat er een normaalkracht van 25 à 30 kN/m[1] in de bekleding aanwezig is. Dit komt ongeveer overeen met de gewichtscomponent van de bekleding evenwijdig aan het talud van ongeveer 10 à 15 m. Dit resultaat is in overeenstemming met het meetresultaten van de Deltagootproef.

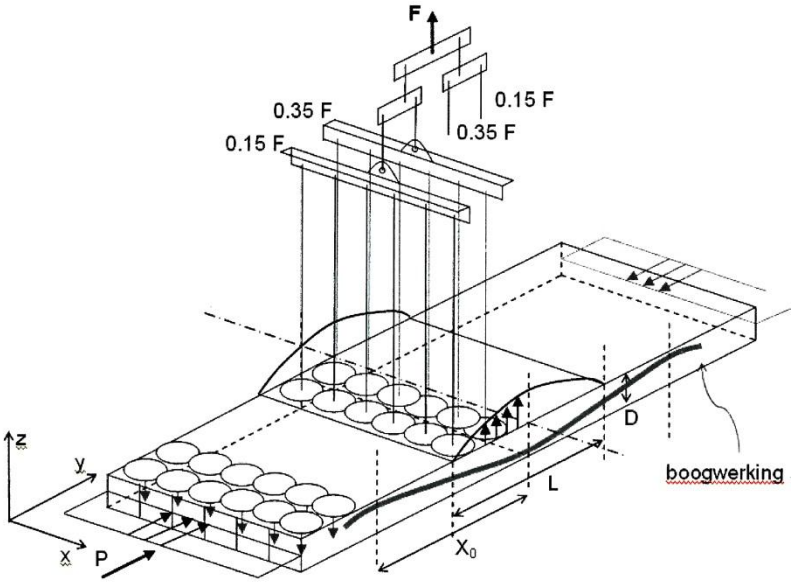
Als er sprake is van klemming in een steenzetting en de golfbelasting veroorzaakt een stijghoogteverschil dat de stenen omhoog wil trekken, ontstaat er een complex krachtenspel. Dit is enigszins vergelijkbaar met een voorgespannen ligger die geen trekkrachten kan opnemen. Door Peters (2007) is dit krachtenspel theoretisch uitgewerkt in formules waarmee de stabiliteit van de steenzetting kan worden berekend. Uit zijn analyse blijkt dat een vervorming in een ingeklemde steenzetting een extra normaalkracht genereert, waardoor de interactie tussen de stenen toeneemt. In Figuur 5.9 is te zien dat als lokaal de steenzetting door een stijghoogteverschil wordt opgelicht, de lengte van de steenzetting toeneemt (zie ook Figuur 5.3). Dit kan echter alleen door de steenzetting aan weerszijden van deze vervorming in te drukken of te verschuiven. De verschuiving naar beneden is zeer beperkt mogelijk vanwege de vrij star veronderstelde teenconstructie. Naar boven zou wel enige verschuiving mogelijk zijn, maar ook dat gaat gepaard met een behoorlijke kracht.



Figuur 5.9 De vervorming als gevolg van golfbelasting genereert een extra normaalkracht

Met dit principe in gedachte is het duidelijk dat de wrijving van de steenzetting op de ondergrond en de elasticiteit van de bekleding in het vlak van het talud belangrijke parameters zijn. Deze eigenschappen zijn gemeten in het laboratorium in een geschematiseerde opstelling en in de praktijk op de drie steenzettingen die in Zeeland zijn beproefd (Peters 2007a). Bij de trekproeven is gebleken dat de elasticiteitsmodulus van Hydroblocks ongeveer 70 Mpa is en die van Basalton 100 Mpa. Tijdens een axiale belasting (normaal kracht) is een ongeveer vijf maal zo grote waarde gemeten, zoals uit de theorie te verwachten is.
Daarnaast is ook de schuifveerstijfheid van de filterlaag bepaald, door de toplaag over de filterlaag te schuiven. Die is relevant voor de verplaatsing van de toplaag ten opzichte van het filter tijdens het vervormen. Deze blijkt voor beide bekledingen ongeveer 200 MN/m^3 te bedragen.
De wrijvingscoëfficiënt van de steenzetting op de filterlaag blijkt ongeveer 0,6 te zijn (Peters 2004).

Het complexe gedrag van de vervormende steenzetting als functie van de kracht als gevolg van het stijghoogteverschil over de toplaag en de normaalkracht in het vlak van de steenzetting is ook in detail in het laboratorium van de TU-Delft onderzocht (Peters 2004).Tijdens dit onderzoek is met name aandacht besteed aan de boogwerking die ontstaat tijdens deze vervorming. De gebruikte modelopstelling is geschetst in Figuur 5.10.



Figuur 5.10 Modelopstelling bij TUD met gecontroleerde normaalkracht in de steenzetting en een specifieke krachtsverdeling haaks op het oppervlak in een strook in het midden van de steenzetting (Peters 2004)

In dit modelonderzoek zijn in feite gecompliceerde trekproeven uitgevoerd onder geconditioneerde omstandigheden. Haaks op het steenzettingoppervlak is getrokken aan een grote groep stenen, zoals dat ook ongeveer gebeurt door brekende golven. Vier rijen stenen zijn zo belast met een trekkracht, waarbij de grootste kracht op de middelste twee rijen werd uitgeoefend. Door elk blok verend te verbinden met de daarboven aangebrachte evenaar kon ervoor gezorgd worden dat de verplaatsingen van afzonderlijke blokken ten opzichte van de andere blokken in de rij minder dan 20% verandering van de trekkracht veroorzaakte.
Verder was er een specifieke normaalkracht aangebracht en deze werd tijdens het uitvoeren van de proef continu gemeten. Ook de verplaatsingen van alle blokken zijn tijdens de proeven gemeten, namelijk met stereofotografie.
Er zijn proeven uitgevoerd met Basalton en met Hydroblocks.

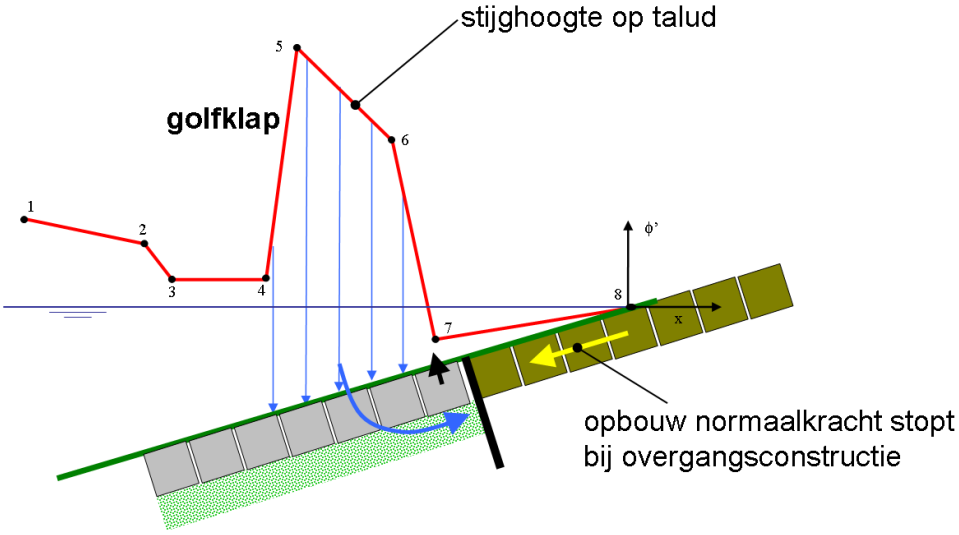
De proeven hebben de afgeleide theorie op basis van de voorgespannen ligger bevestigd. Al bij een verplaatsing van een paar millimeter blijkt de klemming een significante bijdrage te leveren aan de stabiliteit van steenzetting.

Het onderzoek heeft uitgewezen dat de klemming groter is als er meer rijen blokken boven de zone met grote stijghoogteverschillen zijn. Het gaat daarbij om de afstand tussen de zwaarst belaste zone en de daarboven gelegen overgangsconstructie of berm. Dit is ook meegenomen in de resulterende formules die in Steentoets zijn opgenomen. Aanvankelijk leidde dit tot het vrijwel verdwijnen van de klemming als de overgangsconstructie vlak boven de zone met grote stijghoogteverschillen zit.
Tijdens Deltagootproeven is echter vastgesteld dat er vlak onder een overgangsconstructie nog steeds een aanzienlijke klemming aanwezig is (zie hoofdstuk 6). Daarom zijn later de formules op dit aspect bijgesteld.

6 Invloed van overgangsconstructies op de stabiliteit

Een overgangsconstructie is nodig als een steenzetting aansluit op een ander type dijkbekleding, zoals gras of asfalt. Soms is een overgangsconstructie nodig als het ene type steenzetting aangesloten wordt op het andere type, bijvoorbeeld bij een overgang van basalt op het ondertalud en rechthoekige betonblokken op het talud erboven. Zo'n overgangsconstructie bestaat meestal uit een betonband die een mooie rechte afsluiting van het bekledingsvak verzorgt. De ruimte tussen de betonband en de steenzetting wordt vaak ingegoten met asfaltmastiek (ook wel gietasfalt genoemd) zodat het onderliggende filter niet kan uitspoelen.

Er zijn verticale (tussen twee naast elkaar gelegen bekledingsvakken) en horizontale overgangsconstructies (tussen twee boven elkaar gelegen bekledingsvakken, zie Figuur 6.4). In dit hoofdstuk wordt uitsluitend aandacht besteed aan het laatste type.



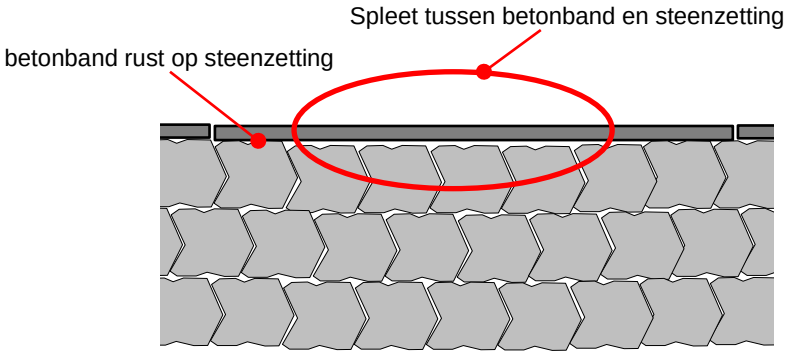
Figuur 6.1 De overgangsconstructie vermindert de opbouw van de normaalkracht en geeft lokaal een hoger stijghoogteverschil

De overgangsconstructie zou de stabiliteit van de steenzetting op twee manieren kunnen beïnvloeden:

1 de normaalkracht in de steenzetting onder de overgangsconstructie kan kleiner zijn dan wanneer de bekleding tot veel hoger op het talud zou doorlopen
2 lokaal kan het stijghoogteverschil door de golfbelasting groter zijn dan zonder de overgangsconstructie

Deze twee aspecten zijn schematisch weergegeven in Figuur 6.1. Als de overgangsconstructie niet naar beneden kan zakken, terwijl de steenzetting eronder wel wat langs het talud naar beneden zakt, kan de normaalkracht vlak onder de overgangsconstructie verdwenen zijn. Dat zou dan ook merkbaar kunnen zijn in de rijen daaronder. De overgangsconstructie kan bijvoorbeeld niet langs het talud naar beneden zakken als deze bestaat uit vrij lange betonbanden die aan de uiteinden op de onderliggende steenzetting

rusten, zie Figuur 6.2. Daartussen kan dan een spleet tussen de overgangsconstructie en de onderliggende steenzetting ontstaan.



Figuur 6.2 Bovenaanzicht van steenzetting bij overgangsconstructie, waarbij een spleet tussen de betonband en de zetstenen is ontstaan

De overgangsconstructie kan ook verhinderd worden om naar beneden te zakken als deze vrij diep in het filter of zelfs de onderliggende klei steekt.

Een kleinere normaalkracht betekent dat de klemming in de steenzetting minder zou kunnen zijn. Verder kan een spleet tussen de steenzetting en de overgangsconstructie leiden tot het uitspoelen van filtermateriaal. Op deze kan wijze de overgangsconstructie de sterkte verminderen.

Anderzijds kan de belasting bij de overgangsconstructie groter zijn. In Figuur 6.1 is de situatie geschetst met een golfklap die vlak onder de overgangsconstructie op het talud neerkomt. Bij punt 7 treedt een groot stijghoogteverschil op (zie ook paragraaf 2.2.3).
Onder de golfklap is de stijghoogte op de toplaag groot, oftewel de druk is er hoog. Die druk wordt deels doorgegeven door de toplaag naar het filter. Deze lokaal hoge druk ontsnapt normaliter via het relatief doorlatende filter naar boven, waarbij geleidelijk een deel van de druk ontsnapt door de toplaag. Als dicht boven het inslagpunt van de golf het filter volledig wordt afgesloten door een overgangsconstructie, dan moet de druk door een kort stuk toplaag ontsnappen (blauwe pijl in de figuur). Dat levert een veel grotere weerstand op in vergelijking met de situatie zonder overgangsconstructie. De druk in het filter ter plaatse van de overgangsconstructie loopt daardoor flink hoger op. Oftewel dit leidt tot een verhoogd stijghoogteverschil ter plaatse van de bovenste rij(en) stenen onder de overgangsconstructie.

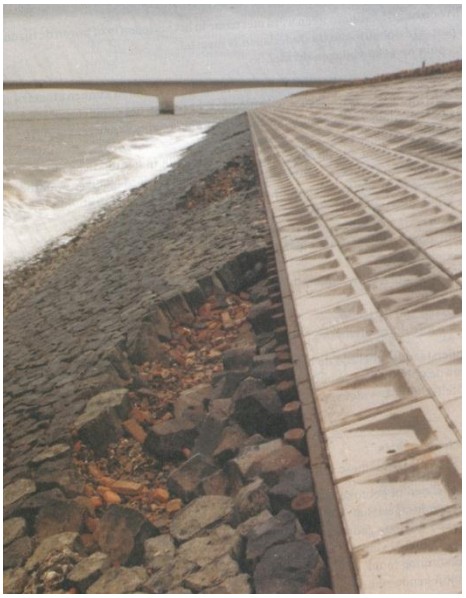
De invloed van de horizontale overgangsconstructie is gekwantificeerd aan de hand van Deltagootproeven (Van Steeg e.a. 2009).
In de Deltagoot was een starre overgangsconstructie aangebracht over een deel van de breedte van de goot (zie Figuur 6.3). Hierdoor was er een linkerdeel zonder overgangs-constructie, dat als referentie kon dienen, en een rechterdeel waar de invloed van de overgangsconstructie kon worden vastgesteld. De steenzetting bestond uit 20 cm dikke Basalton op een filterlaag van 10 cm. De overgangsconstructie zorgde voor een waterdichte afsluiting van het filter en bovendien was er een open spleet tussen de overgangsconstructie en de daaronder gelegen Basalton. Zoals gebruikelijk is de Basalton ingewassen met steenslag.



Figuur 6.3 Modelopstelling in de Deltagoot met overgangsconstructie

Door de kunstmatig aangebrachte open spleet tussen de overgangsconstructie en de daaronder gelegen steenzetting was het mogelijk het effect van de verminderde sterkte door de verminderde normaalkracht vast te stellen. Een grof gaasje onder de spleten zorgt ervoor dat er geen filtermateriaal kon uitspoelen.
De bekleding was uitgevoerd met een groot aantal drukopnemers om de invloed van de overgangsconstructie op het stijghoogteverschil te kunnen meten.

Tegen de verwachting in bleek de invloed van de overgangsconstructie op de stabiliteit van de steenzetting klein te zijn. Ook bleek de overgangsconstructie slechts een zeer beperkte invloed te hebben op het stijghoogteverschil. Merkwaardig genoeg was het stijghoogte-verschil in de bovenste rij onder de overgangsconstructie niet hoger dan zonder overgangs-constructie, maar in de rij daaronder wel. Het is vooralsnog niet bekend waardoor dit veroorzaakt is.



Figuur 6.4 Schade aan basalt onder een starre horizontale overgangsconstructie zonder lokale ingieting

In het verleden is veelvuldig net onder de overgangsconstructie schade ontstaan aan steenzettingen (zie Figuur 6.4). Dit is altijd toegeschreven aan de gebrekkige klemming bij de overgangsconstructie. Als echter de steenzetting goed is ingewassen, en de spleet tussen de

stenen en de overgangsconstructie niet te groot is, blijkt de klemming niet zoveel minder te zijn dat de stabiliteit eronder te lijden heeft. Mogelijk dat de spleet in de praktijk zo groot was dat het inwasmateriaal niet meer kon zorgen voor klemming en filtermateriaal ging uitspoelen. Anderzijds is de golfhoogte groter naarmate de waterstand hoger is. Daardoor krijgt het bovenste deel van de steenzetting per definitie de grootste golfbelasting te verduren. Ook dat kan de reden zijn dat juist aan de bovenzijde van een bekledingsvak schade is ontstaan.

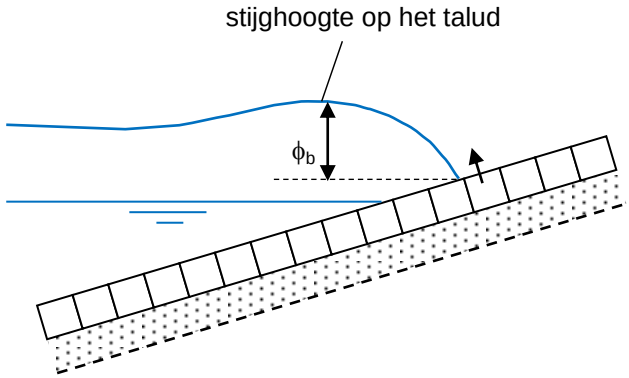
Om problemen te voorkomen wordt aanbevolen om de spleet tussen de overgangs-constructie en de steenzetting in te gieten met asfaltmastiek.

7 Stabiliteit van steenzettingen boven stilwaterlijn

7.1 Inleiding

De stabiliteit van steenzettingen wordt vooral bedreigd door stijghoogteverschillen op de toplaag. De grootste stijghoogteverschillen treden op tijdens golfklappen of tijdens naderende golffronten vlak vóór een golfklap. De maximale belasting grijpt daardoor onder de stilwaterlijn aan.
Steenzettingen bóven de stilwaterlijn (bijvoorbeeld boven het toetspeil) ondervinden een veel kleinere golfbelasting dan steenzettingen ónder de waterlijn. Boven de stilwaterlijn treden golfklappen nauwelijks meer op en golffronten worden snel kleiner en zijn op het boventalud vaak afgezwakt tot niet meer dan een golfoplooptong. Vanwege het verschil in belasting boven en onder de stilwaterlijn wordt bij het beoordelen van steenzettingen onderscheid gemaakt tussen steenzettingen erboven en eronder.

Om de stabiliteit van steenzettingen boven de stilwaterlijn te kwantificeren, zijn in 2009 Deltagootproeven uitgevoerd met hooggelegen steenzettingen (Van Steeg & Klein Breteler, 2009). Aan de hand van de proeven is duidelijk geworden dat het boventalud hoofdzakelijk belast wordt door een waterfront dat als een translatiegolf het talud opgaat tijdens de golfoploop (golfoplooptong). Voor een bepaald moment leidt dit tot een stijghoogtefront zoals getekend in Figuur 7.1. De steen aan de voet van het stijghoogtefront ondervindt het grootste stijghoogteverschil en dreigt uit de bekleding gelicht te worden.



Figuur 7.1 Schematische weergave van het stijghoogteverloop tijdens golfoploop en de definitie van de hoogte van het stijghoogtefront ϕ_b

De proeven van Van Steeg & Klein Breteler (2009) leverden een eenvoudige invloedsfactor op, waarmee de belasting bóven de stilwaterlijn berekend kan worden op basis van de maximale belasting ónder de waterlijn. De modelproeven en de resultaten van het onderzoek zijn beschreven in paragraaf 7.2. De formule is eenvoudig te gebruiken, maar heeft de beperking dat ze geen rekening houdt met de invloed van een berm en dat de theoretische basis ervan beperkt is. Daardoor moet een slag om de arm gehouden worden bij de aanwezigheid van een berm of bij sterk afwijkende leklengtes of taludhellingen.

Om een breder toepasbaar rekenmodel voor steenzettingen boven de waterlijn te verkrijgen, is in Mourik & Klein Breteler (2012) opnieuw een stabiliteitsmodel ontwikkeld. Daarvoor is naast de hiervoor genoemde Deltagootproeven ook een groot aantal kleinschalige Scheldegootproeven uit 1992 (De Waal, 1992) geanalyseerd, waaronder proeven met een

berm. Tijdens de proeven zijn alleen bovenop de toplaag stijghoogtes gemeten. Het onderzoek en het resulterende stabiliteitsmodel zijn beschreven in paragraaf 7.3. Tijdens de analyse werd onderkend dat steenzettingen boven de waterlijn niet alleen gevoelig zijn voor oplopende golffronten, maar ook voor water dat tijdens de golfoploop met hoge snelheid over het talud, tegen uitstekende stenen stroomt. Met deze beide aspecten is in het nieuwe stabiliteitsmodel rekening gehouden, evenals met de invloed van een berm, wat een breed toepasbaar model opleverde. Gebruik van dit model is wel gecompliceerder, doordat bekend moet zijn hoever stenen uit de toplaag steken.

Tijdens het tweede onderzoek bleek dat de formule van het eerste onderzoek behoorlijk conservatief (veilig) is. Omdat de eerste formule wel een stuk eenvoudiger te gebruiken is, is besloten om steenzettingen boven de stilwaterlijn standaard eerst te beoordelen met het eenvoudig bruikbare en conservatievere model van Van Steeg & Klein Breteler (2009). Pas als een steenzetting daarmee als (mogelijk) onstabiel wordt beoordeeld, kan met het nieuwe model een geavanceerde beoordeling worden uitgevoerd. Volgens deze verdeling zijn de twee onderzoeken in de volgende paragrafen beschreven:

- Stabiliteitsmodel voor een reguliere beoordeling van steenzettingen (opgenomen in Steentoets, zie hoofdstuk 13)
- Stabiliteitsmodel voor een geavanceerde beoordeling van steenzettingen (geen onderdeel van Steentoets)

7.2 Stabiliteitsmodel voor een reguliere beoordeling van steenzettingen

Om de stabiliteit van steenzettingen boven de stilwaterlijn te kwantificeren, zijn in 2009 grootschalige modelproeven uitgevoerd in de Deltagoot (Van Steeg & Klein Breteler, 2009). Het daaruit volgende stabiliteitsmodel wordt, zoals is uitgelegd in paragraaf 7.1, gebruikt voor de reguliere beoordeling van steenzettingen.

De modelopstelling van de Deltagootproeven bestond uit een lang recht talud met een helling van 1:3. Het taluddeel tussen +4,80 m en +5,49 m boven de gootbodem vormde de testsectie, zie Figuur 7.2. Het talud onder de testsectie bestond uit grote blokken op hun kant en had een toplaagdikte van 0,50 m. Het talud boven de testsectie was een glad betontalud. De testsectie was verdeeld in twee delen:

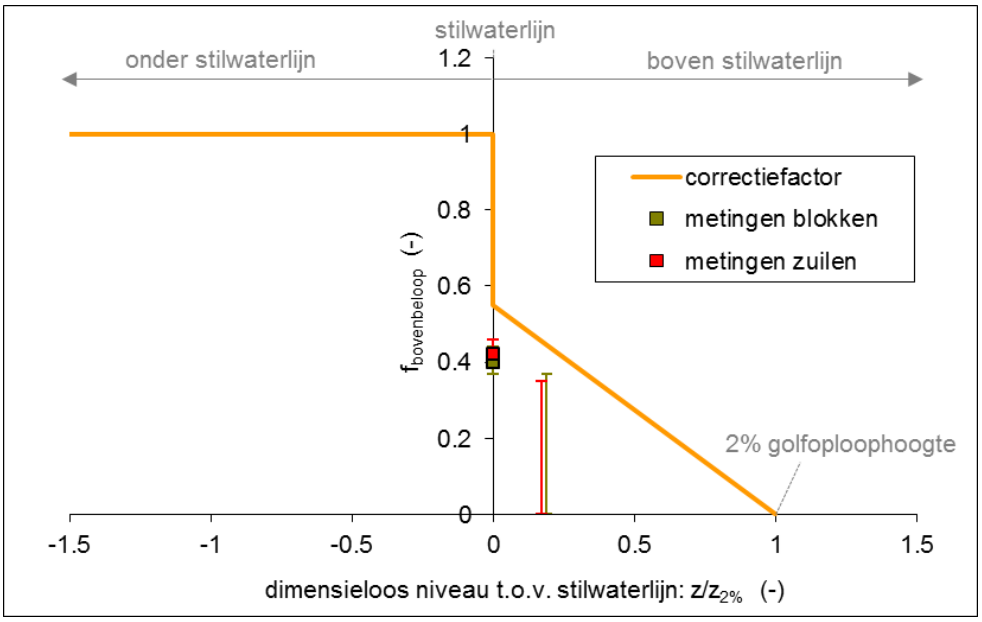
- *Blokken*:
  De ene helft van de testsectie bestond uit een steenzetting van betonblokken (lengte x breedte x dikte = 0,20 x 0,20 x 0,10 m^3). De blokken waren aangebracht op een 5 cm dikke filterlaag op een stevige ondoorlatende ondergrond. De blokken waren koud tegen elkaar geplaatst, zonder inwasmateriaal of afstandshouders.
- *Zuilen*:
  De andere helft van de testsectie bestond uit een steenzetting van betonzuilen met een toplaagdikte van 8 cm. Er is gebruikgemaakt van zuilen, die zowel qua hoogte als oppervlak verschaald waren. De zuilen waren geplaatst op een 5 cm dikke filterlaag op een stevige ondoorlatende ondergrond. De zuilen waren ingewassen.

Er zijn drie proevenseries uitgevoerd, elk met een andere waterstand: laag water (ca. +4,54 m), normaal (ca. +4,84 m) en hoog water (ca. +5,34 m). De normale waterstand kwam overeen met de onderzijde van de meetsectie, zodat golfklappen onder de meetsectie verwacht werden. Bij de hoge waterstand waren er ook golfklappen óp de meetsectie.
Gedurende de proevenseries werd stap voor stap de golfhoogte verhoogd teneinde schade te veroorzaken. Tijdens de proeven werd met drukopnemers op een aantal locaties de

stijghoogte bovenop en onder de toplaag gemeten, zodat stijghoogteverschillen over de toplaag bepaald konden worden.



Figuur 7.2 Het talud van de modelopstelling tijdens de Deltagootproeven van 2009 (Van Steeg & Klein Breteler, 2009)



Figuur 7.3 De correctiefactor $f_{bovenbeloop}$ als functie van $z/z_{2\%}$

De proeven resulteerden in een eenvoudige correctiefactor, waarmee de stabiliteit boven de stilwaterlijn berekend kan worden op basis van de maximale belasting onder de waterlijn. De correctiefactor, $f_{bovenbeloop}$, is getekend in Figuur 7.3 (oranje lijn). Deze moet vermenigvuldigd worden met de toplaagdikte die volgens Steentoets onder de waterlijn nodig is. Op de

horizontale as is het dimensieloze niveau op het talud gegeven ten opzichte van de stilwaterlijn, uitgedrukt in $z/z_{2\%}$, waarbij z de hoogte boven de stilwaterlijn is en $z_{2\%}$ de golfoploophoogte met een overschrijdingsfrequentie van 2%.

In de grafiek zijn eveneens de metingen weergegeven van de proeven. De vierkantjes hebben betrekking op schade. De onzekerheidsbanden (verticale stokjes) hebben betrekking op mogelijke spreiding of geven aan, indien geen schade was opgetreden, binnen welke range wèl schade te verwachten is.
De correctiefactor is onder de waterlijn gelijk aan 1, omdat daar niet gecorrigeerd wordt. Op de waterlijn ligt de factor net boven de meetpunten en neemt lineair af tot 0 op het 2% golfoploopniveau. Gezien de fysica wordt hoger op het talud geen relevante belasting meer verwacht. Er is gekozen voor een lineaire afname vanwege het ontbreken van meer meetpunten.
De correctiefactor $f_{bovenbeloop}$ wordt beschreven door formule (7.1):

$$f_{bovenbeloop} = -0,55\frac{z}{z_{2\%}} + 0,55 \qquad \text{voor} \quad 0 < z/z_{2\%} \leq 1 \tag{7.1}$$

Met:

$f_{bovenbeloop}$ = correctiefactor voor steenzettingen boven de waterlijn (-)
z = verticale afstand vanaf de stilwaterlijn tot de beschouwde locatie op het talud (boven stilwaterlijn is positief) (m)
$z_{2\%}$ = golfoploophoogte met een overschrijdingsfrequentie van 2%, t.o.v. de stilwaterlijn (m)

De formule is eenvoudig te gebruiken, maar heeft de beperking dat zij geen rekening houdt met de invloed van een berm. Daarnaast is de theoretische basis ervan beperkt, waardoor een slag om de arm gehouden moet worden bij de aanwezigheid van een berm of bij sterk afwijkende leklengtes of taludhellingen.

7.3 Stabiliteitsmodel voor een geavanceerde beoordeling van steenzettingen

Omdat het stabiliteitsmodel van paragraaf 7.2 nog wat beperkingen had, is in Mourik & Klein Breteler (2012) aanvullend onderzoek gedaan naar de stabiliteit van steenzettingen boven de stilwaterlijn met een nieuw en breder toepasbaar stabiliteitsmodel als resultaat. In dat onderzoek is naast de Deltagootproeven, die zijn beschreven in paragraaf 7.2, ook een groot aantal kleinschalige Scheldegootproeven uit 1992 (De Waal, 1992) geanalyseerd, waaronder proeven met een berm.
Tijdens het onderzoek werd onderkend dat steenzettingen boven de waterlijn niet alleen gevoelig zijn voor oplopende golffronten, maar ook voor water dat tijdens de golfoploop met hoge snelheid over het talud, tegen uitstekende stenen stroomt. Uit de analyse volgde dat steenzettingen boven de waterlijn dus gecontroleerd moeten worden op twee aspecten:

1 Het stijghoogteverschil als gevolg van oplopende stijghoogtefronten.
2 De stabiliteit van uitstekende stenen.

Bij relatief vlak gezette steenzettingen is alleen het eerste aspect van belang. Het tweede aspect speelt een rol wanneer sommige stenen uitsteken boven het taludoppervlak. Beide aspecten worden in de volgende paragrafen afzonderlijk behandeld.

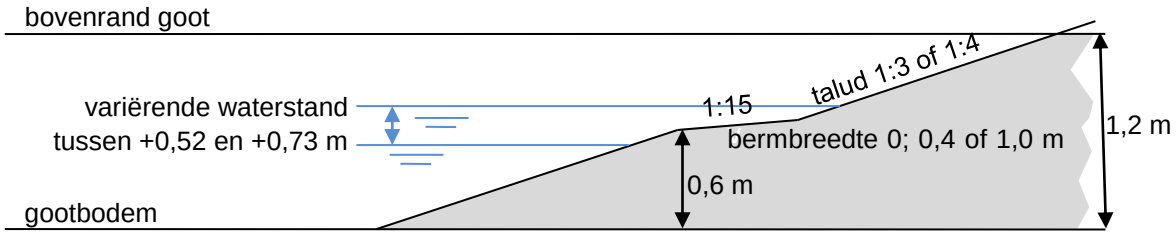
Omdat met zowel oplopende golffronten, stromend water over het talud en bermen rekening wordt gehouden, is het model breed toepasbaar. Gebruik van het nieuwe model is echter wel

gecompliceerder, doordat bekend moet zijn hoever stenen uit de toplaag steken. Zoals in paragraaf 7.1 is uitgelegd, is mede daarom besloten dit stabiliteitsmodel pas te gebruiken als een geavanceerde beoordeling van een steenzetting wenselijk is en het niet op te nemen in Steentoets .

7.3.1 Stijghoogteverschil als gevolg van oplopende stijghoogtefronten

Voor het kwantificeren van stijghoogteverschillen als gevolg van oplopende golffronten zijn in Mourik & Klein Breteler (2012) 73 kleinschalige Scheldegootproeven uit 1992 (De Waal, 1992) geanalyseerd. Zowel constructies met als zonder berm zijn geanalyseerd om ook de invloed van een berm op de golfbelasting te bepalen. De proeven zijn destijds uitgevoerd om het verloop van de druk op het talud tijdens golfaanval te meten als functie van de tijd en de plaats op het talud.

Een schematische weergave van de modelopstelling van De Waal is gegeven in Figuur 7.4. Wat betreft de geometrie is gevarieerd in de taludhelling (1:3 of 1:4) en de bermbreedte (0,40 m, 1,00 m of geen berm). De berm had een lichte helling van 1:15. Alle proeven zijn uitgevoerd met een diep voorland en met een glad ondoorlatend talud. Het drukverloop op het talud werd gemeten door drukopnemers, die verzonken in het talud waren geplaatst, zowel boven als onder de stilwaterlijn.
Wat betreft de hydraulische condities werd gevarieerd in de golfhoogte, golfsteilheid en waterstand. Er werden proeven gedaan met diverse waterstanden onder, boven of gelijk aan de berm.



Figuur 7.4 Schematische weergave van de modelopstelling van de Scheldegootproeven van De Waal (1992)

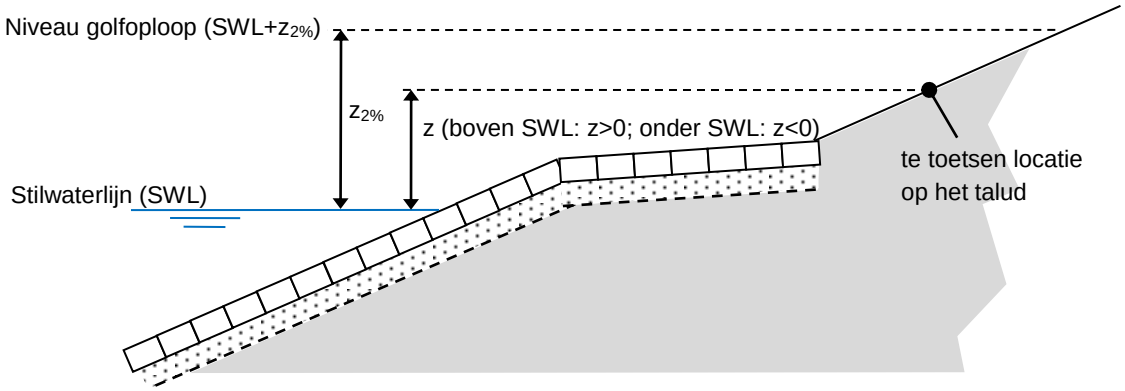
Tijdens de proeven zijn alleen bovenop de toplaag stijghoogtes gemeten. Op basis daarvan is van elke golf de maatgevende fronthoogte ϕ_b bepaald (zie Figuur 7.1). De analyse is vervolgens uitgevoerd op waarden van de fronthoogte met een overschrijdingsfrequentie van 2%. Deze zijn dimensieloos gemaakt met de significante golfhoogte: $\phi_{b2\%}/H_s$. De analyse daarvan leverde een praktisch bruikbare formule op voor de belasting op een vlak talud, die goed aansluit op andere formules voor steenzettingen:

$$\frac{\phi_{b2\%}}{H_s} = 0,042 \cdot \left(\frac{z}{z_{2\%}} + 0,060 \right)^{-1} \qquad (7.2)$$

Met:
H_s = significante golfhoogte (m)
z = verticale afstand vanaf de stilwaterlijn tot de beschouwde locatie op het talud (boven stilwaterlijn is positief) (m)
$z_{2\%}$ = golfoploophoogte met een overschrijdingsfrequentie van 2%, t.o.v. de stilwaterlijn (m)

$\phi_{b2\%}$ = hoogte van het stijghoogtefront met een overschrijdingsfrequentie van 2% (m)

Het is gebleken dat de invloed van een berm op de stabiliteit van de steenzettingen boven de berm eenvoudig verdisconteerd kan worden als de locatie op het talud wordt beschouwd ten opzichte van de stilwaterlijn, en relatief ten opzichte van de golfoploop: $z/z_{2\%}$. Daarbij is z de hoogte boven de stilwaterlijn en $z_{2\%}$ de golfoploophoogte met een overschrijdingsfrequentie van 2%, zie Figuur 7.5.
Voor locaties boven een eventuele berm is $z_{2\%}$ de golfoploophoogte van de totale constructie, dus inclusief berm. Onder de berm moet de invloed van de berm niet meegeteld worden. En óp de berm kan eventueel geïnterpoleerd worden tussen de $z_{2\%}$ met berm en zonder berm.



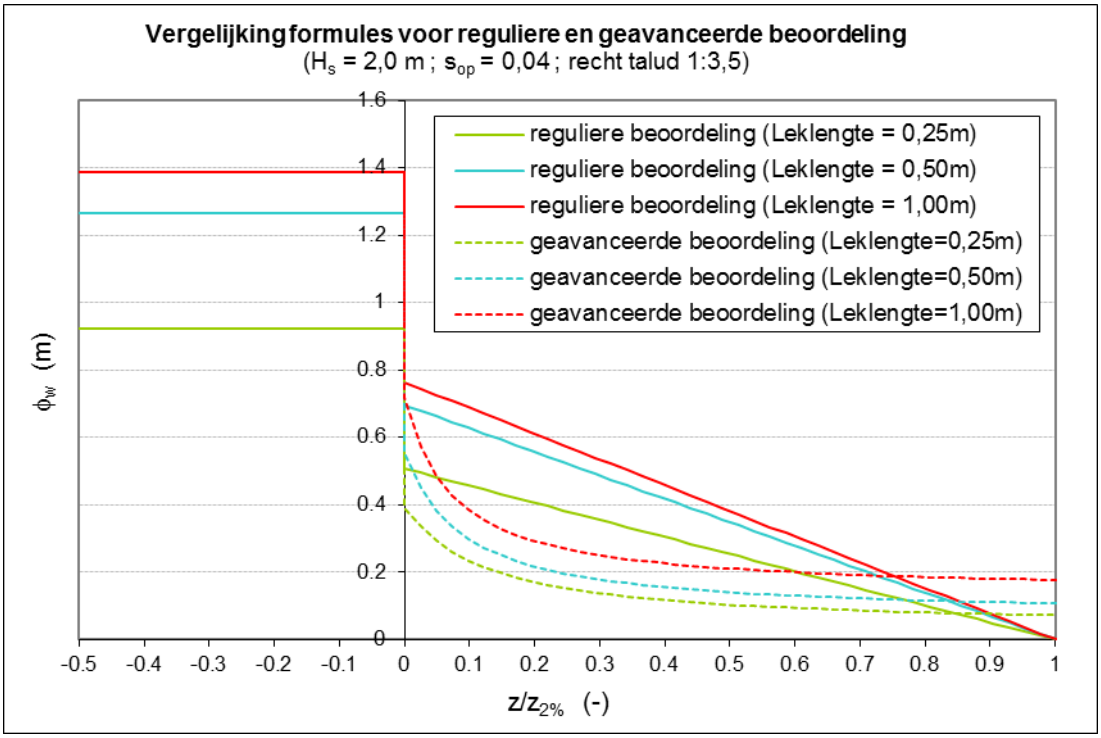
Figuur 7.5 Schematische weergave z en z2% (situatie waarbij de berm boven de stilwaterlijn ligt)

Indien gewenst kan de fronthoogte van formule (7.2) met formule (7.3) omgerekend worden naar een stijghoogteverschil over de toplaag. Voor de helling van het stijghoogtefront wordt θ_f = 75° aanbevolen.

$$\phi_w = \frac{\Lambda}{2}\left(\cos\alpha\tan\theta_f\left(1-\exp\left(\frac{-\phi_{b2\%}}{\Lambda\cos\alpha\tan\theta_f}\right)\right)+\sin\alpha\right) \qquad (7.3)$$

Met:
α = taludhelling (°)
ϕ_w = maximale stijghoogteverschil over de toplaag (m)
Λ = leklengte (m)
$\phi_{b2\%}$ = hoogte van het stijghoogtefront (m)
θ_f = helling van het stijghoogtefront (rekenen met 75°) (°)

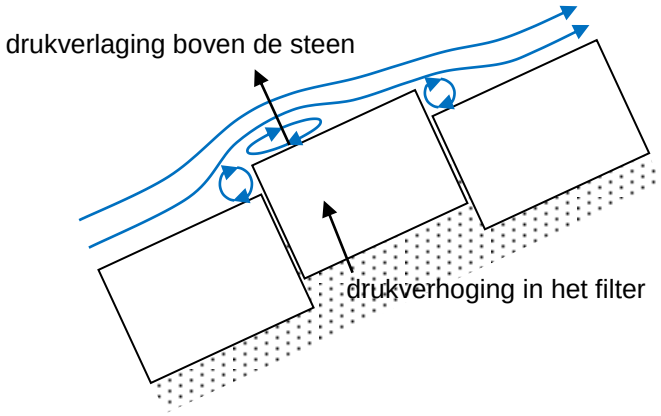
De formules voor geavanceerde beoordelingen zijn in Figuur 7.6 vergeleken met de formules uit de vorige paragraaf. In de figuur is voor vlakke steenzettingen het stijghoogteverschil over de toplaag, ϕ_w, weergegeven voor diverse leklengtes. De lijnen met dezelfde kleur hebben betrekking op dezelfde leklengte. Het valt op dat de belasting boven de stilwaterlijn volgens de geavanceerde formules sneller afneemt dan volgens de formules voor reguliere beoordelingen.



Figuur 7.6 Vergelijking formules voor reguliere en geavanceerde beoordeling

7.3.2 De stabiliteit van uitstekende stenen

De Deltagootproeven van Van Steeg & Klein Breteler (2009) geven ook inzicht in de belasting van minder vlak gezette steenbekledingen met uitstekende stenen. Uit de metingen volgde dat de stabiliteit van steenzettingen boven de stilwaterlijn gevoelig is voor water dat tijdens de golfoploop met hoge snelheid over het talud, tegen uitstekende stenen stroomt, zoals weergegeven in Figuur 7.7.



Figuur 7.7 Gekromde stroomlijnen over een uitstekende steen tijdens golfoploop

Lokaal treden boven uitstekende stenen stijghoogteverlagingen op, wat een liftkracht veroorzaakt. Tegelijkertijd neemt de druk in het filter toe, doordat snel stromend water, dat de uitstekende steen tegenkomt, aan de stroomopwaartse kant van de steen in het filter geperst wordt. De stijghoogteverschillen over de toplaag nemen daardoor toe.

Als een uitstekende steen te ver omhoog komt, kan die uit het talud gedrukt worden. Bij het bepalen van de stabiliteit van steenzettingen is het daarom belangrijk om met dit mechanisme rekening te houden.

Een vergelijkbaar mechanisme was in het verleden ook al geconstateerd bij binnentaluds van havendammen. De formules die destijds voor havendammen zijn ontwikkeld (Klein Breteler e.a., 2006), zijn als uitgangspunt genomen voor nieuwe formules voor de toepassing op buitentaluds. Er wordt geconcludeerd dat een uitstekende steen in een buitentalud niet zal gaan bewegen als voldaan wordt aan de volgende voorwaarden:

Als $C_L B_{\phi op} \geq fD$:

Als $d_r \leq 0{,}2B$:

$$\text{Als } \quad 0{,}9\left(z_{2\%} - z\right) < \frac{2\Delta DB(\cos\alpha - 0{,}5\sin\alpha)}{4{,}5d_r - 0{,}5D} \text{ , dan stabiel} \qquad (7.4)$$

Als $d_r > 0{,}2B$:

$$\text{Als } \quad 0{,}9\left(z_{2\%} - z\right) < \frac{2\Delta DB(\cos\alpha - 0{,}5\sin\alpha)}{0{,}9B\left(2 - \frac{B}{5d_r}\right) - 0{,}5D} \text{ , dan stabiel} \qquad (7.5)$$

Als $C_L B_{\phi op} < fD$: altijd stabiel

Met:

C_L = liftcoëfficiënt = 0,9 (-)
$B_{\phi op}$ = afstand waarover stijghoogteverlaging aanwezig is: $B_{\phi op} \approx 5d_r$ (m)
f = wrijvingscoëfficiënt (-)
D = dikte van de toplaag (m)
d_r = mate waarin uitstekende steen uitsteekt boven het taludoppervlak (m)
B = breedte van de stenen in de stroomrichting van het water(m)
$z_{2\%}$ = golfoploophoogte met een overschrijdingsfrequentie van 2% (m)
z = verticale afstand vanaf de stilwaterlijn tot de beschouwde locatie op het talud (m)
$\Delta = (\rho_s - \rho)/\rho$ = relatieve soortelijke massa van steenzettingselementen (-)
ρ_s = soortelijke massa van de stenen (kg/m^3)
ρ = soortelijke massa van water (kg/m^3)
α = taludhelling (°)

8 Stabiliteit van steenzettingen op steile taluds

Steenzettingen in Nederland worden meestal toegepast op taluds met een helling tussen 1:3 en 1:4. Daarom is het onderzoek vooral gericht geweest op dit soort taludhellingen.

Steenzettingen op steile taluds komen in heel Nederland voor. Het betreft dan meestal slechts een smalle strook relatief laag op het talud. De meeste steile steenzettingen komen in Friesland voor. Anno 2007 betrof dit ongeveer 50 kilometer dijk langs het IJsselmeer, orde 5 kilometer langs de Waddenzeekust en orde 5 kilometer op Ameland (91 dijkvakken met een totaal oppervlak van bijna 200.000 m^2). Het overgrote deel bestaat uit basalt, en een paar vakken zijn bekleed met Basalton. De zuilen variëren in hoogte van 20 tot 45 cm. De onderkant van de bekleding ligt meestal vrij laag, namelijk aan de teen van de dijk. De taludhelling is gemiddeld 1:1,8.

Door Klein Breteler en Van der Werf (2007) is een oriënterend onderzoek uitgevoerd om te bezien of de formules in Steentoets, die afgeleid zijn voor taluds tussen 1:3 en 1:4, ook toegepast kunnen worden voor steile taluds in de range van 1:1 tot ca. 1:2,5.

Er is eerst op basis van modelonderzoek met een taludhelling van 1:2, 1:3 en 1:4 uit 1987 beoordeeld of de belasting op een steenzetting op een steil talud anders is dan op een normaal talud. Een talud is steil als de helling 1:1 à 1:2,5 is. De metingen waren helaas uitgevoerd met betrekkelijk weinig drukopnemers die redelijk ver uit elkaar zaten en bovendien waren de metingen uitgevoerd met een vrij lage bemonsteringsfrequentie. Daardoor was de nauwkeurigheid van de metingen niet zo groot. Desondanks is het gelukt om aannemelijk te maken dat de trends in de metingen toch bruikbaar zijn om conclusies over steile taluds te trekken.
Uit de analyse van de metingen blijkt dat de belasting op steile taluds (stijghoogteverloop tijdens het golffront en tijdens de golfklap) waarschijnlijk niet wezenlijk anders is dan op normale taluds. De invloed van de taludhelling die reeds vastgesteld was op basis van de analyse van metingen op normale taluds (Klein Breteler e.a. 2012), blijkt zich op een vergelijkbare wijze voort te zetten tot op steile taluds van 1:2.

De sterkte van de steenzetting zou enerzijds kleiner kunnen zijn omdat mogelijk het inwasmateriaal sneller zal uitspoelen, maar zou anderzijds ook groter kunnen zijn vanwege de te verwachten grotere klemming. Helaas zijn er weinig gegevens uit de praktijk die informatie verschaffen over deze aspecten.
Er is één modelonderzoek in de Deltagoot uitgevoerd met een steenzetting op een steil talud. Deze was gericht op het meten van de invloed van een duinvoetverdediging op de duinafslag. De duinvoetverdediging was gemaakt van rechthoekige blokken direct op zand, met een taludhelling van 1:1,5. Deze steenzetting hield verrassend lang stand, mogelijk vanwege de wat grotere klemming.

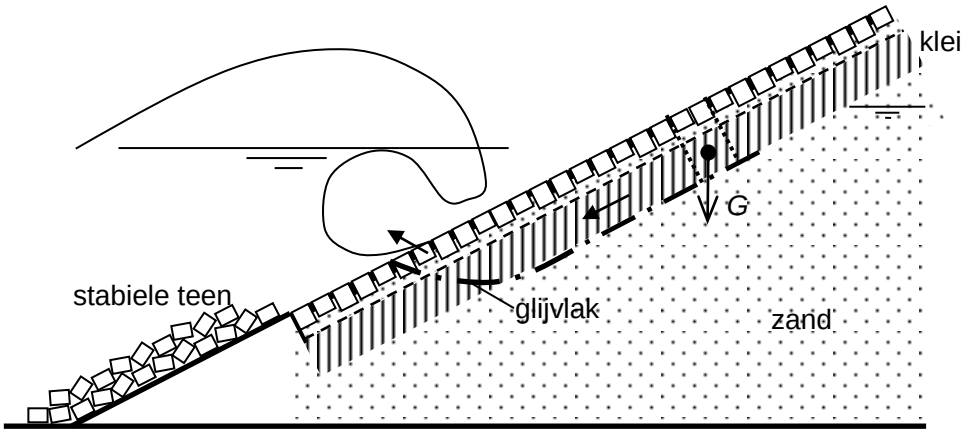
Op grond van de beschikbare informatie is de voorlopige conclusie getrokken dat de formules voor het berekenen van de stabiliteit van steenzettingen ook toegepast kunnen worden op steile taluds tot 1:1. Bij dergelijke steile taluds moet echter wel extra aandacht besteed worden aan de toetsing en het ontwerp van de teenconstructie.

9 Afschuiving door golfbelasting

9.1 Inleiding

Het mechanisme 'Afschuiving door golfbelasting' treedt alleen op in bijzondere omstandigheden en is bij een reguliere steenzettingsconstructie met een kleilaag nog nooit waargenomen. Dit maakt dat zowel de oorspronkelijke als de huidige beoordelingsmethodiek een kwalitatief karakter hebben.

Het hart van de oorspronkelijke beoordelingsmethodiek was een gedetailleerde rekenregel die op theoretische basis was opgesteld voor steenzettingen die direct op zand liggen dat verzadigd is met water. Volgens deze regel zal tijdens golfneerloop de korrelspanning in het zand afnemen omdat het poriewater niet snel genoeg kan reageren (door af te stromen) op de drukverlaging die wordt veroorzaakt door de golfneerloop. De korrelspanning kan zover afnemen dat het talud niet meer stabiel is en dus gaat vervormen.
Deze regel werd (enigszins aangepast) ook gebruikt voor steenzettingen die op een kleilaag liggen. Dit resulteerde in toetsresultaten en ontwerpen die niet overeen kwamen met de ervaringen in het beheer en daardoor onbevredigend waren. Een belangrijke ervaring bij steenzettingen met een kleilaag was dat statische waterdrukken (door een hoge grondwaterstand in de dijkkern) een belangrijke rol spelen bij vervorming en eventuele afschuiving van de steenzetting (zie Figuur 9.1). In de beoordelingsmethodiek werd hier geen invulling aan gegeven.



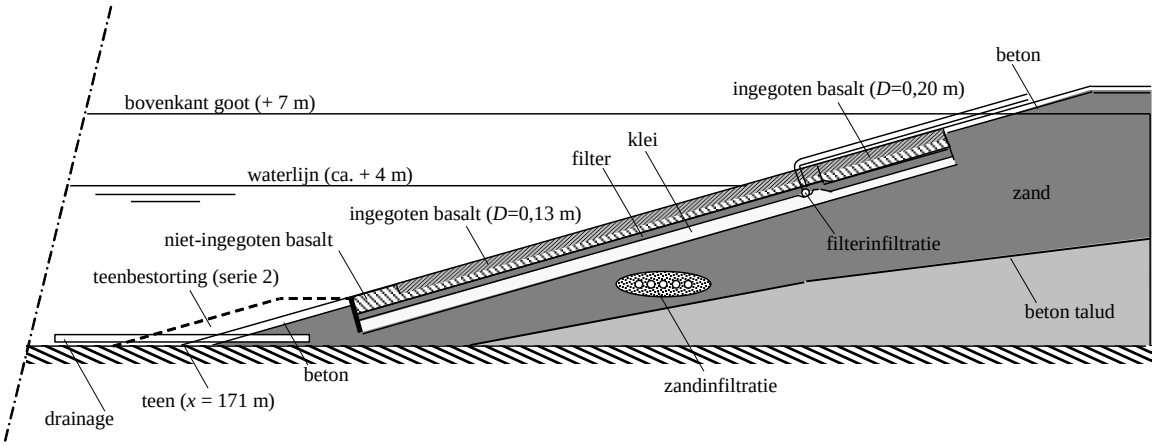
Figuur 9.1 Het mechanisme afschuiving bij een stabiele teen als gevolg van de combinatie van hoge freatische lijn in het zand en golfaanval

Vanwege het bovenstaande is in 2005 een Deltagootonderzoek uitgevoerd om te komen tot een betere en meer complete beoordelingsmethodiek. Verder is in 2007 een afstudeeronderzoek uitgevoerd naar statische waterdrukken onder een kleilaag wat eveneens gebruikt is voor het opstellen van de huidige toets- en ontwerpmethodiek.

9.2 Deltagootonderzoek

In 2005 is een Deltagootonderzoek uitgevoerd naar het mechanisme afschuiving (Hofland e.a. 2007). Hiertoe was in de Deltagoot in De Voorst een model van een Nederlandse zeedijk nagebouwd met een schaal van ca. 1:2. Het model had een kern van zand en een taludhelling van 1:3,5, zie Figuur 9.2. De bekleding bestond uit ingegoten basalt (dikte 0,13 m) op een filterlaag van steenslag (dikte 0,08 m, D_{15} = 5,6 mm, ingezand) op een kleilaag (dikte 0,30 m).

Op deze constructie is een serie golfproeven uitgevoerd. Om de invloed van statische waterdrukken te verkennen was daarbij in de zandkern onder de kleilaag een freatische grondwaterstand aangebracht die hoger was dan de waterstand aan de buitenzijde van de constructie. Om praktische redenen was de grondwaterstand zodanig gekozen dat de resulterende statische waterdruk kleiner was dan het opdrijfgewicht van de bekleding.



Figuur 9.2 Modelopstelling in de Deltagoot met mogelijkheid om de freatische lijn in het zand te verhogen

De constructie werd in de proeven dus belast op statische waterdruk onder de kleilaag in combinatie met brekende golven. De maximale golfhoogte (H_s) was daarbij 1,6 m. De belangrijkste resultaten waren:

1. Bij geen van de proeven trad schade (scheuren, vervorming) of afschuiven van de kleilaag op. De zwaarste golfbelasting was daarbij ca. 2,5 maal groter dan volgens de toenmalige gedetailleerde rekenregel weerstaan kon worden;
2. Op een moment dat geen golfbelasting aanwezig was, werd (onbedoeld) een statische waterdruk onder de kleilaag aangebracht die ca. 1,4 maal groter was dan het eigen gewicht van de bekleding. Dit leidde niet tot scheuren of afschuiven van de kleilaag en de steenzetting.

9.3 Afstudeeronderzoek grondmechanische stabiliteit toplaag

In 2007 is bij Geodelft een afstudeeronderzoek verricht naar statische waterdrukken onder een kleilaag (Giessen e.a. 2007). Hierbij was in een plastic bak een dijklichaam gemaakt met een schaal van ca. 1:50. Op het dijklichaam was een plastische, slappe kleilaag ($\varphi' = 17^o$ en c = 5,6 kPa) aangebracht die werd belast op statische (grond)waterdrukken. De belangrijkste resultaten waren:

1. De kleilaag begon pas significant te vervormen of op te drijven bij een statische waterdruk die 1,5 à 2 maal groter was dan het eigen gewicht van de kleilaag;
2. Verder opvoeren van de belasting leidde niet tot afschuiven, maar tot steeds meer scheurvorming. Bij een beperkte wateroverdruk gaf dit zo veel ontspanning dat daarmee het proces stopte. Bij een wat grotere overdruk begon er door de scheuren ook zand vanonder de kleilaag te migreren, waarna de kleilaag vervormde (opbollen, S-profiel e.d.).
3. De lekkage die optrad door de scheuren in de kleilaag was erg groot in verhouding tot het volume water wat geborgen kon worden in het dijklichaam. Bij stagnatie van de wateraanvoer (bijv. door een dalende buitenwaterstand) zouden dergelijke scheuren het stijghoogteverschil en de grondwaterdruk dus snel reduceren.

9.4 Toets- en ontwerpmethodiek

De onderzoeksresultaten hebben aan de basis gestaan van de huidige beoordelings-methodiek. Deze is gebaseerd op de volgende principes:

1. Als de steenzetting (vrijwel) horizontaal ligt of als de waterdrukken in de ondergrond klein zijn, is er geen gevaar voor afschuiving door golfbelasting;
2. Als het talud erg steil is of als de waterdrukken zodanig groot zijn dat de bekleding kan opdrijven, is er een reële kans op afschuiving door golfbelasting;
3. Als de steenzetting onder een reguliere taludhelling ligt en de waterdrukken matig groot zijn, maar niet leiden tot opdrijven, is er een kleine, theoretische kans op afschuiving door golfbelasting.

In onderstaande tekst wordt de toetsmethode beschreven, die ook toegepast kan worden bij ontwerpen.

Eenvoudige toetsing
In de eenvoudige toetsing wordt bepaald of er een reële kans op afschuiving is. Omdat dit op basis van het onderzoek niet exact te berekenen is, gebeurt dit op een kwalitatieve manier.
De kans op afschuiving is nihil bij een steenzetting op een berm of kruin omdat het talud zodanig flauw is dat er geen aandrijvende kracht is. De kans is ook nihil bij een steenzetting op een dijkkern van klei of keileem, omdat er dan geen significante waterdrukken zijn, dan wel de grondwateraanvoer zeer klein is. Als de kans nihil is, is het toetsoordeel 'Goed'.
De kans op afschuiving is reëel als de waterkering erg breed is of als de steenzetting op een zandscheg ligt omdat er dan een hoge grondwaterstand en dus grote waterdrukken en een grote wateraanvoer kunnen zijn. De kans op afschuiving wordt ook reëel geacht bij een talud steiler dan 1:2,5. Als de kans reëel is, volgt een geavanceerde toetsing.
In alle overige gevallen is er een kleine, theoretische kans op afschuiving en volgt een gedetailleerde toetsing.

Gedetailleerde toetsing
Als de eenvoudige toetsing geen nader onderscheid oplevert volgt een gedetailleerde toetsing met een rekenregel:

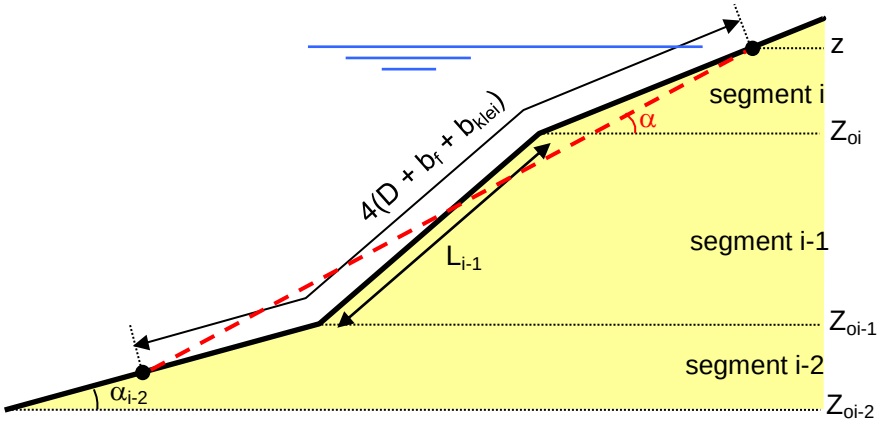
1. Als de steenzetting op zand ligt wordt de oorspronkelijke, theoretische rekenregel gebruikt die specifiek voor deze situatie bedoeld is. Deze rekenregel gaat na of bij een golfterugtrekking het zand direct onder de steenzetting kan verweken. De regel is gebaseerd op een bureaustudie en is nader omschreven in het Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen (CUR/TAW 1992);
2. Als de steenzetting op een laag klei of keileem ligt wordt de rekenregel gebruikt die is afgeleid uit het Deltagootonderzoek van Hofland e.a. (2007). Deze rekenregel gaat na of

de verhouding tussen de golfhoogte (H_s) en het opdrijfgewicht van de bekleding kleiner is dan bij de golfproeven. Omdat bij de golfproeven geen afschuiving en ook geen initiële schade optrad levert de regel alleen een ondergrens, waarin nog een aanzienlijke veiligheid zit. In formule-vorm (Klein Breteler 2007):

$$\frac{H_s}{\Delta D + b_f + b_{klei}} < 3\cos\alpha$$

met:

H_s = significante golfhoogte (m)
Δ = relatieve soortelijke massa van de toplaag (-)
D = dikte van de toplaag (m)
b_f = dikte van de filterlaag of filterlagen (m)
b_{klei} = dikte van de kleilaag (m)
α = gemiddelde taludhelling in een strook vanaf de waterlijn tot 4(D + b_f + b_{klei}) daaronder, gemeten langs het talud (zie Figuur 9.3).



Figuur 9.3 Berekening maatgevende taludhelling α ten aanzien van afschuiving

Geavanceerde toetsing

Als de eenvoudige of gedetailleerde toetsing geen definitief toetsoordeel oplevert volgt een geavanceerde toetsing. Deze kan bijv. gebaseerd worden op een analyse of berekening van de statische wateroverdrukken of een nadere beschouwing van het krachtenevenwicht als sprake is van een steil talud of taluddeel. Voor nadere uitleg hieromtrent wordt verwezen naar Bosters (2008).

10 Stabiliteit van bijzondere toplagen

10.1 Stabiliteit van basalt

Tijdens het modelonderzoek in de Deltagoot naar de stabiliteit van steenzettingen op twee havendammen (Urk en Ketelhaven, Klein Breteler, 2002) was gebleken dat de stabiliteit van de steenzetting lager was dan verwacht. Deels was dat een gevolg van het feit dat de steenzetting op een havendam lag (zie hoofdstuk 11), maar daarmee was nog niet het hele stabiliteitverschil verklaart. Het vermoeden was ontstaan dat basalt minder stabiel is dan betonzuilen met dezelfde soortelijke massa en toplaagdikte.

Om dit nader te kwantificeren is een serie modelproeven in de Deltagoot uitgevoerd naar de stabiliteit van basalt (Eysink en Klein Breteler, 2003) en is een heranalyse uitgevoerd van proeven die in het verleden zijn uitgevoerd op basalt en Basalton:

- Modelonderzoek uit 1983: Basalton van 15 cm dikte met een talud van 1:3 (v.d. Weide en Visser 1983)
- Modelonderzoek uit 1984: basalt van 30 cm dikte op puin met een talud van 1:3,5 (Provo-onderzoek, Burger 1985)
- Modelonderzoek uit 2002 (Klein Breteler 2002) met lage havendammen:
  - basalt van 20 cm dikte op steenslag met een talud van 1: 2,85
  - basalt van 20 cm dikte op steenslag met een talud van 1: 3,0
- Modelonderzoek uit 2003 (Eysink en Klein Breteler. 2003)
  - basalt van 20 cm dikte op steenslag met een talud van 1: 3,5
  - Basalton van 20 cm dikte op steenslag met een talud van 1: 3,5
- Modelonderzoek uit 2004 (Kuiper, Klein Breteler, Booster en Eysink. 2004) met een lage havendam met talud van 1:3 en Basalton van 20 cm



Figuur 10.1 Basalt in de Deltagoot (links bij aanleg en rechts tijdens de proeven van 2003)

Van deze proeven is een uitvoerige analyse uitgevoerd door Rudolph en Klein Breteler (2005 en 2005a), waarbij gekeken is naar de belasting op het talud, het stijghoogteverschil over de steenzetting als functie van de golfcondities, het stijghoogteverschil waarbij schade ontstaat en de golfcondities bij het optreden van instabiliteit.

Bij 3 van deze onderzoeken waren ook drukopnemers in de toplaag geplaatst waardoor informatie beschikbaar is over het stijghoogteverschil over de toplaag. In de analyse is naar voren gekomen dat de leklengte van de steenzettingen met basalt geen reden kan zijn van de lage stabiliteit. Het bleek voornamelijk te liggen aan een kleinere interactie tussen de zuilen (klemming).
De grootte van de klemming is de verhouding tussen het gemeten stijghoogteverschil over de toplaag en het stijghoogteverschil dat overeenkomt met het eigengewicht en enige wrijving van de zuilen (vergelijk ook formule (2.1) in paragraaf 5.1).

Op basis van het gemeten stijghoogteverschil tijdens de proeven is de grootte van de klemming gekwantificeerd. Als een proeveserie geen schade opleverde, heeft de analyse een ondergrens van de grootte van de klemming opgeleverd. De resultaten zijn als volgt:

a) Basalt 1984: Γ_k = 1,2 à 1,5
b) Basalt 2003:
    - Bij beginnende schade: Γ_k = 1,7 à 2,1
    - Na schade herstel, ondergrens: $\Gamma_k \geq$ 2,0 à 2,6
c) Basalton 2003: geen schade, dus ondergrens: $\Gamma_k \geq$ 1,9 à 2,5

Met:
Γ_k = verhouding tussen stijghoogteverschil en bekledingsgewicht per vierkante meter (-)

De breedte van de range van de klemfactoren is ontstaan door enige variatie van de moeilijk in te schatten invoergrootheden, zoals de belastingduur en doorlatendheid van de toplaag. De volgende kanttekeningen en conclusies zijn te plaatsen bij bovenstaande waarden van de klemming:

- De minst geklemde zuil van basalt ’84 was slecht geklemd. De klemming was vergelijkbaar met plat geplaatste rechthoekige betonblokken. Wellicht hebben de kleischelpen in het inwasmateriaal bijgedragen aan een slechte klemming.
- De minst geklemde zuil van basalt ’03 had, ondanks zijn minder optimale vorm, toch nog een vrij goede klemming.
- Na reparatie van de 2 losgekomen zuilen van basalt ’03 was de klemming goed tot zeer goed.
- De minst geklemde zuil van Basalton ’03 was zeer goed geklemd, en veel beter dan die van basalt ’84 en ’03. Door Klein Breteler en Eysink (2003) is geconstateerd dat de basalt in het vlak van het talud naar beneden schuift en dus comprimeert, terwijl dit bij Basalton niet gebeurt. Wellicht hebben deze bewegingen van de basaltzuilen langs het talud (comprimeren) ertoe geleid dat sommige zuilen minder geklemd zijn komen te liggen. De soms ongelukkige vorm van de basalt, tegenover de lichte tapsheid van Basalton, zou kunnen bijdragen aan de geconstateerde verschillen.

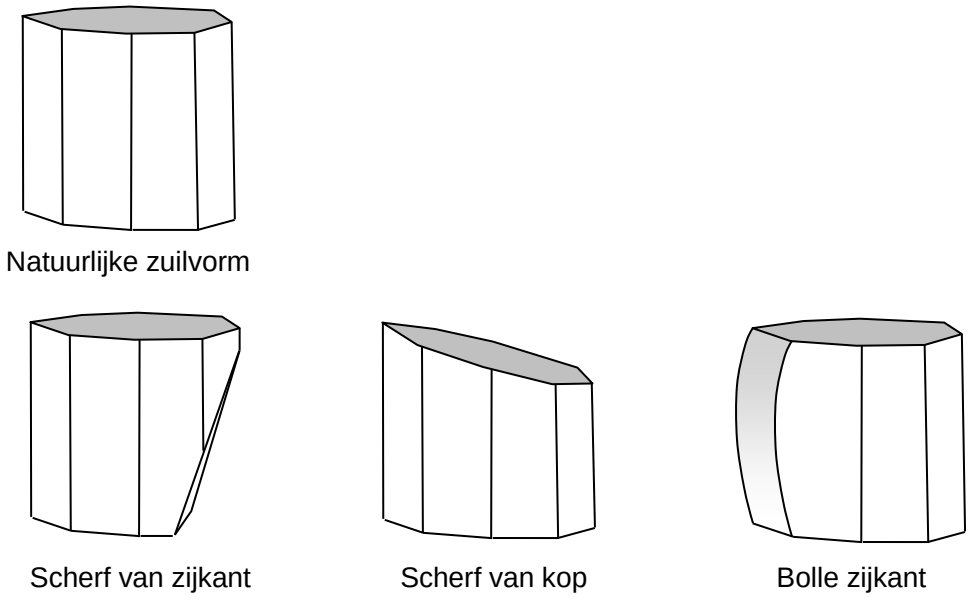
De belangrijkste conclusie uit deze analyse is dat er kennelijk slechte zuilen tussen de basalt zitten met een geringere klemming. Dat zijn de zuilen die als eerste uit de steenzetting gelicht worden. Als deze eenmaal vervangen zijn door goed geklemde zuilen, is de stabiliteit veel hoger.
Hoewel de geconstateerde ondergrens van de klemming bij basalt ’03 na herstel van de schade (namelijk $\Gamma_k \geq$ 2,0 à 2,6) ongeveer gelijk is aan de ondergrens van Basalton 2003 (namelijk $\Gamma_k \geq$ 1,9 à 2,5), is uit de bezwijkgolfhoogte tijdens de andere onderzoeken vastgesteld dat de stabiliteit van Basalton hoger is dan basalt na het herstellen van schade.

Het relatief stroeve oppervlak van Basalton en mogelijk ook de tapsheid van de zuilen, dragen bij aan het relatief snel ontwikkelen van een zeer goede klemming.

Dit betekent dat basalt in het begin hier en daar schade zou kunnen ondervinden. Op den duur, nadat de slechtste plekken zijn gerepareerd, ontstaat een goed geklemde zetting met hoge stabiliteit. Dit betekent dat de definitieve sterkte van basalt pas benaderd wordt nadat een zware golfbelasting op de zetting is opgetreden.
Hierdoor is basalt wellicht geschikter om toe te passen in het onderste deel van het talud, waar vaak stormen optreden en initiële schade geen grote consequenties hoeft te hebben. Het is minder geschikt om toe te passen de buurt van het stormvloedpeil, omdat het dan slechts zeer zelden belast wordt en het dan om zo'n extreme belasting gaat dat schade ernstige gevolgen kan hebben.

Bij betonzuilen wordt de eindsterkte al snel na aanleg bereikt, zonder dat veel lokale schade ontstaat.

De steenzetting van basalt uit 2002, die aangelegd was op een lage havendam met kruin gelijk aan de waterstand (Klein Breteler 2002), liet al initiële schade zien bij een belasting die kleiner was dan die op de basalt uit 1984. Deze bekledingen hadden waarschijnlijk een geringere klemming omdat het inwasmateriaal vrij snel verdween uit de spleten. Dit was enerzijds het gevolg van het feit dat niet met een trilplaat het inwasmateriaal in de voegen is getrild, zoals dat anders wel wordt gedaan. Anderzijds is er veel inwasmateriaal verdwenen doordat dit door de golven over de kruin is gespoeld, hetgeen op een dijk met hoge kruin niet gebeurt. Na herstellen van de schade werd bij oplopende golfbelasting geen schade meer gevonden. Dit impliceert een grotere stabiliteit na het herstellen.
De stabiliteit van de Basalton op een lage havendam (2004) was beduidend groter dan die van basalt.



Figuur 10.2 Natuurlijke zuilvorm en zuilen waar scherf aan ontbreekt of met bolle zijkant

De resultaten van dit onderzoek hebben geleid tot de aanbeveling om bij de aanleg van een steenzetting van basalt goed te letten op de slechte zuilen en deze niet in de steenzetting te

verwerken. Basalt dat afwijkt van de natuurlijke zuilvorm, zoals tapse of bolle zuilen, moeten bij voorkeur verwijderd worden. Een zuil is ongewenst taps of bol als een of meer van de volgende afwijkingen aanwezig zijn (zie Figuur 10.2):

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

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

Ten behoeve van het ontwerp en de toetsing zijn in het rekenmodel Steentoets de volgende aanpassingen doorgevoerd om de lagere stabiliteit van basalt te verdisconteren:

- Er wordt onderscheid gemaakt tussen een basaltzetting met typenummer 26.0 en 26.1. In het eerste geval gaat het om een basaltzetting die nog nooit door zware golfaanval belast is geweest en waar de slechte zuilen nog in aanwezig zijn. De basaltzetting is van het type 26.1 als die al eerder zwaar belast is geweest door golven (en de eventueel hier en daar opgetreden schade is goed hersteld) of die waarbij tijdens de aanleg (eventueel op een apart terrein) de zuilen zijn uitgezocht en alle slechte zuilen zijn verwijderd.
- Voor een basaltzetting van het type 26.0 wordt aangenomen dat die basalt nog niet eerder belast is geweest en daardoor nog niet op de eindsterkte is gekomen. Er wordt dan gerekend met 83% van de toplaagdikte.
- De wrijvingscoëfficiënt die gebruikt wordt bij het berekenen van de klemming is voor beide typen verlaagd naar 0,20, terwijl de wrijvingscoëfficiënt voor betonzuilen gehandhaafd is op 0,55.

10.2 Stabiliteit van Noorse steen

Een steenzetting van Noorse steen bestaat uit vrij ronde stenen die netjes naast elkaar gezet zijn in een zo dicht mogelijk verband. Een voorbeeld is te zien in Figuur 10.3 en Figuur 10.4. De vorm van de stenen lijkt het meeste op breuksteen, maar de wijze waarop de bekleding is aangelegd heeft veel weg van een steenzetting. In feite zit deze bekleding dus tussen een breuksteen bekleding en steenzetting in. Dit maakt het moeilijk om een goede rekenmethode voor de stabiliteit te ontwikkelen, omdat deze twee systemen heel verschillend reageren op een golfbelasting:

- breuksteen:
  Een breuksteenbekleding bestaat uit losse stenen die gestort zijn op een talud, waarbij meestal de totale laagdikte orde tweemaal zo groot is als de gemiddelde steendiameter. De meeste stenen hebben weinig interactie met de omliggende stenen. Het zijn voornamelijk de krachten van het over het talud stromende water en golfklappen tijdens golfaanval, die schade aan de bekleding kunnen veroorzaken. Het bezwijkmechanisme bestaat uit het wegrollen of verschuiven van afzonderlijke stenen doordat de stromingskrachten door golfoploop, golfneerloop en/of golfklappen te groot zijn. Door de grootte van de laagdikte wordt het wegspoelen van enkele stenen nog niet gezien als bezwijken. Pas als er zoveel stenen weg zijn dat de onderlaag plaatstelijk bloot komt, is er sprake van bezwijken

- steenzetting:
  Een steenzetting daarentegen bestaat uit netjes geplaatste stenen met rechte zijkanten zodat er een optimale interactie tussen de verschillende stenen ontstaat. De stenen staan direct op een onderlaag van granulair materiaal. Verder is het taludoppervlak heel vlak, waardoor de stromingskrachten van het water op het talud tijdens golfoploop en golfneerloop klein zijn. De lagere toplaagdoorlatendheid van een steenzetting maakt dat de stabiliteit wordt bedreigd door gradiënten van de stijghoogte op het talud, die leiden tot stijghoogteverschillen over de toplaag. Deze ontstaan vlak vóór de golfklap en tijdens de golfklap. Daardoor kunnen afzonderlijke stenen uit de bekleding gedrukt worden. Als er één steen uit de bekleding is gelicht door de golfbelasting, wordt dit vaak al gezien als bezwijken



Figuur 10.3 Taludbekleding van Noorse steen op de dijk Hoorn – Enkhuizen bij dp 200

Noorse steen is een bekleding die ligt tussen deze beide uitersten in. Er is een redelijke interactie tussen de afzonderlijke stenen, hoewel sommige stenen los liggen, en het taludoppervlak is vrij vlak, maar niet zo vlak als bijvoorbeeld een bekleding van basalt.

Door Wouters e.a. (2006) is een toetsmethode opgesteld vanuit de gedachte dat het benaderd kan worden als een gezette breuksteenbekleding. Er is daarbij uitgegaan van het principe dat de stabiliteit van de bekleding met name bepaald wordt door de massa van de stenen. In de formules wordt, naast de soortelijke massa, gebruikgemaakt van de nominale diameter met onderschrijdingsfrequentie van 50% op basis van de massa:

$$D_{n50} = \sqrt[3]{\frac{M_{50}}{\rho_s}} \qquad (10.1)$$

D_{n50} = nominale diameter van de stenen met onderschrijdingsfrequentie van 50% op basis van de massa (m)
M_{50} = massa van de stenen met onderschrijdingsfrequentie van 50% (kg)
ρ_s = soortelijke massa van de stenen (kg/m^3)

In het onderzoek is ook aandacht besteed aan het bepalen van de karakteristieke maten van de Noorse steen. Op basis van een groot aantal metingen is vastgesteld dat het volume van de stenen bepaald kan worden aan de hand van de drie hoofdmaten l(engte), b(reedte) en h(oogte), die de zijden zijn van een blok waar de steen precies in past. De waarde h wordt loodrecht op het talud gemeten en geeft daarmee de laagdikte van de zetting. Het volume van een steen is te berekenen door het product van de drie hoofdmaten te vermenigvuldigen met een vaste blokcoëfficiënt van 0,5, dus $V = b \cdot l \cdot h \cdot 0{,}5$.



Figuur 10.4 Detail van Noorse steen

Door Wouters e.a. (2006) is een literatuuronderzoek uitgevoerd om te zien of de stabiliteit van Noorse steen in het verleden al eens vastgesteld is. Helaas bleek dat niet het geval te zijn en is daarom gekeken naar bekledingen die er enigszins op lijken. Er is daarbij gekeken naar de volgende soorten bekledingen:

- bekleding met een enkele laag breuksteen met dichte pakking
- ‘gezette’ breuksteen
- Vilvoordse steen

Deze bekledingen zijn echter niet helemaal hetzelfde als Noorse steen en bovendien is het beschreven modelonderzoek in de literatuur soms zo oud dat het is uitgevoerd met regelmatige golven, waardoor het minder bruikbaar is.
Omdat er zo weinig goed bruikbare informatie in de literatuur gevonden is, is ook gepoogd om de stabiliteit van Noorse steen af te leiden uit het principe van "bewezen sterkte". Daarbij zijn historische stormen nader geanalyseerd die al dan niet schade hebben opgeleverd aan een bekleding van Noorse steen. De zwaarste golfcondities die nog geen schade hebben opgeleverd geven een ondergrens van de stabiliteit, terwijl de lichtste golfcondities die wel schade hebben opgeleverd een bovengrens geven.
Dit is voor Noorse steen onderzocht door Van der Meer e.a. (2005). Er is daarbij voornamelijk gekeken naar de dijk tussen Hoorn en Enkhuizen en de Waddenzeedijken bij Zurich en Koehool omdat daarover de meest concrete informatie beschikbaar was.
Ondanks alle moeite die in deze studie is gestoken, heeft het helaas nauwelijks additionele informatie opgeleverd ten opzichte van de informatie uit de literatuurstudie.

Het onderzoek heeft geleid tot de volgende voorlopige formules die gebruikt kunnen worden voor de toetsing (zie ook Figuur 10.5):

- Als grens voor goed/twijfelachtig geldt:

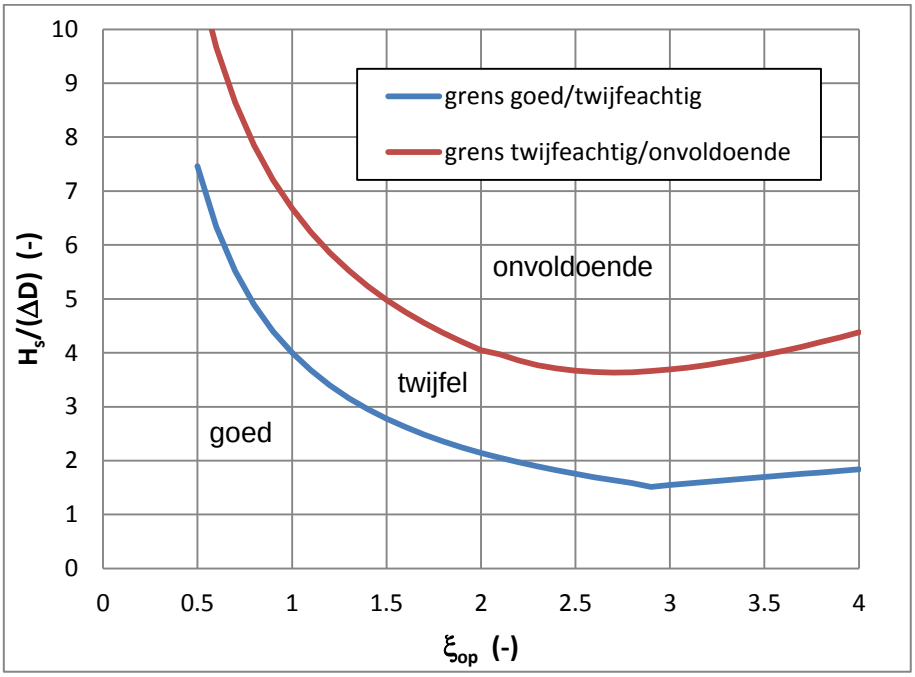
$$\xi_{op} \leq 2{,}9: \quad \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 4 \cdot \xi_{op}^{-0{,}9} \tag{10.2}$$

$$\xi_{op} > 2{,}9: \quad \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 0{,}8 \cdot \xi_{op}^{0{,}6} \tag{10.3}$$

- Als grens voor twijfelachtig/onvoldoende geldt (black-box formules voor steenzettingen op filter met gemiddelde stabiliteit):

$$\xi_{op} \leq 2{,}1: \quad \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6{,}68 \cdot \xi_{op}^{-0{,}723} \tag{10.4}$$

$$\xi_{op} > 2{,}1: \quad \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 12 \cdot \xi_{op}^{-1{,}5} + 1{,}5 \cdot \xi_{op} - 3{,}12 \tag{10.5}$$



Figuur 10.5 Toetsregel voor Noorse steen

10.3 Stabiliteit van ingegoten steenzettingen

10.3.1 Inleiding

Steenzettingen worden soms ingegoten met gietasfalt. Ingieten houdt in dat de spleten tussen de zetstenen worden opgevuld met asfaltmastiek om een grotere samenhang in de bekleding te verkrijgen. Een grotere samenhang maakt het voor afzonderlijke stenen moeilijker om uit het talud gelicht te worden.
Voor het ingieten wordt vrijwel altijd gebruikgemaakt van asfaltmastiek, een continue gegradeerd mengsel van vulstof en zand met een overmaat aan bitumen. Merk op dat de grofste fractie zand betreft. Als de mastiek zeer warm is, dringt het goed diep door in de spleten, zolang ze niet zijn ingewassen, ingezand of dichtgeslibd. Hoewel ‘asfaltmastiek’ de juiste benaming is, wordt vaak van ‘gietasfalt’ gesproken. Gietasfalt bevat echter een grovere steenfractie en is daardoor voor het penetreren van steenzettingen niet geschikt.

Het ingieten van steenzettingen kan bijvoorbeeld toegepast worden om het onderhoud te beperken aan een steenzetting waar het inwasmateriaal steeds weer blijft uitspoelen.

Hoewel de grootste stabiliteit verkregen wordt als een zo groot mogelijk percentage van de spleetdiepte is ingegoten, komt het vaak voor dat spleten toch niet tot onderin zijn gevuld met asfaltmastiek. Bij bestaande bekledingen is het onderste deel van de spleten vaak gevuld met inwasmateriaal en ingezand of dichtgeslibd en kan slechts het bovenste deel van de spleet worden gevuld met asfaltmastiek. Bij nieuwe of opnieuw gezette steenzettingen kan de spleet vaak wel voor 100% gevuld worden.

Op basis van het percentage ingieting wordt onderscheid gemaakt tussen ingegoten en overgoten steenzettingen. Voor het berekenen van de stabiliteit zijn voor beide typen afzonderlijke formules van toepassing.

- *Ingegoten*: de bovenste 50-100% van de spleethoogte is gevuld, met een minimum van 10 cm.
- *Overgoten*: minder dan de bovenste 50% van de spleethoogte, of minder dan 10 cm is gevuld.

10.3.2 Grootschalig modelonderzoek

In het verleden zijn twee grootschalige modelonderzoeken uitgevoerd om de stabiliteit van ingegoten steenzettingen te kwantificeren. In 1997 is in de Deltagoot een overgoten steenzetting beproefd (met 25% ingieting). In 2005 zijn Deltagootproeven uitgevoerd met een gedeeltelijk en volledig ingegoten steenzetting (66% en 100% ingieting). In beide onderzoeken is gebruikgemaakt van basalt, omdat ingieten in werkelijkheid vooral bij basalt voorkomt.

De Deltagootproeven van 1997 met overgoten basalt zijn uitgebreid beschreven in Smith, Wouters en Klein Breteler (2000). Het onderzoek werd uitgevoerd op een klassieke bekledingsconstructie van overgoten basalt op een filterlaag, op twee vlijlagen op een kleilaag. De basaltlaag had een taludhelling van 1:3,5 en was gemiddeld circa 20 cm dik. Van de spleten was de bovenste 5 cm (25%) gevuld met asfaltmastiek. Ook de basaltkoppen waren geheel bedekt met asfaltmastiek. De onderste 15 cm van de spleten was ingewassen. De vlijlagen, de filterlaag en de onderste 15 cm van de spleten waren ingezand om een slechte doorlatendheid te verkrijgen. De testsectie was verdeeld in twee helften. In de ene helft was het filter ingezand met nog fijner zand dan in de andere helft.
Er werden proevenseries met zowel regelmatige als onregelmatige golven uitgevoerd. In de loop van de proevenseries werd de golfhoogte stapsgewijs verhoogd. Lange tijd leek de bekleding stabiel, maar geleidelijk ontstonden onder het asfaltmastiek kleine blaasjes op de koppen van het basalt. Deze groeiden door tot op een gegeven moment een blaas gevormd was die enkele stenen overdekte, met een gat aan de teenzijde. De asfaltmastiek was uit de voegen getrokken, zodat plaatselijk een niet-ingegoten, gedeeltelijk ingewassen steenzetting overbleef. Uiteindelijk bezweek de basaltbekleding van de testsectiehelft, die de minst fijn ingezande filterlaag had. Het talud van de andere helft was vervormd.

De Deltagootproeven van 2005 met ingegoten basalt zijn uitgebreid beschreven in Hofland en Klein Breteler (2005). De proeven zijn uitgevoerd op een bekleding van ingegoten basalt op een filterlaag op klei. Het talud had een helling van 1:3,5 en de basaltlaag had een gemiddelde dikte van 12,9 cm. De filterlaag was ingezand tot net boven de waterlijn,

waarmee de meeste proeven werden uitgevoerd. Het basalt werd ingegoten tot orde 2,5 m onder die gemiddelde waterlijn. Ook in werkelijkheid is het om praktische redenen niet mogelijk om laag op het talud in te gieten.
Er zijn twee proevenseries uitgevoerd. Eerst een proevenserie met 66% ingegoten basalt (zonder asfaltmastiek over de basaltkoppen), met een hoge waterstand. Daarna een serie met 100% ingieting (wel asfaltmastiek over de basaltkoppen), met proeven met zowel een hoge als lage waterstand.
Zowel na serie 1 als na de proeven van serie 2 met de hoge waterstanden ontstond schade. In Klein Breteler en Van der Werf (2007a) zijn de proeven geanalyseerd, wat onder meer leidde tot inzicht in het bezwijkmechanisme, zie paragraaf 10.3.3.



Figuur 10.6 Ingieten van het basalt tijdens de proeven van 2005 (serie 2, 100% ingegoten, ook over de basaltkoppen)

10.3.3 Bezwijkmechanisme

Uit de analyse van de Deltagootproeven met ingegoten basalt (Klein Breteler en Van der Werf, 2007a) werd onder meer duidelijk dat het degeneratieproces van de bekleding tot aan falen in drie fases verloopt:

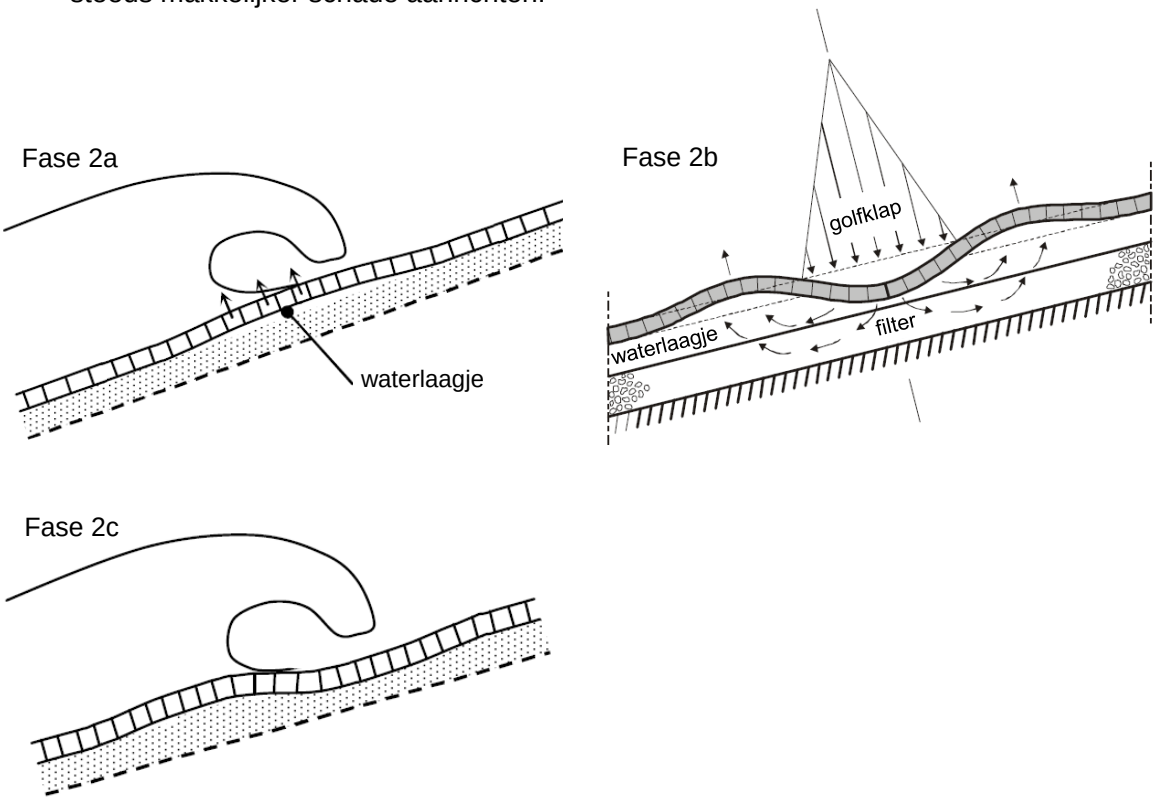
Fase 1:
De bekleding is nog niet gescheurd en dus ondoorlatend, waardoor een betrekkelijk lage golfbelasting, eventueel in combinatie met een statisch stijghoogteverschil, kan leiden tot beweging van de toplaag.

Fase 2:
In de bekleding zijn scheuren ontstaan als gevolg van de bewegingen. Een statisch stijghoogteverschil is nu niet meer belangrijk. Het bezwijkmechanisme in deze fase verloopt in detail als volgt (zie Figuur 10.7):

a) Vlak voor de golfklap ontwikkelt zich een steil stijghoogtefront dat in een relatief groot gebied een positief stijghoogteverschil (opwaarts gerichte belasting) veroorzaakt. Door dit stijghoogteverschil beweegt de toplaag omhoog, terwijl de ruimte tussen het filter en de toplaag gevuld wordt met water.
b) Tijdens de golfklap, die kort daarna volgt, drijft de toplaag op het waterlaagje, waardoor de toplaag niet ondersteund wordt door de filterlaag. De golfklap drukt de toplaag lokaal naar beneden, waardoor tegelijkertijd het waterlaagje tussen de toplaag en het filter wordt weggeperst. Doordat de toplaag naast de golfklaplocatie extra omhoog geduwd

wordt, ontstaan grote dwarskrachten in de bekleding, wat kan leiden tot scheurtjes in het asfaltmastiek. Ook kan het asfaltmastiek losscheuren van de stenen.

c) De op en neer bewegende toplaag geeft het filtermateriaal de ruimte om te migreren. In de loop van de tijd zal steeds meer filtermateriaal uit de zone rond en vlak boven de golfklap naar beneden schuiven en zich ophopen aan de onderzijde van de golfklapzone. Er ontstaat een S-profiel, wat de toplaag verzwakt. Golfklappen kunnen steeds makkelijker schade aanrichten.



Figuur 10.7 Bezwijkmechanisme tijdens fase 2

Fase 3:
Het S-profiel heeft zulke grote vormen aangenomen dat de bekleding zijn samenhang verliest en bekledingsschollen door de golfbelasting kunnen worden losgerukt. Als er een substantieel gat in de bekleding is ontstaan, geeft de bekleding onvoldoende bescherming aan de onderlagen en faalt de bekleding.

Aan de hand van de beschreven modelonderzoeken is de stabiliteit van overgoten en ingegoten steenzettingen gekwantificeerd. Voor overgoten en ingegoten steenzettingen zijn afzonderlijke stabiliteitsformules ontwikkeld, die zijn opgenomen in Steentoets.
Voor ingegoten steenzettingen geldt dat de stabiliteit groter is naarmate een groter percentage van de spleetdiepte is ingegoten. Voor overgoten steenzettingen geldt dat een lage stabiliteit berekend wordt. Doorgaans is die stabiliteit zelfs lager dan die van niet-ingegoten steenzettingen. Dat onderstreept het belang van goed ingieten.

11 Stabiliteit van steenzettingen op havendammen

In Nederland zijn er veel havendammen die de primaire waterkering plaatselijk beschermen tegen grote golfaanval. Zelfs onder maatgevende omstandigheden zijn veel van deze dammen nog hoog genoeg om een belangrijke reducerende werking te hebben op de inkomende golven. Deze golfreducerende werking is met name zeer welkom als de toetsing van de waterkering alleen tot het resultaat ‘goed’ kan leiden dankzij deze invloed van de havendam, en een ‘onvoldoende’ zou opleveren zonder deze havendam. Juist omdat havendammen de waterkering van havensteden beschermen, waar de werkzaamheden aan de waterkering vaak moeilijk en ongewenst zijn, is het belangrijk deze havendammen te betrekken in het waterkeringsysteem (zie Figuur 11.1).
Uiteraard kan de invloed van de golfreducerende werking van havendammen alleen in rekening gebracht worden in de veiligheidstoetsing of het ontwerp van de achterliggende waterkering, als de havendam en de daarop aanwezige steenzetting in stand blijven onder de maatgevende omstandigheden.

In 2002 is een eenvoudige toetsmethode voor havendammen ontwikkeld (Klein Breteler 2002a). Die geeft echter doorgaans zeer conservatieve (veilige) toetsresultaten, omdat toen betrekkelijk weinig kennis voorhanden was over de stabiliteit van steenzettingen op havendammen. In 2006 is het aspect “stabiliteit van toplaag” van die toetsmethode, op basis van kleinschalig modelonderzoek, numerieke berekeningen en een grootschalige verificatie verfijnd (Kuiper e.a. 2006). De verbeterde methode kan ook gebruikt worden bij het ontwerp.

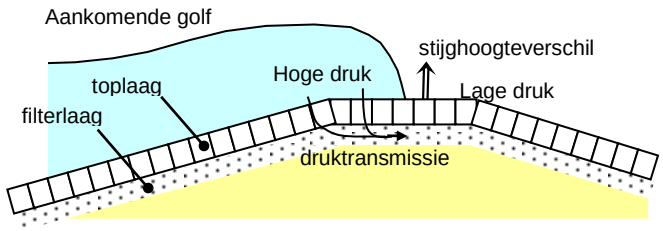


Figuur 11.1 Harlingen, met havendammen voor een groot deel van de stad



Figuur 11.2 Havendam van Ketelhaven

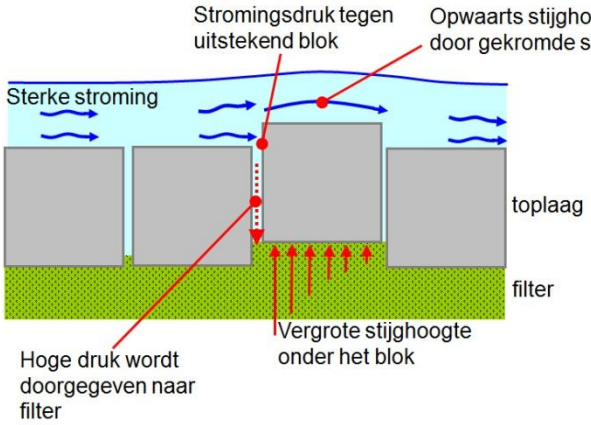
De belangrijkste bedreiging van de stabiliteit van steenzettingen is het stijghoogteverschil dat kan optreden als golven breken op de havendam. Afhankelijk van de waterstand geven de golven golffronten/golfklappen op het buitentalud en is er golfoverslag over de kruin, of is er directe golfaanval op de kruin.
De situatie is schematisch weergegeven in Figuur 11.3. In de figuur is geschetst dat er tijdens de golfoverslag een golffront over de kruin trekt, die een stijghoogtegradiënt op de steenzetting veroorzaakt. Net achter het front is de stijghoogte op de bekleding hoog, en net voor het front is het laag. Deze hoge stijghoogte wordt doorgegeven door de steenzetting en het filter naar het gebied waar de lage stijghoogte op de toplaag aanwezig is. Daar kan dan een stijghoogteverschil ontstaan dat de stenen kan oplichten.



Figuur 11.3 Stijghoogtefront tijdens golfoverslag over een havendam

Een tweede bezwijkmechanismen dat kan optreden wordt veroorzaakt door de hoge stroomsnelheden over de kruin en het binnentalud van de havendam. Dit is relevant als de steenzetting niet mooi vlak is gezet. Als sommige stenen een beetje uitsteken ten opzichte van de omliggende stenen, dan levert de hoge stroomsnelheid een extra belasting die kan leiden tot schade. In Figuur 11.4 is dit schematisch weergegeven. De hoge stroomsnelheid geeft ten eerste een stuwdruk tegen de opstaande rand van de uitstekende steen. Deze hoge druk wordt door de spleet tussen de stenen doorgegeven naar het filter waar de stijghoogte dus toeneemt. Hierdoor ontstaat een extra stijghoogteverschil over de toplaag dat de stenen omhoog drukt. Ten tweede zijn er over de uitstekende steen gekromde stroomlijnen die een

zuigende werking hebben op de steen. Beiden geven een kracht op de steen naar buiten, die kan leiden tot schade.



Figuur 11.4 Belasting door hoge stroomsnelheid bij een uitstekende steen

Het probleem bij het onderzoek naar de stabiliteit van steenzettingen is dat experimenten op grote schaal (schaal 1:1 tot 1:3) moeten worden uitgevoerd om betrouwbare resultaten te krijgen, terwijl ook geldt dat het met uitsluitend theoretisch onderzoek of numeriek onderzoek niet goed mogelijk is om de stabiliteit te voorspellen. Ook de ervaring uit de praktijk was onvoldoende om een beoordelingsmethode op te kunnen baseren.
Alle variaties qua hydraulische belasting en geometrie beproeven in een grootschalige faciliteit zou echter veel te duur worden. Daarom is een hybride onderzoeksmethode toegepast, die onderverdeeld is in 4 delen:

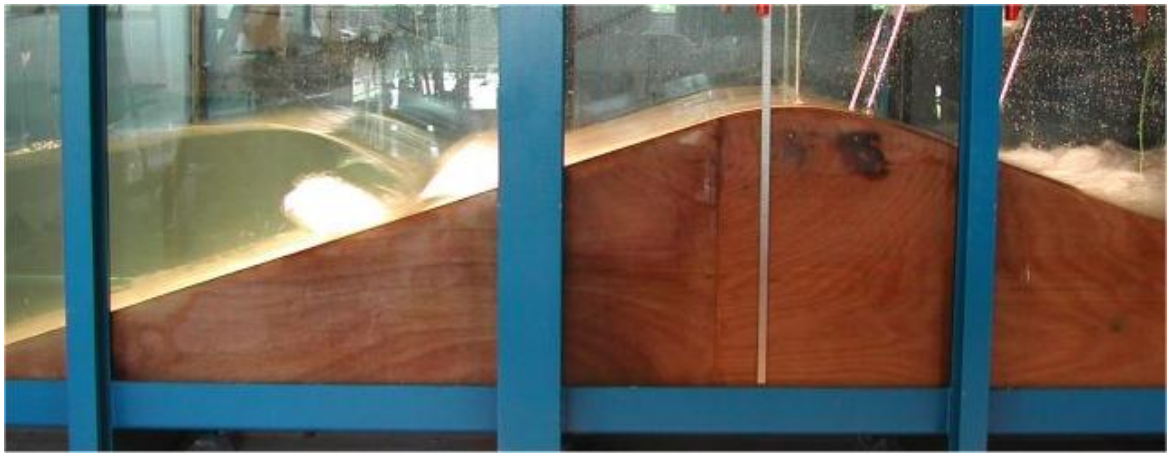
1 De belasting door golven op de havendam, namelijk de golfdruk op de bekleding als functie van de plaats en de tijd, kan goed onderzocht worden met kleinschalig modelonderzoek. Daarom is dit aspect met een serie kleinschalig proeven in de Scheldegoot van Deltares onderzocht, waarbij de waterstand ten opzichte van de kruinhoogte en de golfcondities zijn gevarieerd. Tevens is de geometrie van de havendam gevarieerd. Het resultaat van dit deel van het onderzoek is een database van gemeten drukken tijdens brekende golven op de havendam, als functie van de tijd en de plaats. Dit kan als input gebruikt worden voor numerieke berekeningen.
2 Het tweede deel van het onderzoek betreft het bepalen van het stijghoogteverschil over de toplaag tijdens een belasting door brekende golven. Hiervoor is gebruik gemaakt van het rekenmodel Zsteen van Deltares, dat voor dit doel aangepast is. Het rekenmodel Zsteen kan voor elke steen van een steenzetting het verloop van het stijghoogteverschil als functie van de tijd berekenen, met als input de stijghoogte op de toplaag (die gemeten is tijdens het eerste deel van het onderzoek). Tevens kan het de beweging van de steenzetting berekenen, aannemende dat het losse blokken zijn. De berekeningen hebben een groot aantal grafieken opgeleverd met op de horizontale as de dimensieloze golfbelasting $H_s/(\Delta D)$ en op de verticale as de blokbeweging gedeeld door de toplaagdikte. Dit levert een indicatie onder welke omstandigheden er mogelijk instabiliteit van de steenzetting ontstaat.
3 In het derde deel van het onderzoek zijn de resultaten van Zsteen geverifieerd aan de hand van een serie grootschalige proeven in de Deltagoot van Deltares. Dit onderzoek leverde voor enkele specifieke gevallen een controle op de resultaten van de voorgaande stappen, namelijk de stijghoogte op de toplaag, het stijghoogteverschil en het al dan niet instabiel worden van de steenzetting. Bij de analyse zijn ook resultaten uit eerder uitgevoerde grootschalige proeven met havendammen betrokken.

4 Tenslotte is een verbeterde toets- en ontwerpmethode opgesteld voor de stabiliteit van de toplaag op havendammen.

Tijdens het kleinschalig onderzoek in de Scheldegoot zijn vier verschillende geometriën beproefd:

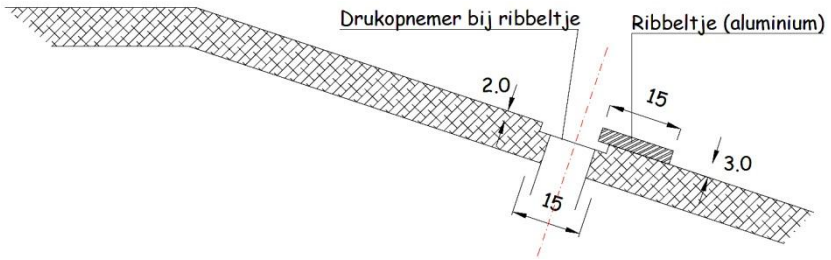
1. 1:3 talud met een ronde kruin (zie Figuur 11.5)
2. 1:3 talud met een platte kruin, waardoor er een scherpe overgang is van het buitentalud naar de kruin en van de kruin naar het binnentalud
3. 1:3 talud met horizontale kruin en berm aan de binnenzijde
4. 1:4 talud met horizontale kruin en berm aan de binnenzijde

De proeven zijn uitgevoerd met een golfhoogte van H_s = 0,15 en 0,20 m en een waterstand variërend van $2H_s$ onder de kruin tot H_s boven de kruin. Tijdens de proeven zijn alleen bovenop de toplaag stijghoogtes gemeten.



Figuur 11.5 Proef in de Scheldegoot met havendam met een ronde kruin en relatief lage waterstand (Tijdens de proeven zijn alleen bovenop de toplaag stijghoogtes gemeten)

Tijdens het modelonderzoek in de Scheldegoot is ook aandacht besteed aan het tweede bezwijkmechanismen, namelijk de hoge stroomsnelheid over een oneffen steenzetting. Dit is gedaan door de stuwdruk ter plaatse van enkele uitstekende richels te meten, zie Figuur 11.6. Dit is op drie plaatsen op de kruin en het binnentalud gedaan. Verder is ook de laagdikte op de kruin en het binnentalud gemeten.
De invloed van de uitstekende steen op de stabiliteit van de steenzetting is verder langs theoretische weg afgeleid. Dat heeft samen met de metingen geleid tot een rekenmethode.



Figuur 11.6 Verticale doorsnede van binnentalud met richel

Het resultaat van het onderzoek is uiteindelijk geverifieerd aan de hand van een aantal series Deltagootproeven. Daartoe zijn lage havendammen in de goot gebouwd, zoals te zien is in

Figuur 11.7. Tijdens de proeven ontstaat enorm veel golfoverslag dat achter de dam een waterstandsverhoging zou kunnen opleveren. Dit is een modeleffect, want in werkelijkheid stroomt het water door de monding van de haven weer naar buiten. De waterstand zou in het model zo hoog kunnen worden dat het water over de dam weer terug gaat stromen, hetgeen in de werkelijkheid niet gebeurt. Om dit te voorkomen is onder de dam een opening aangebracht, zodat het water onder de dam kan terugstromen.



Figuur 11.7 Het modelonderzoek in de Deltagoot tijdens de aanleg van de havendam (links de kern van de dam met kanalen eronder voor het terugstromen van het water en rechts het zetten van de steenzetting op de kruin, waarbij ook stenen met gaten zichtbaar zijn die later gevuld werden met drukopnemers)

Voor de verificatie is gebruik gemaakt van drie havendammen met verschillende geometrie, waarbij de proeven tijdens de derde havendam zijn uitgevoerd met drie verschillende waterstanden. Een overzicht van de proeven is gegeven in Tabel 11.1.

	Dam 1	Dam 2	Dam 3		
Talud zeezijde	1:3	1:3	1:3		
Kruinbreedte (m)	0,3	0,5	1,0		
Talud havenzijde	1:2,5	1:2	1:3		
Dikte filterlaag, b (m)	0,05	0,10	0,10		
Korrelgrootte filter, D_{f15} (mm)	12	22	22		
Kruinhoogte boven de waterlijn, h_c	0,35 m	–0,24 m	0	$0{,}4H_s$	$-0{,}4H_s$
Type steenzetting	Basalton	Granietblokken	Basalton	Hydroblock	Hydroblock
Toplaagdikte, D (m)	0,15	0,10	0,15	0,15	0,15
Dichtheid toplaag, ρ_b (kg/m^3)	2657	2582	2300	1952	1952
Leklengte (m)	0,26	0,76	0,51	0,49	0,49
Golfsteilheid $s_{op} = 2\pi H_s/(gT_p^2)$ (-)	0,025	0,025	0,030	0,030	0,030
H_s zonder schade (m)	1,09	0,70	1,38	1,36	-
H_s bij start blokbeweging (m)	-	0,80	-	-	-
H_s bij schade (m)	-	1,01	1,67	-	1,15

Tabel 11.1 Modelproeven in de Deltagoot met steenzettingen op havendammen

Het onderzoek heeft geleid tot concrete formules voor het toetsen van steenzettingen op havendammen, waarbij onderscheid gemaakt wordt tussen het buitentalud, de kruin, het binnentalud en de eventuele binnenberm:

$$\frac{h_c}{H_s} \geq -1: \quad \frac{H_s}{\Delta D} < \min\left\{ a + b \cdot \left(\frac{h_c}{H_s} + 1 \right)^3 ; c \right\}$$

$$\frac{h_c}{H_s} < -1: \quad \frac{H_s}{\Delta D} < \min\left\{ \frac{a}{f} ; c \right\}$$

met :

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

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

met:

H_s = significante golfhoogte aan de teen van de constructie (m)

h_c = kruinhoogte ten opzichte van de stilwaterlijn (m)

Δ = $(\rho_s/\rho - 1)$ = relatieve soortelijke massa van de steen (-)

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

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

D = toplaagdikte (m)

f = factor die de invloed van de diepte van de steenzetting onder water weergeeft (-)

a, b en c = coëfficiënten die gegeven zijn in Tabel 11.2 (-)

	Grens goed/ twijfelachtig			Grens twijfelachtig/ onvoldoende		
	a	b	c	a	b	c
kruin, binnentalud, binnenberm en talud onder de binnenberm met $\Lambda \approx 0,4$ m	2,8	3,2	15	5	6	20
kruin en binnentalud met $\Lambda \approx 1$ m	1,8	2,7	15	3,8	7	20
binnenberm en talud onder de binnenberm met $\Lambda \approx 1$ m; $h_c \geq 0$; berm tussen SWL+H_s/2 en SWL−H_s/2	3	4	15	7	8	20

Tabel 11.2 Coëfficiënt in de formules voor de stabiliteit van steenzettingen op havendammen

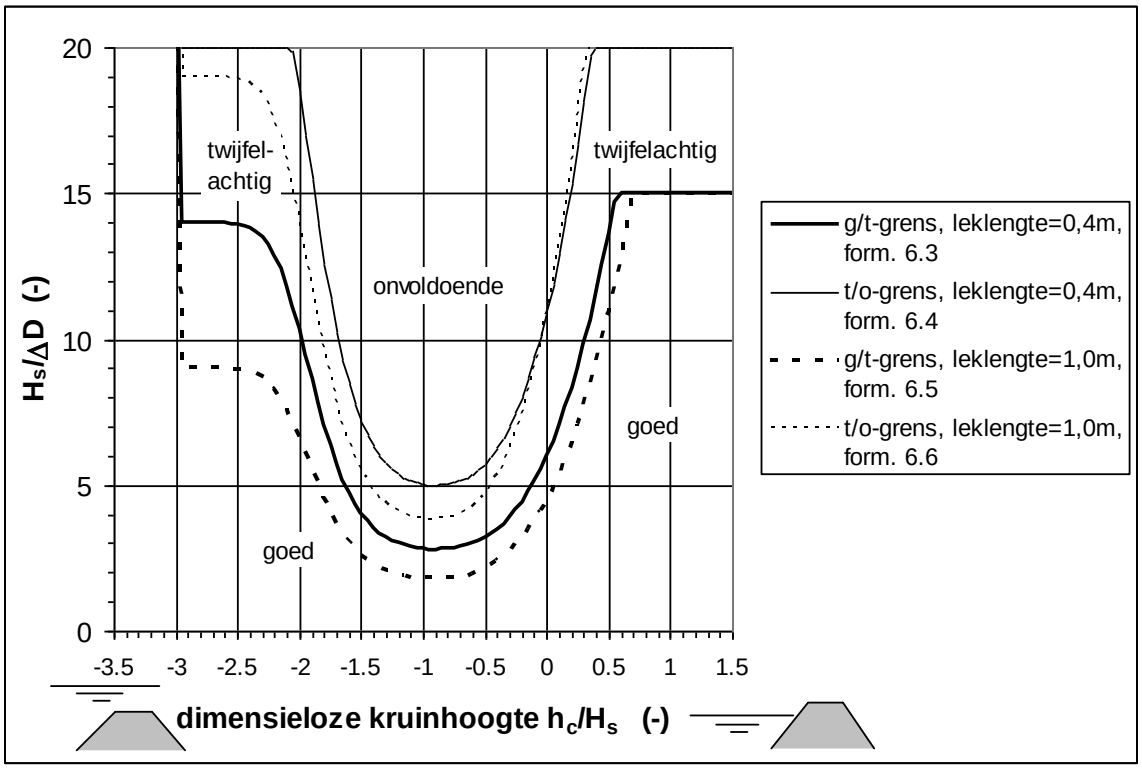
Daarnaast zijn er criteria afgeleid met betrekking tot de oneffenheden in de steenzetting.

Voor een specifiek geval is het resultaat van de toetsing als functie van de hoogte van de kruin weergegeven in Figuur 11.8.

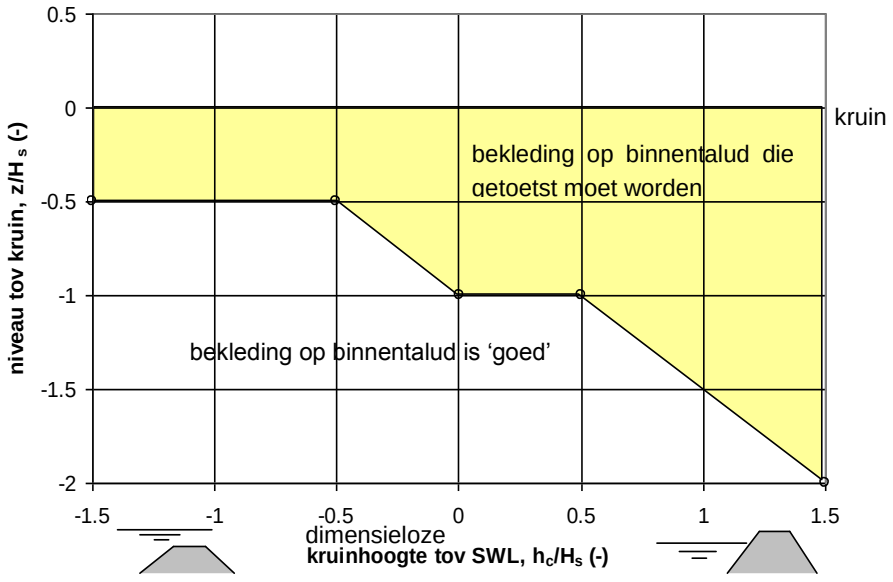
In sommige gevallen hoeft de steenzetting op het binnentalud niet getoetst te worden. Dit is weergegeven in Figuur 11.9.

Als deze formules toegepast worden voor een ontwerp, dan moet tevens de gebruikelijke veiligheidsfactor toegepast worden.

De stabiliteit van een steenzetting op de kop van de havendam is niet onderzocht.



Figuur 11.8 Voorbeeld toetscriteria voor kruin en binnentalud boven de binnenberm

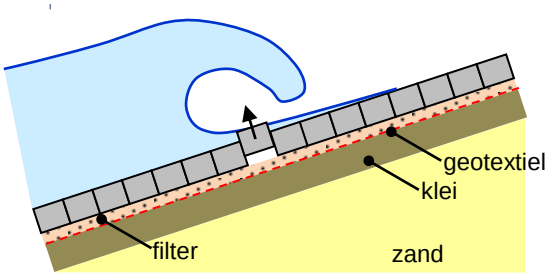


Figuur 11.9 Zone op het binnentalud die getoetst moet worden (z = niveau op het binnentalud ten opzichte van de kruin)

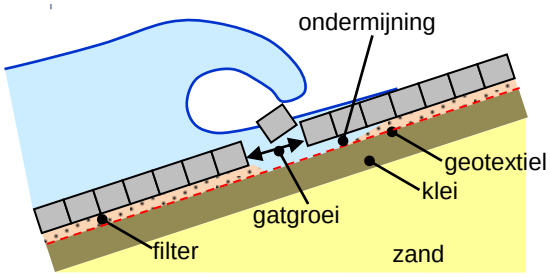
12 Reststerkte van steenzettingen

Het onderzoek dat beschreven is in de vorige hoofdstukken is allemaal gericht op het voorspellen van de golfcondities waarbij schade aan de steenzetting ontstaat. Deze schade betreft het uitgelicht raken van één of meer stenen uit de steenzetting. Als er zo'n schade is ontstaan aan de steenzetting, faalt de bekledingconstructie in feite nog niet. De bekledingsconstructie bestaat doorgaans uit een toplaag van gezette steen, een dunne uitvullaag of filterlaag van steenslag, een geotextiel en een kleilaag. Soms is de kleilaag vervangen door een dikke laag mijnsteen of hydraulische slak. Dit geheel is aangebracht om de kern van de dijk, die doorgaans uit zand bestaat, te beschermen.
Als er schade is ontstaan aan de toplaag van gezette steen, wordt de reststerkte aangesproken. De reststerkte is de tijdsduur vanaf het ontstaan van de initiële schade (een of meer stenen worden door de golven uit de steenzetting geslagen) totdat de golven de zandkern bereiken. Pas als de zandkern bereikt wordt, faalt de bekledingsconstructie.

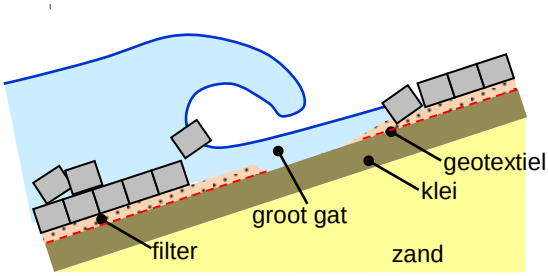
Verschillende stadia van het groeien van de schade aan de bekleding zijn geschetst in Figuur 12.1 tot en met Figuur 12.3.



Figuur 12.1 Begin van schade aan de steenzetting: een steen wordt door de golven eruit geslagen



Figuur 12.2 Het filter gaat door het gat uitspoelen en/of het gat gaat groeien



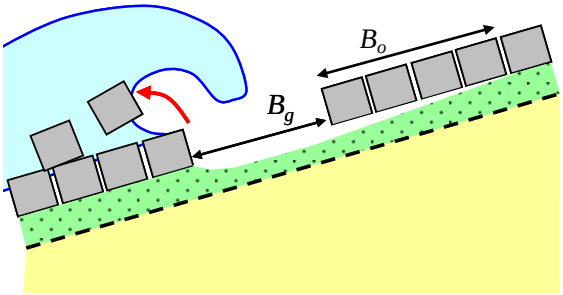
Figuur 12.3 Er is een groot gat ontstaan, (onder meer) door het instorten van de ondermijnde toplaag

Voor veel geklemde steenzettingen blijkt het proces van het ondermijnen van de steenzetting door het uitspoelen van het filter door het gat in de toplaag een cruciale factor te zijn voor de reststerkte (zie Figuur 12.2). Onder sommige omstandigheden spoelt het filtermateriaal niet uit en kan de steenzetting nog heel lang na het ontstaan van de initiële schade standhouden.
Het proces van het uitspoelen van het filtermateriaal door een gat in de toplaag is onderzocht door Klein Breteler en Eysink (2005). Aan het eind van een Deltagootonderzoek naar de stabiliteit van Basalton is op een paar plaatsen in de steenzetting een zuil verwijderd om te zien of het filtermateriaal gaat uitspoelen (zie Figuur 12.4).



Figuur 12.4 Kunstmatig gat in een steenzetting van Basalton in de Deltagoot (Klein Breteler en Eysink, 2005)

Voor dit onderzoek was een dijk beproefd met een talud van 1:3,5. De bekleding bestond uit een steenzetting van Basalton met toplaagdikte van 20 cm (en soortelijke massa van 2827 kg/m^3) op een filterlaag met dikte van 12 cm van gebroken graniet met korrelgrootte van 22-40 mm (D_{f15} = 22 mm). Er is eerst 3 uur gegolfd met een golfhoogte van H_s = 1,5 m en T_p = 6,7 s. Ondanks dit daverende geweld op de relatief dunne steenzetting met verschillende gaten, spoelde het filtermateriaal niet uit en is ook de steenzetting verder niet beschadigd geraakt. Vervolgens zijn de gaten tweemaal zo groot gemaakt door nog een tweede steen ter plaatse van de gaten weg te halen, en is nog 2 uur gegolfd. Bij twee van de drie gaten leverde ook dat geen uitspoeling van het filtermateriaal. Bij één gat was er wel materiaal uitgespoeld en waren een paar zuilen boven het gat ondermijnd geraakt. Dit had echter nog geen progressieve schade tot gevolg.
Uiteraard is een voorwaarde voor de beperkte schadegroei dat de omliggende stenen nog goed geklemd liggen. Bij basalt, Basalton en Hillblocks is geconstateerd dat dit tijdens het modelonderzoek het geval was.



Figuur 12.5 Definitie van de gatgrootte B_g en ondermijningsdiameter B_o

Bij de analyse van deze proeven is ook het onderzoek uit het verleden naar dit mechanisme betrokken. Dat heeft geleid tot formules waarmee voorspeld kan worden of het filtermateriaal gaat uitspoelen en hoe snel de ondermijning van de toplaag gaat. De analyse heeft geresulteerd in de volgende formule voor de diameter van de ondermijning (zie ook Figuur 12.5):

- als $\frac{B_g}{D} \cdot \left(\frac{H_s}{D_{f50}} \right)^{1/3} < 8,79$ dan $B_o = 0$ (geen uitspoeling) (12.1)
- anders:

$$\frac{B_o}{H_s} = N^{0,15+0.5 \cdot D/B_g} \cdot \left(-0,67 + 0,71 \cdot \log \left(\frac{B_g}{D} \cdot \left(\frac{H_s}{D_{f50}} \right)^{1/3} \right) \right) \cdot \exp \left(-80 \cdot \left(\frac{z_g}{H_s \cdot \xi_{op}} + 0,35 \right)^4 \right) \quad (12.1)$$

met:

B_o = diameter van de ondermijning (m)
H_s = significante golfhoogte (m)
N = belastingduur, uitgedrukt in het aantal golven (-)
D = dikte van de toplaag (m)
B_g = diameter van het initiële gat in de toplaag (zie Figuur 12.5) (m)
D_{f50} = korrelgrootte van het filter, onderschreden door 50% van de korrels op basis van gewicht (m)
z_g = locatie van het gat in de toplaag (niveau ten opzichte van de stilwaterlijn) (m)

Het is gebleken dat de uitspoeling van filtermateriaal door het gat het snelste gaat als het gat op een niveau gelijk aan $0,35 H_s \xi_{op}$ onder de waterlijn zit. In bovenstaande formule is de term met de e-macht dan gelijk aan 1.

In de formule valt verder op dat de reststerkte ook sterk afhankelijk is van de grootte van het gat (B_g). In Figuur 12.6 is te zien dat dit zeer verschillend kan zijn. De schade in deze foto's is in zeer korte tijd ontstaan (orde 1 minuut).
In Tabel 12.1 is de gemeten gatgrootte gegeven die is opgetreden tijdens een aantal Deltagootproeven. Hieruit blijkt dat voor geklemde steenzettingen het gat groter is naarmate de stabiliteitsparameter $F = \xi_{op}^{-2/3} \cdot H_s/(\Delta D)$ groter is. Dit is wel te begrijpen, want als F klein is, zal dat waarschijnlijk een gevolg zijn van de relatief slechte klemming. Bij een slecht geklemde steenzetting is de kans dat een afzonderlijke steen eruit komt veel groter dan bij een goed geklemde steenzetting. Zitten alle stenen daarentegen muurvast, dan is de stabiliteit relatief hoog, maar zal bij schade en groter oppervlak opbarsten, omdat de steenzetting zich min of meer gedraagt als een plaat.

Dit maakt dat de reststerkte afhankelijk is van de diameter van het gat dat ontstaat bij het beschadigd raken van de steenzetting, dat op zijn beurt weer afhankelijk is van de waarde van F. De consequentie hiervan is dat een steenzetting die pas bij een grote waarde van F beschadigd raakt (zeer goede klemming), een vrij lage reststerkte zal hebben. Andersom geldt ook: als de steenzetting al bij een lage waarde van F beschadigd raakt, is dat niet zo desastreus, omdat de reststerkte dan nog groot is.

Referentie	Test	Type toplaag	F	B_g/B
Klein Breteler & Eysink 2005	4257	Hydroblocks	4,85	1
	4253	Hydroblocks	5,82	2
	4252	Hydroblocks	6,93	3
	4860	Hydroblocks	6,52	3
	5252	Hydroblocks	8,00	5
	4251	Hydroblocks	7,29	8
	4122	Blokken op hun kant	4,50	1
	4812	Basalt	4,91	1
	4616	Basalt	5,75	1
	4619	Basalt	6,13	1
Wolters & Klein Breteler 2011	P04	Basalton	10,0	20

Tabel 12.1 Grootte van het gat in de toplaag (B_g) bij enkele grootschalige proeven in de Deltagoot (B = steenbreedte).



Figuur 12.6 Links: schade na test 4253 (Klein Breteler & Eysink, 2005); rechts: schade na test P04 (Wolters & Klein Breteler, 2011)

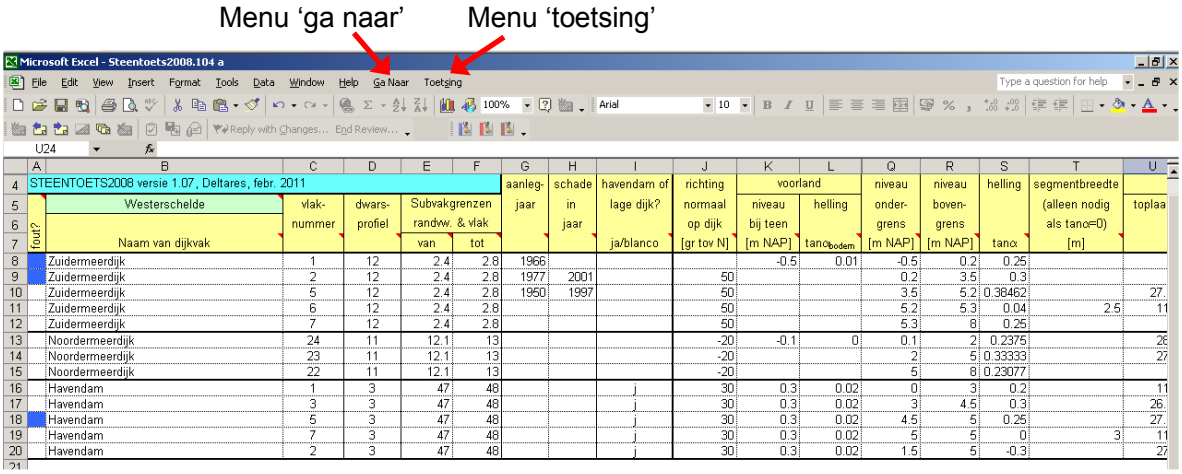
Het onderzoek naar reststerkte is vervolgd in het kader van het onderzoeksprogramma Sterkte en Belastingen Waterkeringen (SBW), zie bijvoorbeeld het rapport van Klein Breteler e.a. (2012a). In dat onderzoek wordt ook aandacht geschonken aan de erosie van de kleilaag en het dijklichaam.

13 Steentoets

Door alle kennis en ervaring die is opgedaan met betrekking tot de stabiliteit van steenzettingen, kunnen veel typen steenzettingen op dijken met allerlei geometrieën nauwkeurig getoetst en ontworpen worden. Een gevolg hiervan is wel is dat de toe te passen formules gecompliceerd zijn en het in de praktijk in veel gevallen onmogelijk is geworden om de juiste informatie te vergaren en vervolgens de stabiliteitsberekeningen uit te voeren.
Dit probleem is enerzijds aangepakt door het opstellen van een Technisch Rapport Steenzettingen (TAW 2003) en het is anderzijds opgelost door een computerprogramma op te stellen waarin alle kennis is verwerkt: Steentoets.

13.1 Algemene opzet van Steentoets

Het programma is ontwikkeld voor waterbouwkundigen met HBO+ niveau die betrokken zijn bij de toetsing en het ontwerp van steenzettingen. Een deel van deze gebruikersgroep werkt bij een organisatie waar de ict-beveiliging het moeilijk maakt om software geïnstalleerd te krijgen op de PC's. Daardoor is er een voorkeur voor een programma dat niet met een set-up wizard geïnstalleerd hoeft te worden. Daarom is gekozen voor een Excel-spreadsheet, waarbij de formules zijn geprogrammeerd in VBA-code (Visual Basic for Applications).

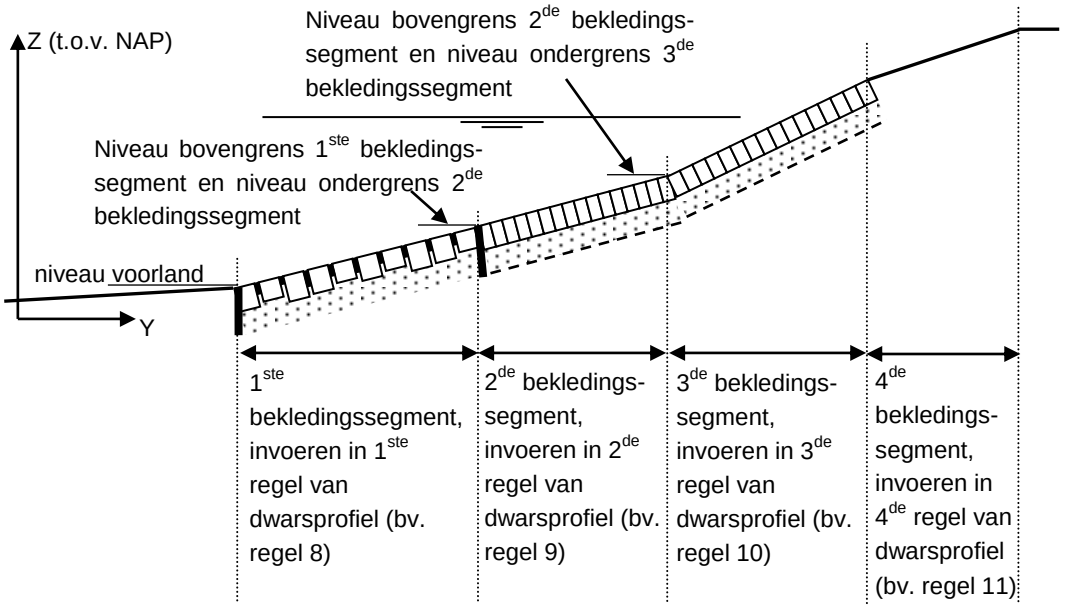


Figuur 13.1 Uiterlijk van Steentoets met deel van het werkblad 'TOETSING'

In de spreadsheet zijn 12 werkbladen opgenomen, waarin het werkblad "Toetsing" en het werkblad "Ontwerp" een centrale rol spelen. Daar kunnen alle eigenschappen van de steenzetting worden ingevoerd, kunnen berekeningen worden uitgevoerd en kunnen de resultaten daarvan bekeken worden. De opzet is zo dat elke regel in de spreadsheet een deel van het talud met een bepaalde steenzetting vertegenwoordigt. In zo'n deel zijn de taludhelling en de eigenschappen van de steenzetting constant.
Een deel van het werkblad "Toetsing" is te zien in Figuur 13.1. Door het grote aantal parameters waarmee de geometrie van de dijk en de steenzetting moet worden beschreven, is de spreadsheet zeer breed, waardoor in de figuur slechts een klein deel is te zien.

De dwarsdoorsnede van een dijk bestaat meestal uit verschillende segmenten (taluddelen met een bepaalde taludhelling en type steenzetting). In Steentoets gebruikt men daarvoor

opeenvolgende regels die elk hetzelfde dwarsprofielnummer krijgen (zie Figuur 13.2). Steentoets herkent wat er bij elkaar hoort en tekent een dikke lijn tussen de verschillende dwarsprofielen, zodat duidelijk te zien is welke regels bij elkaar horen.



Figuur 13.2 Verdeling van dwarsprofiel in bekledingssegmenten

De meest recente versie van programma met handleiding is te downloaden van de website van de Helpdesk Water.

13.2 Hoofdlijnen van het rekenproces bij het toetsen van een steenzetting

In het programma worden achtereenvolgens de volgende aspecten van de steenzetting doorgerekend:

- stabiliteit van de toplaag onder golfaanval
- stabiliteit van de toplaag bij een belasting door stroming
- materiaaltransport vanuit de ondergrond
- materiaaltransport vanuit de granulaire laag door de toplaag
- afschuiving
- reststerkte

Bij elk van deze mechanismen wordt onderscheid gemaakt ten aanzien van de plaats van het segment op de dijk of de havendam. Het volgende wordt onderscheiden:

- het buitentalud (eventueel onder een berm indien aanwezig)
- de berm in het buitentalud
- het buitentalud boven een berm
- de kruin
- het binnentalud
- de berm in het binnentalud

Als eerste wordt de stabiliteit van de toplaag onder golfaanval berekend. In geval van een buitentalud wordt gestart met een waterstand gelijk aan het toetspeil en wordt berekend of de steenzetting stabiel is of niet. Vervolgens wordt stap voor stap de waterstand verlaagd om te

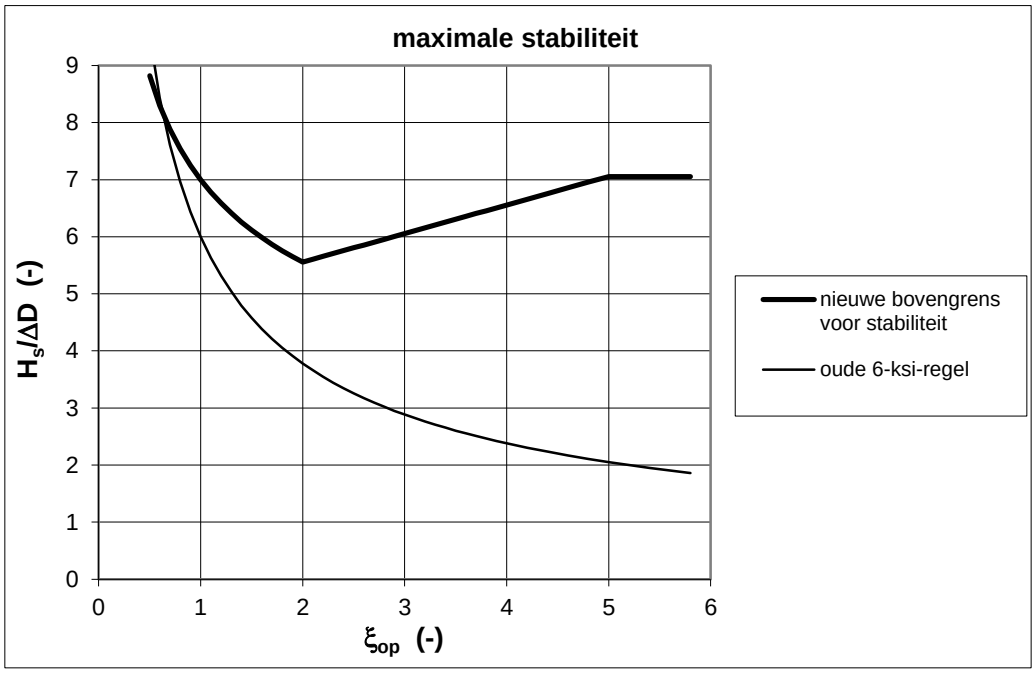
zoeken naar de waterstand waarbij de stabiliteit van de steenzetting het laagste is. Die waterstand wordt de maatgevende waterstand genoemd. Bij deze berekeningen wordt gebruikgemaakt van de parameter f_{gt}, die de verhouding weergeeft tussen de maximaal toelaatbare belasting en de actuele belasting. Het is een factor die weergeeft hoe groot de afstand is tot de grens tussen net wel en net niet stabiel. Als deze parameter groter is dan 1, is de steenzetting stabiel en als deze kleiner is dan 1 is hij instabiel.
Doordat de rekenmethodes voor de verschillende typen steenzettingen zeer verschillend zijn, is de definitie van de f_{gt} afhankelijk van het type steenzetting. Bij steenzettingen die doorgerekend worden met Black-box formules, zoals blokken op geotextiel op klei of steenzettingen op de kruin van een havendam, is de f_{gt} als volgt gedefinieerd:

$$f_{gt} = \frac{[H_s / (\Delta \mathrm{D})]_{toelaatbaar}}{[H_s / (\Delta \mathrm{D})]_{actueel}} \tag{13.1}$$

Met:

f_{gt} = factor die weergeeft hoe groot de afstand is tot de grens tussen net wel en net niet stabiel (-)

Voor niet geklemde steenzettingen is de f_{gt} omgekeerd evenredig met de grootte van de blokbeweging of evenredig met de verhouding tussen ΔD en het optredende stijghoogte-verschil, afhankelijk van wat maatgevend is. Voor geklemde steenzettingen op een filterlaag is het de verhouding tussen de maximaal toelaatbare dwarskracht of moment in de steenzetting en de actuele dwarskracht of moment, afhankelijk van wat maatgevend is. Voor geklemde steenzettingen met hoge stabiliteit kan echter toch een Black box formule van toepassing zijn (namelijk formule (13.2)), zodat dan toch formule (13.1) van toepassing is. Dat maakt dat de waarde van f_{gt} moeilijk te interpreteren is. Daarom wordt in de uitvoer tevens weergegeven hoeveel de toplaag dikker of dunner kan zijn om nog net stabiel te zijn (D_{over}).



Figuur 13.3 Maximale stabiliteit voor loodrechte golfaanval

De stabiliteit van de steenzetting onder golfaanval wordt berekend met een groot aantal formules. Deze zijn tot op het kleinste detail beschreven in de documentatie (Klein Breteler 2013). Aan het eind van het rekenproces wordt nog gecontroleerd of de berekende stabiliteit reëel is. Men kan namelijk een zo uitgekiende steenzetting bedenken, dat de stabiliteit volgens de formules extreem hoog lijkt. Op basis van de resultaten van vele Deltagoot-proeven en engineering judgement is er een formule opgesteld voor de maximale stabiliteit van een steenzetting (zie Figuur 13.3):

$$\left[\frac{H_s}{\Delta D}\right]_{\max} = 7\left(\min(\xi_{op};2)\right)^{-1/3} + \max\left(\ 0{,}5\cdot\left(\min(\xi_{op};5)-2\right);\ 0\ \right) \qquad (13.2)$$

Deze maximale stabiliteit wordt in het programma nog wel gecorrigeerd voor bijzondere omstandigheden, zoals scheve golfaanval, diep onder water gelegen steenzettingen, bermen etc..

De stabiliteit van het binnentalud van een havendam wordt eerst berekend met de methode die beschreven is in hoofdstuk 11. Maar omdat deze formules vrij conservatief zijn, wordt het binnentalud ook gecontroleerd met de formules voor het buitentalud. In feite wordt de havendam omgedraaid zodat net gedaan wordt alsof de hydraulische belasting direct op het binnentalud aangrijpt. Als dit een hogere stabiliteit oplevert dan met de formules van hoofdstuk 11, dan wordt die hogere stabiliteit aangehouden.

Het grootste deel van het programma (en de rekentijd) betreft de stabiliteit van de toplaag bij golfaanval. Na dit berekend te hebben, gaat het programma de overige mechanismen doorrekenen. Tenslotte worden alle resultaten en tussenresultaten in de spreadsheet gezet.

13.3 Validatie

Het programma is zeer grondig getest en gevalideerd. Er is een testbank opgesteld met een paar honderd steenzettingen die bij elke wijziging van het programma volledig worden doorgerekend en in detail gecontroleerd. Op deze wijze wordt voorkomen dat wijzigingen in het ene deel van het programma geen onbedoelde gevolgen hebben in andere delen van het programma.

Daarnaast zijn de resultaten van het programma vergeleken met de resultaten van grootschalig modelonderzoek (Klein Breteler 2009). Hieruit is geconcludeerd dat Steentoets iets aan de veilige kant zit ten opzichte van de proefresultaten. Verder zijn bij deze validatie de trends bij variatie van invoerparameters bestudeerd en beoordeeld in hoeverre deze trends logisch zijn.

Ondanks deze grote inspanning bij het testen en valideren van het programma, is het helaas niet uit te sluiten dat er nog fouten in het programma zitten. Het programma is inmiddels zo omvangrijk dat er miljarden mogelijke combinaties zijn van golfcondities, dijkgeometrieën en type steenzettingen. Het is niet mogelijk om al deze combinaties te testen.
De ervaringen van de gebruikers, die verzameld worden door de Helpdesk Water, worden gebruikt om het programma steeds verder te verbeteren. Af en toe wordt een nieuwsbrief verspreid onder de geregistreerde gebruikers om ze te wijzen op specifieke aspecten of nieuwe versies.

14 Veiligheid van de rekenmethode

14.1 Inleiding

Het programma Steentoets (zie hoofdstuk 13) wordt niet alleen gebruikt bij de voorgeschreven toetsing van steenzettingen, maar ook voor het ontwerpen van steenzettingen. Voor het toetsen is in 2009 aangetoond dat Steentoets voldoende veilige resultaten oplevert als de werkelijk aanwezige waarden worden ingevoerd, zonder toepassing van veiligheidsfactoren (Klein Breteler 2009).
Er was echter behoefte aan een realistische veiligheidscoëfficiënt voor de toepassing van Steentoets bij het maken van een ontwerp. Bij het ontwerpen is er behoefte aan een extra veiligheidsmarge om te zorgen dat er voldoende rekening wordt gehouden met onzekerheden in de uitvoering.

De veiligheidscoëfficiënt is de factor waarmee de benodigde toplaagdikte volgens de toetsmodule van Steentoets moet worden vermenigvuldigd om een voldoende veilig ontwerp te krijgen.

Voor het bepalen van de veiligheidscoëfficiënt zijn probabilistische berekeningen uitgevoerd voor een aantal voorbeeldconstructies met eenvoudige geometrie, bestaande uit betonzuilen op een talud met bovenbegrenzing (overgangsconstructie en/of berm) op 80 cm boven het ontwerppeil. Met deze probabilistische berekeningen zijn diverse ontwerpen gemaakt met precies de juiste faalkans. Door deze vervolgens te vergelijken met de betreffende Steentoetsberekening, is de benodigde veiligheidscoëfficiënt voor Steentoets afgeleid (Kaste e.a. 2012). Op dezelfde wijze is ook een veiligheidscoëfficiënt voor blokken op hun kant afgeleid (Kaste e.a. 2013).

Om deze probabilistische berekeningen succesvol te kunnen uitvoeren, was het volgende benodigd:

- Een rekenmethode voor het bepalen van de stabiliteit van steenzettingen, die opgenomen kan worden in de Matlab-programmatuur voor het uitvoeren van de probabilistische berekeningen;
- Een criterium in termen van een faalkans waar de steenzetting aan moet voldoen;
- Informatie over de onzekerheid omtrent de invoerparameters voor het berekenen van de stabiliteit van steenzettingen;
- Informatie over de nauwkeurigheid en impliciete veiligheid in het rekenmodel Steentoets;
- Een aantal representatieve voorbeeldconstructies.

Deze aspecten zijn onderstaand nader toegelicht.

14.2 Rekenmethode

Voor het bepalen van de stabiliteit van de steenzettingen tijdens de probabilistische berekeningen is gebruikgemaakt van de vereenvoudigde formules van Klein Breteler en Mourik (2013b), omdat Steentoets te omvangrijk en te rekenintensief is om te gebruiken in probabilistische berekeningen.

Deze formules zijn bepaald op basis van vele honderden Steentoets-berekeningen en geven daardoor een vrij redelijke benadering van Steentoets. Om de nauwkeurigheid nog verder te verbeteren is er een correctiefactor gebruikt waardoor in het ontwerppunt de vereenvoudigde formules exact hetzelfde resultaat geven als Steentoets.

Deze formules zijn toegepast omdat de probabilistische berekeningen daardoor veel sneller verlopen, terwijl de nauwkeurigheid voldoende is voor het berekenen van de veiligheidsfactor.

14.3 Toelaatbare faalkans

Het criterium waar de steenzetting aan moet voldoen is in dit onderzoek uitgedrukt in een faalkans. In een voorloper van dit onderzoek is door 't Hart (2012) hiervoor 5% gekozen, gegeven het optreden van de ontwerpcondities. Deze eis volgt uit de diverse TAW/ENW-leidraden en een schatting van de te verwachten reststerkte.
Bijvoorbeeld in de Leidraad Grondslagen voor Waterkeringen (TAW (1998)) staat het volgende vermeld voor de thans geldende overbelastingsbenadering per dijkvak:

Veiligheidseisen:

1. De kans op overschrijden van het debiet q_t mag voor elk dijkvak niet groter zijn dan de norm die in de Wet op de waterkering voor het betreffende dijkringgebied is genoemd. Daarbij wordt meestal uitgegaan van een ontwerpwaterstand (MHW), waarbij een golf hoort, waaruit weer een golfoploop c.q. golfoverslagdebiet volgt;
2. Bij waterstanden gelijk aan of lager dan MHW mag de kans op falen door andere oorzaken dan overloop/overslag, niet meer dan 10% van de bij punt 1 genoemde norm bedragen.

Voor steenzettingen gaat het om het tweede punt. Daarbij moet meegewogen worden dat er meerdere 'andere oorzaken' (bezwijkmechanismen) zijn, zoals piping, macro-instabiliteit, stabiliteit steenzetting, etc. Daardoor wordt doorgaans per bezwijkmechanisme een faalkans van 1% gehanteerd. Maar gezien het feit dat er een aanzienlijke reststerkte is na de initiële schade aan een steenzetting, kan er een hogere faalkans gehanteerd worden. 't Hart (2012) heeft hiervoor arbitrair 5% gekozen. In het kader van het thans lopende onderzoek voor het Wettelijk Toetsinstrumentarium van 2017 (WTI-2017), waarin ook aandacht is voor rest-sterkte, wordt onderzocht of deze keuze terecht is.
Het toepassen van een lagere waarde (anticiperen op een kleinere reststerkte) geeft een hogere benodigde veiligheidsfactor.

14.4 Onzekerheid van invoervariabelen

Voor de kwantificering van de onzekerheid omtrent de constructie gerelateerde invoer-variabelen is gebruikgemaakt van de ervaring van Projectbureau Zeeweringen in Zeeland.
In Tabel 14.1 zijn de variatiecoëfficiënten, namelijk de verhouding tussen de standaard-afwijking σ en de verwachtingswaarde μ, van de relevante variabelen voor betonzuilen gegeven ($V = \sigma/\mu$). Deze zijn gebaseerd op metingen en ervaringen in Zeeland.

Voor de soortelijke massa van de zuilen geldt dat er een verschil is tussen de waarde die gebruikt wordt in de ontwerpberekeningen (bijvoorbeeld 2300 kg/m^3) en de gemiddelde waarde van de zuilen die de leverancier vervolgens levert (2346 kg/m^3). Dit verschil blijkt doorgaans tweemaal de standaardafwijking te zijn (dus in dit geval 2% van het gemiddelde),

en is meegewogen in de berekeningen. Voor blokken op hun kant speelt dit niet, omdat er in het ontwerp altijd uitgegaan kan worden van de soortelijke massa van de beschikbare blokken.
Voor blokken op hun kant is de spleetbreedte een belangrijke parameter. Deze is zeer bepalend voor de stabiliteit van de steenzetting. De probabilistische berekeningen zijn uitgevoerd op basis van metingen in drie dijkvakken in Zeeland, die een gemiddelde en standaardafwijking hebben opgeleverd. Omdat de stabiliteit van de steenzetting niet bepaald wordt door één enkele spleet, maar door een groep spleten bij elkaar, is het gemiddelde van 1 m² beschouwd. Het gemiddelde varieerde tussen 3 en 4 mm met een variatiecoëfficiënt van het gemiddelde van 1 m² van ca. 14%.

	Variatiecoëfficiënt $V = \sigma/\mu$
Toplaagdikte, D	2,9%
Open oppervlak, Ω	14%
Soortelijke massa van de beton in de zuilen, ρ_s	1,0%
Korrelgrootte inwasmateriaal, D_{i15}	17%
Filterlaagdikte, b_f	10%
Porositeit filter, n_f	8,6%
Korrelgrootte filter, D_{f15}	5,9%
Taludhelling, $cot\alpha$	4,3%
Ontwerppeil, h_D	1,9%
Significante golfhoogte, H_s	5,4%
Golfsteilheid, s_{op}	5,0%
Belastingduur, t_{belast}	14%

Tabel 14.1 Gebruikte variatiecoëfficiënten voor zuilenzettingen en belasting gerelateerde parameters

14.5 Nauwkeurigheid en impliciete veiligheid in Steentoets

Bij het vergelijken van de resultaten van Steentoets met de resultaten van grootschalig modelonderzoek in de Deltagoot blijkt dat Steentoets steeds aan de veilige kant zit, omdat de maximaal toelaatbare golfhoogte volgens Steentoets steeds iets kleiner is dan is gebleken uit de proeven in de Deltagoot. Om dit mee te wegen in de probabilistische berekeningen is er een modelfactor aan Steentoets toegevoegd. Deze modelfactor m is gelijk aan de verhouding tussen het Steentoetsresultaat en het Deltagootresultaat:

$$m = \frac{\left[H_s / (\Delta D)\right]_{Deltagoot}}{\left[H_s / (\Delta D)\right]_{Steentoets}} \tag{14.1}$$

Op basis van het narekenen van de Deltagootproeven met betonzuilen zijn de volgende waarden gevonden voor deze modelfactor:

- Gemiddelde: $\mu(m) = 1{,}33$
- Standaardafwijking: $\sigma(m) = 0{,}22$
- Variatiecoëfficiënt: $V = 17\%$

Op dezelfde wijze is dit ook voor blokken op hun kant bepaald:

- Gemiddelde: $\mu(m) = 1{,}38$
- Standaardafwijking: $\sigma(m) = 0{,}24$

- Variatiecoëfficiënt: V = 17%

Deze waarden voor de modelfactoren zijn ook van toepassing op de vereenvoudigde formules.

14.6 Resultaten van de berekeningen

Alle berekeningen zijn uitgevoerd met een vaste waterstand, een vooraf gekozen belastingduur en loodrechte golfaanval, maar met een groot aantal variaties in taludhelling, toplaagdikte, soortelijke massa en filterlaag.

Uit de resultaten blijkt dat de range, waarbinnen de benodigde veiligheidsfactor varieert, niet zo groot is. Voor de belangrijkste rekenresultaten varieerde deze van 1,02 tot 1,03 voor zuilen en 0,94 en 1,03 voor blokken op hun kant, mits voor die laatste gerekend wordt met karakteristieke spleetbreedte van $\mu - 1{,}64\sigma$ = 2,8 mm (zie onderstaande toelichting). Doordat deze variatie zo klein is, is het waarschijnlijk dat de berekende veiligheidsfactoren ook met vertrouwen kunnen worden toegepast in andere situaties met andere combinaties van de constructie- en belastingparameters.
Aanbevolen wordt om een conservatieve waarde van de veiligheidsfactor te hanteren ten opzichte van de resultaten van de uitgevoerde probabilistische berekeningen, namelijk γ = 1,05 à 1,1.

In het ontwerp van een geklemde steenzetting met zuilen moet in Steentoets gewerkt worden met deze overall veiligheidsfactor van 1,05 à 1,1. Deze kan worden ingevuld in het werkblad ‘Algemeen’. In dat geval zal een ingevoerd ontwerp pas het resultaat ‘goed’ krijgen als de toplaag 5 à 10% dikker is dan de toplaagdikte die bij de toetsing nog net het resultaat ‘goed’ krijgt.
Het ontwerp wordt verder doorgerekend met Steentoets met de gekozen ontwerpwaarden, zonder daarbij een veiligheidsfactor toe te passen. Dit betekent bijvoorbeeld voor de soortelijke massa van betonzuilen dat gerekend wordt met de waarde die wordt doorgegeven aan de producent/aannemer. Deze is doorgaans wat kleiner dan wat er daadwerkelijk op het werk geleverd wordt.
Een uitzondering is de spleetbreedte voor blokken op hun kant. Het ontwerp moet gemaakt worden met een spleetbreedte die 5% onderschrijdingsfrequentie heeft, namelijk $\mu - 1{,}64\sigma$. Voor de drie onderzochte dijkvakken was dit 2,8 mm.

15 Referenties

Bezuijen, A., A.M. Burger en M. Klein Breteler (1990),
Taludbekledingen van gezette steen
Samenvatting van onderzoeksresultaten 1980 - 1988
WL / GD / DWW, rapport H1795/H195 deel XXIV, voorjaar 1992
ISBN 90-9003232-0

Bosters, R. (2008),
Aanpassing toetsmethodiek Afschuiving bij steenzettingen
Ministerie van Verkeer en Waterstaat, RWS Zeeland, PZDT-R-08300, 1 september 2008

Burger A. (1985)
Sterkte Oosterschelde dijken onder geconcentreerde golfaanval;
Onderzoek naar de stabiliteit van enkele veel voorkomende taludverdedigingen onder langdurige golfaanval bij een vaste waterstand
WL | Delft Hydraulics, verslag Deltagootonderzoek M2036, maart 1985

Coeveld E.M., en M. Klein Breteler (2003),
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen,
Invloed klemming: statistische analyse trekproeven
WL | Delft Hydraulics, verslag H4134, November 2003

CUR/TAW (1992)
Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen
CUR/TAW, 1992

Eysink en Klein Breteler (2003)
Onderzoeksprogramma kennisleemtes steenbekledingen;
Deltagootonderzoek naar stabiliteit van basalt
WL | Delft Hydraulics, meetverslag H4327, december 2003

Giessen, H. van der, P. van der Linde en A. Rademaker (2007),
Afstudeeronderzoek grondmechanische stabiliteit toplaag
Hogeschool Rotterdam, 2007

Hart, R. ‘t (2012)
Veiligheid Steentoets2010 - Aanbeveling betreffende veiligheidscoëfficiënten voor het ontwerp
Deltares, rapport 1202551-006, januari 2012

Hart, R. ‘t (2013)
Vaststellen van klemming in dijkbekledingen van gezette steen met valgewicht-deflectiemetingen
Deltares, rapport 1206424-017, februari 2013

Hofland, B., en Klein Breteler, M. (2005),
Stabiliteit ingegoten basalt en afschuiving ondergrond,
Meetverslag Deltagootonderzoek,
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen
WL | Delft Hydraulics, rapport H4635, oktober 2005

Hofland, B. en M. Klein Breteler (2007)
Stabiliteit ingegoten basalt en afschuiving ondergrond
Meetverslag Deltagootonderzoek
WL | Delft Hydraulics, verslag H4635, augustus 2007

Hydraulische Randvoorwaarden 2006 voor het toetsen van primaire waterkeringen (HR2006)
Ministerie van Verkeer en Waterstaat (2007)
Den Haag, (ISBN 978-90-396-5761-8), september 2007

Kaste, D. en M. Klein Breteler (2012)
Veiligheidsfactor voor ontwerpen met Steentoets2010
Deltares, rapport 1206424-010, November 2012

Kaste, D. en M. Klein Breteler (2013)
Veiligheidsfactor voor ontwerpen met Steentoets2010 voor blokken op hun kant
Deltares, rapport 1208045-015, November 2013

Klein Breteler, M. (1989)
Erosie door open taludbekledingen
Praktijkgericht onderzoek dijken
Waterloop kundig laboratorium, rapport H657C, juli 1989

Klein Breteler, M. e.a. (1990),
Taludbekledingen van gezette steen
Doorlatendheid van toplaag en filter en berekening van leklengte
WL | Delft Hydraulics / GD, rapport H1795/ H195 deel XVIII januari 1990

Klein Breteler, M. e.a. (1992),
Taludbekledingen van gezette steen
Stabiliteit van de toplaag
WL | Delft Hydraulics / GD, rapport H1795/H195 deel XX A en B, april 1992

Klein Breteler, M., H. den Adel en M.A. Koenders (1992b),
Taludbekledingen van gezette steen
Ontwerpregels voor het filter
WL | Delft Hydraulics / GD, rapport H1795/H195 deel XXI A en B, juni 1992

Klein Breteler, M. (1994),
Taludbekledingen van gezette steen
Vernieuwd Black Box model, deel D
WL | Delft Hydraulics, rapport H1770, april 1994

Klein Breteler, M. (2000),
Grootschalig modelonderzoek naar stabiliteit van taludbekledingen
Analyse van resultaten van Deltagootproeven, band A: tekst,
WL | Delft Hydraulics, verslag H3272, mei 2000

Klein Breteler M. (2002)
Stabiliteit van westelijke havendam van Urk en Ketelhaven
Deltagootproeven op kruin en binnentalud
WL | Delft Hydraulics, verslag H4083, juli 2002

Klein Breteler, M., (2002a)
Eenvoudige toetsmethode voor havendammen,
WL | Delft Hydraulics, verslag H4048, juli 2002.

Klein Breteler, M., en W.D. Eysink (2005),
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen;
Reststerkte van steenzetting met zuilen na initiële schade
WL | Delft Hydraulics, verslag H4327, november 2005

Klein Breteler, M., en W. Eysink (2005a),
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen,
Langeduursterkte van steenzettingen,
WL | Delft Hydraulics, verslag H4475, november 2005

Klein Breteler, M., Kuiper, C., Booster, L.N. (GeoDelft), Eysink, W., (2006)
Stabiliteit van gezette steenbekledingen op havendammen, Afleiding van een verbeterde toetsmethode van de toplaag
Waterloopkundig Laboratorium, rapport H4432 versie 5, februari 2006

Klein Breteler, M., en I. van der Werf (2006),
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen;
Kennisontwikkeling ten behoeve van Steentoets2006,
WL | Delft Hydraulics, verslag H4421, november 2006

Klein Breteler, M., C. Kuiper en A. Bezuijen (2006a),
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen;
Invloed scheve golfaanval op stabiliteit van steenzettingen,
WL | Delft Hydraulics, verslag H4420, maart 2006

Klein Breteler, M. (2007),
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen,
Black box model voor afschuiving bij steenzettingen, Analyse Deltagootonderzoek
WL | Delft Hydraulics, verslag H4635, november 2007

Klein Breteler, M., en I. van der Werf (2007),
Stabiliteit van steenzettingen op steile taluds
WL | Delft Hydraulics, verslag H4699, februari 2007

Klein Breteler, M., en I. van der Werf (2007a),
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen;
Toetscriterium voor ingegoten steenzettingen, analyse Deltagootonderzoek
WL | Delft Hydraulics, verslag H4635, oktober 2007

Klein Breteler, M. (2009)
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen
Validatie Steentoets2008,
Deltares, verslag H4846, februari 2009

Klein Breteler, M., I. van der Werf en I. Wenneker (2012),
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen;
Kwantificering golfbelasting en invloed lange golven,
Deltares, verslag H4421, 1204727, maart 2012

Klein Breteler, M., A. Capel, G. Kruse, G.C. Mourik, D. Kaste (2012a)
Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven;
SBW reststerkte; analyse Deltagootproeven,
Deltares, rapport 1204200.008, mei 2012.

Klein Breteler, M., en G.C. Mourik (2013)
Invloed kwaliteit zetwerk op stabiliteit steenzetting; Trekproeven op slecht zetwerk
Deltares, rapport 1206424-016, februari 2013

Klein Breteler, M. (2013a)
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen
Documentatie STEENTOETS2008 en STEENTOETS2010
Deltares, rapport 1208045, augustus 2013

Klein Breteler, M. en G.C. Mourik (2013b)
Vereenvoudiging van Steentoets tot enkele eenvoudige formules
Deltares, rapport 1204727-009, november 2013

Kuiper, C. (2003),
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen;
Meten van drukrandvoorwaarden bij scheve golfaanval
WL | Delft Hydraulics, meetrapport H4330, december 2003

Kuiper, C., en B. Van Vossen (2003)
Golfdrukken op talud ten gevolge van lange golven
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen
WL | Delft Hydraulics, rapport nr. H4329, december 2003

Kuiper, C., M. Klein Breteler, L. Booster en W. Eysink (2004)
Stabiliteit van gezette steenbekledingen op havendammen, afleiding van een verfijnde toetsmethode
WL | Delft Hydraulics, conceptverslag H4432, november 2004

Kuiper, C., M. Klein Breteler, L.N. Booster en W. Eysink (2006),
Stabiliteit van gezette steenbekledingen op havendammen;
Afleiding van een verbeterde toetsmethode voor de toplaag
WL | Delft Hydraulics, verslag H4432, februari 2006

Meer, J.W. van der, en G.J. Steendam (2005)
Bewezen sterkte Noorse steen
Deelonderzoek 6.0 van het Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen
Infram rapport 04i033, november 2005

Mourik, G.C. (2011)
Schematisatie van de belastingduur in Steentoets
Deltares, rapport 1202551-007, februari 2011

Mourik, G.C. (2012)
Locatie maximale belasting op steenzettingen bij ondiepe voorlanden
Deltares, rapport 1202551-008, februari 2012

Mourik, G.C. (2012a)
Invloed van dubbeltoppige golfspectra op de stabiliteit van steenzettingen
Deltares, rapport 1204727-005, mei 2012

Mourik, G.C., en M. Klein Breteler (2012)
Stabiliteit van steenzettingen boven de stilwaterlijn en invloed van een berm
Deltares, rapport 1202551-009, januari 2012

Mourik, G.C., en Klein Breteler, M. (2013)
Stabiliteit van steenzettingen berekenen met spectrale golfperiode i.p.v. piekperiode
Deltares, rapport 1206424-012, februari 2013

Peters, D.J. (2002),
Gezette steenbekledingen onder golfaanval
Mechanicastudie ligger werking
Royal Haskoning, december 2002

Peters, D.J. (2004),
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen
Laboratoriumonderzoek betreffende klemming van gezette steenbekledingen
Royal Haskoning, november 2004

Peters, D.J. (2004),
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen
Onderzoek implementatie klemming in Zsteen
Royal Haskoning, 15 juni 2007

Peters, D.J. (2006),
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen;
Structuurschema voor implementatie van klemming in ANAMOS;
Royal Haskoning, conceptrapport, 1 mei 2006

Peters, D.J. (2007),
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen
Kennisontwikkeling ten behoeve van Steentoets, het implementatie gereedmaken van het klemmingsonderzoek
Royal Haskoning, verzamelde memo's; uitgave RWS, maart 2007

Peters, D.J. (2007a),
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen
Meet- en analyserapport proefnemingen op geklemde steenzettingen op dijken in Zeeland
Royal Haskoning, rapport 13 juni 2007

Rudolph D. , M. Klein Breteler (2005),
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen,
Analyse van de stabiliteit van basalt
WL | Delft Hydraulics, rapport H4422, februari 2005

Rudolph D. , M. Klein Breteler (2005a),
Stabiliteit van basalt; Aanvullende notitie bij Rudolph e.a. (2005a)
WL | Delft Hydraulics, memo H4422, 11 november 2005

Smith G.M., J. Wouters en M. Klein Breteler (2000)
Grootschalig modelonderzoek naar de stabiliteit van taludbekledingen
Meetverslag van Deltagoot onderzoek
WL | Delft Hydraulics, rapport H3272.73, februari 2000

Steeg, P. van, en M. Klein Breteler (2009),
Stabiliteit van steenzetting onder golfaanval
- Boven de waterlijn
- Onder een horizontale overgangsconstructie
Deltares, verslag 1200193.002, november 2009

TAW (2003)
Technisch Rapport Steenzettingen (deel toetsing, ontwerp en achtergronden)
Rijkswaterstaat DWW-2003-097, ISBN 90-369-5551-3
Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, december 2003

Technisch Rapport Dijkbekledingen
Verschijnt waarschijnlijk in 2014

Voorschrift Toetsen op Veiligheid Primaire Waterkeringen (VTV2006)
Ministerie van Verkeer en Waterstaat (2007)
Den Haag, (ISBN 978-90-396-5762-5), september 2007

Waal, J.P. de (1992)
Taludbekledingen van gezette steen, Golfdruk op het talud
WL | Delft Hydraulics, rapport H195, december 1992

Weide, J. v.d. en P.J. Visser (1983)
Basalton, stabiliteit onder golfaanval
WL | Delft Hydraulics, verslag M1900, februari 1983

Wolters, G., en M. Klein Breteler (2007),
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen,
Normaalkracht in steenzetting met blokken op hun kant; Grootschalig onderzoek in Deltagoot
WL | Delft Hydraulics, verslag H4941, oktober 2007

Wolters & Klein Breteler (2011)
Reststerkte van een dijk met steenzetting op een kleilaag
Meetverslag Deltagootproeven SBW-Reststerkte
Deltares, rapport 1202122.002, november 2011

Wouters e.a. (2006),
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen,
Toetsmethodiek Noorse steen,
Infram rapport 04i034, november 2006

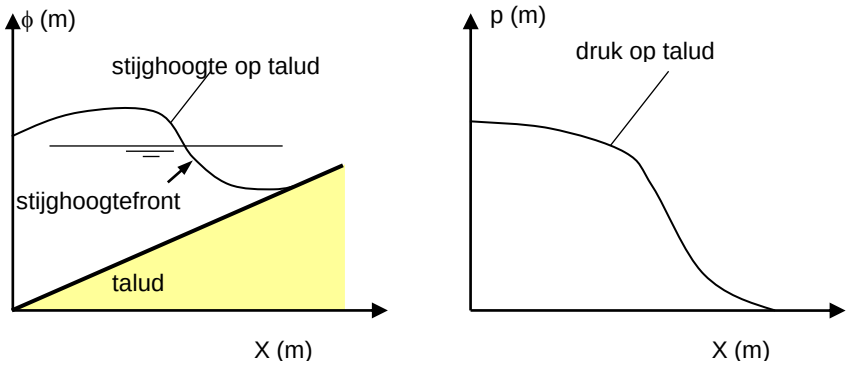
A Stijghoogte en verhang

Voor het kwantificeren van de processen die gerelateerd zijn aan de stabiliteit van de toplaag wordt gekozen voor het stijghoogteverschil over de zetting. Er wordt in dit verband geen gebruik gemaakt van het begrip druk, omdat de stijghoogte (stijghoogteverschil) gemakkelijker kan worden gerelateerd aan de stroming(-srichting) van het water. Druk en stijghoogte zijn als volgt van elkaar afhankelijk:

$$\phi = \frac{p}{\rho g} + z \qquad (1.1)$$

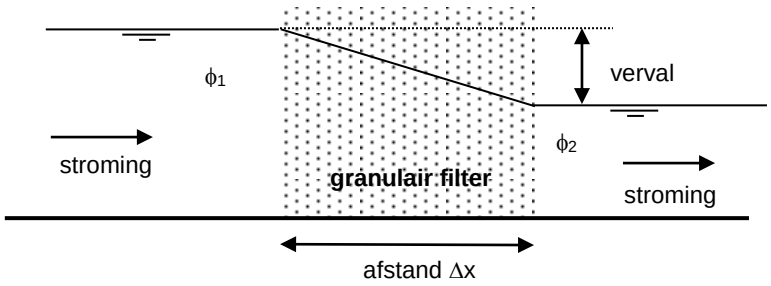
met:

ϕ = stijghoogte (zie Figuur A.1 links) (m)
p = druk (zie Figuur A.1 rechts) (N/m^2)
ρ = volumieke massa van water (zoet water: 1000; zout water: 1025) (kg/m^3)
g = versnelling van de zwaartekracht (9,8 m/s^2)
z = plaatshoogte ten opzichte van het referentievlak (bij voorbeeld de stilwaterlijn) (m)



Figuur A.1 Links: Stijghoogteverloop op het talud; Rechts: Drukverloop op het talud

De druk in het water is, bijvoorbeeld in stilstaand water, afhankelijk van de diepte. Voor de stijghoogte is dat niet het geval. In stilstaand water is de stijghoogte overal in het water gelijk aan de hoogte van de waterspiegel ten opzichte van het referentievlak. Hierdoor geeft een grafiek van de stijghoogte op het talud bij brekende golven een impressie van de vorm van de golf in zijaanzicht, in tegenstelling tot de druk (zie Figuur A.1).



Figuur A.2 Gemiddeld verhang in het filter ($i = (\phi_1 - \phi_2)/\Delta x$ = verval/afstand)

De sterkte wordt gekarakteriseerd met het stijghoogteverschil over de toplaag waarbij de zetting gaat bezwijken. De grootte hiervan wordt voor een belangrijk deel bepaald door de dikte en de volumieke massa van de toplaag.

Een ander bezwijkmechanisme is de inzanding van de filterlaag (vanuit de basis). Dit is een direct gevolg van een verhang in het filter, dat daarom bij de beschouwing van dit bezwijkmechanisme wordt opgevat als de belasting. Het verhang is gelijk aan de gradiënt van de stijghoogte (= de verandering van de stijghoogte per eenheid van lengte) (zie Figuur A.2):

$$i = -\frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{verval}{afstand} \tag{1.2}$$

met:
i = verhang in het filter, evenwijdig aan de toplaag (-)
x = plaatscoördinaat, evenwijdig aan de toplaag (m)

Het verhang hangt nauw samen met de stroming van het water door de poriën van het filter. Het verband tussen het verhang en het specifieke debiet (filtersnelheid) door het filter kan benaderd worden met een rechtevenredige relatie. We spreken dan van een lineair iteratie en een lineaire doorlatendheid. De doorlatendheid (de reciproke van de stromingsweerstand) wordt daarmee gelijk aan de verhouding tussen het verhang en de filtersnelheid:

$$k = \frac{q}{i} \tag{1.3}$$

met:
k = doorlatendheid van het filter (m/s)
q = specifieke debiet (filtersnelheid) door het filter (m/s)

B Leklengte

Het begrip leklengte is geïntroduceerd in paragraaf 2.2.3. Onderstaand is deze parameter afgeleid.

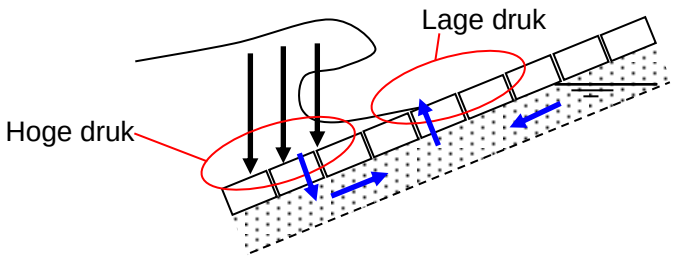
De stabiliteit van steenzettingen wordt voornamelijk bepaald door de gradiënt van het drukverloop op het taludoppervlak. Het gaat daarbij om de gradiënt als functie van de plaats, en niet in de tijd. Voor het gemak tijdens berekeningen wordt gewerkt met de stijghoogte ϕ, in plaats van druk. Het gaat dus om $\partial\phi/\partial y$, met y-as langs het talud omhoog.

De stabiliteit wordt bepaald door het volgende:

- Sterkte:
  - Eigengewicht: ΔD (D = Dikte van de toplaag; Δ = relatieve soortelijke massa van de blokken = $(\rho_s - \rho)/\rho$; ρ = soortelijke massa van water; ρ_s = soortelijke massa van blok)
  - Klemming (mate van interactie tussen de blokken; of een afzonderlijk blok gemakkelijk uit de steenzetting getrokken kan worden, of dat de omliggende blokken dan mee omhoog komen)
- Belasting: het stijghoogteverschil over de toplaag

Daarnaast zijn er nog diverse fysische processen die het veel gecompliceerder maken, zoals de traagheid van de blokken, verhinderde toestroming naar bewegende blokken (het effect dat de steen vastgezogen lijkt te zitten op zijn ondergrond) et cetera. Dat blijft hier buiten beschouwing. Hier wordt uitsluitend de basis beschouwd: het stijghoogteverschil over de toplaag (ϕ_w) en het eigengewicht (ΔD). Dat bepaalt of er potentiële instabiliteit zou kunnen optreden.

Voor het bepalen van het stijghoogteverschil beschouwen we het moment vlak voor het optreden van de golfklap. Op dat moment heeft de golf zich maximaal teruggetrokken (maximale golfneerloop). Dat moment is maatgevend voor steenzettingen met een relatief dichte toplaag (rechthoekige blokken met smalle spleetjes). De meer moderne steenzettingen (betonzuilen) en basalt zijn gevoeliger voor golfklappen, maar het principe is hetzelfde terwijl het bij de golfneerloop wat makkelijker is uit te leggen.

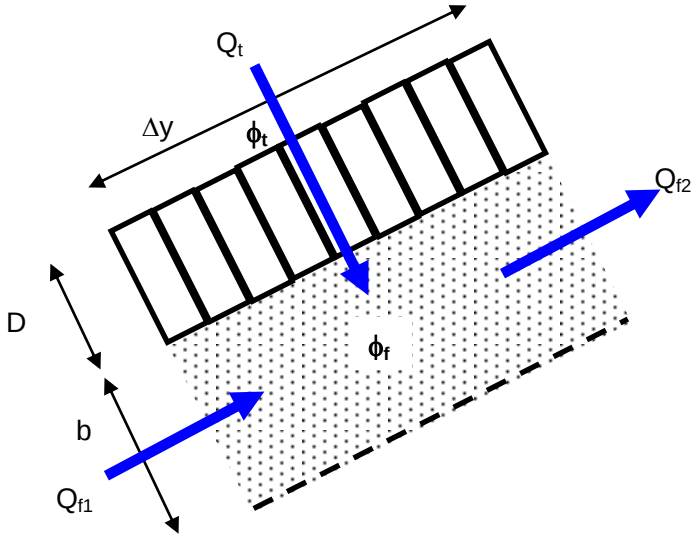


Figuur B.1 Zone met hoge druk en zone met lage druk uit te brekende golven

In Figuur B.1 is aangegeven dat er onder de aankomende golf een hogedrukgebied zit, terwijl net iets hoger op het talud een lage druk op het talud is. De blauwe pijlen geven aan dat water het talud ingedrukt wordt onder het hogedrukgebied, vervolgens door het filter omhoog stroomt, en ter plaatse van het lagedrukgebied naar buiten gaat. Daar waar het water naar

buiten gaat, worden ook stenen uit de steenzetting omhoog gedrukt. Daar kan instabiliteit optreden.

Om hieraan te kunnen rekenen, beschouwen we een klein stukje van de toplaag met filter, zie Figuur B.2. In de filterlaag, die tegen het talud op relatief lang is in verhouding tot de dikte van de laag, wordt verondersteld dat de stroming alleen evenwijdig aan de laag plaatsvindt. De toplaag kent zijn grootste doorlatendheid vooral loodrecht op het talud. Voor de toplaag wordt daarom alleen de stroming loodrecht op het talud geschematiseerd.
Onder het filter zit klei of zand, dat door zijn lage doorlatendheid niet aan dit proces meedoet. De lengte van het stukje steenzetting, langs het talud omhoog gemeten, is Δy.



Figuur B.2 Klein stukje steenzetting met lengte (langs het talud) van Δy

Voor het filter geldt dat er evenveel water instroomt als er uit stroomt (massabalans):

Debiet door toplaag = verandering debiet door filter

$Q_t = Q_{f2} - Q_{f1}$

Net als het filter kan ook de toplaag geschematiseerd worden tot een homogeen doorlatende laag. Het specifieke debiet, of filtersnelheid, is gelijk aan het quotiënt van het debiet (Q) en doorstroomoppervlak (A). Dus: q = Q/A. Samen met bovenstaande formule wordt dit:

$q_t A_t = q_2 \cdot A_f - q_1 \cdot A_f$

Per meter lengte van de dijk geldt $A_t = \Delta y$ en $A_f = b$. Invullen levert:

$\Delta y \cdot q_t = b \cdot (q_2 - q_1)$

Nu is $q_2 - q_1$ niets anders dan de verandering van het debiet in het filter, dus $q_2 - q_1 = \Delta q_f$. Hiermee wordt de formule:

$$q_t = b \frac{\Delta q_f}{\Delta y}$$

Met behulp van de wet van Darcy kan dit omgerekend worden naar een verhang (stijghoogtegradiënt, zie bijlage A):

$q_t = k' \cdot i_t$
$q_f = k \cdot i_f$

met: k' = gelineariseerde doorlatendheid van de toplaag (m/s)
k = gelineariseerde doorlatendheid van het filter (m/s)
i_t = verhang in de toplaag (-)
i_f = verhang in het filter (-)

Invullen levert, waarbij Δy infinitesimaal klein gemaakt wordt en dus wordt vervangen door ∂y:

$$k' i_t = b \frac{\partial (k i_f)}{\partial y}$$

Het verhang in de toplaag is gelijk aan het stijghoogteverschil over de toplaag gedeeld door de toplaagdikte: $i_t = (\phi_t - \phi_f)/D$. Voor het verhang in het filter geldt $i_f = -\partial\phi_f/\partial y$. Hierdoor wordt de formule:

$$k'(\phi_t - \phi_f)/D = -bk \frac{\partial^2(\phi_f)}{\partial y^2}$$

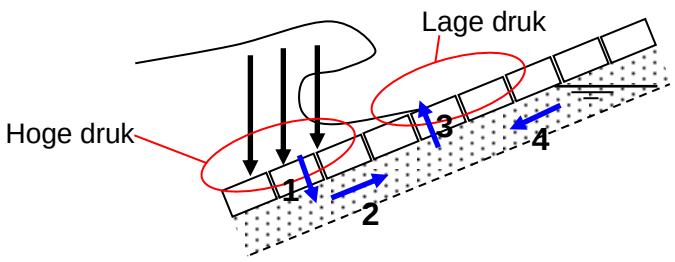
Omschrijven levert:

$$\phi_t = \phi_f - \frac{Dbk}{k'} \frac{\partial^2(\phi_f)}{\partial y^2}$$

Thans kan de leklengte geïntroduceerd worden $\Lambda = \sqrt{(Dbk/k')}$:

$$\phi_t = \phi_f - \Lambda^2 \frac{\partial^2(\phi_f)}{\partial y^2}$$

Deze differentiaalvergelijking is oplosbaar als het stijghoogteverloop op de toplaag en de waarde van Λ bekend is. Het resultaat is de stijghoogte in het filter, en daarmee dus ook het stijghoogteverschil over de toplaag. Dit stijghoogteverschil over de toplaag is feitelijk de belasting die tot instabiliteit van de toplaag kan leiden. Merk op dat het stijghoogteverschil over de toplaag afhankelijk is van de uitwendige belasting, het verloop van de stijghoogte op de toplaag, maar ook afhankelijk is van de eigenschappen van de constructie.



Figuur B.3 Druktransmissie in de steenzetting

In deze formule valt op dat er maar één parameter is die de eigenschappen van de constructie weergeeft: de leklengte Λ. Deze is heel belangrijk voor het begrip over de stabiliteit van steenzettingen. Als de leklengte groot is, is de stabiliteit klein, en andersom.
Dit is ook te begrijpen aan de hand van de fysica. Een grote leklengte gaat gepaard met bijvoorbeeld een kleine toplaagdoorlatendheid (k') en grote filterdoorlatendheid (k),

bijvoorbeeld doordat het een steenzetting is van rechthoekige betonblokken met smalle spleten op een relatief grof filter. Zo'n steenzetting heeft een erg lage stabiliteit, omdat de stroming door het filter heel gemakkelijk gaat (pijl 2 in Figuur B.3), terwijl de stroming door de toplaag heel moeilijk gaat (pijl 3 in Figuur B.3). Daardoor hoopt de hoge druk onder de toplaag op en krijgen we een grote belasting van de toplaag.
Andersom is een kleine leklengte gunstig. Dat kan bereikt worden door de toplaag heel open te kiezen (met veel gaten in de toplaag / brede spleten tussen de stenen), in combinatie met een fijn en dun filter. De transmissie van de hoge druk (pijl 2) gaat dan heel moeizaam, terwijl eenmaal aangekomen in de zone met lage druk op de toplaag de overdruk heel gemakkelijk kan wegvloeien door de toplaag (pijl 3). Hier treedt dan maar een klein stijghoogteverschil op.

C Foto’s van diverse typen steenzettingen



Figuur C.1 Vilvoordse steen



Figuur C.2 Doornikse bloksteen





Figuur C.3 Graniet



Figuur C.4 Belgische bloksteen



Figuur C.5 Basalt



Figuur C.6 Noorse Steen



Figuur C.7 Koperslakblokken



Figuur C.8 Haringmanblokken





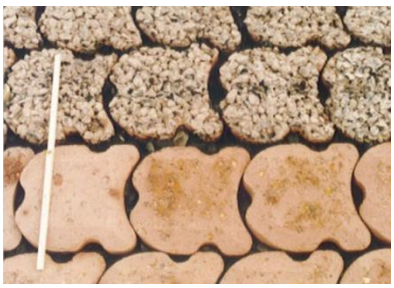
Figuur C.9 Blokken op hun kant





Figuur C.10 Basalton (type bochtenset)





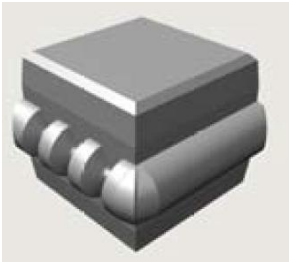
Figuur C.11 Hydroblocks (rechtsboven met eco-top)





Figuur C.12 Pit-polygoonzuilen





Figuur C.13 Verkalit



Figuur C.14 Ronaton



Figuur C.15 Hillblock (type basisblock)



Figuur C.16 C-Fix



Figuur C.17 Armorflex blokkenmat



Figuur C.18 Betomat



Figuur C.19 Dycel blokkenmat