

Tijdsafhankelijk rekenmodel voor steenzettingen

Van Steentoets naar DiKErnel



Tijdsafhankelijk rekenmodel voor steenzettingen

Van Steentoets naar DiKErnel

Auteur(s)

Nova Huppes

Mark Klein Breteler

Tijdsafhankelijk rekenmodel voor steenzettingen

Van Steentoets naar DiKErnel

Opdrachtgever	Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving
Contactpersoon	Robert Vos
Referenties	SITO-PS-KVK-DE5-2 DiKErnel Minersom
Trefwoorden	Steenzettingen, Steentoets, DiKErnel, tijdsafhankelijk

Documentgegevens

Versie	1.0
Datum	04-12-2024
Projectnummer	11210371-017
Document ID	11210371-017-GEO-0001
Pagina's	89
Classificatie	
Status	definitief

Auteur(s)

	Nova Huppés Mark Klein Breteler	

Samenvatting

Steentoets is een rekenmodel waarmee al enkele decennia steenzettingen worden beoordeeld en ontworpen. Steentoets heeft een herontwerp nodig, omdat het inhoudelijk verouderd is en niet flexibel is ingericht. Bovendien voldoet het niet meer aan de moderne eisen van de ICT, zoals de cybersecurity. Steentoets is daardoor niet geschikt te maken voor het werken met tijdsafhankelijk rekenen, en dat is wel nodig in de overstromingskansbenadering. Een tijdsafhankelijke vorm past ook beter in een faalpadenaanpak met vervolgstappen na het bezwijken van de bekleding. Het sluit ook beter aan op de rekenmethodes van gras en asfalt, met de vermoeiing van de bekleding als centraal uitgangspunt. Het is de wens om een nieuwe, toekomstgerichte, rekenkernel voor steenzettingen te ontwikkelen die onderdeel wordt van het BOI. Hierin kan tevens de kennis van Mark Klein Breteler worden gedocumenteerd voor zijn naderende pensionering. Het huidige rapport vormt in deze ontwikkeling een eerste stap.

De rapportage beschrijft een generieke benadering voor een nieuw rekenmodel om de stabiliteit van steenzettingen te berekenen. Hierin is onder andere gekeken naar een logische beschrijving van de grenstoestandsfuncties voor steenzettingen, en de scope die het rekenmodel moet bevatten. De grenstoestandsfuncties hebben de volgende categorisering:

- Vermoeiing.
- Opdrukken en afschuiven (evenwichtsverlies).
- Materiaaltransport.

Er is een eerste stap is gezet om vermoeiing van een steenzetting te beschrijven die zich gedraagt volgens de leklengtheorie door golfgedreven belasting. Omdat het onmogelijk is om alle bezwijkmechanismen en typen steenzettingen binnen één onderzoek in formules te vatten, is de methode zo opgezet dat deze uitbreidbaar is voor andere gevallen. Er is begonnen met een zo generiek mogelijke opzet, en een bijhorende centrale formule welke is gebaseerd op de beweging (afgelegde afstand loodrecht op het talud) van de zetstenen.

In deze centrale formule wordt de belasting veroorzaakt door het stijghoogteverschil als resultaat van golffronten en golfklappen. De belasting wordt verminderd ten gevolge van verhinderde toestroming. Dit laatste betreft het vastgezogen lijken te zitten van een zetsteen bij een snelle verplaatsing. De sterkte van de steenzetting wordt uitgedrukt in bijdrages van het eigen gewicht, wrijving en traagheid. De belasting en sterkte vormen samen de stabiliteit van de steenzetting. De centrale formule is in de rapportage uitgewerkt met behulp van een fysische onderbouwing. Verder is onderzoek gedaan naar een passende wijze om de stabiliteit te begrenzen voor steenzettingen met zeer kleine leklengtes. De oplossing zoals deze in Steentoets zit is niet ideaal en heeft ongewenste neveneffecten. Als alternatieve oplossing is een aanpassing van de stijghoogtegradiënten op de toplaag uitgewerkt.

Tenslotte is uitgewerkt hoe de invloed van de belastingduur meegenomen kan worden in de stabiliteit. Hiervoor is een formule voor de stabiliteitsparameter opgesteld die de invloed van de belastingduur kan kwantificeren. Met behulp van een stappenplan kan de stabiliteit van de steenzetting die met de centrale formule bepaald wordt voor een situatie bij 1000 golven, doorvertaald worden naar een stabiliteit binnen een bepaalde tijdstap (met bepaalde condities) binnen een storm. Door steeds het degeneratieniveau van de steenzetting te bepalen kan bovendien de degeneratie (stabiliteitsvermindering) van de steenzetting gedurende een stormverloop bepaald en gesommeerd worden. Dit maakt de methode toepasbaar binnen een faalpadenanalyse ter bepaling van de overstromingskans van een waterkering.

Inhoud

	Samenvatting	4
	Symbolenlijst	7
1	Inleiding	9
2	Generieke benadering steenzettingen	10
2.1	Overstromingskansbenadering	10
2.2	Grenstoestandsfuncties	11
2.2.1	Huidige grenstoestandsfuncties	11
2.2.2	Gewenste grenstoestandsfuncties in het rekenmodel	12
2.3	Scope van de rekenmethode	15
2.4	Afbakening van voorliggende studie	18
3	Opzet rekenmodel voor steenzettingen	19
3.1	Centrale formule	19
3.2	Leklengtetheorie	21
3.2.1	Fysische proces bij brekende golven op een steenzetting	21
3.2.2	Rekenmethode voor het stijghoogteverschil over de toplaag	22
3.2.3	Stijghoogteverschil door golfklappen en golffronten	26
3.3	Beweging van de toplaag bij golfaanval	29
3.3.1	Eigengewicht	29
3.3.2	Toestroming	30
3.3.3	Wrijving van een losse zetsteen (zonder klemming of interlocking)	34
3.3.3.1	Wrijvingskracht tijdens het schuiven van een zetsteen	34
3.3.3.2	Kantelen van een zetsteen	36
3.3.3.3	Samenvatting van formules voor de wrijvingscomponent	39
3.3.4	Traagheid	40
3.3.5	Resulterende formule voor beweging van een zetsteen	43
3.4	Maximale stabiliteit	44
3.4.1	Beperkingen van de leklengtetheorie met geschematiseerd stijghoogteverloop op de toplaag	44
3.4.2	Grenzen in Steentoets	48
3.4.3	Alternatieve oplossing voor de problematiek	50
4	Kwantificering invloed belastingduur	53
4.1	Relevante proevenseries in de Deltagoot	53
4.2	Invloed van de golfsteilheid op de stabiliteit	56
4.3	Gemeten relatie tussen stabiliteit en belastingduur	58
4.4	Nauwkeurigheid van de formules	60
4.5	Rekenmethode voor de invloed van de belastingduur	61
5	Conclusies en aanbevelingen	65

5.1	Conclusies	65
5.2	Aanbevelingen	66
5.2.1	Generieke aanpak	67
5.2.2	Uitbreiden centrale formule	67
5.2.3	Toevoegen van modules	68
	Literatuur	69
A	Resultaten golffronten en –klappen	70
B	Stabiliteit als functie van brekerparameter	72
C	Kwantificering van invloed belastingduur	77
D	Voorbeeldberekening met Minersom	83

Symbolenlijst

a	= versnelling van de zetsteen (m/s^2)
b	= dikte van de filterlaag (m)
B	= breedte van de zetsteen (m)
BL	= bodemoppervlak van de zetsteen (m^2)
D	= dikte/hoogte van de zetsteen (m)
f_b	= wrijvingscoëfficiënt tussen de zetstenen (-)
F	= kracht op de zetsteen als gevolg van het stijghoogteverschil (N)
F_e	= kracht die nodig is om het eigengewicht te compenseren (N)
F'	= stabiliteitsparameter (-)
F'_N	= waarde van F' bij belastingduur van N golven (-)
F'_{1000}	= waarde van F' bij belastingduur van 1000 golven (-)
g	= versnelling van de zwaartekracht (m/s^2)
H_{m0}	= significante golfhoogte aan de teen van de dijk (op basis van energie) (m)
$H_{m0,max}$	= maximaal toelaatbare significante golfhoogte bij loodrechte golfaanval (m)
$H^*_{m0,1000}$	= bezwijkgolfhoogte bij een belastingduur van 1000 golven (m)
$H^*_{m0,N}$	= bezwijkgolfhoogte bij een belastingduur van N golven (m)
k	= gelineariseerde doorlatendheid van het filter (m/s)
k'	= gelineariseerde doorlatendheid van de toplaag (m/s)
$K_0(\)$	= gemodificeerde Besselfunctie van de nulde orde
$K_1(\)$	= gemodificeerde Besselfunctie van de eerste orde
K_1	= contactkracht (N)
L	= lengte van de zetsteen (m)
M	= massa van de zetsteen (kg)
M_w	= massa van het meebewegende water (kg)
p	= drukverschil over zetsteen (Pa)
Q	= debiet onder de bewegende zetsteen (m^3/s)
r	= afstand tot de bewegende zetsteen (m)
s_{op}	= golfsteilheid op basis van diepwater golflengte (-)
t	= tijd sinds het moment dat het stijghoogteverschil groter is dan het eigengewicht (s)
t_o	= totale tijdsduur dat het stijghoogteverschil groter is dan het eigengewicht (s)
t_u	= totale duur van de beweging een opwaartse richting totdat x_{top} is bereikt (s)
T_p	= piekperiode aan de teen van de dijk (m)
v_z	= snelheid van de bewegende zetsteen (m/s)
y	= coördinaat langs het talud t.o.v. de voet van het stijghoogtefront (m)
Y_{top}	= totale verplaatsing op de top van de beweging van de zetsteen (haaks op het talud) (m)
Y	= afstand haaks op het talud die de zetsteen heeft afgelegd tijdens zijn beweging (m)
Z_f	= niveau van de freatische lijn (m)
α	= taludhelling ($^\circ$)
Δ	= relatieve dichtheid van de zetsteen (-)
θ	= helling van het stijghoogtefront ($^\circ$)
$\theta_{k50-80\%k}$	= helling van de flank van het stijghoogteverloop aan de zeezijde van de golfklap ($^\circ$)
Λ	= leklengte (m)
ζ_{op}	= Brekerparameter, berekend met de T_p (-)
ρ	= soortelijke dichtheid van water (kg/m^3)
ρ_z	= dichtheid van het materiaal waar de zetsteen van gemaakt is (kg/m^3)
σ_w	= oppervlaktespanning van het water (0,073 N/m)
ϕ	= stijghoogte in het filter (m)

- ϕ_b = hoogte van het stijghoogtefront (m)
 ϕ_{eg} = stijghoogteverschil overeenkomend met het eigen gewicht (m)
 ϕ_k = maximale stijghoogte t.o.v. de trog tijdens de golfklap met 2% overschrijdingsfrequentie (-)
 ϕ_t = stijghoogte op de toplaag (m)
 ϕ_w = stijghoogteverschil over de zetsteen (m)
 $\phi_{wr/klem}$ = stijghoogteverschil overeenkomend met de wrijving van een losse zetsteen of de klemming (m)
 ϕ_{toe} = stijghoogtedaling als gevolg van de beweging van de zetsteen (m)

1 Inleiding

Steenstoets is een rekenmodel waarmee al enkele decennia steenzettingen worden beoordeeld en ontworpen. Steenstoets heeft echter een herontwerp nodig, omdat het inhoudelijk verouderd is en niet flexibel is ingericht. Bovendien voldoet het niet meer aan de moderne eisen van de ICT, zoals de cybersecurity. Daardoor is het niet geschikt te maken voor het werken met tijdsafhankelijk rekenen dat nodig is in de overstromingskansbenadering. Een tijdsafhankelijke vorm past ook beter in een faalpaden-aanpak met vervolgstappen na het bezwijken van de bekleding. Het sluit ook beter aan op de rekenmethodes van gras en asfalt, met de vermoeiing van de bekleding als centraal uitgangspunt. Het is de wens om een nieuwe, toekomstgerichte, rekenkernel voor steenzettingen te ontwikkelen die onderdeel wordt van het BOI. Die rekenkernel wordt voorlopig DiKErnel genoemd. Hierin kan de kennis van Mark Klein Breteler worden gedocumenteerd voor zijn naderende pensionering. Het huidige rapport vormt in deze ontwikkeling een eerste stap.

Voordat er gestart kan worden met het maken van een ontwerp van de software, is het belangrijk dat er een vooronderzoek wordt uitgevoerd om de formules voor het berekenen van de stabiliteit van steenzettingen uit te werken in een overzichtelijke structuur, rekening houdend met de wens om tijdsafhankelijk te rekenen. De voorliggende rapportage geeft de methode waarmee het tijdsafhankelijk rekenen zodanig kan worden vormgegeven dat het past in de overstromingskansbenadering. Hiervoor wordt de methode van de Minersom gebruikt, waarbij de belastingduur in delen wordt opgeknipt en de schade-bijdragen van elk deel apart wordt berekend en daarna gesommeerd.

Er zijn verschillende mechanismen die kunnen leiden tot schade aan de steenzetting. In Steenstoets worden de volgende faalmechanismen beschouwd:

- Instabiliteit van de toplaag als gevolg van golfaanval.
- Instabiliteit van de toplaag als gevolg van de belasting door stroming langs de dijk.
- Materiaaltransport door de toplaag.
- Materiaaltransport vanuit de ondergrond.
- Afschuiving die geïnitieerd wordt door een golfbelasting.

In het huidige rapport ligt de focus op het eerste faalmechanisme.

Hoofdstuk 2 zet de nieuwe generieke benadering uiteen voor het bepalen van de stabiliteit voor steenzettingen. Hoofdstuk 3 geeft de basisformules en de structuur voor het berekenen van de stabiliteit in golfaanval. Daarnaast is aangegeven in hoofdstuk 3 waar in het rekenproces de invloed van de belastingduur (in de vorm van de Minersom) kan worden opgenomen ten behoeve van het tijdsafhankelijk rekenen. In hoofdstuk 4 wordt de invloed van de belastingduur op de stabiliteit van een steenzetting gekwantificeerd. Hoofdstuk 5 geeft de conclusies en aanbevelingen.

2 Generieke benadering steenzettingen

2.1 Overstromingskansbenadering

Met de introductie van het WBI-2017 ligt de nadruk van de beoordeling van waterkeringen op het bepalen van realistische overstromingskansen. In de Omgevingswet van 2024 is dit verder vormgegeven. Bij het uitwerken van de overstromingskansanalyse staan een aantal leidende principes centraal (Rijkswaterstaat, 2023):

1. Een geloofwaardige overstromingskans.
2. Een stabiel eindresultaat en transparant handelingsperspectief.
3. Het systeemgedrag staat centraal.

Om een geloofwaardige overstromingskans te bepalen zijn voor elk onderdeel van de waterkering instrumenten nodig die in staat zijn om de bijdrage aan de faalkans te kunnen berekenen. Bij steenzettingen gaat het daarbij ook om het verdisconteren van variërende belastingcondities en het daarmee berekenen van de cumulatieve schade die ontstaat bij extreme golfcondities. Dit is een belangrijk aspect van tijdsafhankelijk rekenen dat nodig is om een realistische faalkans te kunnen berekenen. Het huidige Steentoets houdt wel rekening met de belastingduur, maar er is een omslachtige work-around nodig om uiteindelijk een faalkans (of afstand tot de norm) te kunnen bepalen.

Eén van de grote pluspunten van de huidige Steentoets is dat het een stabiel oordeel geeft voor vrijwel alle denkbare typen steenzettingen. Hiermee worden de laatste twee centrale principes, een stabiel eindresultaat en het systeemgedrag centraal stellen, goed ondersteund door de huidige Steentoets.

Het derde leidende principe, het systeemgedrag centraal stellen, moet aan de basis staan van de toekomstige rekenkernel. Op basis van de opgedane ervaring met bezwijken van steenzettingen in de Deltagoot, wordt vastgesteld dat steenzettingen die bezwijken onder golfbelasting een gelijksoortig faalpad volgen:

1. De steenzetting gaat vervormen.
2. De steenzetting bezwijkt doordat één of meerdere zetstenen worden weggespoeld.
3. Het in punt 2 ontstane gat in de bekleding groeit en het onderliggende filter wordt weggespoeld.
4. De (vaak) onderliggende kleilaag erodeert.
5. Voortschrijdende erosie van het dijkmateriaal leidt tot een kruinverlaging.
6. Dijkdoorbraak.

De toekomstige rekenkernel zal de eerste drie stappen van het faalpad bevatten. De laatste drie stappen zijn vervolgmecanismen. Om zo goed mogelijk aan te sluiten op de vervolgmecanismen, dient de rekenkernel het moment van falen te beschrijven. Met andere woorden: wanneer over moet worden gegaan van formules die de eerste drie stappen van het faalpad beschrijven, naar formules die stap 4 van het faalpad beschrijven.

Voor probabilistische berekening van de faalkans van steenzettingen is het wenselijk om een efficiënte rekenkern te hebben, om de rekentijd van dergelijke rekenintensieve berekeningen te beperken. Er wordt daarom gestart met een centrale formule (paragraaf 3.1), welke stap voor stap wordt uitgebreid met functionaliteiten, in afzonderlijke modules. Op deze manier kan de complexiteit en rekentijd worden beheerst en wordt een goed onderhoudbaar rekenmodel verkregen.

2.2 Grenstoestandsfuncties

Grenstoestandsfuncties vormen de basis voor het beschrijven van het bezwijken van een steenzetting. De grenstoestand is de toestand waarin de sterkte van een constructie of een onderdeel daarvan nog juist evenwicht maakt met de daarop werkende belastingen (Deltares, 2017). Grenstoestandsfuncties kwantificeren daarmee het moment of de situatie waarbij een bepaalde sterktecomponent faalt en een volgende component gaat worden belast.

2.2.1 Huidige grenstoestandsfuncties

Op dit moment sluiten de grenstoestandsfuncties die in Steentoets worden gebruikt niet precies aan op vervormingstoestanden die vastgesteld zijn bij proeven in de Deltagoot, waarbij de steenzetting tot bezwijken is gebracht door golfaanval.

In Steentoets worden golfcondities geschematiseerd tot vijf verschillende belastingsscenario's; namelijk drie verschillende typen golfklappen en twee typen golffronten. Wanneer één van deze, in feite geschematiseerde golven, tot een verplaatsing van een zetsteen leidt die groter is dan 10% van de toplaagdikte wordt de steenzetting als bezweken beschouwd (Deltares, 2023).

Wanneer een steenzetting in de Deltagoot tot bezwijken wordt gebracht, wordt dit stapsgewijs gedaan met een steeds hogere en/of langdurigere belasting. Na elke stap wordt de schade aan de steenzetting gemeten. In voorliggend rapport worden deze schades gezien als (fysisch goed onderbouwde) grenstoestandsfuncties. De schade wordt gekarakteriseerd volgens de volgende schadecategorieën a t/m d (Deltares, 2022a):

- a) De verplaatsing van een zetsteen ten opzichte van een naastliggende zetsteen is kleiner dan 10% van de dikte van de toplaag ($0,1 \cdot D$, met D = toplaagdikte), of de amplitude van de vervorming (S-vormig taludoppervlak) is kleiner dan 20% van de toplaagdikte. In de praktijk is dan doorgaans nog geen waarneembare schade aanwezig.
- b) De verplaatsing van een zetsteen ten opzichte van een naastliggende zetsteen is tussen 10% en 20% van de dikte van de toplaag, of de amplitude van de vervorming (S-vormig taludoppervlak) is 20% à 30% van de toplaagdikte.
- c) Aan één van de volgende voorwaarden is voldaan:
 - de verplaatsing van een zetsteen ten opzichte van een naastliggende zetsteen is tussen 20% en 50% van de dikte van de toplaag, of
 - de amplitude van de vervorming (S-vormig taludoppervlak) is 30% à 50% van de toplaagdikte, of
 - er is zoveel filtermateriaal gemigreerd dat de toplaag over een lengte langs het talud van $8 \cdot D$ tot $15 \cdot D$ (in het dwarsprofiel) net zoveel verzakt is als de dikte van de filterlaag, of
 - er is een zetsteen gebroken door de golfbelasting (mits de betonkwaliteit goed op schaal is).
- d) Aan één van de volgende voorwaarden is voldaan:
 - de verplaatsing van een zetsteen ten opzichte van een naastliggende zetsteen is meer dan 50% van de dikte van de toplaag, of
 - de amplitude van de vervorming (S-vormig taludoppervlak) is meer dan 50% van de toplaagdikte, of
 - er is zoveel filtermateriaal gemigreerd dat de toplaag over een lengte langs het talud van tenminste $15 \cdot D$ (in het dwarsprofiel) net zoveel verzakt is als de dikte van de filterlaag, of
 - er zijn meerdere zetstenen gebroken door de golfbelasting (mits de betonkwaliteit goed op schaal is).

Meestal zijn dan één of meer zetstenen geheel en al uit de steenzetting verdwenen, zie bijvoorbeeld Figuur 2-1.

De steenzetting wordt als bezweken beschouwd als schade van de categorie c of d is opgetreden. Afhankelijk van het type steenzetting zal bij het optreden van deze schadecategorieën een snelle schadeprogressie optreden (moderne steenzettingen met hoge stabiliteitsfactor), of blijft het bij slechts enkele uitgespoelde zetstenen en stopt het schadeproces (zoals bij basalt), of iets ertussenin.



Figuur 2-1, Bezweken steenzetting in de Deltagoot, schadecategorie d. Deltares (2022a)

Ondanks dat de grenstoestandsfuncties van Steentoets afwijken van de vervormings-toestanden die worden geconstateerd in de Deltagoot, is Steentoets wel geijkt op deze data, rekening houdend met een veiligheidsmarge. Dat wil zeggen dat het eindresultaat van Steentoets (bezwijkt de steenzetting wel of niet) overeenkomt (met veiligheidsmarge) met het al dan niet optreden van schadecategorie c of d gedurende proeven in de Deltagoot.

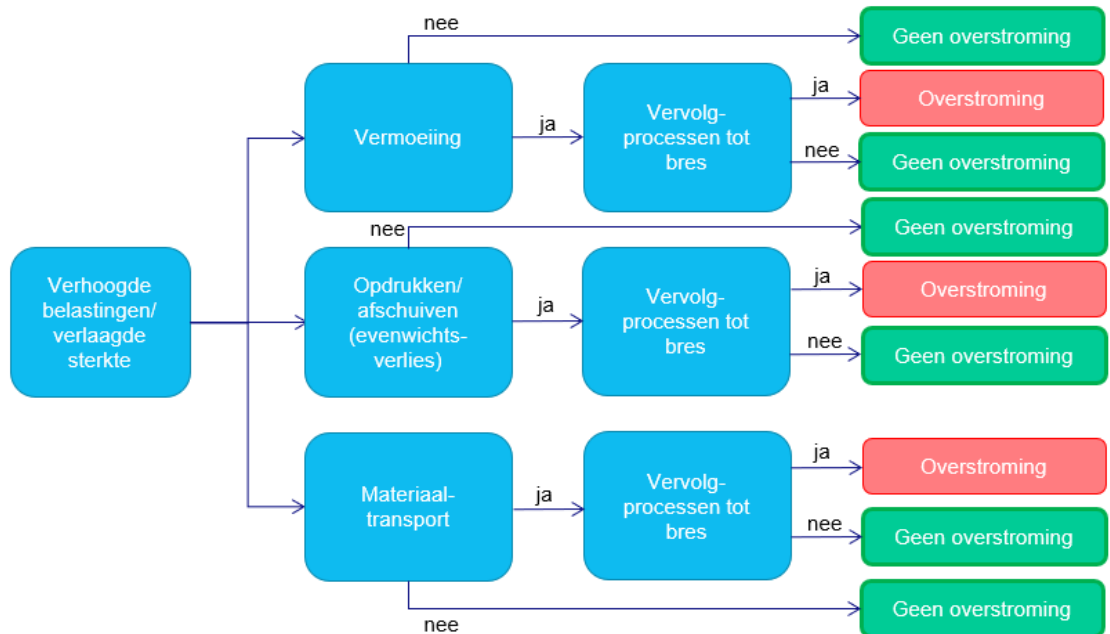
2.2.2 Gewenste grenstoestandsfuncties in het rekenmodel

De wens is om de grenstoestandsfuncties van een toekomstige rekenkernel aan te laten sluiten bij het werkelijke fysische proces tijdens het bezwijken van een steenzetting. De schadecategorieën van de Deltagootproeven sluiten beter aan op de fysica dan wat er nu in Steentoets zit. Schadecategorie c is de eerste categorie waarbij de toplaag van de steenzetting als bezweken wordt beschouwd, dus deze is maatgevend voor de op te stellen grenstoestandsfuncties.

Verder worden de grenstoestandsfuncties in lijn gebracht met het raamwerk dijkerosie (Deltares, 2024). Het raamwerk dijkerosie kent drie categorieën van initiële mechanismen voor het bezwijken van een bekleding:

- Vermoeiing.
- Opdrukken en afschuiven (evenwichtsverlies).
- Materiaaltransport.

Wanneer deze categorieën worden gevolgd, uitgaande van de schadecategorieën zoals doorgaans worden gehanteerd voor de Deltagoot, kunnen onderstaande grenstoestandsfuncties gedefinieerd worden voor steenzettingen, zie Figuur 2-2. Deze functies worden hieronder één voor één toegelicht.



Figuur 2-2, Indeling van grenstoestandsfuncties voor steenzettingen

Vermoeiing

Drukverschillen over de toplaag (zetstenen) zorgen bij elke grote golfklap plaatselijk voor een kleine oplichting van de toplaag (afzonderlijke zetstenen of een groep). Als deze beweging groot genoeg is, kan er filtermateriaal migreren, en ontstaat een blijvende vervorming. In lijn met de huidige kennis van de Deltagootproeven zien we dat zetstenen uit de bekleding worden gespoeld (toplaag van zetstenen faalt) als:

- naast elkaar gelegen zetstenen een groter hoogteverschil hebben dan 20% van de toplaagdikte;
- een globaal S-profiel is ontstaan met een amplitude groter dan 30% van de toplaagdikte.

Afhankelijk van de verhouding tussen de belasting en de sterkte kan de grenstoestand bereikt worden in beperkte tijd (een paar honderd golven), of na langdurige belasting (tienduizenden golven). Ook in het eerste geval wordt dit gezien als een proces van vermoeiing. Ervaring bij de Deltagoot (zie bijvoorbeeld hoofdstuk 4) geeft aan dat de vervorming per gegeven aantal golven steeds minder wordt. Bij de eerste 1000 golven is er meer vervorming dan bij de laatste 1000 golven tot falen. In het rekenmodel zal hier rekening mee worden gehouden.

Afhankelijk van de mate van klemming zijn er 3 verschillende grenstoestandsfuncties:

- Weinig klemming (zoals bij rechthoekige betonblokken): er wordt één losse zetsteen opgetild door de golven en er migreert filtermateriaal naar de ruimte die onder de zetsteen ontstaat, waarna deze niet meer naar beneden gaat, zoals in het voorbeeld uit Figuur 2-3. Er ontstaat dan een hoogteverschil tussen naast elkaar gelegen zetstenen. Hiervoor geldt het criterium van het hoogteverschil tussen naast elkaar gelegen zetstenen zoals bij Deltagootproeven gebruikt wordt.

- Goede klemming (zoals bij de meeste moderne steenzettingen): er wordt een rijtje zetstenen opgetild door een golf, waarna filtermateriaal migreert naar de ruimte die onder deze zetstenen ontstaat en er ontstaat een kattenrug, bijvoorbeeld zoals weergegeven in Figuur 2-4. Ook hierbij is er een hoogteverschil tussen naast elkaar gelegen zetstenen, maar het is een heel rijtje. Hiervoor geldt het criterium van hoogteverschil tussen naast elkaar gelegen zetstenen zoals bij Deltagootproeven gebruikt wordt.
- Extreme klemming (bijzondere situaties, zoals bij Verkalit met een te grof filter): er wordt een groot oppervlak (ca 3-5m) zetstenen als een plaat stap voor stap opgetild door de golven, terwijl filtermateriaal migreert naar de ruimte die onder deze zetstenen ontstaat. Hierdoor ontstaat er geleidelijk een S-profiel. Er is in dit geval geen/weinig hoogteverschil tussen naast elkaar gelegen zetstenen. Hiervoor geldt het Deltagootproeven-criterium voor een S-profiel met een bepaalde amplitude.



Figuur 2-3, Voorbeeld van oplichten van één enkele zetsteen voor golfaanval (Deltares, 2016a).



Figuur 2-4, Voorbeeld van een kattenrug, waarbij een heel rijtje zetstenen wordt opgelicht (Deltares, 2022b).

In Steentoets zouden de volgende mechanismen onder vermoeiing vallen:

- instabiliteit van de toplaag als gevolg van golfaanval;
- instabiliteit van de toplaag als gevolg van de belasting door stroming langs de dijk.

Op dit moment wordt uitsluitend naar het eerste mechanisme gekeken, maar instabiliteit ten gevolge van stroming kan binnen hetzelfde kader uitgewerkt worden.

Het vervolg na het uitspoelen van zetstenen valt buiten de scope van het huidige project, maar er wordt wel rekening gehouden met mogelijke toevoeging van deze mechanismen wanneer de noodzakelijke kennis beschikbaar is.

Opdrukken/afschuiven (evenwichtsverlies)

Het mechanisme evenwichtsverlies heeft bij steenzettingen betrekking op het Steentoets mechanisme “afschuiving die geïnitieerd wordt door een golfbelasting”. Dit mechanisme valt buiten de scope van de huidige rapportage.

Materiaaltransport

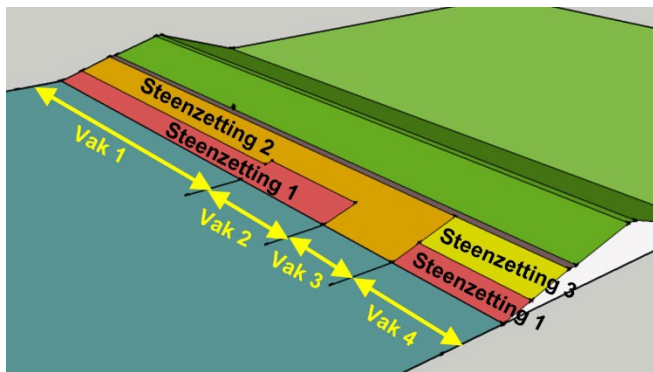
In Steentoets worden de volgende mechanismen die betrekking hebben op materiaaltransport beschouwd:

- Materiaaltransport door de toplaag.
- Materiaaltransport vanuit de ondergrond.

Voor de mechanismen die onder afschuiven en materiaaltransport vallen wordt momenteel als criterium aangehouden dat initiële schade niet wordt toegelaten, ook niet in beperkte mate. Dit betekent bijvoorbeeld dat er in feite geen enkel steentje van het filtermateriaal door de toplaag van de steenzetting uit mag spoelen. Dit is waarschijnlijk een conservatief uitgangspunt, maar om de grenstoestandsfuncties beter te kunnen definiëren moet eerst meer bekend zijn over de onderliggende fysica. In het huidige onderzoek worden deze mechanismen nog niet uitgewerkt, maar de voorgestelde generieke methode laat ruimte voor latere implementatie van deze mechanismen.

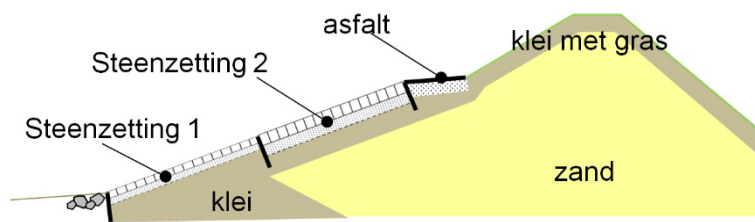
2.3 Scope van de rekenmethode

Voor het beoordelen of ontwerpen van dijkbekledingen wordt de dijk opgedeeld in vakken. In zo'n vak zijn de externe hydraulische belastingen in elke doorsnede hetzelfde, alsmede de geometrie van de dijk en de bekledingen. Een voorbeeld is gegeven in Figuur 2.5



Figuur 2-5, Dijk opgedeeld in vakken met homogene geometrie en hydraulische belastingen

In een dijkvak is elke doorsnede identiek en maakt het dus niet uit welke doorsnede als representatief dijkprofiel wordt gekozen. Een voorbeeld van een doorsnede met diverse bekledingssegmenten is gegeven in Figuur 2-6.



Figuur 2-6, Dijkdoorsnede met diverse bekledingssegmenten

Momenteel rekent DiKErnel in één som nog slechts van één specifiek punt op de dijk de stabiliteit door (binnen een bepaald dwarsprofiel één specifiek niveau op de dijk). Dit zal verder uitgebreid moeten worden naar bekledingssegmenten, zoals in bovenstaande figuren is toegelicht. DiKErnel kan dus wel meerdere sommen maken achterelkaar (op meerdere locaties of hoogtes), maar dat zijn puntlocaties en geen segmenten zoals wordt gewenst voor de bestaande algoritmes voor steenzettingen. Input in de vorm van een segment is belangrijk voor steenzettingen, omdat men nooit van te voren weet op welke locatie de steenzetting precies bezwijkt, en door discretisatie in puntlocaties wordt onnodige onnauwkeurigheid toegevoegd. De uitvoer van de berekening is wel de precieze bezwijklocatie (zie ook paragraaf 4.5), die weer gebruikt kan worden in vervolgberekeningen.

Ten aanzien van de afbakening van de scope van de toekomstige rekenkern voor steenzettingen in DiKErnel kan onderscheid gemaakt worden in de volgende aspecten:

- Typen bekledingen.
- Geometrie van de dijk.
- Faalmechanismen.
- Externe hydraulische belasting.
- Bijzondere opties.

Deze komen onderstaand aan bod.

De scope ten aanzien van de typen bekledingen is als volgt:

- Alle typen ondergrond uit de huidige Steentoets (niet alle lagen zijn altijd aanwezig):
 - filter (uitvullaag), bestaande uit één of twee lagen;
 - geotextiel;
 - vlijlagen;
 - klei (3 types);
 - zand;
 - zandasfalt / gebitumineerd zand.
- Alle typen zetstenen uit de huidige Steentoets:
 - Beton:
 - Niet nader gespecificeerde zuilen zonder kanalen
 - Basalton en Basalton+
 - PIT Polygoon zuilen
 - Hydroblock
 - Ronaton en Ronaton XL
 - C-Star
 - Hillblock, Hillblock 2.0 en Hillblock Forte
 - Ronataille
 - Quattroblocks
 - Verkalit-mgv en Verkalit-GOR

- Rechthoekige betonblokken, koud tegen elkaar
- Haringmanblokken
- Rechthoekige betonblokken, met afstandhouders
- Doorgroeistenen
- Blokken op hun kant met twijfelachtige of slechte afstandhouders
- Blokken met gaten of vellingkanten
- Blokkenmat met en zonder gaten
- Natuursteen:
 - Niet nader gespecificeerde natuursteen
 - Basalt (2 types)
 - Doornikse steen, granietblokken
 - Noorse steen, Vilvoordse steen, Lessinische steen
- Koperslakblokken
- Klinkers
- Alle bovenstaande types, maar dan:
 - Hergebruikte betonzuilen
 - Ingegoten met gietasfalt
 - Ingegoten met beton
- Breuksteenoverlaging of teenbestorting.
- Optioneel: Toplaag van polyurethaan gebonden steenslag (PBA).
- Optioneel: Overlaging met polyurethaan gebonden steenslag (PBA).

Ten aanzien van de geometrie van het dijktaalud geldt het volgende:

- Taluds in de range van 1:1 tot 1:9.
- In het talud kan een berm aanwezig zijn met helling tussen 1:10 en horizontaal.
- Bij de teen eindigt de steenzetting op een niveau dat onder, op of boven het voorland kan liggen.
- Vanaf de zeezijde moet het profiel continu stijgend of horizontaal zijn, tot de kruin, en daarna weer continu dalend of horizontaal. Er mogen dus geen twee maxima in het profiel zitten.
- De helling en het niveau van het voorland tot circa 30 m voor de dijk hoort ook bij de geometrie.
- De constructie kan een dijk zijn (hoge kruin waar weinig water overheen gaat) of een havendam (lage kruin met zeer veel golfoverslag of zelfs kruin onder water).
- Het dijkprofiel kan bekleed zijn met diverse typen steenzettingen en andere bekledingen (zie Figuur 2-6).

De volgende initiële bezwijkmechanismen moeten kunnen worden doorgerekend:

1. toplaagstabiliteit bij golfaanval;
2. toplaagstabiliteit bij belasting door stroming (valt buiten de scope van huidige rapport);
3. materiaaltransport vanuit de ondergrond (valt buiten de scope van huidige rapport);
4. materiaaltransport door de toplaag (valt buiten de scope van huidige rapport);
5. lokale afschuiving door golfbelasting (valt buiten de scope van huidige rapport).

Naast bovenstaande initiële bezwijkmechanismen moet ook de vervolgerosie van het filter en de klei beoordeeld worden (behalve als afschuiving het initiële mechanisme is), maar ook dat valt buiten de scope van het huidige rapport. Doorgaans is één van de genoemde faalmechanismen dominant. Vaak is dat de toplaagstabiliteit bij golfaanval of lokale afschuiving door golfbelasting.

In de nabije toekomst is het denkbaar dat de invloed van de stijfheid van de teenconstructie verdisconteerd kan worden in de stabiliteit van de steenzetting. En kan mogelijk reeds aanwezige veroudering en/of vermoeiing van de steenzetting worden verdisconteerd in de

stabiliteit. Zodra deze kennis beschikbaar komt, moet het toegevoegd kunnen worden in DiKErnel.

De externe hydraulische belasting bestaat uit de volgende elementen:

- significante golfhoogte (H_{m0}) en golfperiode (T_p of $T_{m-1,0}$) bij de teen van de dijk, afzonderlijk te definiëren voor blokken, voor zuilen en breuksteen overlaging;
- golfrichting en de dijknormaal, afzonderlijk te definiëren voor blokken, zuilen en breuksteen;
- verloop van de waterstand gedurende de storm, waarbij bovenstaande eigenschappen bij elke waterstand een andere waarde kunnen hebben.
- stroomsnelheid bij de teen van de dijk;

2.4 Afbakening van voorliggende studie

Binnen het huidige onderzoek is het onmogelijk om volledig te zijn en alle bezwijkmechanismen en typen steenzettingen in formules te vatten. Er is daarom besloten om te beginnen met een zo generiek mogelijke opzet, en een daarbij horende centrale formule.

Binnen dit rapport is een eerste stap is gezet om vermoeiing van een steenzetting te beschrijven die zich gedraagt volgens de lek lengtetheorie door golfgedreven belasting. De methode is zo opgezet dat deze uitbreidbaar is voor andere gevallen. De volgende aspecten zijn nog niet uitgewerkt binnen dit rapport:

- In paragraaf 2.2 zijn grenstoestandsfuncties uitgewerkt. Deze dienen nog verder uitgewerkt te worden tot schadecriteria voor de opgestelde centrale formule.
- De beweging van de zetstenen wordt berekend op basis van het lek lengtemodel. Echter zijn er ook steenzettingen die hier niet mee beschreven kunnen worden, zoals ingegoten steenzettingen, Noorse steen en steenzettingen zonder filter.
- De formules van de zetsteenblokbeweging zijn nu uitgewerkt voor een steenzetting zonder klemming. De invloed van klemming heeft wel een plek gekregen binnen de opgestelde formule (zie paragraaf 3.3.5), maar is nog niet uitgewerkt.
- Er wordt nog geen rekening gehouden met de aanwezigheid van bermen en scheve golfaanval. Het is mogelijk om dit in de stabiliteit voor steenzettingen te verwerken, maar mogelijk kan dit ook generiek voor bekledingen geformuleerd worden.
- De stabiliteit van steenzettingen op boventaluds en diep onder water gelegen steenzettingen vallen buiten de scope van de huidige studie.
- Voor steenzettingen op havendammen kan gedeeltelijk de centrale formule gebruikt worden zoals in deze rapportage opgesteld is, maar er zijn ook bijzondere mechanismen, zoals binnenwaartse stabiliteit, die geen onderdeel uitmaken van de huidige scope.
- Overgangen tussen steenzettingen, en steenzettingen en andere bekledingstypen vallen buiten de huidige scope.
- In het huidige onderzoek worden de mechanismen die binnen de categorieën opdrukken/afschuiven (evenwichtsverlies) en materiaaltransport vallen (zie paragraaf 2.2.2) nog niet uitgewerkt, maar de voorgestelde generieke methode laat ruimte voor latere implementatie van deze mechanismen.
- De vervolgmechanismen na het uitspoelen van zetstenen vallen buiten de scope van het huidige project, maar er wordt wel rekening gehouden met mogelijke toevoeging van deze mechanismen wanneer de noodzakelijke kennis beschikbaar is.
- De overstromingskans is geen constante waarde, maar wijzigt in de tijd door bijvoorbeeld veroudering. Het is de wens om de initiële degradatie van de steenzetting, dus de actuele sterkte voordat een storm optreedt, mee te nemen in de berekening. Hier is nog onvoldoende kennis over, maar kan op den duur toegevoegd worden.

3 Opzet rekenmodel voor steenzettingen

Steentoets geeft een stabiel oordeel voor vrijwel elke mogelijke combinatie van steenzetting en belastingcondities. De werkwijze van Steentoets is echter in de loop der tijd erg complex en lastig te doorgronden geworden. Voor de nieuwe werkwijze is de ambitie om de werkwijze overzichtelijker en minder complex te maken. Dit wordt bewerkstelligd door te werken vanuit één centrale formule, die in paragraaf 3.1 wordt toegelicht.

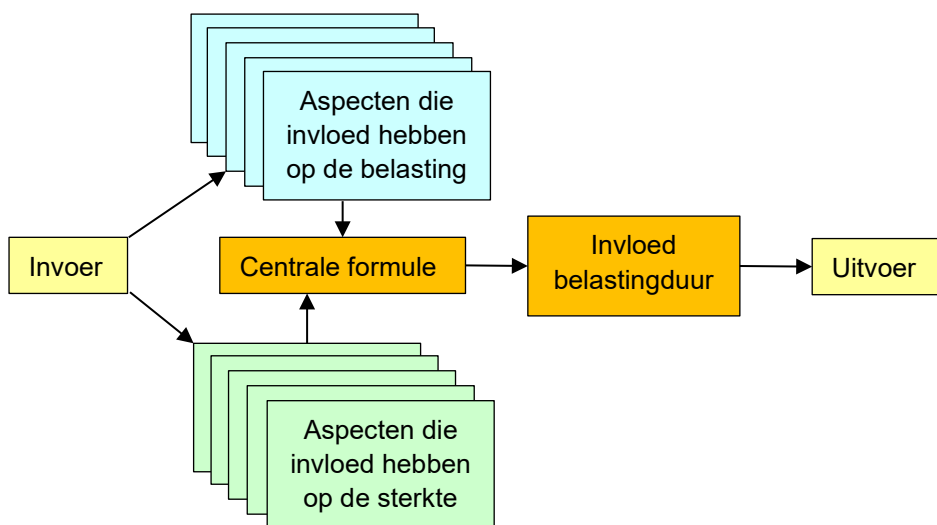
Aan de centrale formule worden invloedsfactoren toegevoegd, om bijvoorbeeld de invloed van de belastingduur en de klemming op de stabiliteit te verdisconteren. Deze invloedsfactoren worden in aparte modules opgenomen, waardoor er een modulaire en flexibele opbouw van de rekenmethode en software ontstaat. De ervaring leert dat dit de overzichtelijkheid en doorgrondbaarheid van het rekenproces ten goede komt.

De modulaire opbouw maakt het tevens mogelijk om de diverse aspecten en invloedsfactoren stap voor stap te ontwikkelen en toe te voegen aan het geheel. Ook toekomstige ontwikkelingen kunnen later relatief gemakkelijk worden toegevoegd.

Paragraaf 2.4 geeft een overzicht van de huidige afbakening die wordt aangehouden.

3.1 Centrale formule

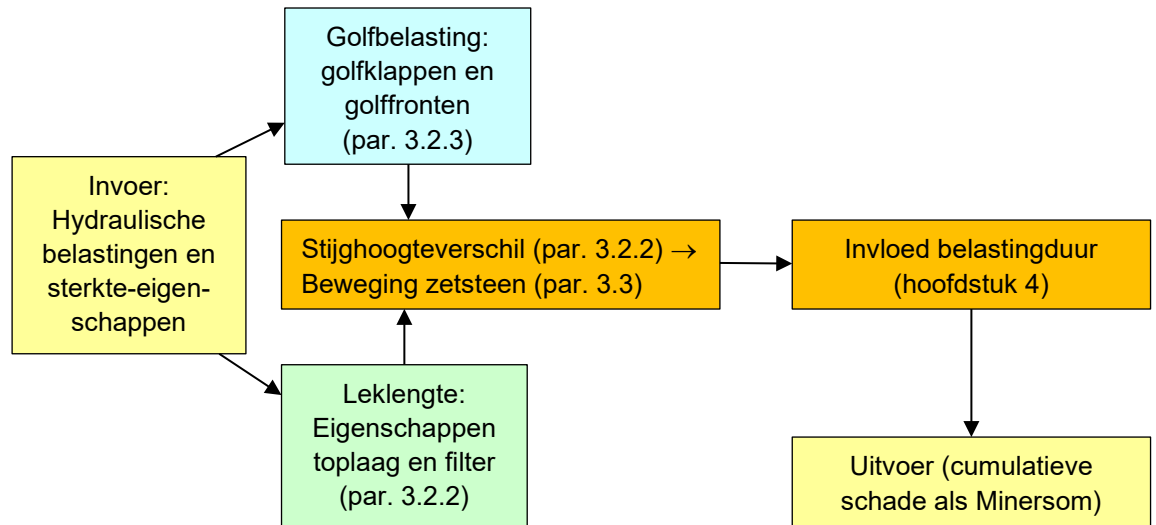
Voor de structuur van de nieuwe rekenkern ten aanzien van de stabiliteit van de top laag bij golfaanval wordt er gekozen voor een centrale formule die een belangrijk deel van de stabiliteitsberekening verzorgt en daaromheen een aantal modules voor alle aspecten. De centrale formule berekent de beweging van de steenzetting tijdens de golfbelasting. Daaromheen zitten de modules die alle verschillende aspecten kwantificeren. Dit is schematisch weergegeven in Figuur 3-1.



Figuur 3-1, Schematische weergave van de modules rondom de centrale formule voor het berekenen van de stabiliteit van de top laag in golfaanval.

Gezien het sequentiële karakter van de software is het nodig om eerst alle modules te berekenen en daarna de centrale formule. Als laatste wordt het tijdsafhankelijke aspect berekend.

Als centrale formule wordt gekozen voor de formule die de beweging van de steenzetting als gevolg van de golfbelasting weergeeft. Daarvoor is de lek lengtetheorie nodig, die de doorwerking van de externe belasting (golfbelasting op het dijktalud) naar de interne belasting beschrijft. De interne belasting is de opwaartse verschildruk over de toplaag die deze omhoog dreigt te drukken.



Figuur 3-2, Concretisering van de structuur van de rekenmethode voor de belangrijkste onderdelen

In Figuur 3-2 zijn de belangrijkste modules uit de rekenmethode nader gespecificeerd, die in dit rapport aan de orde komen. Het meest linker blokje geeft aan dat de invoer bestaat uit eigenschappen van de golfbelasting en de geometrie van de dijk, met H_{m0} = significante golfhoogte bij de teen van de dijk (m), T_p = golfperiode bij de piek van het spectrum (s) en α = taludhelling ($^\circ$). Hier zijn slechts enkele eigenschappen genoemd ter illustratie.

De golven op de dijk worden omgerekend naar een karakteristieke belasting van golfklappen en golffronten in het blauwe blokje. Het golf front vormt zich op de dijk tijdens golfneerloop, als de volgende golf eraan komt, zie Figuur 3-3. Kort daarna stort de omkrullende golf zich op het talud en is er sprake van een golfklap. In deze module worden de belangrijkste eigenschappen van de fronten en golfklappen berekend, zoals de piekdruk in de golfklap, de hoogte van het golf front en de drukgradiënten op het talud tijdens de golfbelasting. Meer hierover is te vinden in paragraaf 3.2.3.

Het groene blokje betreft de module waarin de lek lengte wordt berekend. De lek lengte is een bepalende parameter ten aanzien van het ontstaan van een drukverschil (stijghoogteverschil, zie formule (3.1)) over de toplaag. Met toplaag wordt hier de laag zetstenen bedoeld, die meestal op een laag granulaair materiaal (zoals steenslag) ligt. Het stijghoogteverschil over de toplaag is de interne belasting die kan leiden tot instabiliteit.

De lek lengte is afhankelijk van de doorlatendheid van de toplaag, de doorlatendheid van het filter en de dikte van de toplaag en het filter. Meer over de lek lengte en het stijghoogteverschil is gegeven in paragraaf 3.2.

In de centrale formule wordt eerst het stijghoogteverschil berekend en vervolgens de beweging van de zetstenen. Dit wordt nader toegelicht in paragraaf 3.3.

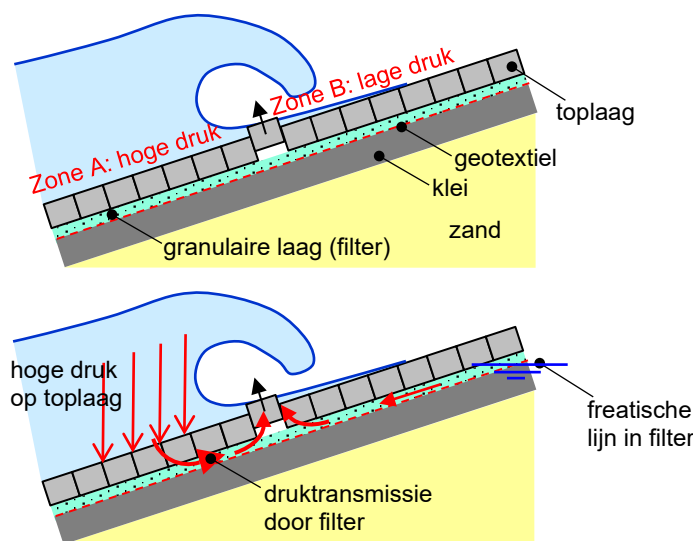
Tenslotte betreft het meest rechter blokje in Figuur 3-2 de invloed van de belastingduur. Meer hierover is te vinden in hoofdstuk 4.

3.2 Leklengtheorie

3.2.1 Fysische proces bij brekende golven op een steenzetting

De meeste steenzettingen in Nederland bestaan uit een toplaag op een of twee granulaire lagen (uitvullaag en filterlaag) met daaronder klei/zand met eventueel een geotextiel. Voor dit type steenzettingen kan de interne belasting, bestaande uit het stijghoogteverschil over de toplaag als gevolg van de golfaanval, berekend worden met de leklengtheorie. In deze paragraaf is dat verder toegelicht.

Brekende golven op een taludbekleding van gezette steen geven een zware belasting, vooral net onder de waterlijn. Op het moment waarop de golf zich maximaal heeft teruggetrokken (golfneerloop), en het front van de volgende golf aankomt, is er sprake van een muur van water op het talud, zie Figuur 3-3, met in zone A een hoge druk op het talud en in zone B een lage druk.

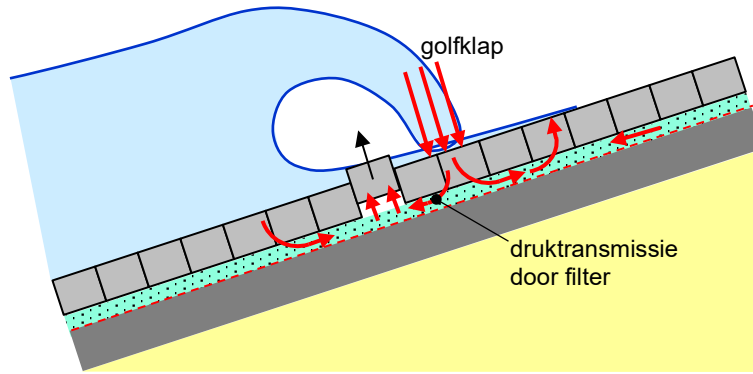


Figuur 3-3, Golfneerloop leidt tot drukverschil over toplaag

De hoge druk op het talud wordt doorgegeven aan de granulaire laag (filter) onder de toplaag en komt ook onder de toplaag in zone A. Tegelijkertijd is er sprake van een verhoogde freatische lijn in het filter vanwaar water door het filter naar beneden en naar buiten stroomt. Onderin zone B ontstaat er daardoor een opwaarts drukverschil over de toplaag die de neiging heeft om zetstenen uit de bekleding te drukken. Deze situatie houdt in elke golf ca. 0,2 à 0,7 s aan en dat kan voldoende zijn om de zetstenen stukje bij beetje uit de toplaag te drukken, of ineens helemaal tijdens een grote golf.

Dit mechanisme is maatgevend voor steenzettingen met een relatief kleine doorlatendheid van de toplaag en grote doorlatendheid van het filter, zoals rechthoekige betonblokken met smalle spleten. Moderne steenzettingen hebben een zodanig grote doorlatendheid dat het moment van de golfklap maatgevend wordt. Dat is weergegeven in Figuur 3-4.

De golfklap geeft een kortdurende (ca. 0,1 à 0,3 s) zeer hoge druk op het talud. Deze hoge druk is slechts in een smalle strook op het talud aanwezig en wordt via het filter doorgegeven aan de zones ernaast, waar een opwaarts drukverschil ontstaat. Daar kunnen zetstenen uit de bekleding gedrukt worden. Het principe van deze belasting is verder hetzelfde als die tijdens de golfneerloop.



Figuur 3-4, Druktransmissie vanaf golflap door het filter, leidend tot een opwaarts stijghoogteverschil

De mate waarin bovenstaande processen leiden tot een drukverschil over de toplaag is afhankelijk van de lek lengte van de steenzetting. De lek lengte is onder andere afhankelijk van de verhouding van de doorlatendheid van het filter en de toplaag. Als het filter relatief doorlatend is en de toplaag is relatief ondoorlatend, dan is de lek lengte groot. Een grote doorlatendheid van het filter is ongunstig voor de steenzetting, want dan wordt bij dezelfde golfcondities het drukverschil over de toplaag groot.

Een goed ontworpen steenzetting heeft een lage doorlatendheid van het filter, waardoor de druktransmissie wordt verminderd, en een hoge doorlatendheid van de toplaag. Dat laatste zorgt ervoor dat de verhoogde druk onder de toplaag gemakkelijk weg kan vloeien.

3.2.2 Rekenmethode voor het stijghoogteverschil over de toplaag

De stabiliteit van steenzettingen wordt met name 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 p .

De stijghoogte is als volgt gedefinieerd:

$$\phi = \frac{p}{\rho g} + z \quad (3.1)$$

Met:

ϕ = stijghoogte (m)

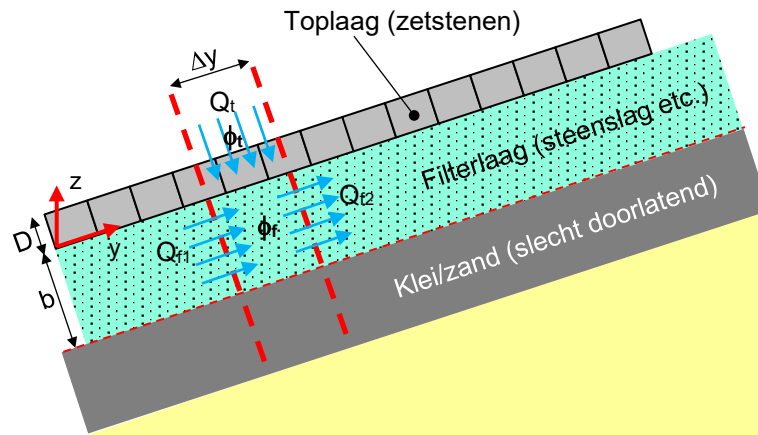
p = druk (Pa)

ρ = dichtheid van water (kg/m^3)

g = versnelling van de zwaartekracht ($9,8 \text{ m/s}^2$)

Ten aanzien van de gradiënt van de stijghoogte gaat het om $\partial\phi/\partial y$, met y -as langs het talud omhoog.

Om hieraan te kunnen rekenen, beschouwen we een klein stukje van de toplaag met filter, zie Figuur 3-5. Onder het filter zit klei of zand, dat door de relatief lage doorlatendheid niet aan dit proces meedoet. De lengte van ons stukje steenzetting, langs het talud omhoog gemeten, is Δy .



Figuur 3-5, Massabalans in het filter als basis voor het berekenen van het stijghoogteverschil, met y-coördinaat langs het talud en verticale z-coördinaat (merk op dat z niet haaks op y staat)

De afleiding van de formules start met de massabalans van de stroming in het filter:

$$\begin{aligned} \text{Debiet door toplaag} &= \text{verandering debiet door filter} \\ Q_t &= Q_{f2} - Q_{f1} \end{aligned}$$

Met:

$$\begin{aligned} Q_t &= \text{Debiet door de homogeen doorlatend geschematiseerde toplaag (m}^3\text{/s)} \\ Q_f &= \text{Debiet door de homogeen doorlatend geschematiseerde filter (m}^3\text{/s)} \end{aligned}$$

Hierbij is de stroming in de toplaag en het filter vereenvoudigd:

- De stroming door de toplaag gaat alleen haaks op het talud.
- De stroming in het filter gaat alleen parallel aan het talud.

Het specifieke debiet q , dat ook wel filtersnelheid wordt genoemd, is gelijk aan het quotiënt van het debiet (Q) en doorstroomoppervlak (A). Dus: $q = Q/A$. Samen met bovenstaande formule wordt dit:

$$q_t A_t = q_2 A_f - q_1 A_f \tag{3.2}$$

met:

$$\begin{aligned} q_t &= \text{specifieke debiet (filtersnelheid) in door de toplaag (m/s)} \\ q_f &= \text{specifieke debiet (filtersnelheid) in het filter (m/s)} \\ A_t &= \text{doorstroomoppervlak door de toplaag (m}^2\text{)} \\ A_f &= \text{doorstroomoppervlak door het filter (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

Per meter lengte van de dijk geldt $A_t = \Delta y$ en $A_f = b$ (zie Figuur 3-5). Invullen levert:

$$\Delta y \cdot q_t = b \cdot (q_2 - q_1) \tag{3.3}$$

Met:

$$b = \text{dikte van de filterlaag (m)}$$

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

$$q_t = b \frac{\Delta q_f}{\Delta y} \quad (3.4)$$

Voor het vervolg wordt aangenomen dat de toplaag en het filter homogeen doorlatend zijn met een gelineariseerde doorlatendheidsrelatie (zoals Darcy). Met behulp van de wet van Darcy wordt het specifieke debiet omgerekend naar het verhang (stijghoogtegradiënt):

$$\begin{aligned} q_t &= k' \cdot i_t \\ q_f &= k \cdot i_f \end{aligned} \quad (3.5)$$

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 wordt gemaakt en dus vervangen wordt door ∂y :

$$k' i_t = b \frac{\partial(k i_f)}{\partial y} \quad (3.6)$$

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:

$$k'(\phi_t - \phi_f) / D = b k \frac{\partial^2(\phi_f)}{\partial y^2} \quad (3.7)$$

Met:

D = toplaagdikte (m)

Omschrijven levert:

$$\phi_t = \frac{Dbk}{k'} \frac{\partial^2(\phi_f)}{\partial y^2} + \phi_f \quad (3.8)$$

We introduceren nu de leklengte Λ :

$$\Lambda = \sqrt{\frac{bDk}{k'}} \quad (3.9)$$

$$\phi_t = \Lambda^2 \frac{\partial^2(\phi_f)}{\partial y^2} + \phi_f \quad (3.10)$$

Met:

Λ = leklengte van de steenzetting (m)

Deze differentiaalvergelijking is oplosbaar als het stijghoogteverloop op de toplaag en de waarde van Λ bekend zijn. Dan levert deze formule de stijghoogte in het filter, en daarmee dus ook het stijghoogteverschil over de toplaag:

$$\phi_w = \phi_t - \phi_f \quad (3.11)$$

Met:

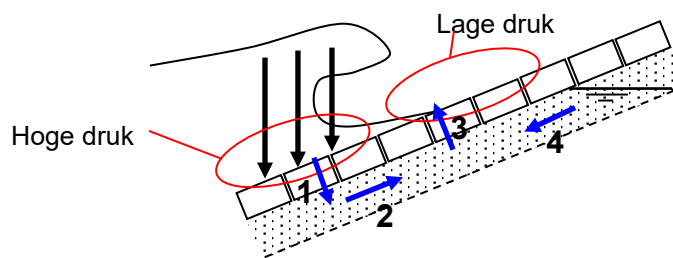
ϕ_w = stijghoogteverschil over de toplaag (m)

Dit stijghoogteverschil is de primaire belasting die instabiliteit van de toplaag kan veroorzaken.

In deze formule blijkt dat er maar één parameter is die de eigenschappen van de constructie weergeeft: de lek lengte Λ . Deze is belangrijk voor het begrip over de stabiliteit van steenzettingen. Als de lek lengte groot is, is de stabiliteit klein, en andersom.

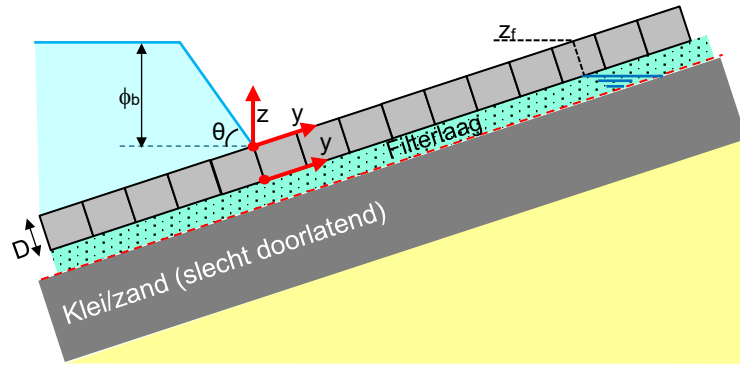
Dit is ook te begrijpen aan de hand van de fysica. Een grote lek lengte gaat gepaard met bijvoorbeeld een kleine k' en grote k , bijvoorbeeld doordat het een steenzetting is van rechthoekige betonblokken met smalle spleten op een relatief grof filter. Zo'n steenzetting heeft een erg lage stabiliteit, omdat de stroming door het filter heel gemakkelijk gaat (pijlen 2 en 4 in Figuur 3-6), terwijl de stroming door de toplaag heel moeilijk gaat (pijl 3 in Figuur 3-6). Daardoor hoopt de hoge druk onder de toplaag op en krijgen we een grote belasting van de toplaag.

Andersom is een kleine lek lengte 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.



Figuur 3-6, Druktransmissie door de toplaag en het filter

Ter illustratie is de bovenstaande differentiaalvergelijking opgelost voor een simpele situatie met een recht stijghoogtefront op de steenzetting, zie Figuur 3-7. Het stijghoogtefront heeft een hoogte van ϕ_b en een helling θ . In het filter is een freatische lijn aanwezig op een hoogte van z_f . In de schematisatie horen de punten die tegenover elkaar op en onder de toplaag liggen bij elkaar (haaks op het talud). Daarom zijn er twee y-assen getekend. Dat is ook te zien aan het wat hoog gelegen niveau van z_f op de toplaag, terwijl in het filter dit niveau wat lager ligt. Deze schematisatie past bij de vereenvoudiging dat er alleen haaks op het talud water door de toplaag stroomt.



Figuur 3-7, Vereenvoudigde schematisatie van stijghoogtefront op het talud

Voor de randvoorwaarden geldt:

- $y = -\infty$: $\phi = \phi_t$
- $y < -\phi_b/\tan\theta/\cos\alpha$: $\phi_t = \phi_b$
- $-\phi_b/\tan\theta/\cos\alpha \leq y \leq 0$: $\phi_t = -y \cdot \tan\theta \cdot \cos\alpha$
- $0 < y < z_f/\sin\alpha$: $\phi_t = y \cdot \sin\alpha$
- $y \geq z_f/\sin\alpha$: $\phi_t = z_f$

Met:

y = coördinaat langs het talud t.o.v. de voet van het stijghoogtefront (m)

ϕ = stijghoogte in het filter (m)

ϕ_t = stijghoogte op de toplaag (m)

ϕ_b = hoogte van het stijghoogtefront (m)

α = taludhelling ($^\circ$)

θ = helling van het stijghoogtefront ($^\circ$)

z_f = niveau van de freatische lijn (m)

Met deze randvoorwaarden kan de differentiaalvergelijking opgelost worden. Het maximum stijghoogteverschil bij $y = 0$ is (WL 1985):

$$\phi_w = \left(\frac{1}{2} \Lambda \cos \alpha \cdot \tan \theta \left(1 - \exp \left(\frac{-\phi_b}{\Lambda \cos \alpha \cdot \tan \theta} \right) \right) + \frac{\Lambda \sin \alpha}{2} \right) \left(1 - \exp \left(\frac{-2z_f}{\Lambda \sin \alpha} \right) \right) \quad (3.12)$$

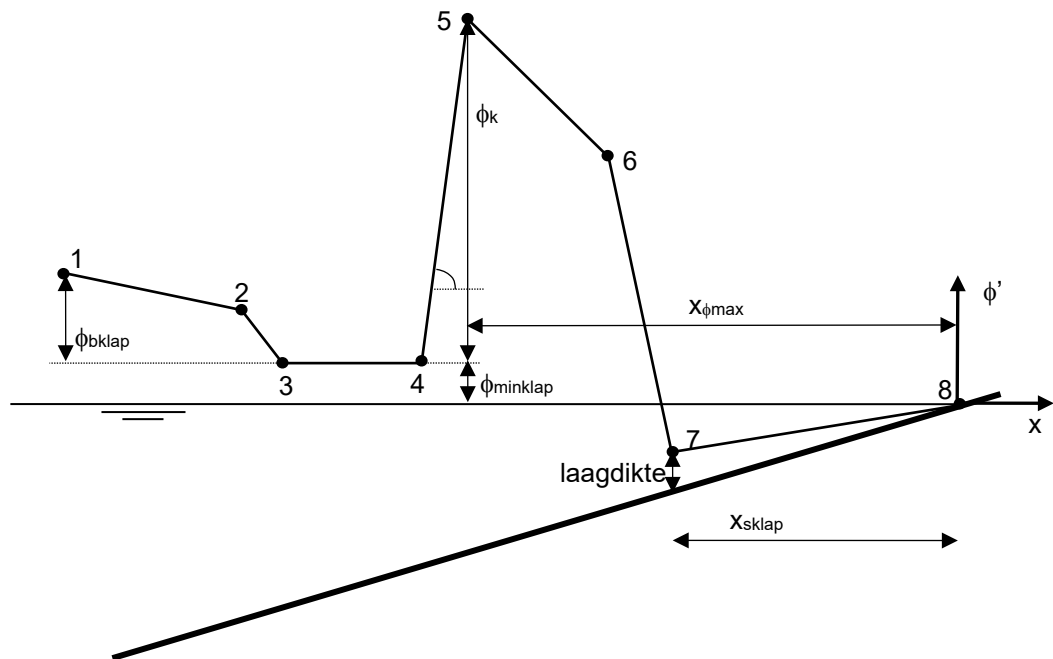
Voor dit eenvoudige verloop van de stijghoogte op de toplaag levert dit deze overzichtelijke formule op. In de volgende paragraaf is het gehanteerde verloop in Steentoets gegeven. Daarmee worden de formules aanzienlijk gecompliceerder.

3.2.3 Stijghoogteverschil door golfklappen en golffronten

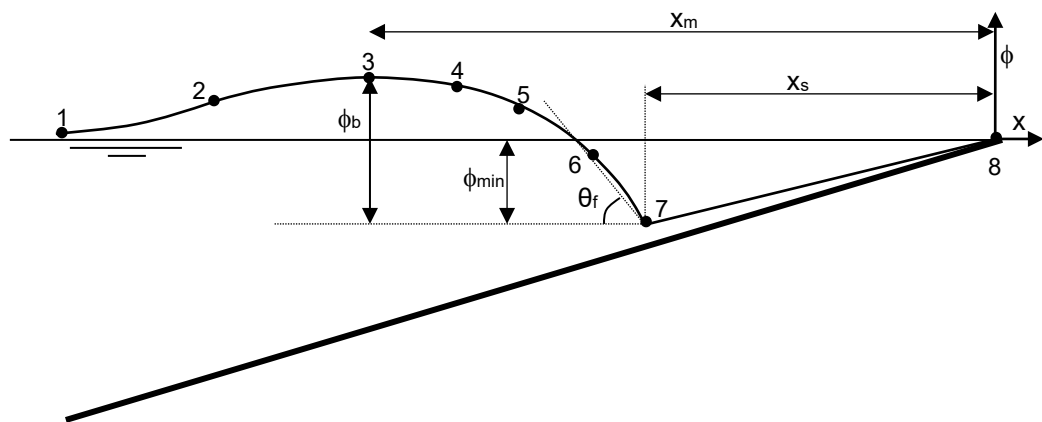
Het stijghoogteverschil over de toplaag is de interne belasting die veroorzaakt wordt door de golfaanval en kan resulteren in een beweging van de toplaag. In Steentoets wordt gerekend met twee typen belasting:

- **Golffronten:** Tijdens maximale golfterugtrekking, en een naderende opvolgende golf, bevindt zich een muur van water op het talud (zie ook eerdere uitleg bij Figuur 3-3).
- **Golfklappen:** De golfklap geeft een kortdurende (ca. 0,1 à 0,3 s) zeer hoge druk op het talud. Deze hoge druk is slechts in een smalle strook op het talud aanwezig en wordt via het filter doorgegeven aan de zones ernaast, waar een opwaarts stijghoogteverschil ontstaat (zie ook eerdere uitleg bij Figuur 3-4). Daar kunnen zetstenen uit de bekleding gedrukt worden. Het principe van deze belasting is verder hetzelfde als die tijdens de golfneerloop.

De grootte van het stijghoogteverschil over de toplaag is afhankelijk van de leklengte van de steenzetting, zie paragraaf 3.2.2. Over het algemeen zijn golffronten maatgevend voor steenzettingen met een relatief grote leklengte. Moderne steenzettingen hebben vaak een kleine leklengte, waardoor golfklappen maatgevend zijn voor de stabiliteit.



Figuur 3-8, Geschematiseerd stijghoogteverloop op de toplaag tijdens de golfflap van type 1 (de locatie met het grootste stijghoogteverschil (X_{sklap}) kan in punt 4 en in punt 7 liggen, afhankelijk van de eigenschappen van de golfflap)



Figuur 3-9, Stijghoogteverloop tijdens het stijghoogtefront

Steenstoets gebruikt schematisaties van golfklappen en -fronten die in een storm voorkomen, en de grootste bijdrage hebben aan het instabiel worden van steenzettingen. Deze schematisaties bestaan uit 2 typen golfklappen (zie Figuur 3-8 voor type 1), en 2 typen golffronten (zie Figuur 3-9). De grootte en vorm van deze golfklappen en golffronten zijn vastgelegd in een aantal parameters, waarvoor empirische relaties beschikbaar zijn. De waarden van de parameters zijn afgeleid in WL(2006), waarbij de analyse is gericht op de waarden zoals ze optreden tijdens de 5% golven die het grootste stijghoogteverschil geven. Vanuit het onderzoek is vastgesteld dat het gemiddelde van deze 5% golven representatief is voor het stijghoogteverschil met een 2% overschrijdingsfrequentie. Doorgaans geven de

hoogste golven het grootste stijghoogteverschil en is het stijghoogteverschil bij de kleine golven zo klein dat de bekleding hierdoor niet wordt aangetast. Verder is aangetoond dat het niet één enkele hoge golf is die instabiliteit veroorzaakt. Dat maakt het logisch om in het rekenmodel niet alleen de allerhoogste golf in de storm te beschouwen. Arbitrair is er gekozen voor de waarde met overschrijdingsfrequentie van 2%, dat vergelijkbaar is met het gemiddelde van de hoogste 5%.

Met bovenstaande schematisatie van de stijghoogte op de toplaag kan op dezelfde wijze als in paragraaf 3.2.2 formules voor het stijghoogteverschil over de toplaag (ϕ_w) afgeleid worden. Gezien de meer gecompliceerde vorm van het stijghoogteverloop worden de formules hiermee veel gecompliceerder dan formule (3.12). Voor deze formules wordt verwezen naar Deltares (2023).

Voor het voorliggende rapport is gekeken of het noodzakelijk is om alle typen golfklappen en fronten over te nemen in de nieuwe methode. De ervaring leert dat bij moderne steenzettingen altijd één specifieke golfklap maatgevend is: K1Z. Bij oudere typen, die nog steeds voorkomen in Nederland, kunnen ook een van de andere golfklappen (K1L of K2) of fronten (HF of SF) maatgevend zijn. Dat zou betekenen dat ook de andere golfklappen en fronten nodig zijn in het rekenmodel.

Er zijn proefberekeningen gemaakt in Steentoets, zie Bijlage A. Hierin is voor verscheidene typen steenzettingen en diverse geometrieën het berekende stijghoogteverschil voor de verschillende typen golfklappen en -fronten weergegeven. Telkens is het hoogste stijghoogteverschil ten gevolge van golfklappen en ten gevolge van golffronten een groene achtergrondkleur gegeven. Op basis van de berekeningen wordt geconcludeerd dat golfklap type K1Z altijd maatgevend is ten opzichte van golfklaptype K1L. Soms is het stijghoogteverschil van K2 groter dan K1Z. Het stijghoogteverschil bij de fronten is echter altijd kleiner.

Echter, de duur van de belasting speelt ook een rol in de uiteindelijke beweging van de zetstenen (stabiliteit), en die kan groter zijn voor golffronten aangezien die langer aanhouden (minder traagheid en toestroming, zie paragraaf 3.3.4 en 3.3.2). Daarom zijn aanvullende berekeningen uitgevoerd voor situaties waarbij er een klein verschil is tussen het stijghoogteverschil door golfklappen en door golffronten. In deze aanvullende berekeningen (zie Tbl. A-2) is gekeken naar de zetsteenbeweging ten gevolge van de golffronten en -klappen. Hieruit volgt dat de beweging van de zetsteen ten gevolge van golffronten bij steenzettingen met een grote leklengte in een aantal gevallen groter is dan voor golfklappen, ondanks dat het stijghoogteverschil ten gevolge van de golfklap groter is. Vervolgens kan weer in Tbl. A-1 gekeken worden welk type stijghoogteverschil deze verplaatsing veroorzaakt. Hieruit volgt dat dit de ene keer door het hoge front (HF) en de andere keer door het steile front (SF) wordt veroorzaakt. Het advies is daarom om beide golffronten toch mee te programmeren in de nieuwe software.

Op basis van deze analyse wordt geconcludeerd de volgende belastinggevallen mee te nemen in de berekeningen van de stabiliteit van steenzettingen, in plaats van de 5 stuks in Steentoets:

- golfklap type K1Z (zeezijde van type 1, dus in punt 4 van Figuur 3-8);
- golfklap type K2;
- hoge golffront (HF);
- steile front (SF).

Uitwerking van de formules achter de stijghoogteverschillen ten gevolge van deze golfklappen en -fronten is te vinden in WL (2006).

3.3 Beweging van de toplaag bij golfaanval

De formule voor de beweging van een niet-geklemde zetsteen wordt als centrale formule gekozen. Hiervoor is gekozen omdat dit een formule is die de meest relevante fysica goed beschrijft. Bovendien sluit dit goed aan op de grenstoestandsfuncties (zie paragraaf 2.2.2). De invloed van de klemming kan hierin later goed toegevoegd worden.

De formule voor de beweging van een niet-geklemde zetsteen door golfklappen of fronten is in algemene vorm (zie ook formule 5.292 in de documentatie van Steentoets, Deltares 2023):

$$\text{beweging} = f \left(\begin{array}{l} f_{\text{belasting}} (\text{stijghoogteverschil; toestroming}); \\ f_{\text{sterkte}} (\text{eigen gewicht; wrijving; traagheid}) \end{array} \right) \quad (3.13)$$

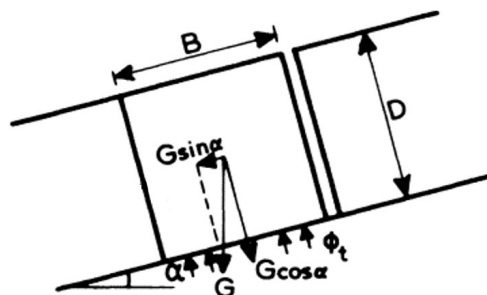
Met:

$f()$ = functie van ...

De beweging volgt in de basis uit de algemene bewegingsvergelijking van Newton (kracht=massa-versnelling). Elk van de elementen uit de formule kan omschreven worden met een stijghoogteverschil wat een kracht op de zetsteen veroorzaakt. Dit kunnen zowel krachten zijn die de beweging bemoeilijken (sterktecomponenten) als krachten die de beweging van de zetsteen bevorderen (belastingcomponenten). Voor het stijghoogteverschil ϕ_w kan de leklengtetheorie worden gebruikt uit paragraaf 3.2. Met de beweging wordt hier de afstand bedoeld die de zetsteen aflegt ten opzichte van zijn burens tijdens de golfbelasting (haaks op het talud). Zodra een zetsteen in beweging komt, heeft dat invloed op de stijghoogte in het filter (en dus het stijghoogteverschil). Dit wordt de invloed van toestroming genoemd en is gekwantificeerd in paragraaf 3.3.2. Verder wordt de beweging beïnvloed door het eigen gewicht van de zetstenen, de wrijving en de massa-traagheid. Deze aspecten zijn gekwantificeerd in paragraaf 3.3.1, 3.3.3 en 3.3.4. De invloed ervan wordt over het algemeen beschreven als een stijghoogteverschil. Uitzondering hierop is de traagheid, welke beschreven moet worden met de bewegingsvergelijking van Newton (zie paragraaf 3.3.4). Al deze invloeden komen in paragraaf 3.3.5 bij elkaar in een eerste opzet van de centrale formule, gebaseerd op de algemene bewegingsvergelijking van Newton.

3.3.1 Eigengewicht

Het eigengewicht is een constant aanwezige kracht die invloed heeft op de beweging van de zetsteen. Dit is uit te drukken in een hoeveelheid stijghoogteverschil (aandrijving voor de beweging van een zetsteen) waarvan de kracht op de zetsteen precies wordt opgeheven door het eigen gewicht. Dit is schematisch weergegeven in Figuur 3-10.



Figuur 3-10, Krachtenevenwicht van een zetsteen met een stijghoogteverschil (WL, 1992)

Uit bovenstaande figuur zijn de volgende krachten af te leiden:

- Onderwatergewicht van de zetsteen (N):

$$G = \Delta \cdot D \cdot B \cdot L \cdot \rho \cdot g \cdot (1 - \Omega) \quad (3.14)$$

waarin:

Δ = relatieve dichtheid van de zetsteen (-)

D = dikte/hoogte van de zetsteen (m)

B = breedte van de zetsteen (m)

L = lengte van de zetsteen (m)

ρ = soortelijke dichtheid van water (kg/m³)

Ω = Fractie open oppervlak van de steenzetting (-)

- Opwaartse kracht door het stijghoogteverschil over de zetsteen (N):

$$W = \phi_t \cdot B \cdot L \cdot \rho \cdot g \cdot (1 - \Omega) \quad (3.15)$$

Waarin:

ϕ_t = stijghoogteverschil over de zetsteen (m)

Op basis van bovenstaande is het volgende krachterevenwicht op te stellen:

$$G \cdot \cos \alpha = W \quad (3.16)$$

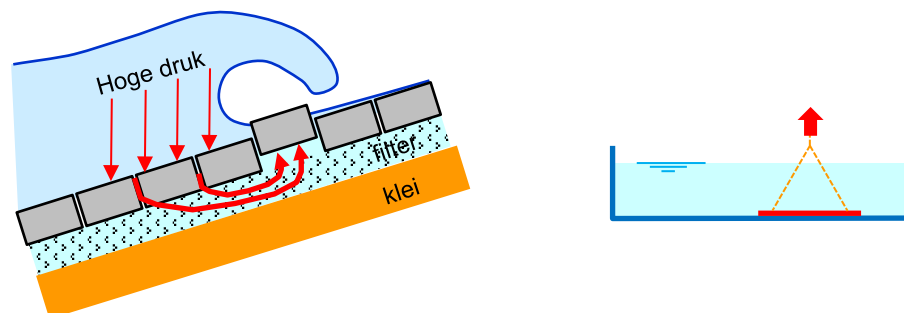
Uitwerken geeft een stijghoogteverschil (m) dat evenwicht maakt met het eigengewicht van de zetsteen:

$$\phi_{eg} = \Delta \cdot D \cdot \cos \alpha \quad (3.17)$$

3.3.2 Toestroming

Met toestroming wordt het fenomeen bedoeld dat een zetsteen alleen door de golven uit de bekleding kan worden gedrukt als er voldoende water toestroomt naar de bewegende zetsteen. Het kan namelijk niet zo zijn dat de zetsteen sneller beweegt dan het water dat de zetsteen uit de bekleding drukt, zie Figuur 3-11 links.

Dit proces is vergelijkbaar met het oppakken van een plaat metaal dat op een vlakke dichte bodem ligt, zie Figuur 3-11 rechts. Die plaat metaal lijkt vastgezogen te zitten aan de bodem als getracht wordt de plaat snel omhoog te trekken. Als er een langzame beweging wordt gemaakt, dan kan het water tussen de bodem en de metalen plaat toestromen en is er veel minder kracht nodig.



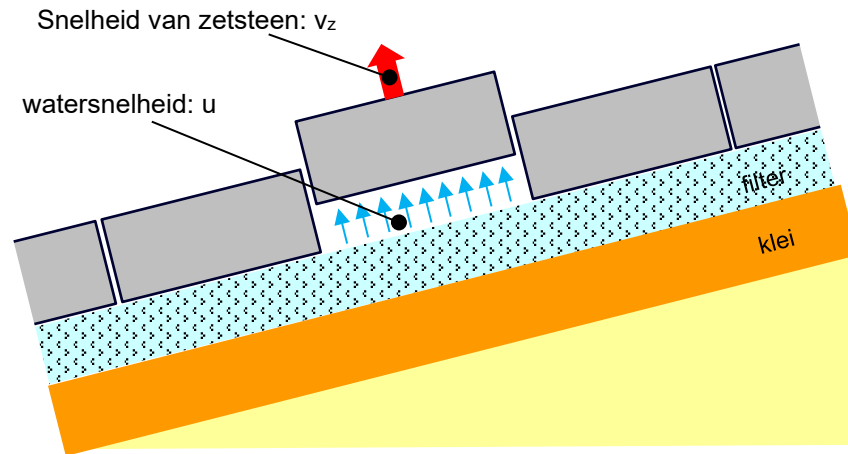
Figuur 3-11, Links: water stroomt door het filter naar de bewegende zetsteen en drukt de zetsteen eruit.

Rechts: metalen plaat (rood) op de bodem kan niet snel worden opgelicht, maar wel langzaam als gevolg van de verhinderde toestroming.

In Figuur 3-11 (links) is te zien hoe de aankomende golf een hoge druk op het talud veroorzaakt en dat die hoge druk wordt doorgegeven door het filter naar de zetsteen die instabiel wordt. De instabiele zetsteen gaat omhoog bewegen doordat het water er van

onderen tegenaan drukt. Het water drukt de steen omhoog en moet daarvoor onder de zetsteen net zo snel stromen als de zetsteen omhoog beweegt, zie Figuur 3-12. Als dat water niet snel genoeg kan toestromen, valt de druk weg zodra de zetsteen in beweging komt en stopt de beweging.

Deze stroming naar de bewegende zetsteen gaat gepaard met een verval, waardoor de stijghoogte onder de bewegende steen kleiner wordt. Hoe sneller de zetsteen beweegt, hoe meer de stijghoogte daardoor afneemt. Deze afname kan zo groot zijn dat er vrijwel geen beweging optreedt. In deze paragraaf is de stijghoogteverlaging gekwantificeerd als functie van de snelheid van de zetsteen.

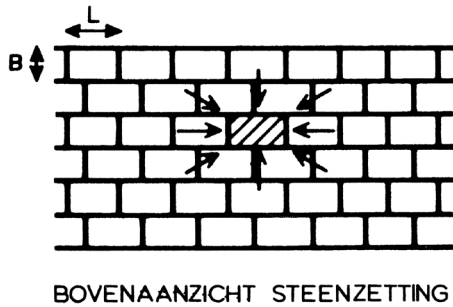


Figuur 3-12, Snelheid van de zetsteen (v_z) tijdens het instabiel worden is gelijk aan de watersnelheid vlak onder de zetsteen (u)

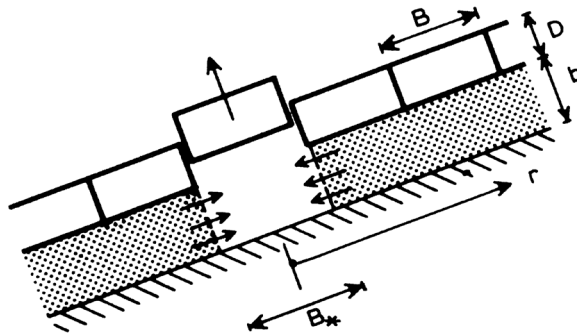
Dit proces draagt eraan bij dat een zetsteen niet gemakkelijk uit de bekleding gedrukt wordt ook al is het stijghoogteverschil groter dan het eigengewicht en de wrijving/klemming. De invloed van dit proces op de beweging van de zetsteen is gekwantificeerd in WL (1992, deel A, sectie 2). In die kwantificering is ervan uitgegaan dat er één zetsteen in beweging komt en dat het water van alle kanten kan toestromen, zie Figuur 3-13. Dit is een veilige aanname ten opzichte van de werkelijkheid, omdat:

- Het ook denkbaar is dat twee of meer naast elkaar gelegen zetstenen tegelijk bewegen en dan is er meer toestroming nodig en zal de stijghoogteverlaging groter zijn.
- De grootste drukgradiënt in het filter zit onder de rij van de bewegende zetsteen, waardoor het water voornamelijk vanaf het filter toestroomt.

In een latere fase kan gekwantificeerd worden in hoeverre deze aannames het resultaat beïnvloeden.



BOVENAANZICHT STEENZETTING



Dwarsdoorsnede steenzetting

Figuur 3-13, Van alle kanten toestromend water naar de bewegende zetsteen ($B^* = \sqrt{BL}$)

Verder wordt aangenomen dat het filter direct onder de bewegende zetsteen fluidiseert en daardoor geen bijdrage levert aan de stromingsweerstand van het toestromende water. Daarom hoeft de zone recht onder de bewegende zetstenen met breedte B^* niet beschouwd te worden, hetgeen de afleiding vereenvoudigt. In de afleiding wordt gesteld dat $B^* = \sqrt{BL}$.

Op de toplaag bij de bewegende zetsteen wordt aangenomen dat de stijghoogte $\phi = 0$. Verder wordt uitgegaan van het superpositie beginsel, waarbij de stijghoogte in het filter en op de toplaag enerzijds en het stijghoogteverloop als gevolg van de bewegende zetsteen anderzijds apart worden beschouwd. Op basis van het superpositiebeginsel kunnen deze vervolgens worden opgeteld. Als voorwaarde geldt dat de stroming in het filter en door de toplaag gelineariseerd moeten worden, maar dat was ook al nodig voor het berekenen van het stijghoogteverschil (zie paragraaf 3.2.2).

Dit maakt het mogelijk om de stroming naar de bewegende zetsteen afzonderlijk te beschouwen. In feite beschouwen we dan de situatie waarbij de zetstenen onder water zitten en er met een touw een steen uit de steenzetting wordt getrokken. Dit zorgt voor een onderdruk onder de bewegende zetsteen, die afhankelijk is van de snelheid waarmee de steen uit de steenzetting wordt getrokken. Deze stijghoogteverlaging hebben we nodig voor het berekenen van de beweging van de zetsteen tijdens golfaanval.

In de berekeningen wordt ook de stroming door de toplaag meegenomen, uitgaande van een ongelimiteerde hoeveelheid water op de toplaag. De stroming naar de bewegende zetsteen is radiaal verondersteld, conform Figuur 3-13. Voor deze radiaire stroming in het filter, aangevuld met water dat door de toplaag het filter instroomt, geldt de volgende differentiaalvergelijking (WL, 1992), zie assenstelsel in Figuur 3-13:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} - \frac{\phi}{\Lambda^2} = 0 \quad (3.18)$$

Met:

ϕ = stijghoogte in het filter als gevolg van de bewegende zetsteen (m)

r = afstand tot de bewegende zetsteen (m)

Λ = $\sqrt{bDk/k'}$ = 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)

De randvoorwaarden voor deze differentiaalvergelijking zijn:

- Als $r = \frac{1}{2} \sqrt{BL}$, dan $\frac{\partial \phi}{\partial r} = \frac{Q}{\pi b k \cdot \sqrt{BL}} = \frac{v_z \cdot \sqrt{BL}}{\pi b k}$ (3.19)

- Als $r = \infty$, dan $\phi = 0$ (3.20)

Met:

Q = $v_z BL$ = debiet onder de bewegende zetsteen (m³/s)

v_z = snelheid van de bewegende zetsteen (m/s)

BL = bodemoppervlak van de zetsteen (m²)

B = breedte van de zetsteen (maat in de richting van de teen naar de kruin) (m)

L = lengte van zetsteen (maat inrichting evenwijdig aan de waterlijn) (m)

Bij benadering wordt hier voor de snelheid van de zetsteen (v_z) gebruik gemaakt van de gemiddelde waarde van de snelheid gedurende de beweging. In het begin en aan het eind van de beweging zal de snelheid wat kleiner zijn dan dit gemiddelde, en in het midden wat groter. Deze variatie wordt ter vereenvoudiging niet in de verdere berekeningen meegenomen.

Met de randvoorwaarden is de differentiaalvergelijking oplosbaar:

$$\phi = -\frac{v_z \cdot D \sqrt{BL}}{\pi k' \Lambda} \cdot \frac{K_0\left(\frac{r}{\Lambda}\right)}{K_1\left(\frac{\sqrt{BL}}{2\Lambda}\right)} \quad (3.21)$$

Met:

$K_0()$ = gemodificeerde Besselfunctie van de nulde orde

$K_1()$ = gemodificeerde Besselfunctie van de eerste orde

Er kan nu een stijghoogteverlaging ϕ_{toe} gedefinieerd worden als gevolg van de beweging van de zetsteen. Deze stijghoogteverlaging is gelijk aan de stijghoogte bij $r = \sqrt{BL}$ in bovenstaande formule. De gemodificeerde Besselfuncties kunnen voor een relevante range aan waarden (namelijk $0,2 < \sqrt{BL} / \Lambda < 1$) benaderd worden met een logaritme:

$$\phi_{toe} = -\frac{v_z \cdot D \sqrt{BL}}{\pi k' \Lambda} \cdot \left(0,56 + 0,18 \cdot \ln\left(\frac{\sqrt{BL}}{\Lambda}\right) \right) \quad (3.22)$$

Met deze formule kan de stijghoogteverlaging ϕ_{toe} berekend worden als functie van de gemiddelde snelheid van de zetsteen en de eigenschappen van de steenzetting. Voor de gemiddelde snelheid van de zetsteen kan het volgende aangehouden worden (zie ook paragraaf 3.3.4):

$$v_z = \frac{Y_{top}}{t_u} = \frac{Y_{top}}{1,5 \cdot t_o} \quad (3.23)$$

Met:

Y_{top} = totale verplaatsing op de top van de beweging van de zetsteen (m)

t_o = totale tijdsduur dat het stijghoogteverschil groter is dan het eigengewicht (s)

t_u = totale duur van de beweging een opwaartse richting totdat x_{top} is bereikt (s)

Een aandachtspunt is dat tegenwoordig de leklengte wat korter is bij de moderne steenzettingen dan door WL (1992) werd beschouwd. Daardoor moet de benadering van de gemodificeerde Besselfuncties wellicht iets aangepast worden. Tegenwoordig kan dit ook goed opgelost worden met standaardroutines uit numerieke bibliotheek.

3.3.3 Wrijving van een losse zetsteen (zonder klemming of interlocking)

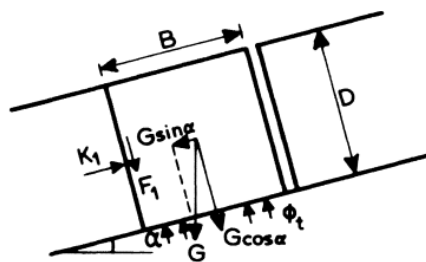
De wrijving van een losse zetsteen tussen zijn burens wordt enerzijds bepaald door de wrijvingscomponent, de afmetingen van een steen en de taludhelling, maar anderzijds kan de zetsteen zich vast wrikken. De wrijvingskracht wordt aanvankelijk veroorzaakt door het eigengewicht van de betreffende zetsteen die tegen z'n buurman wordt gedrukt ten gevolge van de taludhelling, maar kan tijdens het bewegen veranderen. Op basis van WL (1992) wordt onderscheid gemaakt tussen twee situaties die elk een eigen formulering vragen:

- De wrijving ten gevolge van het schuiven van de zetsteen;
- De wrijving als de zetsteen niet schuift, maar gaat kantelen.

Beide situaties zijn hieronder uitgewerkt.

3.3.3.1 Wrijvingskracht tijdens het schuiven van een zetsteen

Een zetsteen schuift uit de bekleding tussen de naastgelegen zetstenen als de zetsteen relatief hoog is ten opzichte van de breedte van de zetsteen ($D/B > f_b$, zie eronder voor definities). In dat geval bestaat het krachtenevenwicht (zie ook Figuur 3-14) uit een opwaartse kracht ten gevolge van het stijghoogteverschil, en een neerwaartse kracht ten gevolge van het eigengewicht van de zetsteen en de wrijvingskracht.



Figuur 3-14, schuiven van een losse zetsteen (WL, 1992)

De wrijvingskracht is afhankelijk van de contactkracht K_1 en de wrijvingscoëfficiënt:

- Wrijvingskracht F_1 (N):

$$F_1 = K_1 \cdot f_b \quad (3.24)$$

waarin:

K_1 = contactkracht (N)

f_b = wrijvingscoëfficiënt tussen de zetstenen (-)

Op basis hiervan is een krachtenevenwicht opgesteld. Een zetsteen wordt net niet opgelicht op het moment dat de horizontale (langs het talud) en verticale (haaks op het talud) krachten beide in evenwicht zijn. Voor steenzettingen met wrijving geldt het volgende krachtenevenwicht:

$$\begin{aligned} \text{langs het talud: } \Sigma H = 0 : K_1 &= G \cdot \sin \alpha \\ \text{haaks op het talud: } \Sigma V = 0 : W - G \cdot \cos \alpha &= F_1 \end{aligned} \quad (3.25)$$

Uit het horizontale krachtenevenwicht volgt dat $F_1 = f_b \cdot G \cdot \sin \alpha$. Dit kan gebruikt worden om de (onbekende) F_1 in het verticale krachtenevenwicht op te lossen, waarmee:

$$\frac{W}{G \cdot \cos \alpha} = 1 + f_b \tan \alpha \quad (3.26)$$

Invullen van W en G zoals gedefinieerd in paragraaf 3.3.1, en vervolgens uitwerken geeft het stijghoogteverschil dat precies de invloed van wrijving en het eigengewicht van de zetsteen opheft:

$$\phi_{wr+eg} = (1 + f_b \tan \alpha) \cdot \Delta \cdot D \cdot \cos \alpha \quad (3.27)$$

In het laatste deel van de formule is het toelaatbare stijghoogteverschil ten gevolge van het eigengewicht weer te herkennen. Wanneer dit van het geheel wordt afgetrokken blijft het stijghoogteverschil over dat evenwicht maakt met de wrijving bij het oplichten van een zetsteen:

$$\phi_{wr} = f_b \cdot \tan \alpha \cdot \phi_{eg} \quad (3.28)$$

3.3.3.2 Kantelen van een zetsteen

Als de zetstenen relatief breed zijn ten opzichte van hun hoogte ($D/B < f_b$), gaat een zetsteen eerst kantelen voordat deze tussen de naastgelegen stenen uitgeschoven wordt. In dat geval zal de zetsteen kantelen om punt A uit Figuur 3-15. Deze kanteling is een voorwaarde voor het omhoog schuiven van de zetsteen. De voorwaarde stelt dat het moment in punt A groter is dan nul:

$$\sum M_A > 0: W \cdot \frac{1}{2}B - G \cdot \cos \alpha \cdot \frac{1}{2}B - G \cdot \sin \alpha \cdot \frac{1}{2}D > + -$$

dus

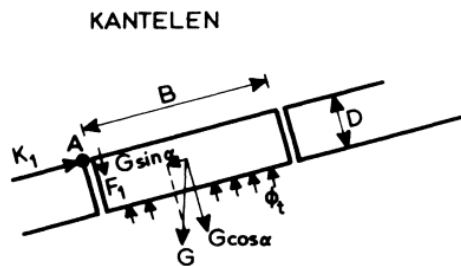
$$W \cdot B > G \cdot \cos \alpha \cdot B + G \cdot \sin \alpha \cdot D \tag{3.29}$$

Herschrijven geeft de volgende voorwaarde voor het initiële kantelen van de zetsteen:

$$\frac{W}{G \cdot \cos \alpha} > 1 + \tan \alpha \frac{D}{B} \tag{3.30}$$

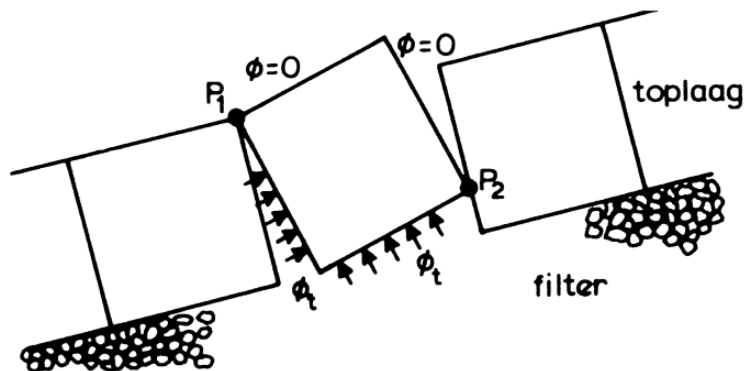
Invullen van W en G , en vervolgens uitwerken geeft het stijghoogteverschil dat hoort bij deze kantelvoorwaarde:

$$\phi_{wr} > \frac{D}{B} \cdot \tan \alpha \cdot \phi_{eg} \tag{3.31}$$



Figuur 3-15, kantelen van een losse zetsteen (WL, 1992)

Nadat de zetsteen gekanteld is veranderen de stijghoogteverschillen rondom de zetsteen. Wanneer de situatie 2D wordt bekeken (dus voor een zetsteen waarbij $L \rightarrow \infty$) zal de situatie zich voordoen zoals in Figuur 3-16 is weergegeven. De stroming wordt ter plaatse van P_1 en P_2 afgesloten, en het stijghoogteverschil werkt uitsluitend op de linker- en onderzijde van de zetsteen.



Figuur 3-16, stijghoogteverschillen rond een oneindig lange zetsteen (WL, 1992)

In werkelijkheid zal de zetsteen niet oneindig lang zijn, en zal er tevens een stijghoogteverschil aan de rechter- en bovenzijde aanwezig zijn. In het uiterste geval dat $L \rightarrow 0$ zal het water makkelijk om de afgesloten hoekpunten heen kunnen stromen, en zal het stijghoogteverschil vrijwel gelijk zijn over de hele zetsteen. In de praktijk zal de situatie tussen de twee uitersten in liggen. Daarom is een coëfficiënt ζ geïntroduceerd, die afhankelijk is van de lengte (L) van de zetsteen:

$$L = \infty \rightarrow \zeta = 1$$

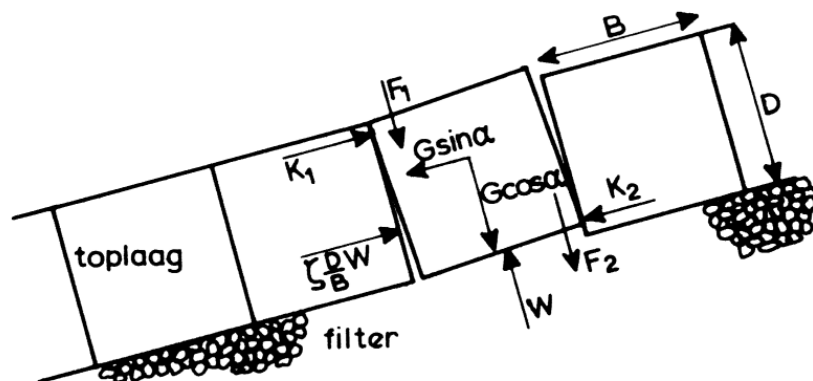
$$L = 0 \rightarrow \zeta = 0$$

Bij zeer onregelmatige steenzettingen, zoals basalt, is de coëfficiënt 0 (WL, 1992). Voor rechthoekige blokken is een coëfficiënt van 0,7 voorgesteld in WL (1992). Voor moderne steenzettingen is de coëfficiënt nog niet vastgesteld. Moderne steenzettingen hebben vaak een groot percentage open ruimte, maar kunnen wel relatief breed zijn ten opzichte van hun hoogte, zoals Basalton® Quattroblock en RONA®tonXL, zie Figuur 3-17. Voor dergelijke type zetstenen wordt voorgesteld om ook $\zeta = 0$ aan te houden.



Figuur 3-17, RONA®tonXL (Deltares, 2022b) en Basalton® Quattroblock (Deltares, 2022a), brede zetstenen met veel open ruimte

De krachten die op een gekantelde zetsteen werken, zijn weergegeven in Figuur 3-18.



Figuur 3-18, krachten rondom een gekantelde zetsteen (WL, 1992)

Na de initiële kanteling zijn er twee mogelijkheden:

- De zetsteen blijft gekanteld en schuift omhoog. Dit is alleen mogelijk als het stijghoogteverschil (aandrijvende kracht) de zetsteen gekanteld houdt. Hiervoor geldt het volgende krachtenevenwicht en moment om het midden van de zetsteen:

$$\begin{aligned}\sum V = 0 &: -G \cdot \cos \alpha + W - F_1 - F_2 = 0 \\ \sum H = 0 &: K_1 + \zeta \cdot \frac{D}{B} \cdot W - K_2 - G \cdot \sin \alpha = 0 \\ \sum M = 0 &: K_1 \cdot \frac{1}{2} D + K_2 \cdot \frac{1}{2} D + F_2 \cdot \frac{1}{2} B - F_1 \cdot \frac{1}{2} B = 0\end{aligned}\quad (3.32)$$

Uitwerken van het krachtenevenwicht en formule (3.24) geeft het volgende:

$$\frac{W}{G \cdot \cos \alpha} = \frac{1 + f_b^2 \cdot \frac{B}{D} \cdot \tan \alpha}{1 + \zeta f_b^2} \quad (3.33)$$

Invullen van W , formule (3.15), en G , formule (3.14), geeft het volgende stijghoogteverschil:

$$\phi_t = \frac{1 + f_b^2 \cdot \frac{B}{D} \cdot \tan \alpha}{1 + \zeta \cdot f_b^2} \Delta \cdot D \cdot \cos \alpha \quad (3.34)$$

Wanneer het stijghoogteverschil ten gevolge van het eigengewicht van de zetsteen, zoals gegeven in formule (3.17), eraf wordt getrokken blijft het stijghoogteverschil ten gevolge van omhoog schuiven na initieel kantelen over:

$$\phi_{wr} = \frac{f_b^2 \cdot \frac{B}{D} \cdot \tan \alpha}{\zeta \cdot f_b^2 + 1} \cdot \phi_{eg} \quad (3.35)$$

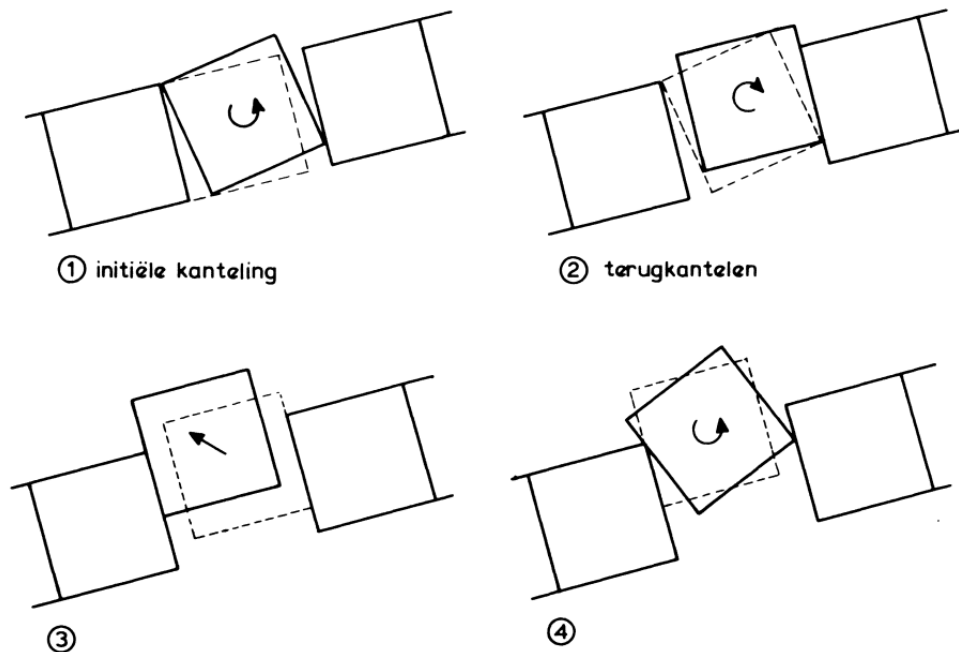
Het is mogelijk dat het initiële kantelen een groter stijghoogteverschil oplevert dan bovenstaand stijghoogteverschil (oplichten na kantelen). In dat geval moet deze waarde aangehouden worden voor de wrijving, omdat de grootste waarde maatgevend is (zowel kantelen als schuiven zijn nodig voor instabiliteit). Er geldt dus:

$$\phi_{wr} = \max \left(\frac{f_b^2 \cdot \frac{B}{D} \cdot \tan \alpha}{\zeta \cdot f_b^2 + 1} \cdot \phi_{eg}; \frac{D}{B} \cdot \tan \alpha \cdot \phi_{eg} \right) \quad (3.36)$$

Behalve dat aan het krachtenevenwicht moet worden voldaan, blijft de zetsteen alleen gekanteld als $K_1 > 0$ én $K_2 > 0$ (zie Figuur 3-18). Hieruit volgt tevens de volgende voorwaarde:

$$\frac{\zeta D}{B} < \tan \alpha \quad (3.37)$$

- De zetsteen kantelt terug en wordt eruit gewrikt. Als het stijghoogteverschil niet groot genoeg is om de zetsteen gekanteld te houden, zal de zetsteen terug kantelen en (schematisch) zichzelf tussen zijn burens uit wrikken zoals weergegeven in Figuur 3-19.



Figuur 3-19, Terug kantelen en omhoog wrikken van een zetsteen na initieel kantelen (WL, 1992)

Voor deze situatie geldt de voorwaarde dat de zetsteen initieel moet kantelen:

$$\phi_{wr} > \frac{D}{B} \cdot \tan \alpha \cdot \phi_{eg} \quad (3.38)$$

Wanneer een zetsteen terug kantelt wordt er niet aan de voorwaarde voldaan dat $K_1 > 0$ én $K_2 > 0$ (zie Figuur 3-18). Als de zetsteen terug kantelt maakt deze met zijn hoekpunten namelijk geen contact meer met de naastgelegen zetstenen. Hieruit volgt de volgende voorwaarde:

$$\frac{\zeta D}{B} > \tan \alpha \quad (3.39)$$

Bovenstaande voorwaarden tezamen beschrijven het stijghoogteverschil dat hoort bij het kantelen en terug kantelen van een zetsteen, waardoor deze zichzelf uit de bekleding wrikt.

3.3.3.3 Samenvatting van formules voor de wrijvingscomponent

Op basis van het bovenstaande resulteren de volgende formules voor de wrijving:

- Als $D/B > f_b$ zal de zetsteen gaan schuiven. Dan geldt voor het stijghoogteverschil dat evenwicht maakt met de wrijving:

$$\phi_{wr} = f_b \cdot \tan \alpha \cdot \phi_{eg} \quad (3.40)$$

- Als $D/B < f_b$ én $\frac{\zeta D}{B} < \tan \alpha$ zal de zetsteen kantelen en vervolgens schuiven.

Het stijghoogteverschil is dan:

$$\phi_{wr} = \max \left(\frac{f_b^2 \cdot \frac{B}{D} \cdot \tan \alpha}{\zeta \cdot f_b^2 + 1} \cdot \phi_{eg}; \frac{D}{B} \cdot \tan \alpha \cdot \phi_{eg} \right) \quad (3.41)$$

- Als $D/B < f_b$ én $\frac{\zeta D}{B} > \tan \alpha$ zal de zetsteen kantelen en vervolgens terug kantelen en tussen zijn buren uit wrikken. Het stijghoogteverschil is dan:

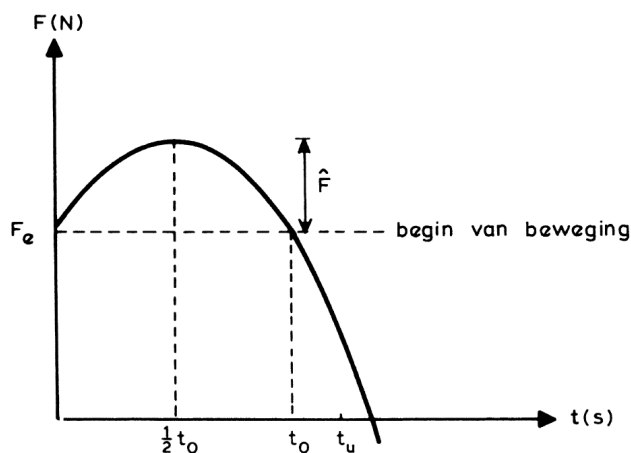
$$\phi_{wr} > \frac{D}{B} \cdot \tan \alpha \cdot \phi_{eg} \quad (3.42)$$

3.3.4 Traagheid

Een ander belangrijk aspect dat invloed heeft op de beweging van de zetstenen tijdens golfaanval is de traagheid. Ook al is het maximum stijghoogteverschil over de zetstenen veel groter dan het eigengewicht en de wrijving, dan kan de resulterende beweging toch vrij beperkt zijn door de zeer korte duur van zo'n stijghoogteverschil. Vooral de belasting als gevolg van een golfklap duurt maar kort.

De invloed van de traagheid is gekwantificeerd voor een afzonderlijk bewegende zetsteen door WL (1992, deel A, sectie 2). Voor deze kwantificering zijn de natuurwetten voor bewegende objecten gebruikt. Om uitsluitend te focussen op het effect van de traagheid, zijn andere aspecten buiten beschouwing gelaten, zoals wrijving, toestroming, of migratie van filtermateriaal dat het bewegen blokkeert.

In de afleiding is een parabolische verlopend stijghoogteverschil aangenomen dat een kracht F uitoefent op de zetsteen, zoals getekend in Figuur 3-20. De duur dat het stijghoogteverschil hoger is dan het eigengewicht is t_0 .



Figuur 3-20, Parabolische verlopend stijghoogteverschil levert een kracht F op de zetsteen (WL, 1992)

De beweging volgt uit de bewegingsvergelijking van Newton:

$$F - F_e = (M + M_w) \cdot a = (M + M_w) \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \quad (3.43)$$

Met:

F = kracht op de zetsteen als gevolg van het stijghoogteverschil (N)

F_e = kracht die nodig is om het eigengewicht te compenseren (N)

M = BLDρ_z = massa van de zetsteen (kg)

M_w = massa van het meebewegende water (kg)

a = versnelling van de zetsteen (m/s²)

B = breedte van de zetsteen (maat in de richting van de teen naar de kruin) (m)

L = lengte van zetsteen (maat in richting evenwijdig aan de waterlijn) (m)

ρ_z = dichtheid van het materiaal waar de zetsteen van gemaakt is (kg/m³)

y = afstand haaks op het talud die de zetsteen heeft afgelegd tijdens zijn beweging (m)

t = tijd sinds het moment dat het stijghoogteverschil groter is dan het eigengewicht (s)

t_o = totale tijdsduur dat het stijghoogteverschil groter is dan het eigengewicht (s)

t_u = totale duur van de beweging een opwaartse richting totdat de maximale verplaatsing is bereikt (s)

Merk op dat y nu haaks op het talud gekozen is, waar bij afleiding van de leklengte (paragraaf 3.2) gebruik werd gemaakt van een y-as langs het talud, en een verticale z-as (dus niet loodrecht op het talud). Bij verdere uitwerking van de formules wordt aanbevolen om één centraal assenstelsel te hanteren, echter is voor dit rapport gekozen om steeds het assenstelsel aan te houden wat het meest praktisch is voor de uitwerking en de formules niet onnodig ingewikkeld te maken.

In de afleiding van WL (1992) is aangenomen dat de zetsteen een blok is. Er is daarom gerekend met de massa van het blok gelijk aan M = BLDρ_z.

Omdat de beweging van de zetsteen onder water plaatsvindt, zal ook rekening gehouden moeten worden met de traagheid van het meebewegende water. Door WL (1992) is aangenomen dat het volume van het meebewegende water gelijk is aan het volume van de zetsteen. De massa van het meebewegende water is daardoor M_w = BLDρ.

De relatie tussen het stijghoogteverschil en de kracht op de zetsteen is als volgt (druk = kracht/oppervlak):

$$\frac{F}{BL} = p = \phi \cdot \rho g \quad (3.44)$$

Met:

BL = bodemoppervlak van de zetsteen (m²)

p = drukverschil over zetsteen (Pa)

φ = stijghoogteverschil over de zetsteen (m)

g = versnelling van de zwaartekracht (9,8 m/s²)

Enig rekenwerk met bovenstaande formules levert het volgende op voor de beweging van de zetsteen:

$$y = \frac{(\phi_w - \phi_{eg}) \rho g t_o^2}{(\rho_z + \rho) \cdot D} \frac{2(t/t_o)^3 - (t/t_o)^4}{3} \quad (3.45)$$

Met:

ϕ_w = stijghoogteverschil over de zetsteen, zie paragraaf 3.2.3 (m)

ϕ_{eg} = stijghoogteverschil overeenkomend met het eigen gewicht, zie formule (3.17) (m)

In deze formule is te zien dat volgens WL (1992) er beweging wordt verondersteld zodra $\phi_w - \phi_{eg} > 0$. Daarmee wordt de invloed van de wrijving en klemming buiten beschouwing gelaten. Die worden in de volgende paragraaf toegevoegd, net als de invloed van toestroming.

Gezien het parabolische verloop van de beweging van de zetsteen in deze schematisatie wordt de grootste verplaatsing bereikt op het tijdstip $t = 3/2 \cdot t_o$. Daarmee wordt een formule verkregen voor de grootste verplaatsing:

$$Y_{top} = \frac{9}{16} \cdot \frac{(\phi_w - \phi_{eg}) \rho g t_o^2}{(\rho_z + \rho) \cdot D} \quad (3.46)$$

Met:

Y_{top} = maximale verplaatsing op de top van de beweging van de zetsteen (m)

De verplaatsing is afhankelijk van de duur t_o . Daarvoor geldt dat bij een golfklap deze waarde vrij klein is, orde 0,1 à 0,3 s, terwijl dit bij een stijghoogteverschil als gevolg van een front een beduidend grotere waarde heeft: 0,5 à 0,8 s. In Steentoets is hiervoor het volgende aangenomen (Deltares, 2023):

- Tijdens een stijghoogtefront op het talud:

- als $\xi_{op} < 2$: $t_o = 0,25 + 0,05 \cdot T_p$ (3.47)

- als $\xi_{op} \geq 2$: $t_o = 0,25 + 0,05 \frac{2}{\xi_{op}} T_p$ (3.48)

- Golfklap:

- als $\xi_{op} < 2$: $t_o = 0,0018 \cdot T_p \left(\frac{\rho g H_{m0}^2}{\sigma_w} \right)^{0,2}$ (3.49)

- als $\xi_{op} \geq 2$: $t_o = 0,0018 \cdot \frac{2T_p}{\xi_{op}} \cdot \left(\frac{\rho g H_{m0}^2}{\sigma_w} \right)^{0,2}$ (3.50)

Met:

H_{m0} = significante golfhogte aan de teen van de dijk (m)

T_p = piekperiode aan de teen van de dijk (m)

ξ_{op} = Brekerparameter, berekend met de T_p $\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{1,56 \cdot T_p^2}}}$ (-)

σ_w = oppervlaktespanning van het water (0,073 N/m)

Met bovenstaande formules kan de totale verplaatsing van de zetstenen berekend worden bij een bepaalde belasting. In de volgende paragraaf zal in deze formule ook het effect van de wrijving en toestroming worden opgenomen.

3.3.5 Resultierende formule voor beweging van een zetsteen

Op basis van de bovenstaand afgeleide formules kan de centrale formule voor de beweging van de zetsteen zonder klemming worden opgesteld. Dit wordt gebaseerd op het berekende stijghoogteverschil door de golfbelasting (ϕ_w uit paragraaf 3.2), de stijghoogteverlaging als gevolg van toestroming (ϕ_{toe} uit paragraaf 3.3.2), de optredende wrijving van een losse zetsteen (ϕ_{wr} uit paragraaf 3.3.3) en de invloed van de traagheid op de beweging (paragraaf 3.3.4). Al deze invloeden worden samengenomen in de bewegingsvergelijking van Newton (kracht = massa · versnelling) en vervolgens omgeschreven. De bewegingsvergelijking wordt namelijk vaak gebruikt om een resulterende versnelling en/of snelheid te berekenen. Echter is dit geen bruikbare uitvoer om de stabiliteit van steenzettingen te bepalen, want we hebben geen schadepbeelden of grenstoestandfuncties op basis van snelheden of versnellingen. Op de Nederlandse dijken en tijdens stabiliteitsproeven in de Deltagoot wordt de resulterende verplaatsing van de zetstenen gemeten. Hier sluiten we op aan met onze centrale formule: we beschrijven de verplaatsing van zetstenen.

Bij het samenvoegen van de formules wordt begonnen met de omgeschreven bewegingsvergelijking van Newton uit paragraaf 3.3.4 (traagheid):

$$Y_{top} = \frac{9}{16} \cdot \frac{(\phi_w - \phi_{eg}) \rho g t_o^2}{(\rho_z + \rho) \cdot D} \quad (3.51)$$

Deze formule heeft als aandrijvende kracht voor de beweging de term ($\phi_w - \phi_{eg}$). Daar moeten nog de termen voor de invloed van toestroming en wrijving aan worden toegevoegd. Ook wordt nog geen rekening gehouden met de invloed van klemming. Deze invloed wordt in dezelfde term als de wrijving opgenomen, omdat ze een soortgelijke invloed op de stabiliteit hebben, terwijl maar één ervan kan optreden (als een steenzetting klemming bevat treden de genoemde mechanismen voor wrijving niet op). Dit resulteert in het volgende:

$$Y_{top} = \frac{9}{16} \cdot \frac{(\phi_w - \phi_{toe} - \phi_{eg} - \phi_{wr/klem}) \rho g t_o^2}{(\rho_z + \rho) \cdot D} \quad (3.52)$$

Met:

- Y_{top} = totale beweging van de zetsteen ten opzichte van de omliggende zetstenen (m)
- ϕ_w = stijghoogteverschil door de golfbelasting (zie uit paragraaf 3.2) (m)
- ϕ_{eg} = stijghoogteverschil overeenkomend met het eigen gewicht (m)
- $\phi_{wr/klem}$ = stijghoogteverschil overeenkomend met de wrijving van een losse zetsteen of de klemming (zie paragraaf 3.3.3) (m)
- ϕ_{toe} = stijghoogtedaling als gevolg van de beweging van de zetsteen (zie paragraaf 3.3.2) (m)
- ρ = dichtheid van water (kg/m³)
- ρ_z = dichtheid van het materiaal waar de zetsteen van gemaakt is (kg/m³)
- g = versnelling van de zwaartekracht (9,8 m/s²)
- t_o = duur dat het stijghoogteverschil zo groot is dat de zetsteen omhoog wil bewegen (s)
- D = toplaagdikte (m)

De waarde van ϕ_{toe} is echter ook afhankelijk van Y_{top} :

$$\phi_{toe} = \frac{v_z \cdot D \sqrt{BL}}{\pi k' \Lambda} \cdot \left(0,56 + 0,18 \cdot \ln \left(\frac{\sqrt{BL}}{\Lambda} \right) \right) \quad (3.53)$$

$$v_z = \frac{Y_{top}}{1,5 \cdot t_o} \quad (3.54)$$

Door formule (3.54) in formule (3.53) te stoppen en vervolgens het geheel in formule (3.52) te substitueren, resulteert het volgende:

$$Y_{top} = \frac{9}{16} \cdot \frac{\left(\phi_w - Y_{top} \left[\frac{D\sqrt{BL}}{1,5 \cdot t_o \pi k' \Lambda} \cdot \left(0,56 + 0,18 \cdot \ln \left(\frac{\sqrt{BL}}{\Lambda} \right) \right) \right] - \phi_{eg} - \phi_{wr/klem} \right) \rho g t_o^2}{(\rho_z + \rho) \cdot D} \quad (3.55)$$

Met enig rekenwerk kan hieruit de Y_{top} worden geïsoleerd:

$$Y_{top} = \frac{\frac{9}{16} \cdot (\phi_w - \phi_{eg} - \phi_{wr/klem}) \rho g t_o^2}{(\rho_z + \rho) \cdot D + \left[\frac{9}{16} \frac{D\sqrt{BL}}{1,5 \cdot t_o \pi k' \Lambda} \cdot \left(0,56 + 0,18 \cdot \ln \left(\frac{\sqrt{BL}}{\Lambda} \right) \right) \right] \rho g t_o^2} \quad (3.56)$$

Als er geen klemming is, dan is $\phi_{wr/klem} = \phi_{wr}$. Voor de niet-geklemd steenzetting zijn in paragraaf 3.3.3 de formules gegeven om ϕ_{wr} te berekenen.

De waarde van t_o is gegeven in paragraaf 3.3.4.

3.4 Maximale stabiliteit

3.4.1 Beperkingen van de leklengtetheorie met geschematiseerd stijghoogteverloop op de toplaag

Met de leklengtetheorie is het mogelijk om bij een bepaalde golfbelasting op het talud uit te rekenen wat het stijghoogteverschil over de toplaag van gezette steen is. Dat is de basis voor het bepalen van de stabiliteit van de steenzetting. Deze theorie kent echter ook zijn beperkingen. Naarmate de leklengte kleiner wordt gekozen, bijvoorbeeld door de toplaag meer doorlatend te maken en/of de filterlaag minder doorlatend te maken, wordt het stijghoogteverschil bij een bepaalde golfbelasting steeds kleiner. Daarbij kan een punt bereikt worden waarbij het stijghoogteverschil zo klein is, zelfs bij zeer grote golven, dat een oneindige stabiliteit wordt gesuggereerd. Dat maakt dat vanaf een bepaalde leklengte de stabiliteit van de steenzetting wordt overschat. Het is echter niet eenvoudig om vast te stellen bij welke leklengte dat het geval is. Onderstaand is de problematiek inzichtelijk gemaakt.

In Figuur 3-21 is het stijghoogteverschil over de toplaag (ϕ_w), dimensieloos gemaakt met de toplaagdikte (D), uitgezet tegen de dimensieloze leklengte (Λ/D). Deze figuur is gemaakt met het stijghoogteverloop op de toplaag zoals getekend in Figuur 3-8. Het maximale stijghoogteverschil treedt hier op bij punt 4. Dit stijghoogteverschil wordt vooral bepaald door de hoogte en de helling van de lijn tussen punt 4 en 5 (zie documentatie van Steentoets, Deltares 2023):

- Verschil in stijghoogte op de toplaag tussen punt 4 en 5 (zonder berm in het talud):

$$\phi_k = f_{talud} \cdot H_{m0} \left(30 - \frac{\xi_{op}}{\tan \alpha} \right) \left(\frac{\rho g H_{m0}^2}{\sigma_w} \right)^{-0,2} \quad (3.57)$$

- Helling van de lijn tussen punt 4 en 5:
 - Als $\xi_{op}/\tan\alpha < 7$:

$$\theta_{k50-80\%k} = \max(85^\circ - 0,5 \cdot \text{abs}(7 - \xi_{op}/\tan\alpha); 83^\circ) \quad (3.58)$$
 - Als $\xi_{op}/\tan\alpha \geq 7$:

$$\theta_{k50-80\%k} = \max(85^\circ - \text{abs}(7 - \xi_{op}/\tan\alpha); 82^\circ) \quad (3.59)$$

Met:

$\theta_{k50-80\%k}$ = helling van de flank van het stijghoogteverloop aan de zeezijde van de golfklap ($^\circ$)

ϕ_k = maximale stijghoogte t.o.v. de trog tijdens de golfklap met 2% overschrijdingsfrequentie (-)

σ_w = oppervlaktespanning van het water = 0,073 N/m

H_{m0} = significante golfhoogte (op basis van energie) (m)

ξ_{op} = $\tan\alpha/\sqrt{(H_{m0}/(1,56T_p^2))}$ = brekerparameter (-)

s_{op} = $H_{m0}/(1,56T_p^2)$ = golfsteilheid op basis van diepwater golf lengte (-)

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

g = versnelling van de zwaartekracht (m/s²)

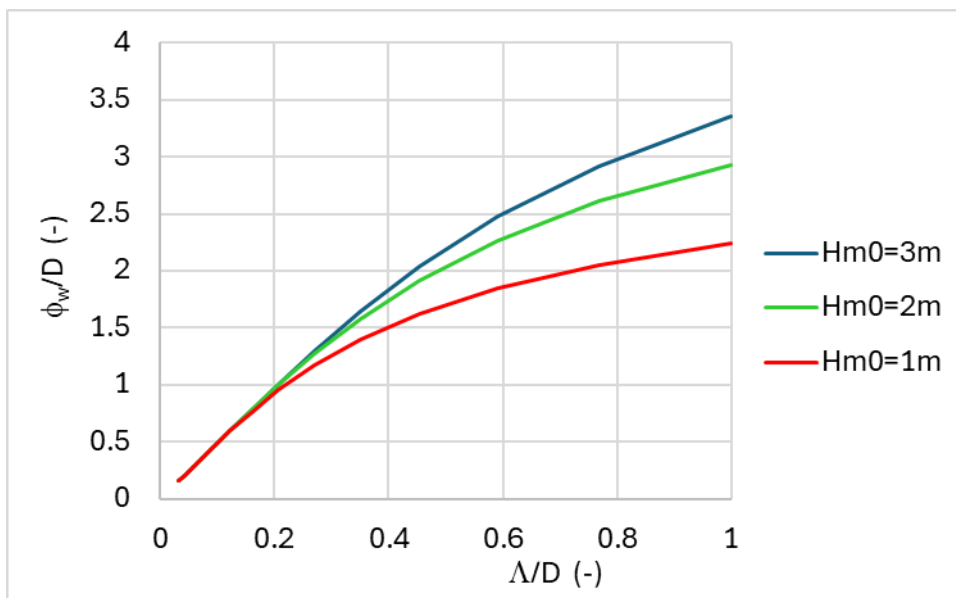
α = taludhelling ($^\circ$)

De oppervlaktespanning van het water zit in deze formules omdat een Weber-schaling is toegepast om rekening te houden met de invloed van luchtbelletjes in het water tijdens het optreden van de golfklap (WL, 2005).

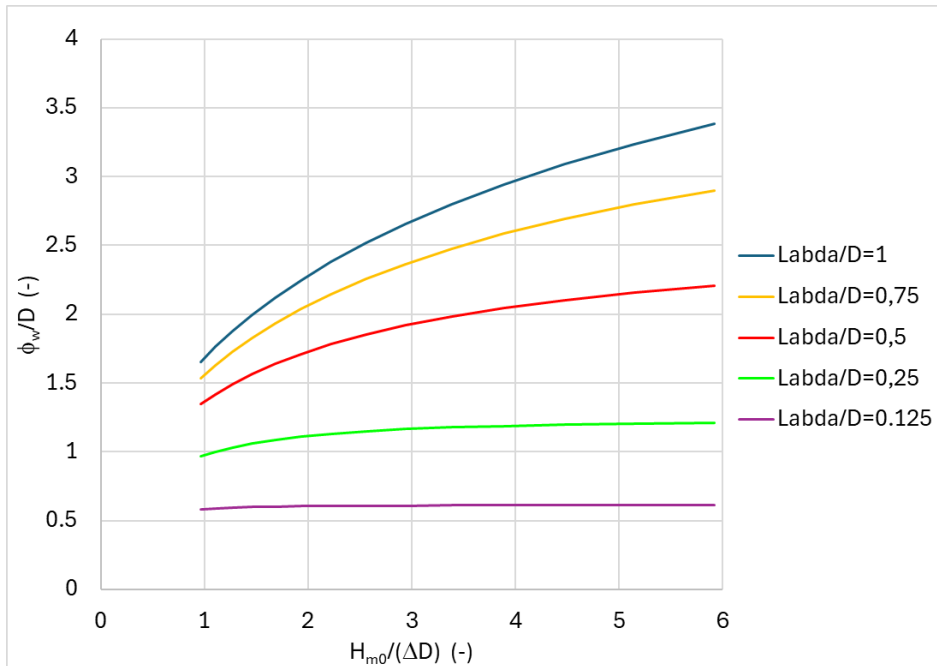
Figuur 3-21 is verder getekend voor de volgende situatie:

- significante golfhoogte: $H_{m0} = 1$ en 2 en 3 m
- toplaagdikte: $D = 0,4$ m
- taludhelling: 1:4
- golfsteilheid: $s_{op} = 0,04$

In deze figuur is te zien dat het stijghoogteverschil afneemt naarmate de leklengte kleiner wordt, zoals te verwachten was. Verder is te zien dat bij een kleine waarde van Λ/D er geen verschil is tussen het stijghoogteverschil bij golven van 1 m en 3 m. Dat is het gebied waar de formules tekortschieten.



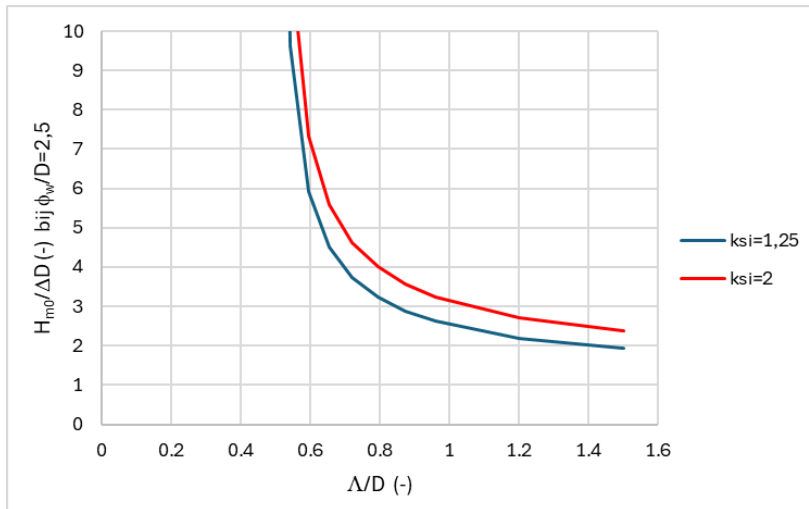
Figuur 3-21, Stijghoogteverschil ϕ_w als functie van de leklengte Λ , beide dimensieloos gemaakt met de toplaagdikte D voor 3 waarden van de significante golfhoogte H_{m0}



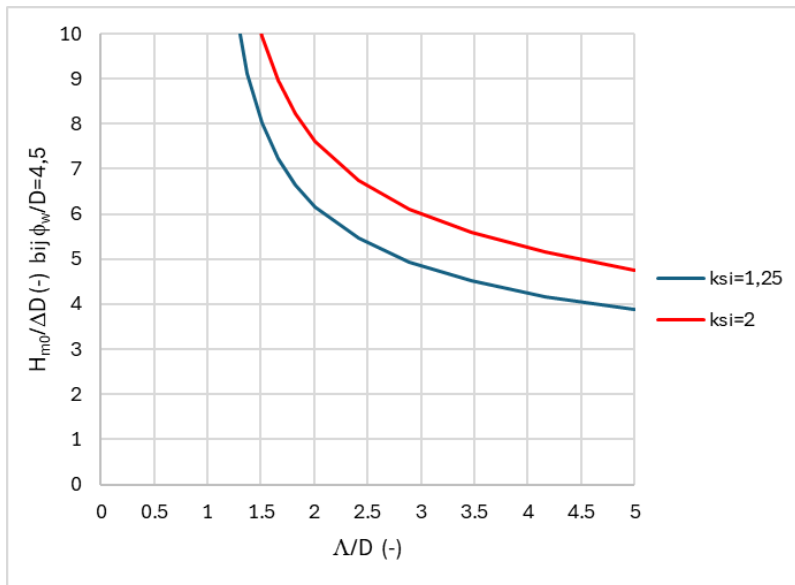
Figuur 3-22, Dimensieloos stijghoogteverschil ϕ_w/D als functie van de dimensieloze golfhoogte $H_{m0}/(\Delta D)$, met de relatieve dichtheid van de zetstenen Δ , bij verschillende waardes van de dimensieloze leklengte Λ/D

In Figuur 3-22 is het stijghoogteverschil als functie van de dimensieloze golfhoogte ($H_{m0}/(\Delta D)$) gegeven. In deze figuur is te zien dat bij een kleine leklengte de golfhoogte bijna geen invloed meer heeft op het stijghoogteverschil. De lijn in de grafiek loopt voor deze leklengte namelijk bijna horizontaal. Dat is problematisch, want dat betekent dat de bezwijkgolfhoogte extreem hoog is bij een kleine leklengte. In de figuur is te zien dat bij $\Lambda/D = 0,125$ het stijghoogteverschil niet groter wordt dan de toplaagdikte en dat leidt tot een oneindige stabiliteit. Immers, alleen het stijghoogteverschil dat evenwicht maakt met het eigen gewicht is al groter (zie paragraaf 3.3.1): $\phi_{eg} = \Delta D \cos \alpha \Rightarrow \phi_{eg}/D = \Delta \cos \alpha > 1$. De paarse lijn in Figuur 3-22 komt nooit bij $\phi_w/D = 1$ en dus wordt het stijghoogteverschil bij deze leklengte nooit groter dan het eigen gewicht.

Het stijghoogteverschil dat een substantiële beweging van een zetsteen geeft is echter nog aanzienlijk groter dan ϕ_{eg} als gevolg van toestroming, wrijving/klemming en traagheid, zie paragraaf 3.3. Met Steentoets zijn een aantal berekeningen uitgevoerd met diverse type steenzettingen en daaruit is gebleken dat er pas instabiliteit van een steenzetting ontstaat als het stijghoogteverschil beduidend groter is dan de toplaagdikte, namelijk $\phi_w/D = 2$ à 5 , afhankelijk van de mate van wrijving/klemming, traagheid en toestroming. In Figuur 3-23 en Figuur 3-24 zijn figuren getekend met de dimensieloze bezwijkgolfhoogte ($H_{m0}/(\Delta D)$) op de verticale as en de dimensieloze leklengte op de horizontale as, aannemende dat instabiliteit optreedt bij respectievelijk $\phi_w/D = 2,5$ en $4,5$. We zien hier dat bij een bepaalde waarde van Λ/D de bezwijkgolfhoogte naar oneindig gaat.



Figuur 3-23, Dimensieloze golfhoogte $H_{m0}/(\Delta D)$ als functie van Δ/D voor twee waarden van ξ_{op} (ksi) bij $\phi_w/D = 2,5$



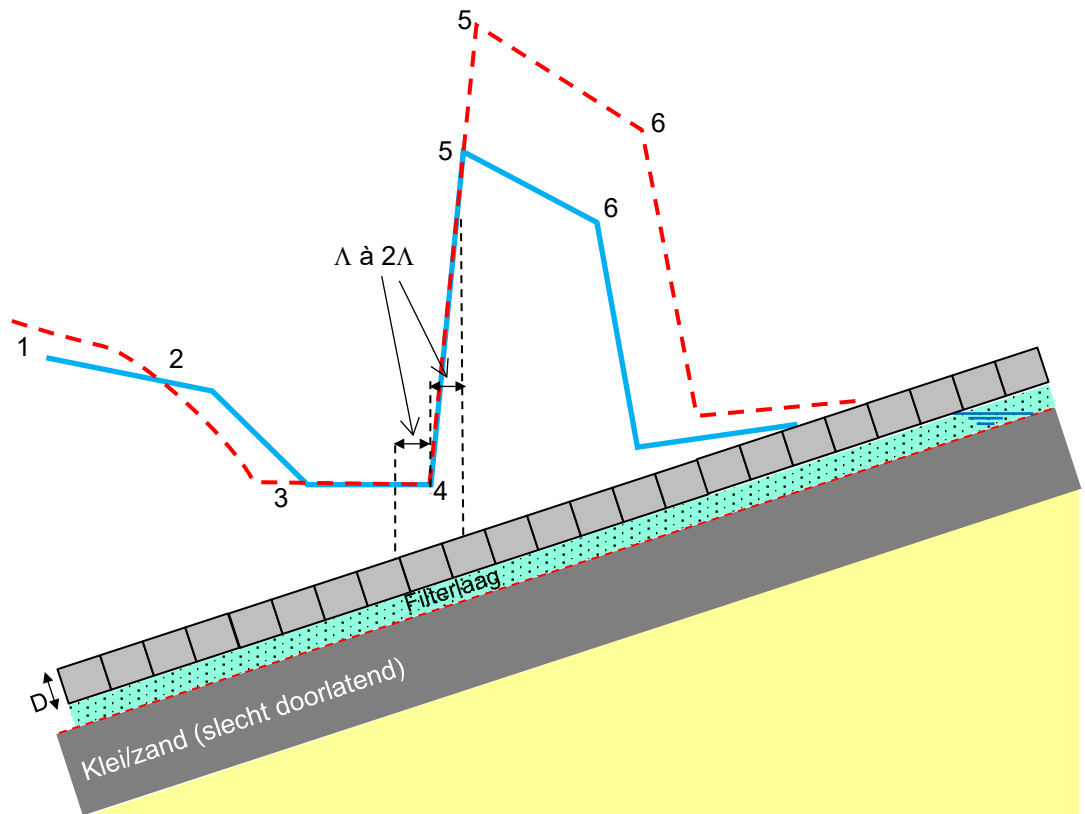
Figuur 3-24, Dimensieloze golfhoogte $H_{m0}/(\Delta D)$ als functie van Δ/D voor twee waarden van ξ_{op} (ksi) bij $\phi_w/D = 4,5$

Deze problematiek is waarschijnlijk een gevolg van het feit dat bij een kleine leklengte slechts een klein stukje van het stijghoogteverloop relevant is voor het stijghoogteverschil, zie Figuur 3-25. Het stijghoogteverschil op een zeker punt wordt vooral bepaald door het stijghoogteverloop tot circa 1 à 2 leklengtes links en rechts van dit punt. Als de leklengte klein is, zal daardoor het stijghoogteverschil in punt 4 van Figuur 3-25 niet meer bepaald worden door de stijghoogte op de toplaag bij punt 5. Punt 5 ligt dan meer dan 1 à 2 leklengtes verwijderd van punt 4.

Daarnaast geldt dat een grotere golfhoogte geen effect heeft op de gradiënt van de stijghoogte op de toplaag tussen punt 4 en 5. Alleen de hoogte van de stijghoogte op de toplaag in punt 5 wordt beïnvloed door de golfhoogte. Hoe hoger de golven hoe hoger de stijghoogte in punt 5.

Als punt 5 dan meer dan 1 à 2 leklengtes verwijderd ligt van punt 4, zal een hogere golfhoogte geen effect hebben op het stijghoogteverschil, omdat de gradiënt tussen punt 4 en 5 (stijghoogte op de toplaag) constant blijft en alleen punt 5 hoger komt te liggen (hogere

stijghoogte op de toplaag bij een grotere golfhoogte). Dat maakt dat het stijghoogteverschil bij punt 4 bij een kleine leklengte ongevoelig is voor de golfhoogte. In paragraaf 3.4.3 wordt dit nader beschouwd en is een aanpassing in de rekenmethode gesuggereerd die deze problematiek verkleint.



Figuur 3-25, Stijghoogteverloop tijdens kleine golf (blauwe lijn) en grote golf (rode stippellijn)

Om een overschatting van de berekende stabiliteit te voorkomen zijn er in Steentoets grenzen gesteld aan de maximale waarde van $H_{m0}/(\Delta D)$ en de minimale waarde van Λ . Dit is nader toegelicht in de volgende paragraaf.

3.4.2 Grenzen in Steentoets

De leklengtetheorie heeft als nadeel dat wanneer de leklengte erg klein wordt, door bijvoorbeeld een grote doorlatendheid van de toplaag of kleine doorlatendheid van het filter, de stabiliteit naar oneindig gaat. Dat betekent dat er een grens is tot waar de leklengtetheorie met de schematisatie van de stijghoogte op de toplaag tijdens een golfklap kan worden toegepast. Deze grens is echter niet theoretisch te bepalen.

In Steentoets is dit probleem opgelost door een maximale stabiliteit van de steenzetting te definiëren en een minimale leklengte aan te houden.

De maximum stabiliteit werkt als volgt. Als volgens de leklengtetheorie en de daaropvolgende berekeningen blijkt dat de stabiliteit hoger is dan dit maximum, dan wordt het maximum aangehouden. Dit maximum is in Steentoets vastgesteld op het volgende (zie Figuur 3-26):

$$\frac{H_{m0,max}}{\Delta D} = 7 \left(\min(\xi_{op}; 2) \right)^{-1/3} + \max \left(0,5 \cdot \left(\min(\xi_{op}; 5) - 2 \right); 0 \right) \quad (3.60)$$

Met:

$H_{m0,max}$ = maximaal toelaatbare significante golfhoogte bij loodrechte golfaanval (m)

Δ = $(\rho_z - \rho)/\rho$ = relatieve dichtheid van de zetstenen (-)

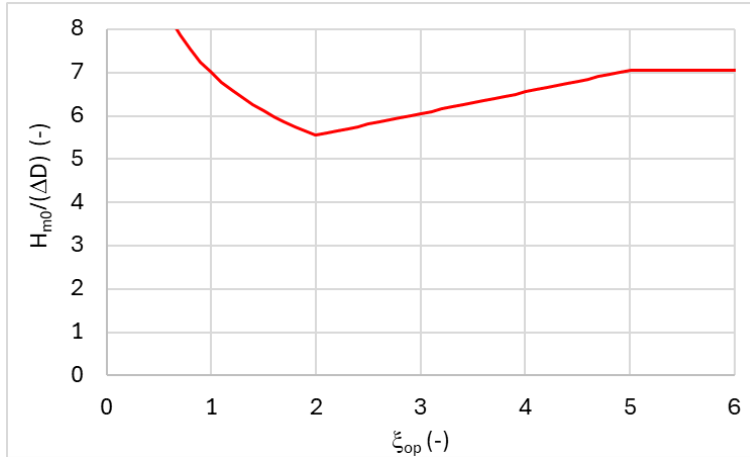
D = toplaagdikte (hoogte van de zetstenen) (m)

ξ_{op} = $\tan\alpha/\sqrt{s_{op}}$ = brekerparameter (-)

s_{op} = $H_{m0}/(gT_p^2/(2\pi))$ = golfsteilheid (-)

ρ_z = dichtheid van de zetstenen (kg/m³)

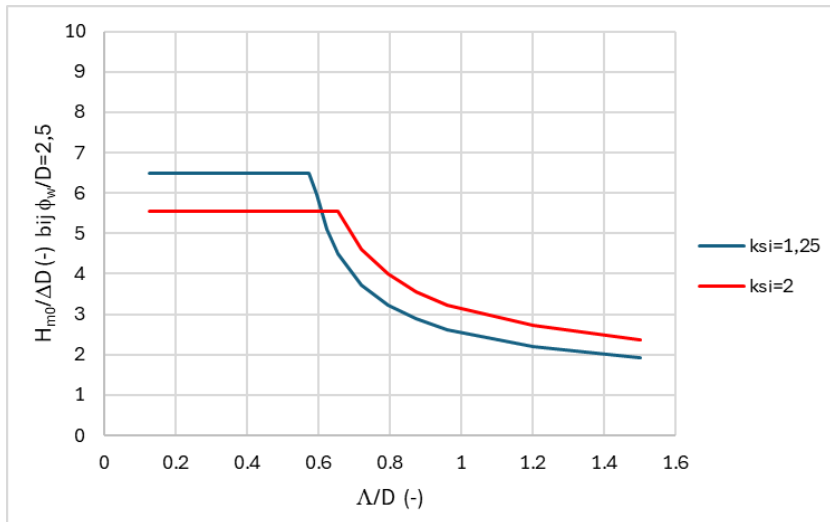
ρ = dichtheid van water (kg/m³)



Figuur 3-26, Bovengrens voor de stabiliteit van steenzettingen volgens Steentoets

Deze formule is geldig voor een kortdurende belasting van 1000 golven en loodrechte golfaanval op een talud zonder berm. De steenzetting is aanwezig in de golfaanvalszone tot tenminste de waterlijn. Het maximum wordt in Steentoets aangepast als er sprake is van scheve golfaanval, een langdurige belasting of een bijzondere geometrie. Dit maakt de software helaas gecompliceerd en ondoorzichtig.

Deze grens is destijds vastgesteld op basis van de resultaten van Deltagootproeven en reflecteert tot waar er vertrouwen is in de rekenresultaten. Gaandeweg de tijd zijn er steeds betere steenzettingen op de markt gekomen en is deze bovengrens opgehoogd. Hoe het toepassen van deze bovengrens uitpakt is in Figuur 3-27 getoond. Door deze bovengrens loopt de lijn vanaf een bepaald punt horizontaal naar links. Deze rigide 'oplossing' van de problematiek heeft helaas ongewenste neveneffecten. Het zorgt er bijvoorbeeld voor dat de stabiliteit van moderne steenzettingen binnen bepaalde grenzen niet meer afhankelijk is van de afmetingen van de filterlaag, terwijl dat waarschijnlijk onterecht is.



Figuur 3-27, Dimensieloze golfhoogte $H_{m0}/(\Delta D)$ als functie van Δ/D voor twee waarden van ξ_{op} (ksi) bij $\phi_w/D = 2,5$, rekening houdend met de maximale stabiliteit volgens formule (3.60)

Daarnaast is er ook een minimale leklengte gedefinieerd in Steentoets. Als de berekende leklengte kleiner is dan 0,2 m, dan wordt deze minimumwaarde aangehouden. In Figuur 3-23 en Figuur 3-24 is echter te zien dat deze grens wat laag is gekozen, omdat bij $\Delta/D = 0,2/0,4 = 0,5$ in dit geval de stabiliteit al zeer sterk is toegenomen en de kans op een overschatting van de stabiliteit aanzienlijk is.

Het toepassen van zo'n bovengrens voor de stabiliteit van de steenzetting heeft een belangrijk nadeel, omdat een hoge stabiliteit door een kleine leklengte kan worden veroorzaakt, maar ook door een goede klemming. Alleen het eerste zou met dit maximum gelimiteerd moeten worden, maar de huidige formule limiteert in feite ook het tweede. De minimale leklengte sluit daarom beter aan op de theorie, maar het vinden van een geschikte grenswaarde is lastiger dan een grens definiëren voor de bezwijkgolffoogte.

3.4.3 Alternatieve oplossing voor de problematiek

De leklengtetheorie, zoals beschreven in paragraaf 3.2, heeft zijn beperkingen in combinatie met de schematisatie van het stijghoogteverloop tijdens een golfklap. De oorzaak van deze beperkingen is beschreven in paragraaf 3.4.1, gegeven het gebruik van leklengtetheorie zoals omschreven in paragraaf 3.2. Er zijn verschillende oplossingsrichtingen denkbaar:

1. De oplossing die gehanteerd wordt in Steentoets, namelijk een maximum aanhouden voor $H_{m0}/(\Delta D)$ in combinatie met een minimale leklengte (zie paragraaf 3.4.2).
2. De schematisering van het stijghoogteverloop op de toplaag aanpassen.
3. De leklengtetheorie verbeteren. Mogelijk dat de aanname, dat er alleen maar stroming haaks op het talud door de toplaag en parallel aan het talud in het filter is, bijdraagt aan de problematiek.
4. Een volledig nieuwe theorie ontwikkelen die specifiek toepasbaar is op kleine leklengtes.

Van deze vier oplossingsrichtingen is de eerste het makkelijkste te realiseren, maar staat het verste af van de fysica. De derde en de vierde zijn, redenerend vanuit de fysica, het beste, maar helaas zijn deze oplossingsrichtingen bijzonder complex. Het is nog niet gelukt om hiermee een bruikbaar resultaat te verkrijgen.

De tweede oplossingsrichting, namelijk het aanpassen van het stijghoogteverloop op de toplaag, herbergt iets meer fysica dan de eerste, en daarom is die in deze paragraaf ver kent.

De achtergrond voor het aanpassen van het stijghoogte verloop op de toplaag komt voort uit de wens om de oplossing te zoeken in een aanpassing van de stijghoogteverschillen. Aanpassing van de stijghoogteverschillen voor bijzondere situaties sluit beter aan op de fysica van de leklengtetheorie, en is naar verwachting intuïtiever dan aanpassingen in de leklengte of de bezwijkgolffoogte. De stijghoogteverschillen staan namelijk aan de basis van alle stabiliteitsberekeningen, dus aanpassen hiervan lost het probleem het dichtstbij de bron op.

In de eerste instantie wordt gefocust op de gradiënt in het stijghoogteverloop op de toplaag tussen punt 4 en 5 in Figuur 3-25. Deze gradiënt in de schematisatie is onafhankelijk van de golffoogte en slechts lichtelijk afhankelijk van de golfsteilheid, zie formule (3.58) (bedenk dat $\xi_{op}/\tan\alpha = 1/\sqrt{s_{op}}$). Dit betekent dat er een situatie te vinden is met een kleine leklengte en toenemende golffoogte waarbij het stijghoogteverschil niet meer toeneemt met toenemende golffoogte, zie paragraaf 3.4.1. Dit is ongewenst, omdat we ervan uitgaan dat het stijghoogteverschil over de toplaag altijd blijft toenemen bij toenemende golffoogte.

Om dit probleem op te lossen zijn de formules voor de gradiënt als volgt aangepast:

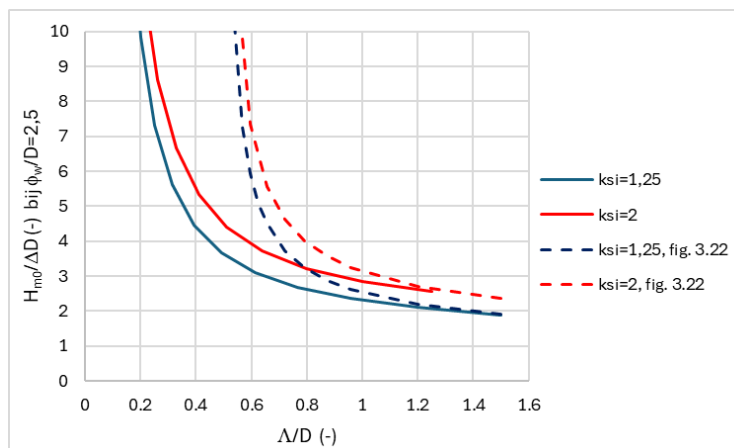
- Als $\xi_{op}/\tan\alpha < 7$:

$$\tan(\theta_{k50-80\%k}) = \max \left(\tan \left(\max \left(85^\circ - 0,5 \cdot \text{abs} \left(7 - \frac{1}{\sqrt{s_{op}}} \right); 83^\circ \right); 4,2 \cdot \phi_w \right) \right) \quad (3.61)$$

- Als $\xi_{op}/\tan\alpha \geq 7$:

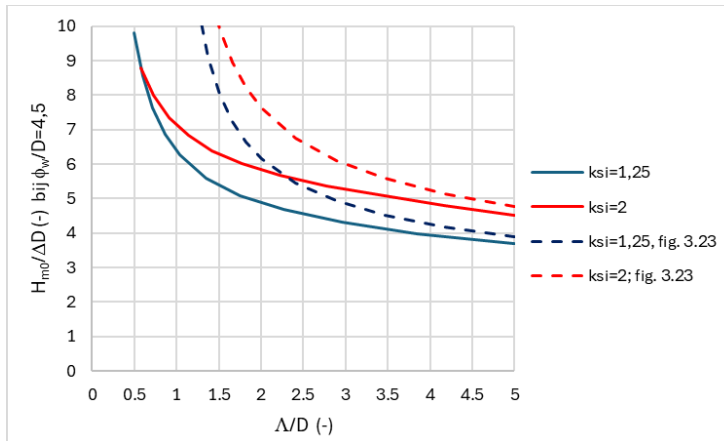
$$\tan(\theta_{k50-80\%k}) = \max \left(\tan \left(\max \left(85^\circ - \text{abs} \left(7 - \frac{1}{\sqrt{s_{op}}} \right); 82^\circ \right); 4,2 \cdot \phi_w \right) \right) \quad (3.62)$$

Op deze wijze is bij normale leklengtes er vrijwel niets gewijzigd, terwijl bij kleine leklengtes de gradiënt toeneemt met toenemende golffoogte. In Figuur 3-28 is te zien hoe dit uitpakt voor de stabiliteit als instabiliteit optreedt bij $\phi_w/D = 2,5$. Het blijkt dat daarmee de sterke stijging van de stabiliteit bij kleine leklengtes kan worden verlegd naar een veel kleinere leklengte. Waar in Figuur 3-23 de stabiliteit steil omhoog ging bij $\Lambda/D = 0,6$ à $0,7$, gebeurt dat in Figuur 3-28 pas bij $\Lambda/D = \text{ca } 0,3$.



Figuur 3-28, Dimensieloze golffoogte $H_{m0}/(\Delta D)$ als functie van Λ/D voor twee waarden van ξ_{op} (k_{si}) bij $\phi_w/D = 2,5$, berekend met formule (3.61) (vergelijk met Figuur 3-23)

Voor steenzettingen waarbij instabiliteit optreedt bij $\phi_w/D = 4,5$ is dit te zien in Figuur 3-29. In deze figuur gaat de stabiliteit steil omhoog bij $\Lambda/D = 0,7$ à $1,0$, terwijl dat in Figuur 3-24 het geval was bij $\Lambda/D = 1,5$ à $2,0$.



Figuur 3-29, Dimensieloze golfhoogte $H_{m0}/(\Delta D)$ als functie van Δ/D voor twee waarden van ξ_{op} (k_{si}) bij $\phi_w/D = 4,5$, berekend met formule (3.61) (vergelijk met Figuur 3-24)

Fysisch gezien is het wellicht niet logisch om de gradiënt van de stijghoogte op de toplaag bij de golfklap groter te laten worden bij toenemende golfhoogte. Deze gradiënt heeft immers meer te maken met de vorm van de golfklap dan met de grootte, terwijl het niet te verwachten is dat de vorm verandert bij toenemende golfhoogte (en gelijkblijvende golfsteilheid). Deze gradiënt is slechts steiler gekozen bij grote golven omdat dit een praktische oplossing is die de problematiek verkleint.

De werkelijke fysica is waarschijnlijk veel gecompliceerder. Er is vermoedelijk geen constante gradiënt tussen punt 4 en 5, maar een variërende gradiënt die in elke golf weer anders varieert. Daardoor zullen er vermoedelijk plaatselijk steilere en minder steile gradiënten zijn, die leiden tot lokaal grotere of kleinere stijghoogteverschillen.

Dit is echter niet meetbaar omdat dit een zeer kleine onderlinge afstand van drukopnemers op het talud zou vergen. Het is ook niet te verwachten dat dit op korte termijn met numerieke berekeningen te bepalen zal zijn. Daarom lijkt voorlopig de oplossing met toenemende gradiënt bij toenemende golfhoogte de best haalbare oplossing. Aanbevolen wordt om dit verder te verkennen en daarbij formule (3.61) en (3.62) te optimaliseren.

4 Kwantificering invloed belastingduur

De in de vorige paragraaf beschreven leklengtetheorie gaat uit van de belasting van afzonderlijke golven, die een bepaald stijghoogteverschil geven. Vervolgens zijn in paragraaf 3.3 de formules gegeven waarmee de beweging van de zetstenen kan worden berekend. Deze beweging is gebaseerd op een evenwicht van belasting en sterkte, die bepalen vanaf welke mate van belasting de zetsteen begint te bewegen, en tezamen de stabiliteit van de steenzetting bepalen. De invloed van de belastingduur, uitgedrukt in uren golfbelasting of het aantal golven op de steenzetting, is geen onderdeel van deze formules. Toch is gebleken dat deze belastingduur weldegelijk invloed heeft op de bezwijkgolffhoogte. Dit is vastgesteld met Deltagootproeven. In het schema van Figuur 3-1 is dit het rechter bruine blokje.

Een belastingduur van 1000 golven (ca 1,5 à 2,5 uur) wordt gezien als een korte belastingduur en een proef met meer dan 1500 golven is een langeduurproef. Dit komt voort uit de gewoonte om de stabiliteit van steenzettingen te bepalen met proeven van 1000 golven, omdat daarmee een goede mix met grote en kleine golven in de proef zitten met een aantal zeer grote golven (groter dan $H_{1\%}$).

Het is helaas nog niet gelukt om vanuit de theorie over de fysische processen sluitende formules af te leiden die deze invloed weergeven. Daarom wordt gebruik gemaakt van empirische formules op basis van de beschikbare Deltagootproeven. In Steentoets is dit vormgegeven op een manier die niet goed aansluit op de huidige wensen ten aanzien van tijdsafhankelijk rekenen. Daarom zijn in dit hoofdstuk de formules opnieuw uit de metingen afgeleid en is gebruik gemaakt van de methodiek van de Miner-som, die beter aansluit op de fysica van de variërende belasting tijdens een extreme storm.

Allereerst zijn in dit hoofdstuk de relevante Deltagootproeven gepresenteerd op basis waarvan de invloed van de belastingduur kan worden gekwantificeerd, zie paragraaf 4.1. Daarbij is geconstateerd dat de metingen zowel de invloed van de belastingduur als ook de invloed van de golfsteilheid (brekerparameter) herbergen. De methode om deze twee invloeden uit elkaar te rafelen is gepresenteerd in paragraaf 4.2. In paragraaf 4.3 zijn de proeven in de Deltagoot zodanig gepresenteerd dat de invloed van de belastingduur hieruit blijkt. In deze paragraaf zijn nieuwe empirische formules afgeleid. Vervolgens is in paragraaf 4.4 de nauwkeurigheid van de afgeleide formule bepaald. Tenslotte is in paragraaf 4.4 de methode verder uitgewerkt voor het bepalen van de stabiliteit tijdens een storm met variërende waterstand en golfcondities. Daarbij wordt gebruik gemaakt van de Minersom, zoals dat ook gebruikelijk is bij asfalt- en grasbekledingen.

4.1 Relevante proevenseries in de Deltagoot

Het hart van Steentoets is gericht op het berekenen van de stabiliteit van een steenzetting bij een relatief kortdurende belasting. De fysische processen zijn enerzijds gekwantificeerd met formules die afgeleid zijn vanuit de theoretische fysica (zie hoofdstuk 3) en zijn anderzijds afgeregeld op proeven in de Deltagoot met een duur van ongeveer 1000 golven.

Er zijn echter ook een aantal proevenseries uitgevoerd met zowel een kortdurende belasting als een langdurige belasting. Op basis van deze proevenseries is het mogelijk om de invloed van de belastingduur op de stabiliteit van de steenzetting af te leiden. Klein Breteler en Eysink (WL, 2005) hebben voor het eerst de invloed van de belastingduur met Deltagootproeven bepaald. Er zijn toen proeven uitgevoerd met basalt, blokken op hun kant, Hydroblocks en Basalton.

Sinds 2013 is het gebruikelijk om nieuwe type steenzettingen te beproeven in de Deltagoot met twee kortdurende series (1000 golven) en een langeduurproef. Deze experimentele data is goed bruikbaar om de invloed van de belastingduur op de stabiliteit van de steenzetting te kwantificeren. In een aantal gevallen was er echter geen schade ontstaan tijdens de kortdurende proeven, waardoor er slechts een globale indicatie van de invloed van de belastingduur kan worden afgeleid.

Deze paragraaf presenteert de proevenseries in de Deltagoot waarin zowel de stabiliteit tijdens kortdurende belasting als die tijdens langdurige belasting is vastgesteld. Op basis van deze data is later in dit hoofdstuk een empirische relatie opgesteld voor het voorspellen van de stabiliteit bij een langdurige belasting, gegeven de stabiliteit bij een kortdurende belasting. Dit kan gebruikt worden voor het concreet maken van de rekenmethode met tijdsafhankelijke stabiliteit op basis van de Minersom.

De resultaten van de verschillende proevenseries zijn gegeven in Tabel 4-1 t/m Tabel 4-3. De tabellen bevatten in totaal 48 unieke proeven die zijn uitgevoerd in de Deltagoot, op (bijna) werkelijke schaal. De proeven beslaan het werk over een periode van 2005 tot en met heden. Gezamenlijk leveren deze onderzoeken een schat aan informatie, die al langere tijd gebruikt wordt voor de validatie/ijking van Steentoets, en nu gebruikt kan worden om de invloed van de belastingduur op de stabiliteit van een steenzetting te bepalen. In elke proef is de belasting/sterkte-verhouding gekarakteriseerd door twee dimensieloze parameters:

- belastingparameter: $\frac{H_{m0}}{\Delta D}$ (4.1)

- brekerparameter: $\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_{op}}}$ met $s_{op} = \frac{H_{m0}}{\frac{g}{2\pi} T_p^2}$ (4.2)

Met:

ξ_{op} = brekerparameter (-)

α = taludhelling (°)

s_{op} = golfsteilheid op basis van de piekperiode (-)

H_{m0} = significante golfhoogte bij de teen van de dijk (m)

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

g = versnelling van de zwaartekracht (m/s²)

D = toplaagdikte van de steenzetting (m)

Δ = $(\rho_z - \rho)/\rho$ = relatieve dichtheid van de zetstenen (-)

ρ_z = dichtheid van het materiaal waar de zetstenen van gemaakt zijn (kg/m³)

ρ = dichtheid van water (kg/m³)

De belastingparameter geeft de verhouding tussen de significante golfhoogte (H_{m0}) en het onderwatergewicht van de steenzetting per vierkante meter (ΔD). Dat laatste is een van de belangrijke sterktecomponenten van de steenzetting. De klemming wordt later in de parameter toegevoegd. De brekerparameter bevat de taludhelling en de golfsteilheid en is een parameter waaruit is af te leiden hoe de golven breken op het talud.

De mate van schade aan het eind van de betreffende proef is weergegeven met de letters a t/m d conform de methode uit paragraaf 2.2.1. In de tabellen is ook de stabiliteitsparameter F' gegeven die nader uitgelegd wordt in de volgende paragraaf.

Tabel 4-1, Proefresultaten van WL (2005) met de brekerparameter ξ_{op} , de belastingparameter $H_{m0}/(\Delta D)$, het aantal golven N en de stabiliteitsparameter F'

Bekleding	proef	ξ_{op} (-)	$H_{m0}/(\Delta D)$ (-)	Duur (uur)	Duur N (-)	F' (-)	schade
Basalt2003	8A	2.51	3.07	2.00	1120	3.37	d
	18	1.58	4.45	1.50	1062	5.10	a
Basalt2005	serie 1	1.89	3.94	23.50	18469	3.92	d
	serie 2	1.95	3.67	14.00	10625	4.48	b
	serie 3	1.93	3.24	7.33	5213	4,80	d
Blokken op hun kant	12ao9	1.74	4.82	0.69	1000	5.78	a
	12ao5	1.42	5.32	1.19	489	7.30	d
	12ao8	1.75	3.80	1.24	1000	6.92	d
	12ao12	2.24	3.95	1.62	1000	7.23	c
	12ao13	2.12	4.71	1.67	1000	8.28	d
	serie 1	1.73	3.10	3.62	3571	4.68	d
	serie 2	1.70	2.52	6.37	6527	3.75	d
serie 3	1.70	2.00	43.5	46689	2.98	d	
Hydroblocks, nieuw	1	1.97	5.11	1.39	1093	6.26	d
	2	2.06	4.72	3.35	2789	5.73	d
	6	2.04	5.17	19.75	15571	6.30	d
	p6	2.20	6.20	1.97	1000	7.28	d
Hydroblocks, hergebruikt	3	2.16	4.14	2.07	1882	4.90	d
	4	2.13	3.52	2.63	2495	4.20	d
	5	2.08	2.97	4.13	4092	3.59	d
	5251	1.98	5.05	1.37	1101	6.19	d

Tabel 4-2, Proefresultaten van Deltares (2016b)

Bekleding	proef	ξ_{op} (-)	$H_{m0}/(\Delta D)$ (-)	Duur N (-)	F' (-)	schade
Basalton STS	P03	2.43	5.77	681	6.45	d
	P07	1.84	6.09	627	7.32	d
	P09+10	1.85	4.37	3370	5.26	c
	P12+P13	1.82	4.57	3680	5.47	d
Basalton STS+	B07	2.37	7.91	1244	8.95	a
	B12	1.69	8.47	1062	9.91	c
	B14	1.45	6.25	1603	6.99	d
Ronaton	P07A	2.36	9.32	1055	10.56	a
	P10	1.69	8.62	643	10.09	d
	P13	1.68	6.61	1826	7.72	d
Hydroblocks	H05	2.55	6.32	1034	6.88	c
	H09	1.84	5.49	1012	6.60	c
	H12+13	1.83	4.5	2452	5.40	d
Verkalit GOR	V29	2.34	7.67	1036	8.73	a
	V34+V35	1.66	6.70	980	7.80	c
	V36-V40	1.58	5.47	25986	6.27	c
Verkalit mgv	V10	1.69	7.49	1386	8.77	d
	V23	2.37	7.37	2837	8.34	d

Tabel 4-3, Proefresultaten met diverse moderne steenzettingen

Bekleding	proef	ξ_{op} (-)	$H_{m0}/(\Delta D)$ (-)	Duur N (-)	F' (-)	schade
Hillblocks 2.0 (Deltares, 2016c)	P04+06	2.37	8.38	1234	9.48	geen
	P10	1.67	8.25	981	9.63	geen
	P09-P12	1.69	8.25	5995	9.66	d
RonatonXL (Deltares, 2022b)	RXL05	1.94	8.59	1254	10.48	a
	RXL08	1.39	8.43	1132	9.31	a
	RXL08-13	1.40	8.52	8400	9.42	c
Quattroblock (Deltares, 2022a)	QB05	1.96	11.57	1056	14.16	a
	QB07	1.39	13.25	743	14.63	d
	QB-10	1.39	10.80	1756	11.92	d

In deze tabellen zijn de resultaten van de proeven met Testblokken (variant op Hillblocks) niet opgenomen, omdat deze door hun ongunstige vorm een erg lage stabiliteit hadden. Daarnaast zijn de proeven met Ronataille niet opgenomen omdat deze een afwijkend bezwijkmechanisme hadden. Beide zijn nooit in productie genomen.

4.2 Invloed van de golfsteilheid op de stabiliteit

Als er langeduurproeven zijn uitgevoerd, zijn er vrijwel altijd ook korteduurproeven beschikbaar met dezelfde steenzetting op dezelfde taludhelling. Maar deze proeven zijn niet

allemaal met dezelfde golfsteilheid uitgevoerd. Dat is in bovenstaande tabellen te zien aan de waarde van de brekerparameter, zie Tabel 4-1 t/m Tabel 4-3. Dat maakt het kwantificeren van de invloed van de belastingduur lastiger. Om dit aspect goed te verdisconteren in de analyse, zijn Steentoetsberekeningen gebruikt om de invloed van de golfsteilheid te scheiden van de invloed van de belastingduur.

De invloed van de golfsteilheid, of brekerparameter, op de stabiliteit van steenzettingen is overzichtelijk in beeld gebracht door Deltares (2014). Toen zijn alle Deltagootproeven tot dan toe nagerekend met Steentoets, en uit de gepresenteerde figuren is gemakkelijk af te leiden wat de invloed is van de brekerparameter.

De relevante figuren zijn gegeven in bijlage B. De figuren van Deltares (2014) zijn aangevuld met lijnen op basis van de volgende formule (dikke rode en oranje lijnen):

$$\frac{H_{m0}}{\Delta D} = F' \cdot \xi_{op}^m \quad (4.3)$$

Met:

D = toplaagdikte van de steenzetting (m)

Δ = $(\rho_z - \rho)/\rho$ = relatieve dichtheid van de zetstenen (-)

ρ_z = dichtheid van het materiaal waar de zetsteen een val gemaakt zijn (kg/m^3)

ρ = dichtheid van water (kg/m^3)

F' = stabiliteitsparameter (-)

m = macht (-)

De ervaring leert dat deze formule een redelijke weergave is van de stabiliteit van de steenzetting, waarbij de stabiliteitsparameter de relatieve stabiliteit van de steenzetting geeft voor een onderlinge vergelijking tussen korte- en langeduurproeven. Hoe hoger deze waarde, hoe hoger de stabiliteit bij een bepaalde toplaagdikte. Hoe slimmer de steenzetting is vormgegeven, inclusief de filterlaag, hoe hoger de waarde van F'. Deze waarde is gerelateerd aan de doorlatendheid van de steenzetting en het filter (dat bepalend is voor het stijghoogteverschil over de toplaag) en de klemming (dat bepalend is voor de sterkte van de steenzetting). De toplaagdikte en dichtheid van de zetstenen is reeds verdisconteerd in $H_{m0}/(\Delta D)$. Het doel is nu om de waarde van F' voor alle proeven te bepalen om daarmee de invloed van de belastingduur te kunnen zien, zonder dat dit al te zeer beïnvloed wordt door de brekerparameter. Daartoe moet eerst de waarde van m bepaald worden uit de figuren in Bijlage B en daarna wordt in de volgende paragraaf de F' in relatie tot de belastingduur beschouwd.

In de figuren zijn lijnen getekend op basis van Steentoets-berekeningen. Het gaat er nu om dat we de macht m zo kiezen dat de globale trend van de formule hetzelfde is als volgens Steentoets. In de figuren zijn de rode en oranje lijnen getekend met een bepaalde waarde van m en blijkt de macht negatief te zijn voor kleine waarde van ξ_{op} , en positief voor grote waarden. Het omslagpunt ligt doorgaans ongeveer bij $\xi_{op} \approx 2$. Bij blokken op hun kant ligt het omslagpunt echter bij een veel hogere waarde van de brekerparameter. Bij de hergebruikte Hydroblocks zien we ook een wat snellere afname van de stabiliteit bij toenemende belastingduur dan bij nieuwe Hydroblocks. Hiervoor is dezelfde trend aangehouden als voor blokken op hun kant. Mogelijk geldt deze snellere afname voor alle hergebruikte zuilen, maar hier zijn geen gegevens van.

In de figuren is de ligging van de rode en oranje lijn (hoogte in de figuur) minder relevant. Het gaat om de globale helling van de lijnen die ongeveer overeen moeten komen met de gemiddelde trend in de lijnen die berekend zijn met Steentoets, want dan kunnen we met

bovenstaande formule de invloed van de brekerparameter schatten. De helling wordt bepaald door de waarde van m .

Op grond van de figuren wordt geconcludeerd dat voor de macht m ongeveer het volgende aangehouden kan worden:

- blokken op hun kant en hergebruikte Hydroblocks: $m = -0,75$ voor $1,2 < \xi_{op} < 2,5$
- overige moderne steenzettingen (zoals Hydroblocks en Basalton) en basalt:
 - $m = -0,3$ voor $1,2 < \xi_{op} < 2$
 - $m = 0,5$ voor $2 \leq \xi_{op} < 2,5$

Deze waarde van de macht m geeft met bovenstaande formule een redelijke schatting van de invloed van de brekerparameter. Een nauwkeurige formulering is niet noodzakelijk, omdat de range waarbinnen de brekerparameter is gevarieerd tijdens de proeven vrij klein was.

4.3 Gemeten relatie tussen stabiliteit en belastingduur

De waarde van de stabiliteitsparameter F' kan nu in bepaald worden op basis van de metingen uit Tabel 4-1 t/m Tabel 4-3. Daartoe herschrijven we formule (4.3):

$$F' = \frac{H_{m0}}{\Delta D} \cdot \xi_{op}^{-m} \quad (4.4)$$

Met deze formule is de waarde van F' bepaald voor elke Deltagootproef met de waarde van m die afgeleid is in de vorige paragraaf. De resultaten staan in Tabel 4-1 t/m Tabel 4-3. De waarde van F' kan nu gebruikt worden om de invloed van de belastingduur (aantal golven) in beeld te brengen. Dit is gedaan in Bijlage C voor elk type steenzetting waar relevante data over de invloed van de belastingduur verzameld is in de Deltagoot. We kijken vooral naar de proefresultaten met de kleinste golfhoogte waar nog net schadecategorie c en d zijn opgetreden. Daarnaast zijn soms ook de proeven in de figuren te zien met de hoogste golfhoogte waarbij schadecategorie a en b zijn opgetreden. Zo krijgen we zicht op de waarde van F' op de overgang van geen schade naar wel schade.

Een voorbeeld van de relatie tussen F' en de belastingduur is te zien in Figuur 4-1. Hier is een duidelijke trend herkenbaar voor de invloed van de belastingduur op de stabiliteit van blokken op hun kant. We zien dat de stabiliteitsparameter F' gestaag afneemt met toenemende waarde van N , totdat $N = 10.000$. Kennelijk is er dan sprake van een belastingniveau (op 45% van F' bij 1000 golven) die oneindig lang kan worden weerstaan. De getekende trend heeft de volgende formule:

- Als $N \leq 10.000$, dan $F'_N = F'_{1000} \cdot (2,65 - 0,55 \cdot \log(N))$ (4.5)

- Als $N > 10.000$, dan $F'_N = 0,45 \cdot F'_{1000}$ (4.6)

Met:

F'_N = waarde van F' bij belastingduur van N golven (-)

F'_{1000} = waarde van F' bij belastingduur van 1000 golven (-)

Uitgangspunt in deze formule is de waarde van F'_{1000} , die berekend kan worden met Steentoets zonder de invloed van de belastingduur te verdisconteren. Dit kan omdat Steentoets is afgeregeld op Deltagootproeven met een duur van ongeveer 1000 golven. Door in deze formule gebruik te maken van F'_{1000} worden alle aspecten van de stabiliteit van de steenzetting verdisconteerd. Op den duur kan Steentoets vervangen worden door software die ontworpen is om de nieuwe centrale formule die in dit document wordt afgeleid

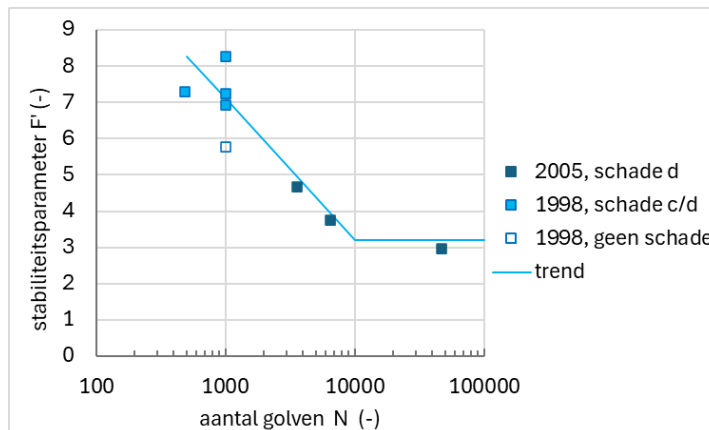
(DiKErnel). Op het moment dat deze formule voldoende elementen bevat om de stabiliteit van een steenzetting te berekenen, en gebruiksvriendelijk en robuust geprogrammeerd is, kan Steentoets uit gefaseerd worden. Op dezelfde wijze is ook een formule afgeleid voor de moderne steenzettingen en basalt. In de figuren in Bijlage C is de volgende trend getekend:

- Als $N \leq 10.000$, dan $F'_N = F'_{1000} \cdot (2,2 - 0,4 \cdot \log(N))$ (4.7)

- Als $N > 10.000$, dan $F'_N = 0,6 \cdot F'_{1000}$ (4.8)

Hieruit blijkt dat de afname van de stabiliteit bij toenemende belastingduur iets minder snel gaat dan bij de blokken op hun kant. Bij blokken op hun kant is de stabiliteit 60% kleiner bij 10.000 golven (ten opzichte van 1000 golven), maar bij de moderne steenzettingen en basalt blijkt dit slechts 40% te zijn. Het knikpunt is weer op dezelfde waarde als bij blokken op hun kant gezet: $N = 10.000$. Er zijn onvoldoende meetgegevens om een andere waarde te rechtvaardigen.

Omdat $F' = H_{m0}/(\Delta D) \cdot \xi_{op}^m$, zowel voor $N = 1000$ als $N = N$, kunnen de termen ΔD en ξ_{op}^m uit formule (4.6) t/m (4.8) gedeeld worden als deze constant zijn gedurende de storm of een tijdstap. Dat levert met bovenstaande formules een direct verband tussen de bezwijkgolffoogte bij 1000 golven en de bezwijkgolffoogte bij N golven. Hier wordt gebruik van gemaakt in paragraaf 4.5.



Figuur 4-1, Invloed belastingduur op waarde van F' bij schade voor blokken op hun kant

Er wordt opgemerkt dat alle proeven zijn ingestoken op het bepalen van de stabiliteit van een bepaald type steenzetting. Veel proeven zijn daarom uitgevoerd voor een belasting waarbij verwacht werd dat de steenzetting op den duur zou bezwijken. Hierdoor zijn er weinig meetpunten beschikbaar voor $N > 10.000$ golven. Het is wenselijk om een betere fysieke en met fysieke data onderbouwde formulering te hebben voor de invloed van de belastingduur op de stabiliteit. Nu is bijvoorbeeld een geknikt verloop van de stabiliteit aangenomen, waarbij er een scherpe knik aanwezig is bij 10.000 golven. Het is ook denkbaar dat de trend in werkelijkheid volgens een parabool of exponentiële functie verloopt. Voor een goede onderbouwing van de trend is meer data nodig. Gezien de beperkte data is een simpel verband met twee rechte lijnen op log-schaal gekozen.

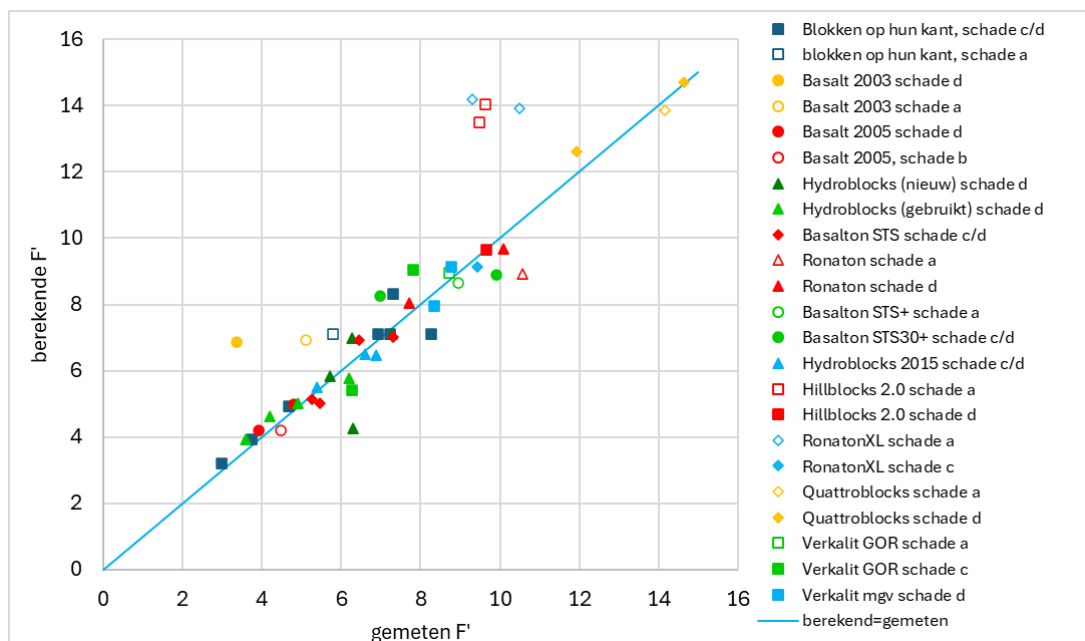
Verder is er weinig data beschikbaar voor $N < 1000$ golven, omdat er tijdens de proeven vaak op werd gestuurd dat de steenzetting bij circa 1000 golven zou bezwijken. Bij orde 1000 golven zijn er voldoende hoge golven geweest om een goed beeld van de stabiliteit te verkrijgen, zonder beïnvloeding van de toevallige aanwezigheid van een relatief hoge of juist lage grootste golven. Voor de huidige methodiek betekent dit dat deze minder goed

gevalideerd is voor kleine belastingduur (<1000 golven), maar die zijn in de praktijk minder relevant. Een tijdstap in het rekenproces kan weliswaar kort zijn (minder dan 1000 golven), maar het cumulatieve effect van meerdere tijdstappen tot bezwijken is in de praktijk meestal veel langer dan 1000 golven.

4.4 Nauwkeurigheid van de formules

De nauwkeurigheid van de afgeleide formules is in beeld gebracht in Figuur 4-2. Hier is op de verticale as de met de formules berekende waarden van F' gezet en op de horizontale as de gemeten waarde. In deze figuur zijn ook de meetpunten opgenomen waarbij er geen schade is opgetreden aan de steenzetting (open symbolen). Die meetpunten worden niet beschouwd. De punten mogen aan de linkerkant van de lijn liggen, want bij zo'n proef is kennelijk de belastingduur te laag geweest om schade te veroorzaken.

De formule geeft een overschatting van de stabiliteit (onveilig) als meetpunten met schadecategorie c en/of d aan de linkerkant van de lijn liggen. Dat is bijvoorbeeld het geval bij basalt (dichte oranje rondje), dat waarschijnlijk veroorzaakt is door de onregelmatige vorm van de zetstenen.



Figuur 4-2, Vergelijking tussen de gemeten stabiliteitsparameter en de berekende waarde (nauwkeurigheid van de empirische formules)

De nauwkeurigheid kan gekwantificeerd worden als er een modelcoëfficiënt m_{duur} wordt toegevoegd aan de formules:

- Blokken op hun kant en hergebruikte Hydroblocks:

$$F'_N = m_{duur} \cdot F'_{1000} \cdot (2,65 - 0,55 \cdot \min(4; \log(N))) \quad (4.9)$$

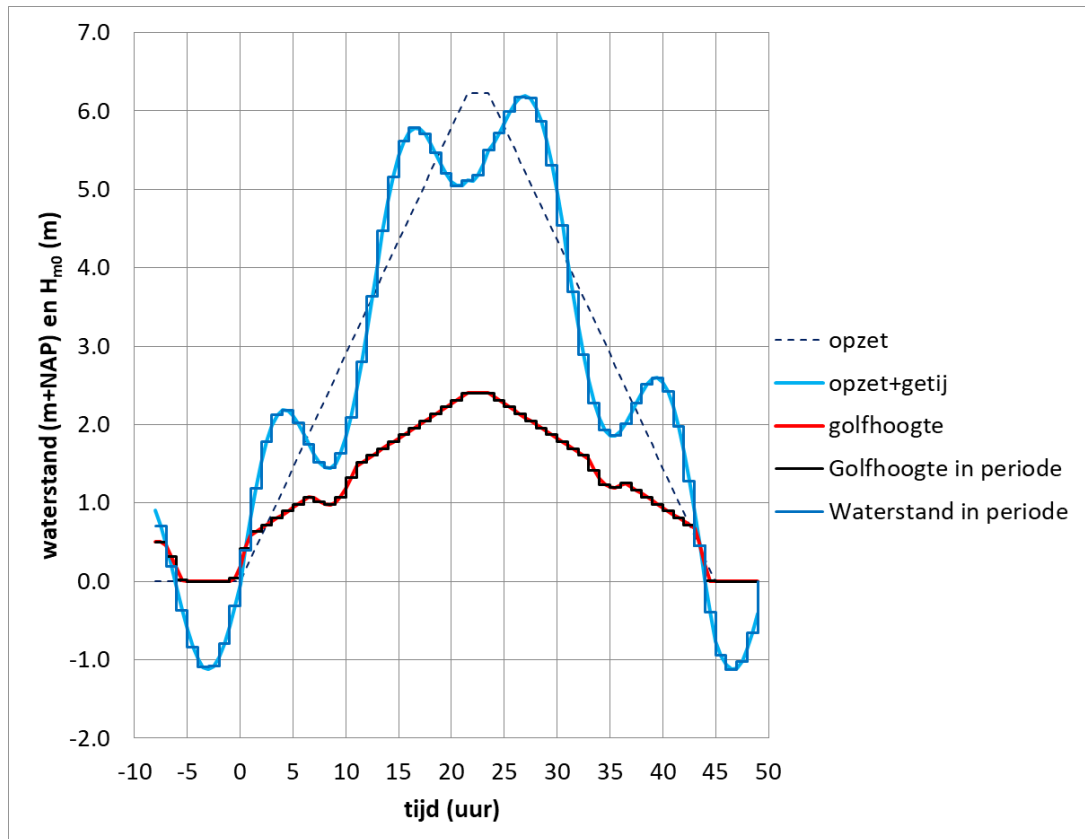
- Moderne steenzetting en basalt:

$$F'_N = m_{duur} \cdot F'_{1000} \cdot (2,2 - 0,4 \cdot \min(4; \log(N))) \quad (4.10)$$

Uit de meetpunten is berekend dat de verwachtingswaarde van de modelcoëfficiënt $\mu(m_{duur}) = 1,0$ en de standaardafwijking $\sigma(m_{duur}) = 0,08$. Voor deze berekeningen zijn de hoogste en laagste waarden van m_{duur} niet meegenomen, omdat met deze metingen kennelijk iets aan de hand was.

4.5 Rekenmethode voor de invloed van de belastingduur

Met de formules uit de vorige paragraaf is het in principe mogelijk om de stabiliteit van steenzettingen te berekenen, inclusief de invloed van de belastingduur. Deze formules zijn afgeleid voor een situatie met constante waterstand en golfcondities. In de praktijk zullen echter de waterstand en de golfcondities tijdens een extreme storm variëren. Desondanks is het mogelijk om de stabiliteit in zo'n situatie door te rekenen als de storm verdeeld wordt in korte periodes met constante waterstand en golfcondities, en het effect van de golven in al die korte periodes kan worden gesommeerd. Een voorbeeld van een storm met variërende waterstand en golfcondities, die opgeknipt is in korte belastingperiodes van 1 uur, is gegeven in Figuur 4-3.



Figuur 4-3, Voorbeeld van het verloop van de waterstand en golfhoogte per tijdstap tijdens een ontwerpstorm

Elke belastingperiode van een uur geeft een bepaalde bijdrage aan de degeneratie van de steenzetting. Al die perioden samen zouden zoveel degeneratie kunnen opleveren dat de steenzetting op een bepaald moment in de storm bezwijkt. Om dit te kunnen berekenen, is het nodig om de mate van degeneratie in elke periode te kwantificeren en uiteindelijk te sommeren. Hiervoor wordt het principe van de Minersom gebruikt. De formule van Miner, die ook wel de Pålmgren-Miner lineaire vermoeiingshypothese wordt genoemd (of Cumulatieve Schade Hypothese), is oorspronkelijk afgeleid voor vermoeiing bij vele spanningswisselingen in bijvoorbeeld staal of beton. Als er k verschillende spanningsniveaus zijn, kunnen deze als volgt gesommeerd worden. Er treedt breuk op als de grenswaarde van 1 wordt overschreden:

$$\sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} < \text{grenswaarde} \quad (4.11)$$

Met:

k = aantal spanningswisselingen (belastinggebeurtenissen)

n_i = het aantal spanningswisselingen bij spanningsniveau i (belastingduur in periode i)

N_i = het aantal spanningswisselingen op spanningsniveau i die leidt tot breuk (maximaal toelaatbare belastingduur bij dit belastingniveau). Bij steenzettingen is dit het aantal golven.

Deze methode wordt onder andere gebruikt om de degeneratie van asfalt onder golfklappen te berekenen. Deze hypothese is ervan uitgegaan dat de eerste 1000 belastingwisselingen bij een bepaald belastingniveau evenveel degeneratie veroorzaakt als de zoveelste 1000 belastingwisselingen bij dat belastingniveau. Helaas is de situatie bij steenzettingen wat gecompliceerder, vanwege het logaritmische verband tussen de stabiliteit en de belastingduur (aantal golven). Daardoor gaat de degeneratie in het begin wat sneller (als er nog weinig degeneratie heeft plaatsgevonden) dan aan het eind (als al bijna bezwijken optreedt).

Een variant op deze theorie geeft wel de mogelijkheid om dit niet-lineaire aspect van de vermoeiing mee te nemen in de berekeningen. In deze methode wordt als volgt de bijdrage van belastingperiode i opgeteld bij de degeneratie uit de vorige periodes:

- In eerdere periodes is een cumulatieve degeneratie opgetreden van D_{i-1} .
- De huidige belastingperiode heeft een belastingniveau H_i . Er wordt met een vermoeiingsformule (zoals formule (4.9) of (4.10)) berekend hoe lang de belasting zou moeten zijn geweest om ditzelfde degeneratieniveau D_{i-1} te bereiken bij een belastingniveau H_i . Deze belastingduur wordt ΣN_{i-1} genoemd.
- Tenslotte wordt het degeneratieniveau aan het eind van belastingperiode i berekend door te rekenen met een belastingduur van $\Sigma N_{i-1} + N_i$ in een vermoeiingsformule, waarbij N_i de belastingduur is in de huidige belastingperiode. Dit levert D_i op.
- Als D_i de grenswaarde bereikt, treedt er naar verwachting bezwijken op.

Voor steenzettingen met vermoeiingsformule (4.9) of (4.10) werkt dit als volgt. Als eerste moeten we er rekening mee houden dat een bepaalde zetsteen op het talud niet gedurende de hele storm wordt belast. Bij de aanvang van de storm kan het zijn dat de waterstand nog zo laag is dat er geen noemenswaardige belasting optreedt en op de top van de storm kan de betreffende zetsteen zo ver onder water zitten dat er ook geen belasting optreedt (zie Figuur 4-4). Aanbevolen wordt om niet met individuele zetstenen een te rekenen, maar met stroken van bijvoorbeeld 1 m breedte.

Een volgende complicatie is de golfsteilheid (brekerparameter). Om de methode aanvankelijk niet te gecompliceerd te maken, wordt aangenomen dat de golfsteilheid gedurende de gehele storm hetzelfde blijft. Eventueel kan in een latere fase de methode uitgebreid worden voor situaties met een variërende golfsteilheid. De vermoeiingsformules (4.9) en (4.10) worden voor een constante golfsteilheid als volgt:

- Blokken op hun kant en hergebruikte Hydroblocks:

$$H_{m0,N}^* = m_{duur} \cdot H_{m0,1000}^* \cdot (2,65 - 0,55 \cdot \min(4; \log(N))) \quad (4.12)$$

- Moderne steenzettingen en basalt:

$$H_{m0,N}^* = m_{duur} \cdot H_{m0,1000}^* \cdot (2,2 - 0,4 \cdot \min(4; \log(N))) \quad (4.13)$$

Met:

$H_{m0,1000}^*$ = bezwijkgolfhoogte bij een belastingduur van 1000 golven (m)

$H_{m0,N}^*$ = bezwijkgolfhoogte bij een belastingduur van N golven (m)

Voor een afzonderlijke strook j moet het volgende berekend worden (uitgaande van vermoeiingsformule (4.12) en een belastingduur in elke belastingperiode van N_i golven):

1. Bereken $H_{m0,1000}^*$ met Steentoets (en op den duur wordt dit berekend met de centrale formule die geijkt is voor 1000 golven en de relevante modules, zie Figuur 3-1).
2. Controleer of strook j in deze belastingperiode i een belasting krijgt die bijdraagt aan de degeneratie van de steenzetting. Als $H_{m0,i} < 0,45 \cdot m_{\text{duur}} H_{m0,1000}$ of de strook ligt buiten de belaste zone, dan is er geen degeneratie in deze periode. Ga naar de volgende belastingperiode en start weer bij stap 1.
3. Bereken de maximaal toelaatbare belastingduur $N_{\text{max},i}$ bij de actuele golfhoogte in deze belastingperiode:

$$N_{\text{max},i} = 10^{\left(\frac{2,65}{0,55} - \frac{H_{m0,i}}{0,55 \cdot m_{\text{duur}} H_{m0,1000}} \right)} \quad (4.14)$$

4. Bereken de fictieve belastingduur die bij dit belastingniveau het degeneratieniveau oplevert uit de vorige belastingperiode:

$$\Sigma N_{i-1} = D_{i-1} \cdot N_{\text{max},i} \quad (4.15)$$

Met:

D_{i-1} = degeneratieniveau uit de vorige belastingperiode (-)

ΣN_{i-1} = fictieve cumulatieve belastingduur die bij dit belastingniveau het degeneratieniveau oplevert uit de vorige belastingperiode (-)

5. Bereken het cumulatieve degeneratieniveau aan het eind van deze belastingperiode:

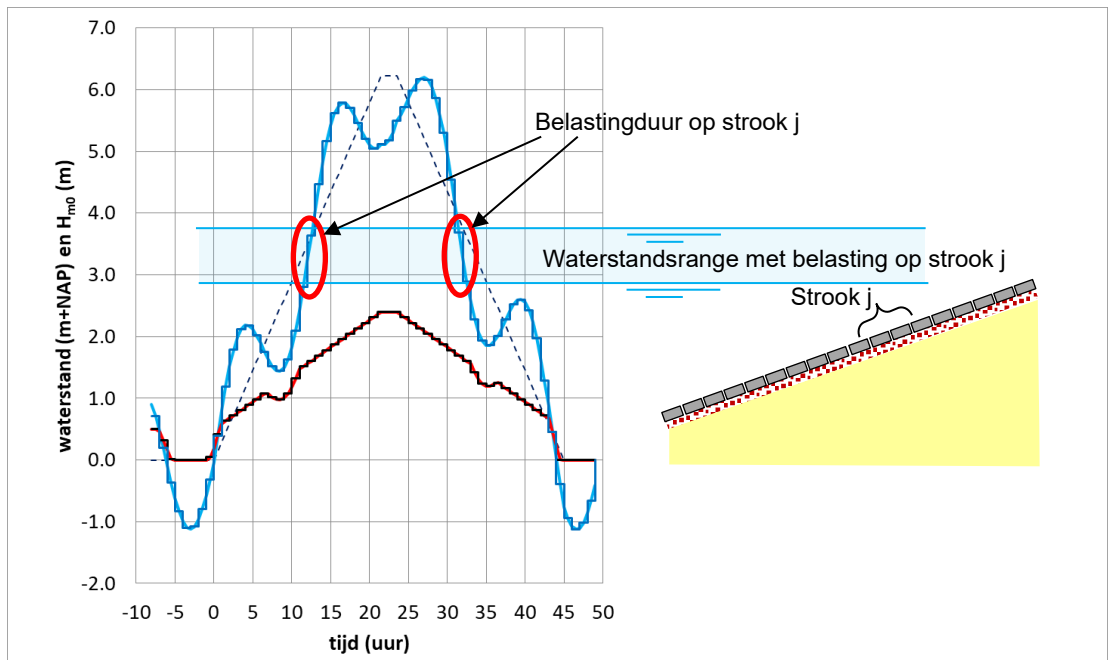
$$D_i = \frac{\Sigma N_{i-1} + N_i}{N_{\text{max},i}} \quad (4.16)$$

Met:

D_i = degeneratieniveau aan het eind van deze belastingperiode (-)

N_i = aantal golven in deze belastingperiode (-)

6. Als $D_i \geq 1$ is de steenzetting in deze strook bezwaken. Er wordt in dat geval vanuit gegaan dat de steenzetting in zijn geheel is bezwaken. Zo niet, ga dan naar de volgende belastingperiode en start weer bij stap 1.



Figuur 4-4. Voorbeeld van het verloop van een ontwerpstorm en de periode waarin een bepaalde strook j op het talud belast wordt

Bovenstaande rekenstappen moeten toegepast worden op elke strook van de steenzetting. Voor moderne steenzettingen en basalt wordt de formule in stap 2 als volgt:

$$H_{m0,i} < 0,6 \cdot m_{duur} \cdot H_{m0,1000} \quad (4.17)$$

En de formule in stap 3:

$$N_{\max,i} = 10^{\left(\frac{2,2}{0,4} - \frac{H_{m0,i}}{0,4 \cdot m_{duur} \cdot H_{m0,1000}} \right)} \quad (4.18)$$

Met de methode uit dit hoofdstuk kan de stabiliteit van de steenzetting die in Hoofdstuk 3 bepaald wordt voor een situatie bij 1000 golven, doorvertaald worden naar een stabiliteit binnen een bepaalde tijdstap (met bepaalde condities) binnen een storm. Door steeds het degeneratieniveau van de steenzetting te bepalen kan bovendien de degeneratie (stabiliteitsvermindering) van de steenzetting gedurende een stormverloop bepaald en gesommeerd worden. Dit maakt de methode toepasbaar binnen een faalpadenanalyse ter bepaling van de overstromingskans van een waterkering.

In Bijlage D is een voorbeeld gegeven van deze rekenprocedure. Er zijn vier locaties op een talud doorgerekend, waarbij de eerste locatie zo diep onder water ligt dat deze slechts belast wordt door relatief kleine golven en daardoor een Minersom = 0 krijgt. Dat betekent dat er geen enkele vorm van degeneratie van de steenzetting optreedt op deze locatie. Voor de andere locaties is er wel sprake van enige degeneratie en voor locatie 4 is er zelfs bezwijken van de steenzetting te verwachten. In de berekeningen is precies aan te wijzen op welk moment in de storm er dan bezwijken optreedt. In het betreffende rekenvoorbeeld is dit in tijdstap 30. Vanaf dat moment worden de onderlagen aangesproken.

5 Conclusies en aanbevelingen

5.1 Conclusies

Om te komen tot een tijdsafhankelijk rekenmodel voor steenzettingen is begonnen met een generiek raamwerk. Hierbinnen zijn grenstoestandsfuncties gedefinieerd voor de toekomstige rekenkernel. Het is de wens is om deze aan te laten sluiten bij het werkelijke fysische proces tijdens het bezwijken van een steenzetting. Er wordt voorgesteld om de grenstoestandsfuncties aan te sluiten op de wijze zoals nu bij Deltagootonderzoek naar de stabiliteit van steenzettingen aangehouden wordt, en een indeling aan te houden in lijn met het raamwerk Dijkerosie (Deltares, 2024). Dit leidt tot de volgende grenstoestandsfuncties voor steenzettingen:

- Vermoeiing
 - Naast elkaar gelegen zetstenen meer hoogteverschil hebben dan 20% van de toplaagdikte.
 - Een globaal S-profiel is ontstaan met een amplitude die groter is dan 30% van de toplaagdikte.
- Opdrukken en afschuiven (evenwichtsverlies)
 - Geen afschuiving geïnitieerd door golfbelasting.
- Materiaaltransport
 - Geen materiaaltransport door de toplaag.
 - Geen materiaaltransport vanuit de ondergrond.

In het huidige onderzoek worden de mechanismen gerelateerd aan opdrukken/afschuiven en materiaaltransport nog niet uitgewerkt, maar de voorgestelde generieke methode laat ruimte voor latere implementatie van deze mechanismen.

Er is in voorliggende studie een begin gemaakt met het beschrijven van de vermoeiing van een steenzetting gebaseerd op de leklengtheorie door golfgedreven belasting. Omdat het onmogelijk is om alle bezwijkmechanismen en typen steenzettingen binnen één onderzoek in formules te vatten, is de methode zo opgezet dat deze uitbreidbaar is voor andere gevallen. Er is begonnen met een zo generiek mogelijke opzet, en een daarbij horende centrale formule.

Voor de structuur van de nieuwe rekenkern ten aanzien van de stabiliteit van de toplaag bij golfaanval wordt er gekozen voor een centrale formule die een belangrijk deel van de stabiliteitsberekening verzorgt en daaromheen een aantal modules voor alle overige aspecten. De centrale formule berekent de beweging van de steenzetting tijdens de golfbelasting. Daar omheen zitten de modules die alle verschillende aspecten kwantificeren. Dit zorgt ervoor dat er modulair nieuwe ontwikkelingen kunnen worden toegevoegd, zonder dat de structuur van het rekenmodel beïnvloed wordt. De verwachting is dat de resultaten hierdoor beter herleidbaar en interpreteerbaar zijn.

In voorliggende rapportage is de volgende centrale formule voorgesteld, die de beweging van een zetsteen zonder klemming beschrijft:

$$Y_{top} = \frac{\frac{9}{16} \cdot (\phi_w - \phi_{eg} - \phi_{wr/klem}) \rho g t_o^2}{(\rho_z + \rho) \cdot D + \left[\frac{\frac{9}{16} D \sqrt{BL}}{1,5 \cdot t_o \pi k' \Lambda} \cdot \left(0,56 + 0,18 \cdot \ln \left(\frac{\sqrt{BL}}{\Lambda} \right) \right) \right] \rho g t_o^2} \quad (5.1)$$

Hierin zijn:

- Y_{top} = totale beweging van de zetsteen ten opzichte van de omliggende zetstenen (m)
- ϕ_w = stijghoogteverschil door de golfbelasting (zie paragraaf 3.2) (m)
- ϕ_{eg} = stijghoogteverschil overeenkomend met het eigen gewicht (paragraaf 3.3.1) (m)
- $\phi_{wr/klem}$ = stijghoogteverschil overeenkomend met de wrijving van een losse zetsteen of de klemming (zie paragraaf 3.3.3) (m)
- ρ = dichtheid van water (kg/m³)
- ρ_z = dichtheid van het materiaal waar de zetsteen van gemaakt is (kg/m³)
- g = versnelling van de zwaartekracht (9,8 m/s²)
- t_o = duur dat het stijghoogteverschil zo groot is dat de zetsteen omhoog wil bewegen (s)
- D = toplaagdikte (m)

Deze formule vindt zijn basis in de traagheid van een zetsteen zonder klemming wanneer deze opgelicht wordt (zie paragraaf 3.3.4). De stijghoogtedaling als gevolg van de beweging van de zetsteen (ϕ_{toe}) is hierin reeds verdisconteerd, zie paragraaf 3.3.2. Invloedsparameters kunnen, afhankelijk van hun wijze van beïnvloeden van de stabiliteit, een logische plek krijgen binnen deze formule.

De stabiliteit van een steenzetting heeft de leklengtheorie als basis. Deze theorie kent echter ook zijn beperkingen. Naarmate de leklengte kleiner wordt, wordt het stijghoogteverschil bij een bepaalde golfbelasting steeds kleiner. Daarbij kan een punt bereikt worden waarbij het stijghoogteverschil zo klein is, zelfs bij zeer grote golven, dat een oneindige stabiliteit wordt gesuggereerd. Dat maakt dat vanaf een bepaalde leklengte de stabiliteit van de steenzetting wordt overschat. De oplossing zoals deze in Steentoets zit is niet ideaal en heeft ongewenste neveneffecten. Als alternatieve oplossing wordt voorgesteld om die te zoeken in een aanpassing van de gradiënten in de stijghoogteverschillen. Aanpassing van de stijghoogteverschillen voor bijzondere situaties sluit beter aan op de fysica van de leklengtheorie, en is naar verwachting intuïtiever dan aanpassingen in de leklengte of de bezwijkhoogte. De stijghoogteverschillen staan namelijk aan de basis van alle stabiliteitsberekeningen, dus een aanpassing hiervan werkt naar verwachting op de juiste manier door in de overige formules.

De centrale formule houdt nog geen rekening met de belastingduur. In Hoofdstuk 4 is uitgewerkt hoe de belastingduur gekwantificeerd kan worden, en meegenomen in de stabiliteit van een steenzetting. Er is een procedure voorgesteld die uitgaat van een vermoeiingsformule en een belastingduur in elke belastingperiode van N_i golven. Het volgen van de procedure geeft het cumulatieve degeneratie niveau van de steenzetting aan het eind van een belastingperiode. Wanneer een storm wordt opgeknipt in meerdere belastingperiodes met verschillende (constante) golfcondities kan vervolgens de degeneratie (en mogelijk bezwijken) van de steenzetting gedurende een storm in stappen berekend worden.

5.2 Aanbevelingen

Voorliggende rapportage geeft een eerste aanzet voor een nieuw rekenmodel voor de stabiliteit van steenzettingen. Er is een generieke benadering geschetst, en een eerste opzet

gemaakt met de belangrijkste punten die relevant zijn voor het bepalen van de stabiliteit van een steenzetting.

Doordat het voorliggende onderzoek een eerste aanzet betreft, is er ook nog veel te ontwikkelen. In deze paragraaf is een eerste (incomplete) inventarisatie gemaakt van wat er nog onderzocht en ontwikkeld moet worden, gegroepeerd per onderwerp.

5.2.1 Generieke aanpak

- In paragraaf 2.2 zijn grenstoestandfuncties uitgewerkt. Deze dienen nog verder uitgewerkt te worden tot schadecriteria voor de opgestelde centrale formule. Er wordt aanbevolen om deze criteria aan te sluiten op de criteria zoals in de Deltagoot gehanteerd worden, omdat dit fysisch de meest sterke onderbouwing geeft.
- Steentoets houdt rekening met de invloed van bermen en scheve golfaanval op de uiteindelijke stabiliteit van de steenzetting. Het is mogelijk om dit in de nieuwe methode voor de stabiliteit voor steenzettingen te verwerken, maar mogelijk kan dit ook generiek voor bekledingen geformuleerd worden, door de invloed te verwerken in de belasting die op de steenzetting werkt. Er wordt aanbevolen om eerste te onderzoeken wat hier de meest passende oplossing voor is.
- Overgangen tussen steenzettingen, en tussen steenzettingen en andere bekledings-typen vallen buiten de huidige scope. Dit is wel een belangrijk onderdeel om rekening mee te houden in verdere uitwerking van het rekenmodel. Deels omdat het ook andere bekledingen en/of vervolgmecanismen raakt, maar ook omdat overgangen een zwakke plek kunnen zijn in de bekleding van een dijk. Er wordt aanbevolen om de invloed van overgangen in overeenstemming met de andere bekledingen van de dijk te beschouwen en in DiKErnel te programmeren.
- De vervolgmecanismen na het uitspoelen van zetstenen vallen buiten de scope van het huidige project, maar er wordt wel rekening gehouden met mogelijke toevoeging van deze mechanismen wanneer de noodzakelijke kennis beschikbaar is. Dit dient voor vervolgonderzoeken altijd meegenomen te worden.
- In de stabiliteit is onderscheid gemaakt tussen nieuwe en hergebruikte Hydroblocks, omdat er een verschil in stabiliteit volgde uit het Deltagootonderzoek. Mogelijk geldt deze snellere afname voor alle hergebruikte zuilen, maar hier zijn geen gegevens van. Er wordt geadviseerd om hier meer onderzoek naar te doen.

5.2.2 Uitbreiden centrale formule

- De formules van de zetsteenbeweging zijn nu uitgewerkt voor een steenzetting zonder klemming. De invloed van klemming heeft wel een plek gekregen binnen de opgestelde formule (zie paragraaf 3.3.5), maar er wordt aanbevolen om deze verder uit te werken.
- De nieuwe formules hebben een uitgebreide validatie nodig, voor verschillende toepassingen en een groot toepassingsbereik. Er wordt geadviseerd om deze validatie uit te voeren wanneer de klemming (zie bovenstaand advies) is toegevoegd aan de formules. Veel steenzettingen bevatten namelijk klemming, dus toevoeging hiervan vergroot het toepassingsbereik van de formules aanzienlijk.
- Voor het effect van de belastingduur zijn weinig metingen beschikbaar voor situaties met meer dan 10.000 golven. Het is wenselijk om een betere fysische en met fysieke data onderbouwde formulering te hebben voor de invloed van de belastingduur op de stabiliteit. Er wordt aanbevolen om hier een plan voor te maken. Ook voor situaties met minder dan 1000 golven zijn er weinig metingen waarop de formules kunnen worden gebaseerd, maar deze korte belastingduren zijn minder relevant.
- De overstromingskans is geen constante waarde, maar wijzigt in de tijd door bijvoorbeeld veroudering. Het is de wens om de initiële degeneratie van de steenzetting, dus voordat een storm optreedt, mee te nemen in de berekening. Hier is nog

onvoldoende kennis over, maar kan op den duur toegevoegd worden. De aanbeveling is om eerst kennis te genereren van de degeneratie van steenzettingen.

- Het al dan niet belast zijn van een bepaalde strook van de steenzetting is in de huidige opzet als bekend aangenomen. Er wordt geadviseerd om een expliciete afweging te maken of dit één op één overgenomen kan worden uit Steentoets, of dat er inmiddels betere methodes beschikbaar zijn om dit te bepalen.

5.2.3 Toevoegen van modules

- De beweging van de zetstenen wordt berekend op basis van het leklengtemodel. Echter zijn er ook steenzettingen die hier niet mee beschreven kunnen worden, zoals ingegoten steenzettingen, Noorse steen en steenzettingen zonder filter. Voor dergelijke steenzettingen dient een aparte module opgesteld te worden. Er dient onderzocht te worden wat passende, fysisch onderbouwde formules hiervoor zijn.
- De stabiliteit van steenzettingen op boventaluds en diep onder water gelegen steenzettingen vielen buiten de scope van de huidige studie. Er wordt aanbevolen om deze bijzondere situaties in een later stadium toe te voegen.
- Voor steenzettingen op havendammen kan gedeeltelijk de centrale formule gebruikt worden zoals in deze rapportage opgesteld is, maar er zijn ook bijzondere mechanismen, zoals binnenwaartse stabiliteit, die geen onderdeel uitmaken van de huidige scope. Wanneer de overige mechanismen uitgewerkt zijn kan worden gekeken hoe de speciale mechanismen van havendammen een plek in het rekenmodel kunnen krijgen.
- In het huidige onderzoek worden de mechanismen die binnen de categorieën opdrukken/afschuiven (evenwichtsverlies) en materiaaltransport vallen (zie paragraaf 2.2.2) nog niet uitgewerkt, maar de voorgestelde generieke methode laat ruimte voor latere implementatie van deze mechanismen. Er wordt aanbevolen om deze mechanismen in een later stadium toe te voegen.

Literatuur

- Deltares, 2014. Validatie van Steentoets 2014, Rekenmodel voor het beoordelen van de stabiliteit van steenzettingen. Deltares rapport 1208045-009-HYE-0011, 3 februari 2014. Auteur: M. Klein Breteler en G. Mourik.
- Deltares, 2016a. Stabiliteit van Basalton 30 STS steenzetting bij golfaanval – vergelijkend onderzoek zetstenen voor dijken. Deltares rapport 1208618-007-HYE-0008, maart 2016, Auteur: G. Wolters.
- Deltares, 2016b. Vergelijkend onderzoek zetstenen voor dijken, Samenvattend rapport, Deltares rapport 1208618-006-HYE-0022, Versie 6, 7 juli 2016, Auteur: M. Klein Breteler
- Deltares, 2016c. Stabiliteit taludbekleding van Hillblock 2.0, Drainageblock en Grassblock – grootschalig modelonderzoek in Deltagoot. Deltares rapport 1220668-000-HYE-0008, Auteur: P. van Steeg.
- Deltares, 2017. Handreiking faalkansanalyse Macro stabiliteit. Deltares rapport 11200575-016-GEO-0005, Auteurs: T. Schweckendiek, M. van der Krogt, B. Rijnveld en A. Martins Teixeira.
- Deltares, 2022a. Stabiliteit van Basalton® Quattroblocks in golfaanval. Deltares rapport 11207841-002-HYE-0005, Auteur: N. Huppes.
- Deltares, 2022b. Stabiliteit van RONA®ton XL in golfaanval, Modelonderzoek in Deltagoot, 11206622-000-HYE-0006, 14 februari 2022, Auteur: M. Klein Breteler
- Deltares, 2023. Documentatie Steentoets v23.1.1. Deltares rapport 11209270-002-GEO-0003, Auteur: G. Mourik.
- Deltares, 2024. Raamwerk voor analyse overstromingskans dijkerosie. Deltares rapport 11209268-020-GEO-0001, Auteurs: A. Koelwijn, P. van Geer, S. Zwanenburg.
- Rijkswaterstaat, 2023. Handleiding Overstromingskansanalyse – algemeen. juli 2023.
- Waterloopkundig laboratorium, 1992. Taludbekledingen van gezette steen, deel XXa – Stabiliteit van de topplaat. WL rapport M 1795/H 195, CO 285453/7. April 1992, Auteur: M. Klein Breteler e.a.
- WL| Delft Hydraulics, 2003. Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen, Deltagoot onderzoek naar stabiliteit van basalt; rapport H4327, december 2003; Auteur: W.D. Eysink en M. Klein Breteler
- WL| Delft Hydraulics, 2005. Langeduursterkte van steenzettingen, Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen, rapport H4475, november 2005, Auteurs: M. Klein Breteler en W. Eysink
- WL| Delft Hydraulics, 2006. Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen, Kennisontwikkeling ten behoeve van Steentoets2006, rapport H4846, december 2006, Auteurs: M. Klein Breteler en I. van der Werf
- WL| Delft Hydraulics, 2007. Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen, Reststerkte van steenzetting met zuilen na initiële schade; Rapport H4327, juni 2007; Auteur: M. Klein Breteler en W.D. Eysink

A Resultaten golffronten en –klappen

Tbl. A-1, Met Steentoets berekende stijghoogteverschil ϕ_{wmax} over de toplaag bij de verschillende typen golfklappen (K1Z, K1L en K2) en -fronten (HF en SF) (de grootste waarden hebben een groene achtergrondkleur)

Nr.	Berekening	$\phi_{wmax,K1Z}$ [m]	$\phi_{wmax,K1L}$ [m]	$\phi_{wmax,K2}$ [m]	$\phi_{wmax,HF}$ [m]	$\phi_{wmax,SF}$ [m]
1	Basalton (basis)	1.53	0.82	1.11	0.58	0.82
2	Quattroblock	1.65	0.92	1.24	0.68	0.90
3	Koperslakblokken	1.12	0.80	0.93	0.56	0.56
4	Graniet	1.50	0.82	1.09	0.58	0.80
5	Blokken op hun kant	1.57	0.90	1.18	0.66	0.84
6	Plat gezette blokken	1.11	0.77	0.90	0.53	0.54
7	Haringman	1.02	0.63	0.75	0.39	0.47
8	Basalton - dun filter	1.40	0.73	0.98	0.49	0.74
9	Basalton - dik filter	1.73	1.12	1.32	0.77	0.96
10	Basalton - fijn filter	1.41	0.74	0.98	0.49	0.74
11	Basalton - grof filter	1.59	0.86	1.17	0.63	0.86
12	Plat gezette blokken - grof dik filter	1.10	0.91	1.00	0.73	0.61
12a	Koperslakblokken - grof dik filter	1.11	0.90	1.00	0.71	0.61
12b	Basalton - grof dik filter	1.49	1.25	1.21	0.77	0.80
13	Basalton - lange golven	1.54	0.82	1.15	0.66	0.89
14	Plat gezette blokken - lange golven	0.90	0.73	0.86	0.55	0.54
15	Basalton - flauw talud	1.43	0.67	1.04	0.56	0.80
16	Basalton - steil talud	1.61	0.98	1.17	0.62	0.85
17	Plat gezette blokken - flauw talud	1.37	0.72	1.02	0.61	0.75
18	Plat gezette blokken - flauw talud - lange golven	0.86	0.65	0.78	0.52	0.52
19	Koperslakblokken - flauw talud - lange golven - grof dik filter	0.92	0.79	0.94	0.79	0.69
19a	Koperslakblokken - flauw talud - grof dik filter	1.11	0.83	0.93	0.73	0.63
19b	Koperslakblokken - lange golven - grof dik filter	0.95	0.88	1.04	0.83	0.72
20	Plat gezette blokken - flauw talud - lange golven - grof dik filter	0.76	0.68	0.78	0.72	0.58
21	Plat gezette blokken - flauw talud - lange golven - grof dik filter 2	0.79	0.67	0.78	0.66	0.57

22	Basalton - flauw talud - lange golven - grof dik filter	1.82	0.96	1.43	0.99	1.26
22a	Basalton - lange golven - grof dik filter	1.91	1.06	1.54	1.05	1.24
22b	Basalton - flauw talud - grof dik filter	1.81	0.80	1.38	0.88	1.10

Tbl. A-2, Berekeningen met Steentoets van de zetsteenverplaatsing Y ten gevolge van golffronten en -klappen

Nr.	Berekening	Y _{klap} [m]	Y _{front} [m]
3	Koperslakblokken	0.04	0.02
6	Plat gezette blokken	0.012	0.023
12a	Koperslakblokken - grof dik filter	0.0332	0.088
12b	Basalton - grof dik filter	0.0527	0.0001
18	Plat gezette blokken - flauw talud - lange golven	0.008	0.02
19a	Koperslakblokken - flauw talud - grof dik filter	0.04	0.09
19b	Koperslakblokken - lange golven - grof dik filter	0.073	0.32
20	Plat gezette blokken - flauw talud - lange golven - grof dik filter	0.004	0.03
22	Basalton - flauw talud - lange golven - grof dik filter	0.34	0.45
22a	Basalton - lange golven - grof dik filter	0.38	0.44
22b	Basalton - flauw talud - grof dik filter	0.19	0.16

B Stabiliteit als functie van brekerparameter

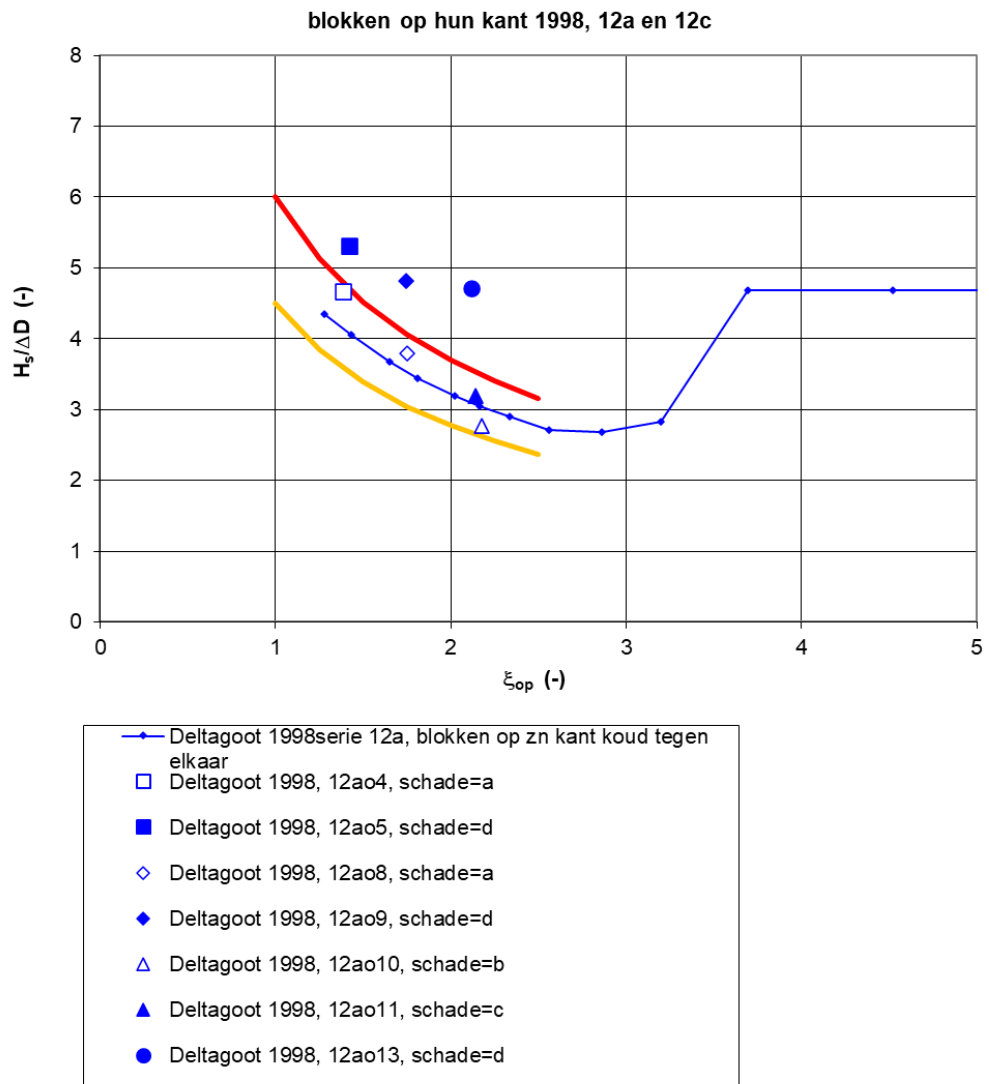


Fig. B-1, Relatie tussen $H_{m0}/(\Delta D)$ en brekerparameter ξ_{op} voor steenzettingen met blokken op hun kant (Deltares, 2014). Rode lijn is trend $m=-0,3$ en $m=0,5$; oranje lijn is $m=-0,3$ en $m=0,4$.

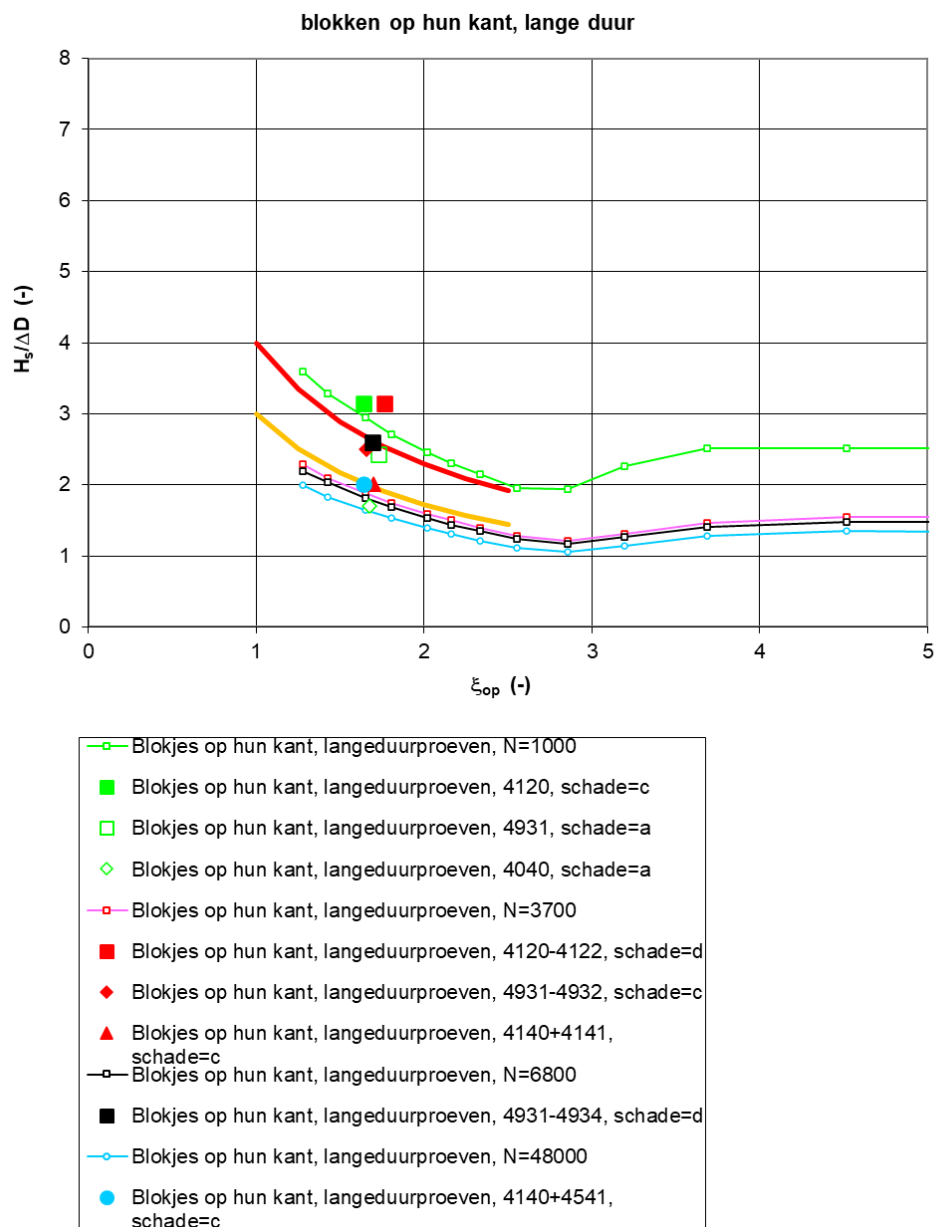


Fig. B-2, Relatie tussen $H_{m0}/(\Delta D)$ en brekerparameter ξ_{op} voor steenzettingen met blokken op hun kant (Deltares, 2014). Rode lijn is trend $m=-0,3$ en $m=0,5$; oranje lijn is $m=-0,3$ en $m=0,4$.

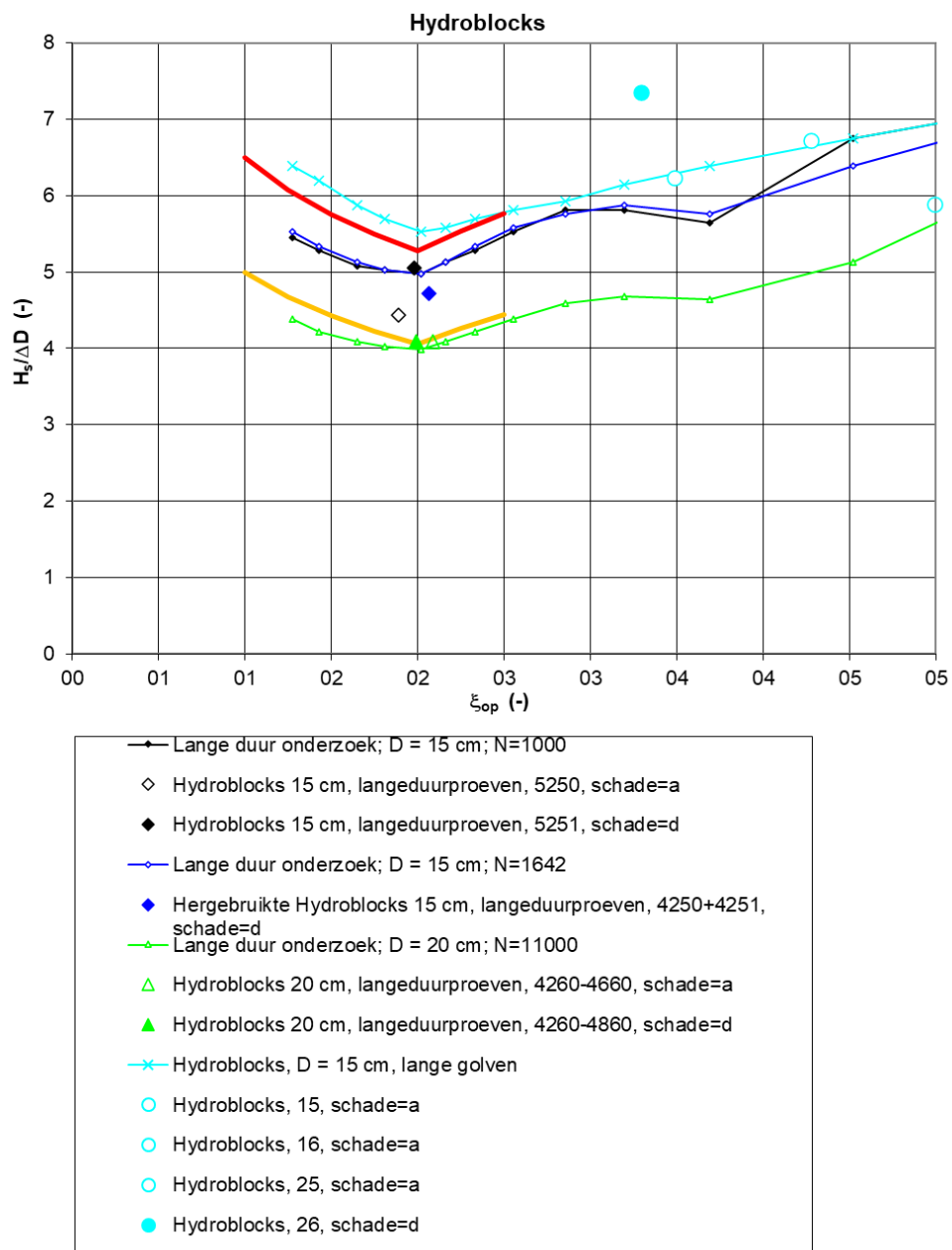


Fig. B-3, Relatie tussen $H_{m0}/(\Delta D)$ en brekerparameter ξ_{op} voor Hydroblocks (Deltares, 2014). Rode lijn is trend $m=-0,3$ en $m=0,5$; oranje lijn is $m=-0,3$ en $m=0,4$.

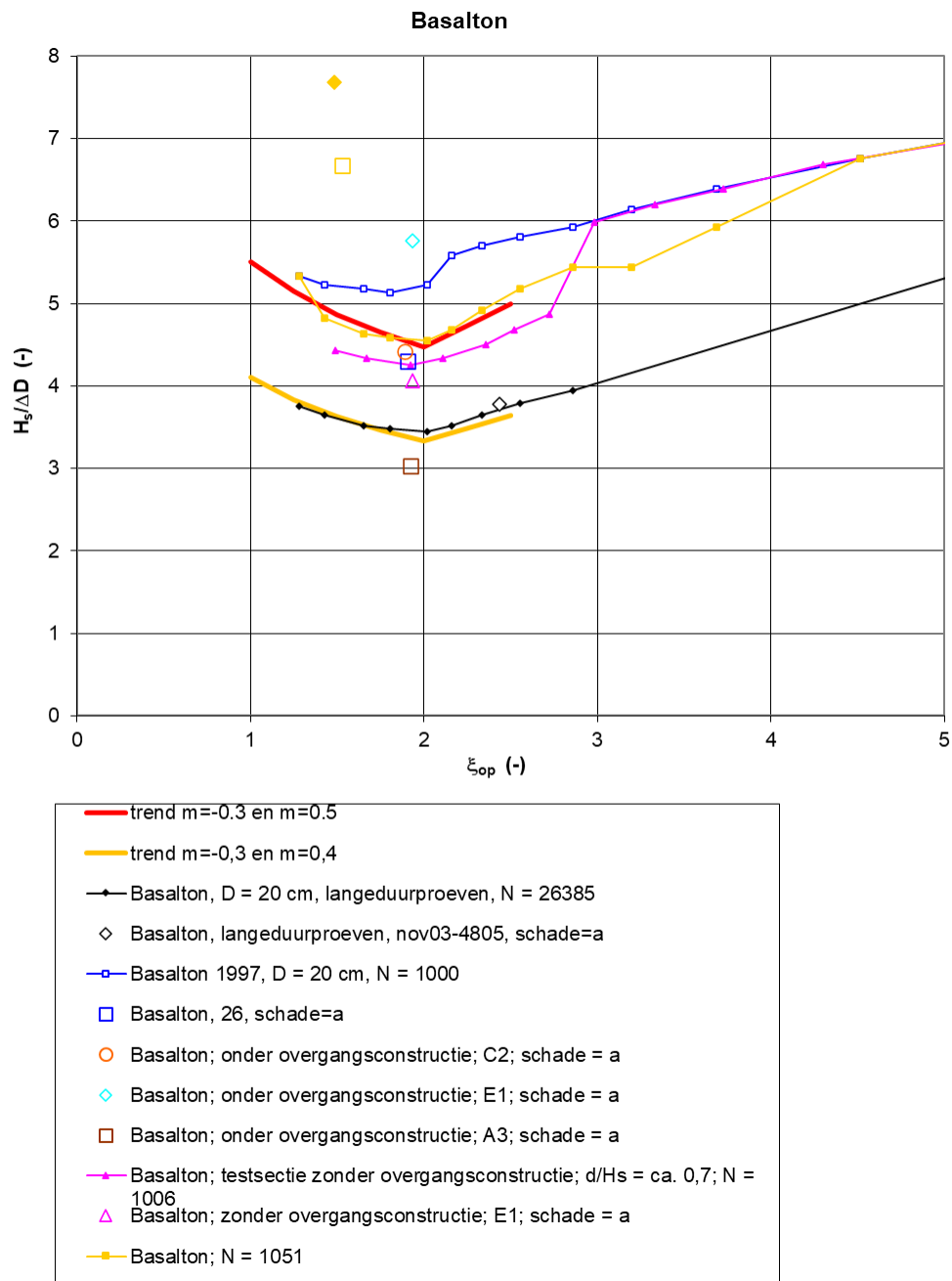


Fig. B-4, Relatie tussen $H_{m0}/(\Delta D)$ en brekerparameter ξ_{op} voor Basalton (Deltares, 2014). Rode lijn is trend $m=-0,3$ en $m=0,5$; oranje lijn is $m=-0,3$ en $m=0,4$.

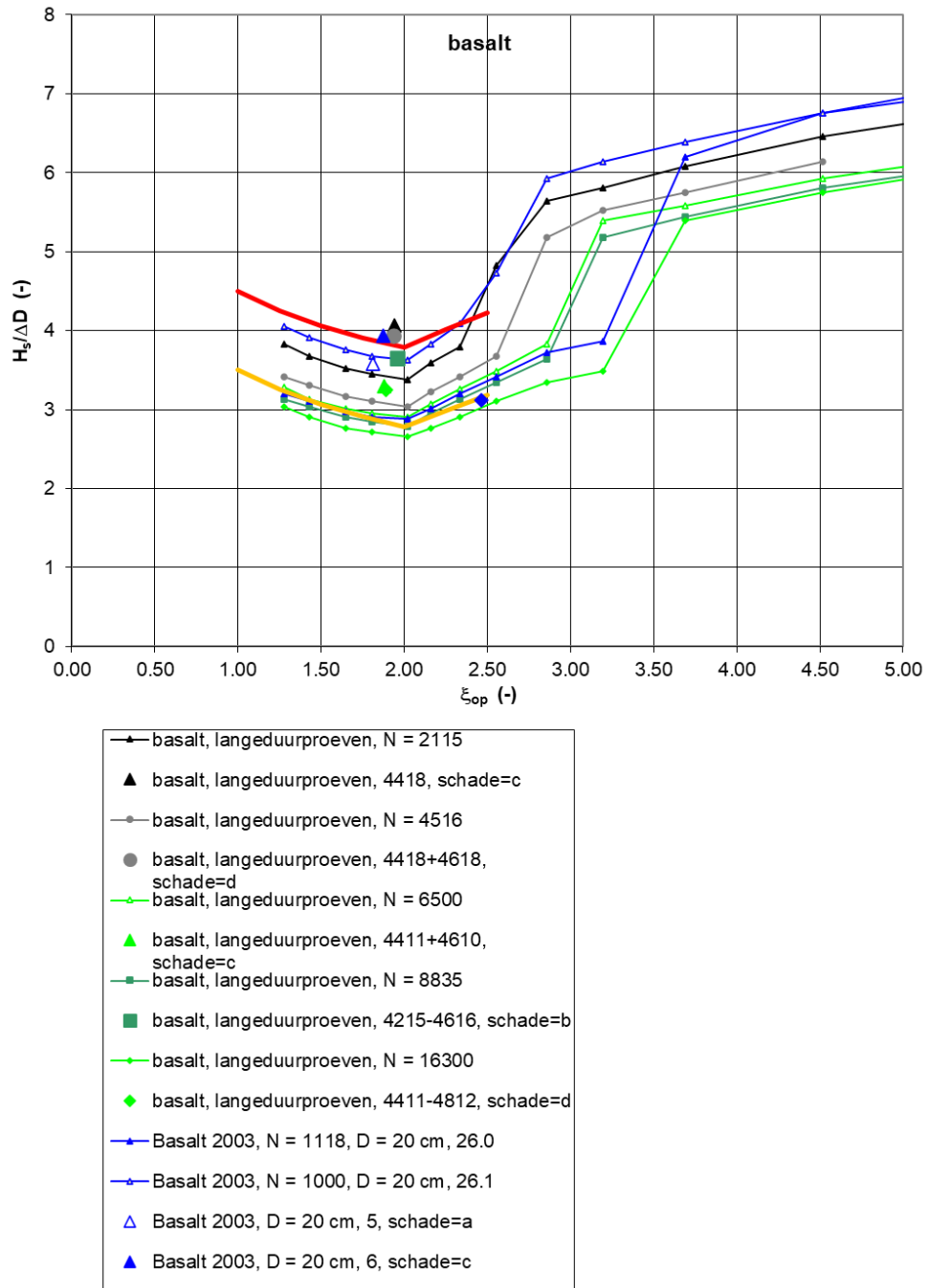


Fig. B-5, Relatie tussen $H_{m0}/(\Delta D)$ en brekerparameter ξ_{op} voor steenzettingen van basalt (Deltares, 2014). Rode lijn is trend $m=-0,3$ en $m=0,5$; oranje lijn is $m=-0,3$ en $m=0,4$.

C Kwantificering van invloed belastingduur

In deze bijlage zijn figuren gegeven met metingen uit de Deltagoot op basis waarvan de invloed van de belastingduur op de stabiliteit van steenzettingen is afgeleid.

Een voorbeeld van de relatie tussen F' en de belastingduur is te zien in Figuur 4-4. Hier is een duidelijke trend herkenbaar voor de invloed van de belastingduur op de stabiliteit van blokken op hun kant. We zien dat de stabiliteitsparameter F' gestaag afneemt met toenemende waarde van N , totdat $N = 10.000$. Kennelijk is er dan sprake van een belastingniveau (op 45% van F' bij 1000 golven) die oneindig lang kan worden weerstaan. De getekende trend heeft de volgende formule:

- Als $N \leq 10.000$, dan $F'_N = F'_{1000} \cdot (2,65 - 0,55 \cdot \log(N))$ (C.1)

- Als $N > 10.000$, dan $F'_N = 0,45 \cdot F'_{1000}$ (C.2)

Met:

F'_N = waarde van F' bij belastingduur van N golven (-)

F'_{1000} = waarde van F' bij belastingduur van 1000 golven (-)

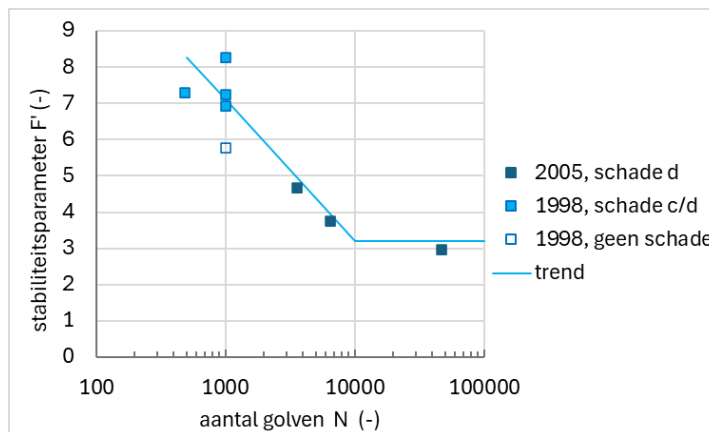


Fig. C-1, Invloed belastingduur op waarde van F' bij schade voor blokken op hun kant

Vooraf bij basalt is er een relatief grote spreiding in de metingen. Dit houdt verband met de onregelmatige vormen van de zetstenen van basalt. Een voorbeeld van een slechte (tapse) basaltzuil is te zien in Fig. C-3. Er wordt daarom altijd eerst een ingolfproef in de Deltagoot uitgevoerd, waarbij de slechte zuilen uit de zetting komen en vervangen worden door goede zuilen. Desondanks heeft een basalt steenzetting door de vormvariatie in de zetstenen vrij veel variatie in de stabiliteit. In Steentoets is dit verdisconteerd door de stabiliteit van 'gewoon gezet' basalt 17% lager te maken dan die van basalt waarbij enkel goede zetstenen zijn toegepast (of waar al een relatief grote belasting op is getreden en vervolgens de uitgespoelde slechte basaltzuilen zijn vervangen). Verder geldt bij basalt dat de steenzetting nog tientallen uren stabiel is na het uitspoelen van een enkele zuil (WL| Delft Hydraulics 2003 en 2007).

Ondanks de grote spreiding is wel te zien dat de steenzetting bij een kleinere golfbelasting bezwijkt als de belastingduur groter is.

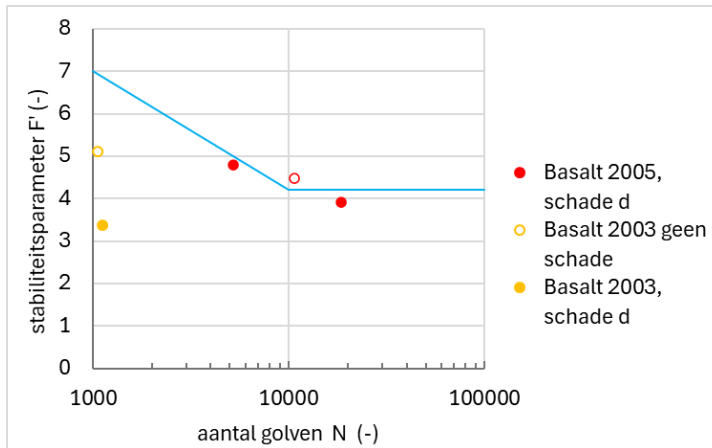


Fig. C-2, Invloed belastingduur op waarde van F' bij schade voor basalt



Fig. C-3, Voorbeeld van slechte basaltzuil

Bij Hydroblocks (zie Fig. C-4) is geconstateerd in WL (2005) dat de stabiliteit van hergebruikte zetstenen, die al eens in een modelopstelling zijn toegepast en tot schade zijn belast, minder stabiel zijn dan nieuwe zetstenen. De hypothese hierover is uiteengezet in WL (2005). Het komt erop neer dat dit vermoedelijk komt omdat de zetstenen enerzijds een beetje bol waren aan de zijkanten en anderzijds betonbramen aan de onderkant hadden (voetje). Aanvankelijk is er goed contact tussen de naast elkaar gelegen zetstenen via het voetje en het bolste punt van de zijkant, maar als het voetje eenmaal afgebroken is, resteren er slechts bolle contactvlakken die gemakkelijk onderling kunnen roteren. Dat maakt dat er geen buigend moment meer kan ontstaan in de steenzetting en het geheel dus wat zwakker is.

Bij de hergebruikte Hydroblocks zien we ook een wat snellere afname van de stabiliteit bij toenemende belastingduur dan bij nieuwe Hydroblocks. Hiervoor is dezelfde trend aangehouden als voor blokken op hun kant. Mogelijk geldt deze snellere afname voor alle hergebruikte zuilen, maar hier zijn geen gegevens van.

Verder valt op dat één van de meetpunten ver boven de trend ligt. Het is onduidelijk waar dit door komt. Specifieke bijzonderheden over deze proef zijn helaas niet meer te achterhalen.

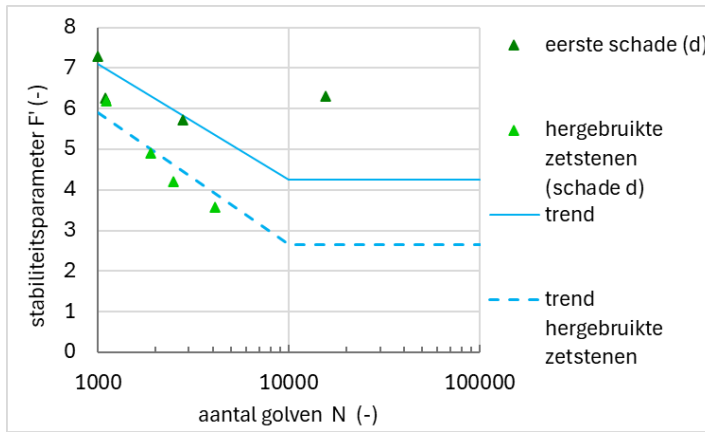


Fig. C-4, Invloed belastingduur op waarde van F' bij schade voor Hydroblocks (2005)

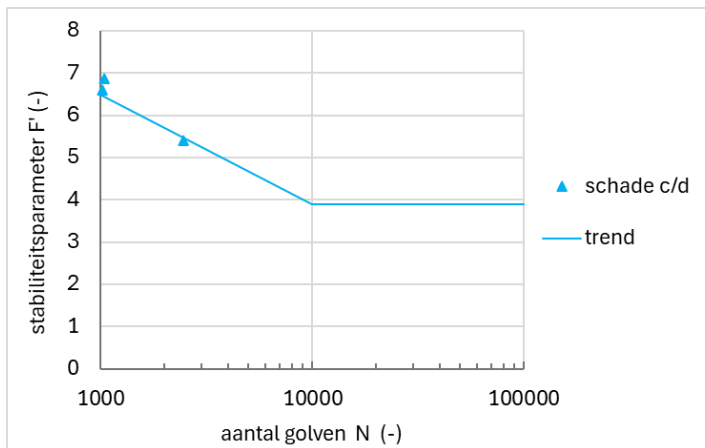


Fig. C-5, Invloed belastingduur op waarde van F' bij schade voor Hydroblocks (2016b)

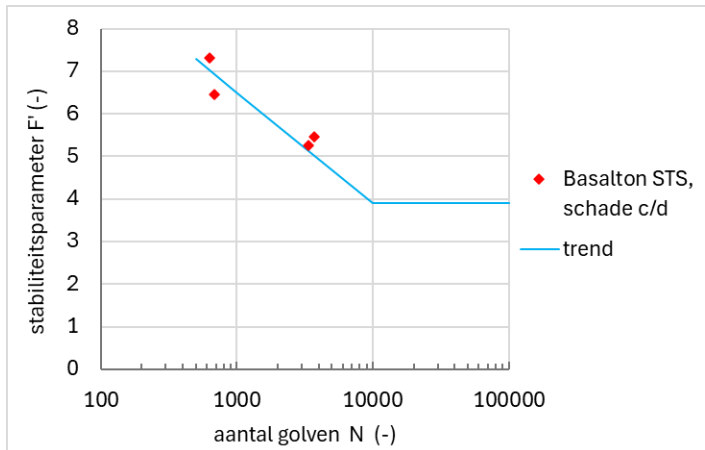


Fig. C-6, Invloed belastingduur op waarde van F' bij schade voor Basalton STS

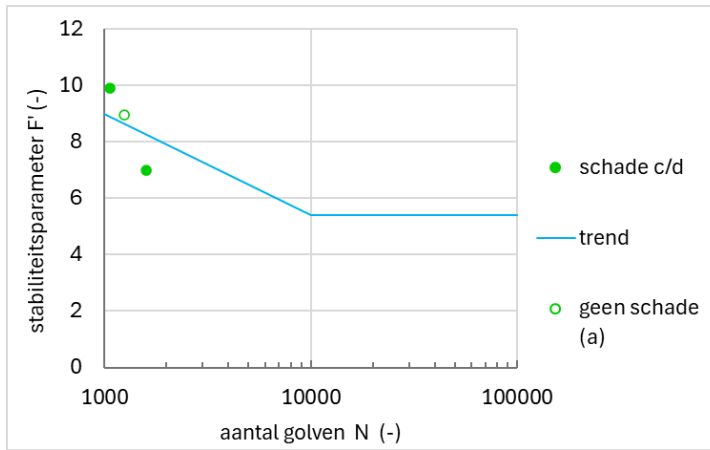


Fig. C-7, Invloed belastingduur op waarde van F' bij schade voor Basalton STS+

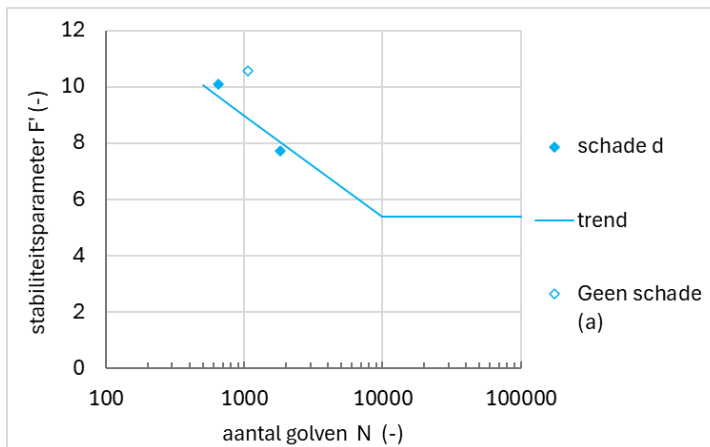


Fig. C-8, Invloed belastingduur op waarde van F' bij schade voor Ronaton

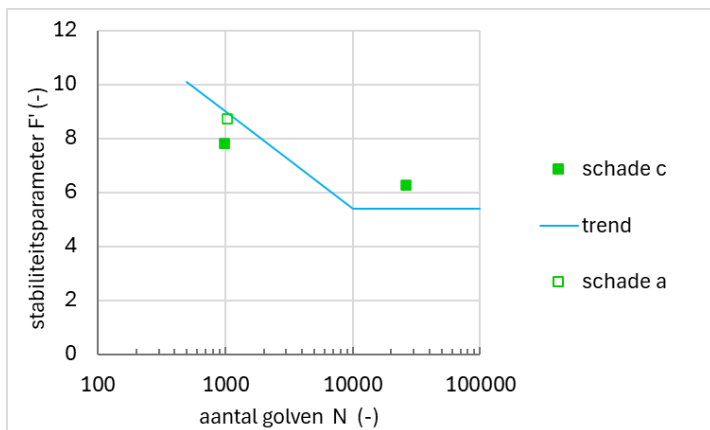


Fig. C-9, Invloed belastingduur op waarde van F' bij schade voor Verkalit GOR

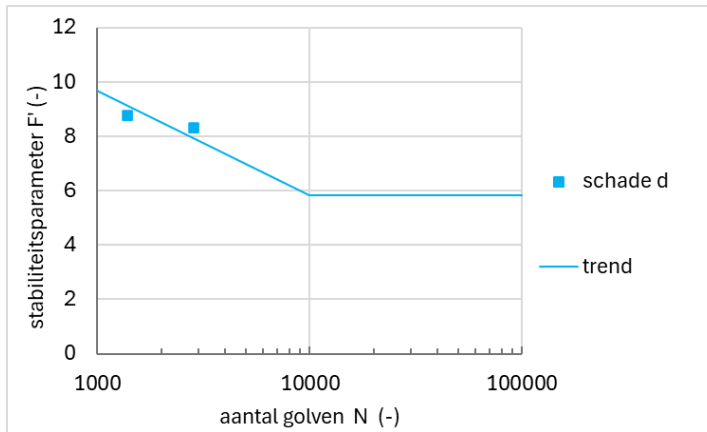


Fig. C-10, Invloed belastingduur op waarde van F' bij schade voor Verkalit mgv

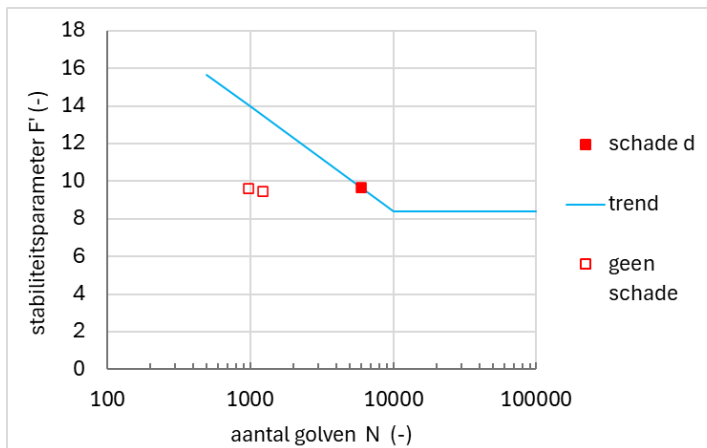


Fig. C-11, Invloed belastingduur op waarde van F' bij schade voor Hillblock 2.0

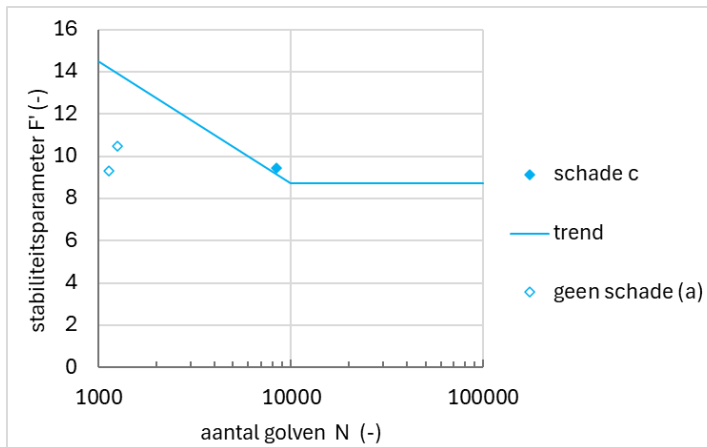


Fig. C-12, Invloed belastingduur op waarde van F' bij schade voor RonatonXL

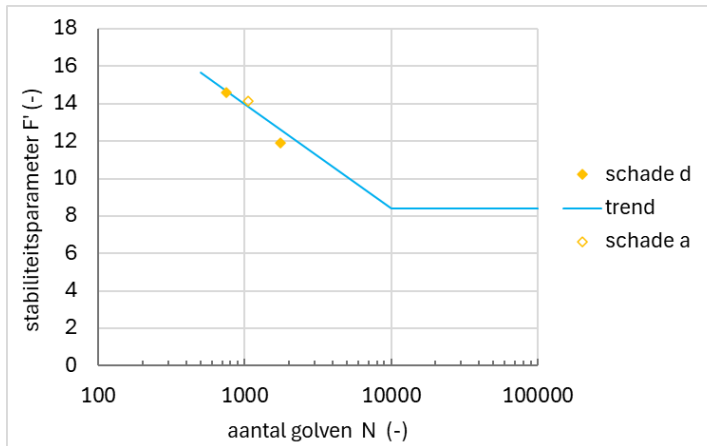


Fig. C-13, Invloed belastingduur op waarde van F' bij schade voor Quattroblock

Er zijn helaas weinig meetpunten waarbij de steenzetting bezwaken is bij een belastingduur van meer dan 10.000 golven. Dat maakt dat formules (4.6) en (4.8) een grotere onzekerheid bevatten. Het is echter theoretisch wel te verwachten dat er een ondergrens is aan de mate waarin de stabiliteit afneemt bij toenemende belastingduur. Bij een bepaald belastingniveau zal het stijghoogteverschil over de bekleding zo klein zijn dat het eigen gewicht een relatief groot aandeel heeft in de stabiliteit.

Zo'n ondergrens in de invloed van de vermoeiing is ook aanwezig bij materialen zoals beton en staal.

D Voorbeeldberekening met Minersom

In deze bijlage is een voorbeeld gegeven van een berekening met de Minersom. Gekozen is voor een steenzetting van Basalton. Voor het verloop van de waterstand en de golfcondities is hetzelfde gekozen als in Figuur 4-4. Dat betekent een totale stormduur van 45 uur en een golfhoogte op de top van de storm van $H_{m0} = 2,40$ m (ongeveer loodrechte golfaanval). In dit voorbeeld is gekozen voor een golfsteilheid $H_{m0}/(gT_p^2/(2\pi)) = 0,04$ gedurende de gehele storm, maar in principe is de rekenmethode ook geschikt voor een variërende golfsteilheid.

We gaan de Minersom berekenen op vier locaties op het talud:

- Locatie 1: $Z_{locatie} = \text{NAP}+1,0$ m
- Locatie 2: $Z_{locatie} = \text{NAP}+2,0$ m
- Locatie 3: $Z_{locatie} = \text{NAP}+3,0$ m
- Locatie 4: $Z_{locatie} = \text{NAP}+4,0$ m

De berekening verloopt volgens de stappen uit paragraaf 4.5. De eerste stap betreft het berekenen van de bezwijkgolfhoogte bij een belasting met 1000 golven. Deze berekening is uitgevoerd met de huidige Steentoets en heeft als resultaat $H_{m0,1000}^* = 2,60$ m voor alle locaties.

Voor het berekenen van de Minersom wordt de gehele storm van 45 uur in tijdstappen van 1 uur doorgerekend. In elke tijdstap worden de rekenstappen 2 t/m 4 uit paragraaf 4.5 doorlopen en aan het eind worden alle resultaten gesommeerd.

In stap 2 wordt berekend of de waterstand zodanig is dat er een belasting is door de golven op de betreffende locatie en of op dat moment de golven groot genoeg zijn om degeneratie van de steenzetting te veroorzaken. Hiervoor worden de volgende twee formules gebruikt:

- De steenzetting wordt belast als $Z_{locatie} + 0,6 < h_i < Z_{locatie} + 1,5$. In Steentoets wordt dit met een complexe berekening bepaald, maar dat is hier voor de duidelijkheid vereenvoudigd tot dit criterium.
- De golven zijn groot genoeg om degeneratie van de steenzetting te veroorzaken als (zie formule (4.17)): $H_{m0,i} < 0,6 \cdot m_{duur} H_{m0,1000}$. Met $m_{1000} = 1$ wordt dit criterium: $H_{m0,i} < 0,6 \cdot 2,60 = 1,56$ m.

In Tbl. D-1 is voor locatie 1 voor elke tijdstap van de storm berekend of de steenzetting wordt belast en of de golven groot genoeg zijn. Uit deze tabel blijkt dat er wel tijdstappen zijn waarin de steenzetting wordt belast en er ook tijdstappen zijn waarin de golven groot genoeg zijn voor degeneratie, maar dat geen enkele tijdstap aan beide voorwaarden voldoet. Dat maakt dat op deze locatie er geen degeneratie optreedt. De resulterende Minersom is nul.

In Tbl. D-2 zijn de rekenresultaten gegeven voor locatie 2. We zien nu dat er één tijdstap is waarin zowel de steenzetting op deze locatie belast wordt en bovendien de golven groot genoeg zijn om degeneratie te veroorzaken. In stap 3 wordt de Minersom berekend. Hiervoor wordt eerst het aantal golven in de betreffende tijdstap (N_i) berekend door de duur van de tijdstap te delen door de golfperiode en vervolgens wordt het maximaal toelaatbare aantal golven bepaald ($N_{max,i}$). Dit laatste gebeurt met formule (4.18):

$$N_{max,i} = 10^{\left(\frac{2,2}{0,4} \frac{H_{m0,j}}{0,4 \cdot m_{duur} H_{m0,1000}}\right)} = 10^{\left(\frac{2,2}{0,4} \frac{H_{m0,j}}{0,4 \cdot 1 \cdot 2,60}\right)} = 10^{(5,5 - 0,96 \cdot H_{m0,j})}$$

In de tabel is te zien dat de Minersom in deze tijdstap $N_i/N_{max,i} = 0,08$ is, en dat dit vervolgens zo blijft omdat in de daaropvolgende tijdstappen er geen verdere bijdrage aan de degeneratie is.

In Tbl. D-3 zijn de resultaten voor locatie 3 gegeven. Hier zien we dat de berekening iets gecompliceerder wordt, vanwege het feit dat er drie tijdstappen zijn waarin degeneratie optreedt. Dat maakt dat er in stap 4 berekend moet worden hoe groot ΣN_{i-1} is: de fictieve cumulatieve belastingduur die bij dit belastingniveau het degeneratieniveau oplevert uit de vorige belastingperiode. Dit wordt berekend met de volgende formule (zie formule (4.15)):

$$\Sigma N_{i-1} = D_{i-1} \cdot N_{\max,i}$$

Dit wordt dus berekend door het cumulatieve degeneratieniveau tot en met de vorige tijdstap te vermenigvuldigen met de maximaal toelaatbare belastingduur (uitgedrukt in het aantal golven) bij de belasting in de huidige tijdstap.

Vervolgens kan in stap 5 de cumulatieve Minersom tot en met de huidige tijdstap berekend worden met formule (4.16):

$$D_i = \frac{\Sigma N_{i-1} + N_i}{N_{\max,i}}$$

Na alle tijdstappen doorlopen te hebben op deze manier, resulteert er voor locatie 3 een Minersom van 0,26. Omdat dit kleiner is dan 1, zal er geen bezwijken van de steenzetting optreden. In feite kunnen bijna vier van dergelijke stormen doorstaan worden, voordat bezwijken optreedt.

De berekeningen voor locatie 4 verlopen hetzelfde als die voor locatie 3. De resultaten zijn gegeven in Tbl. D-4. Het blijkt dat de Minersom uitkomt op 1,78 en dat betekent dat de steenzetting bij locatie 4 bezwijkt tijdens deze storm. De Minersom bereikt de waarde 1 in tijdstap 30 (dus in het 30^e uur) en dat is het moment van bezwijken. Vanaf dat moment gaat de erosie van de onderlagen beginnen.

Tbl. D-1, Berekening Minersom voor locatie 1 (zlocatie = 1,0 m+NAP)

tijdstep i	h _i (m+NAP)	H _{m0,i} (m)	Stap 2		Minersom (-)
			Belasting op locatie?	H _{m0,i} groot genoeg?	
1	0.71	0.50	Nee	Nee	0,00
2	0.20	0.32	Nee	Nee	0,00
3	-0.37	0.02	Nee	Nee	0,00
4	-0.84	0.00	Nee	Nee	0,00
5	-1.10	0.00	Nee	Nee	0,00
6	-1.08	0.00	Nee	Nee	0,00
7	-0.80	0.00	Nee	Nee	0,00
8	-0.31	0.05	Nee	Nee	0,00
9	0.40	0.42	Nee	Nee	0,00
10	1.19	0.63	Nee	Nee	0,00
11	1.79	0.72	Ja	Nee	0,00
12	2.12	0.81	Ja	Nee	0,00
13	2.18	0.90	Ja	Nee	0,00
14	2.02	0.99	Ja	Nee	0,00
15	1.75	1.07	Ja	Nee	0,00
16	1.52	1.02	Nee	Nee	0,00
17	1.45	0.98	Nee	Nee	0,00
18	1.63	1.08	Ja	Nee	0,00
19	2.10	1.32	Ja	Nee	0,00
20	2.80	1.52	Nee	Nee	0,00
21	3.64	1.60	Nee	Ja	0,00
22	4.47	1.69	Nee	Ja	0,00
23	5.16	1.78	Nee	Ja	0,00
24	5.62	1.87	Nee	Ja	0,00
25	5.79	1.96	Nee	Ja	0,00
26	5.71	2.05	Nee	Ja	0,00
27	5.47	2.13	Nee	Ja	0,00
28	5.20	2.22	Nee	Ja	0,00
29	5.05	2.31	Nee	Ja	0,00
30	5.12	2.40	Nee	Ja	0,00
31	5.18	2.40	Nee	Ja	0,00
32	5.50	2.40	Nee	Ja	0,00
33	5.72	2.31	Nee	Ja	0,00
34	5.99	2.22	Nee	Ja	0,00
35	6.18	2.13	Nee	Ja	0,00
36	6.16	2.05	Nee	Ja	0,00
37	5.87	1.96	Nee	Ja	0,00
38	5.31	1.87	Nee	Ja	0,00
39	4.54	1.78	Nee	Ja	0,00
40	3.69	1.69	Nee	Ja	0,00
41	2.89	1.60	Nee	Ja	0,00
42	2.28	1.42	Ja	Nee	0,00
43	1.93	1.23	Ja	Nee	0,00
44	1.86	1.20	Ja	Nee	0,00
45	2.01	1.25	Ja	Nee	0,00
46	2.28	1.16	Ja	Nee	0,00
47	2.52	1.07	Nee	Nee	0,00
48	2.60	0.99	Nee	Nee	0,00
49	2.43	0.90	Ja	Nee	0,00
50	1.98	0.81	Ja	Nee	0,00
51	1.28	0.72	Nee	Nee	0,00
52	0.45	0.45	Nee	Nee	0,00
53	-0.39	0.01	Nee	Nee	0,00

Tbl. D-2, Berekening Minersom voor locatie 2 (zlocatie = 2,0 m+NAP)

tijdstep i	h _i (m+NAP)	H _{m0,i} (m)	Stap 2		Stap 3		Stap 5	Minersom (cumulatief) (-)
			Belasting op locatie?	H _{m0,i} groot genoeg?	N _i	N _{max,i}	N _i /N _{max,i}	
1	0.71	0.50	Nee	Nee	1272	∞		0,00
2	0.20	0.32	Nee	Nee	1601	∞		0,00
3	-0.37	0.02	Nee	Nee	6699	∞		0,00
4	-0.84	0.00	Nee	Nee	-	∞		0,00
5	-1.10	0.00	Nee	Nee	-	∞		0,00
6	-1.08	0.00	Nee	Nee	-	∞		0,00
7	-0.80	0.00	Nee	Nee	-	∞		0,00
8	-0.31	0.05	Nee	Nee	4158	∞		0,00
9	0.40	0.42	Nee	Nee	1385	∞		0,00
10	1.19	0.63	Nee	Nee	1131	∞		0,00
11	1.79	0.72	Nee	Nee	1059	∞		0,00
12	2.12	0.81	Nee	Nee	1000	∞		0,00
13	2.18	0.90	Nee	Nee	949	∞		0,00
14	2.02	0.99	Nee	Nee	906	∞		0,00
15	1.75	1.07	Nee	Nee	868	∞		0,00
16	1.52	1.02	Nee	Nee	893	∞		0,00
17	1.45	0.98	Nee	Nee	909	∞		0,00
18	1.63	1.08	Nee	Nee	867	∞		0,00
19	2.10	1.32	Nee	Nee	782	∞		0,00
20	2.80	1.52	Ja	Nee	730	∞		0,00
21	3.64	1.60	Nee	Ja	710	9059		0,00
22	4.47	1.69	Nee	Ja	691	7449		0,00
23	5.16	1.78	Nee	Ja	674	6125		0,00
24	5.62	1.87	Nee	Ja	658	5037		0,00
25	5.79	1.96	Nee	Ja	643	4142		0,00
26	5.71	2.05	Nee	Ja	629	3406		0,00
27	5.47	2.13	Nee	Ja	615	2800		0,00
28	5.20	2.22	Nee	Ja	603	2303		0,00
29	5.05	2.31	Nee	Ja	591	1894		0,00
30	5.12	2.40	Nee	Ja	580	1557		0,00
31	5.18	2.40	Nee	Ja	580	1557		0,00
32	5.50	2.40	Nee	Ja	580	1557		0,00
33	5.72	2.31	Nee	Ja	591	1894		0,00
34	5.99	2.22	Nee	Ja	603	2303		0,00
35	6.18	2.13	Nee	Ja	615	2800		0,00
36	6.16	2.05	Nee	Ja	629	3406		0,00
37	5.87	1.96	Nee	Ja	643	4142		0,00
38	5.31	1.87	Nee	Ja	658	5037		0,00
39	4.54	1.78	Nee	Ja	674	6125		0,00
40	3.69	1.69	Nee	Ja	691	7449		0,00
41	2.89	1.60	Ja	Ja	710	9059	0,08	0,08
42	2.28	1.42	Nee	Nee	755	∞		0,08
43	1.93	1.23	Nee	Nee	809	∞		0,08
44	1.86	1.20	Nee	Nee	822	∞		0,08
45	2.01	1.25	Nee	Nee	804	∞		0,08
46	2.28	1.16	Nee	Nee	834	∞		0,08
47	2.52	1.07	Nee	Nee	868	∞		0,08
48	2.60	0.99	Nee	Nee	906	∞		0,08
49	2.43	0.90	Nee	Nee	949	∞		0,08
50	1.98	0.81	Nee	Nee	1000	∞		0,08
51	1.28	0.72	Nee	Nee	1059	∞		0,08
52	0.45	0.45	Nee	Nee	1341	∞		0,08
53	-0.39	0.01	Nee	Nee	11178	∞		0,08

Tbl. D-3, Berekening Minersom voor locatie 3 (zlocatie = 3,0 m+NAP)

tijdstep i	h _i (m+NAP)	H _{m0,i} (m)	Stap 2		Stap 3		Stap 4	Stap 5: Minersom
			Belasting op locatie?	H _{m0,i} groot genoeg?	N _i	N _{max,i}	ΣN _{i-1}	(N _i + ΣN _{i-1})/N _{max,i}
1	0.71	0.50	Nee	Nee	1272	∞		0.00
2	0.20	0.32	Nee	Nee	1601	∞		0.00
3	-0.37	0.02	Nee	Nee	6699	∞		0.00
4	-0.84	0.00	Nee	Nee	-	∞		0.00
5	-1.10	0.00	Nee	Nee	-	∞		0.00
6	-1.08	0.00	Nee	Nee	-	∞		0.00
7	-0.80	0.00	Nee	Nee	-	∞		0.00
8	-0.31	0.05	Nee	Nee	4158	∞		0.00
9	0.40	0.42	Nee	Nee	1385	∞		0.00
10	1.19	0.63	Nee	Nee	1131	∞		0.00
11	1.79	0.72	Nee	Nee	1059	∞		0.00
12	2.12	0.81	Nee	Nee	1000	∞		0.00
13	2.18	0.90	Nee	Nee	949	∞		0.00
14	2.02	0.99	Nee	Nee	906	∞		0.00
15	1.75	1.07	Nee	Nee	868	∞		0.00
16	1.52	1.02	Nee	Nee	893	∞		0.00
17	1.45	0.98	Nee	Nee	909	∞		0.00
18	1.63	1.08	Nee	Nee	867	∞		0.00
19	2.10	1.32	Nee	Nee	782	∞		0.00
20	2.80	1.52	Nee	Nee	730	∞		0.00
21	3.64	1.60	Ja	Ja	710	9059	0	0.08
22	4.47	1.69	Ja	Ja	691	7449	584	0.17
23	5.16	1.78	Nee	Ja	674	6125		0.17
24	5.62	1.87	Nee	Ja	658	5037		0.17
25	5.79	1.96	Nee	Ja	643	4142		0.17
26	5.71	2.05	Nee	Ja	629	3406		0.17
27	5.47	2.13	Nee	Ja	615	2800		0.17
28	5.20	2.22	Nee	Ja	603	2303		0.17
29	5.05	2.31	Nee	Ja	591	1894		0.17
30	5.12	2.40	Nee	Ja	580	1557		0.17
31	5.18	2.40	Nee	Ja	580	1557		0.17
32	5.50	2.40	Nee	Ja	580	1557		0.17
33	5.72	2.31	Nee	Ja	591	1894		0.17
34	5.99	2.22	Nee	Ja	603	2303		0.17
35	6.18	2.13	Nee	Ja	615	2800		0.17
36	6.16	2.05	Nee	Ja	629	3406		0.17
37	5.87	1.96	Nee	Ja	643	4142		0.17
38	5.31	1.87	Nee	Ja	658	5037		0.17
39	4.54	1.78	Nee	Ja	674	6125		0.17
40	3.69	1.69	Ja	Ja	691	7449	1275	0.26
41	2.89	1.60	Nee	Ja	710	9059		0.26
42	2.28	1.42	Nee	Nee	755	∞		0.26
43	1.93	1.23	Nee	Nee	809	∞		0.26
44	1.86	1.20	Nee	Nee	822	∞		0.26
45	2.01	1.25	Nee	Nee	804	∞		0.26
46	2.28	1.16	Nee	Nee	834	∞		0.26
47	2.52	1.07	Nee	Nee	868	∞		0.26
48	2.60	0.99	Nee	Nee	906	∞		0.26
49	2.43	0.90	Nee	Nee	949	∞		0.26
50	1.98	0.81	Nee	Nee	1000	∞		0.26
51	1.28	0.72	Nee	Nee	1059	∞		0.26
52	0.45	0.45	Nee	Nee	1341	∞		0.26
53	-0.39	0.01	Nee	Nee	11178	∞		0.26

Tbl. D-4, Berekening Minersom voor locatie 4 (zlocatie = 4,0 m+NAP)

tijdstep i	h_i (m+NAP)	$H_{m0,i}$ (m)	Stap 2		Stap 3		Stap 4	Stap 5: Minersom
			Belasting op locatie?	$H_{m0,i}$ groot genoeg?	N_i	$N_{max,i}$	ΣN_{i-1}	$(N_i + \Sigma N_{i-1})/N_{max,i}$
1	0.71	0.50	Nee	Nee	1272	∞		0.00
2	0.20	0.32	Nee	Nee	1601	∞		0.00
3	-0.37	0.02	Nee	Nee	6699	∞		0.00
4	-0.84	0.00	Nee	Nee	-	∞		0.00
5	-1.10	0.00	Nee	Nee	-	∞		0.00
6	-1.08	0.00	Nee	Nee	-	∞		0.00
7	-0.80	0.00	Nee	Nee	-	∞		0.00
8	-0.31	0.05	Nee	Nee	4158	∞		0.00
9	0.40	0.42	Nee	Nee	1385	∞		0.00
10	1.19	0.63	Nee	Nee	1131	∞		0.00
11	1.79	0.72	Nee	Nee	1059	∞		0.00
12	2.12	0.81	Nee	Nee	1000	∞		0.00
13	2.18	0.90	Nee	Nee	949	∞		0.00
14	2.02	0.99	Nee	Nee	906	∞		0.00
15	1.75	1.07	Nee	Nee	868	∞		0.00
16	1.52	1.02	Nee	Nee	893	∞		0.00
17	1.45	0.98	Nee	Nee	909	∞		0.00
18	1.63	1.08	Nee	Nee	867	∞		0.00
19	2.10	1.32	Nee	Nee	782	∞		0.00
20	2.80	1.52	Nee	Nee	730	∞		0.00
21	3.64	1.60	Nee	Ja	710	9059		0.00
22	4.47	1.69	Nee	Ja	691	7449		0.00
23	5.16	1.78	Ja	Ja	674	6125	0	0.11
24	5.62	1.87	Nee	Ja	658	5037		0.11
25	5.79	1.96	Nee	Ja	643	4142		0.11
26	5.71	2.05	Nee	Ja	629	3406		0.11
27	5.47	2.13	Ja	Ja	615	2800	308	0.33
28	5.20	2.22	Ja	Ja	603	2303	759	0.59
29	5.05	2.31	Ja	Ja	591	1894	1120	0.90
30	5.12	2.40	Ja	Ja	580	1557	1408	1.28
31	5.18	2.40	Ja	Ja	580	1557	1988	1.65
32	5.50	2.40	Nee	Ja	580	1557		1.65
33	5.72	2.31	Nee	Ja	591	1894		1.65
34	5.99	2.22	Nee	Ja	603	2303		1.65
35	6.18	2.13	Nee	Ja	615	2800		1.65
36	6.16	2.05	Nee	Ja	629	3406		1.65
37	5.87	1.96	Nee	Ja	643	4142		1.65
38	5.31	1.87	Ja	Ja	658	5037	8309	1.78
39	4.54	1.78	Nee	Ja	674	6125		1.78
40	3.69	1.69	Nee	Ja	691	7449		1.78
41	2.89	1.60	Nee	Ja	710	9059		1.78
42	2.28	1.42	Nee	Nee	755	∞		1.78
43	1.93	1.23	Nee	Nee	809	∞		1.78
44	1.86	1.20	Nee	Nee	822	∞		1.78
45	2.01	1.25	Nee	Nee	804	∞		1.78
46	2.28	1.16	Nee	Nee	834	∞		1.78
47	2.52	1.07	Nee	Nee	868	∞		1.78
48	2.60	0.99	Nee	Nee	906	∞		1.78
49	2.43	0.90	Nee	Nee	949	∞		1.78
50	1.98	0.81	Nee	Nee	1000	∞		1.78
51	1.28	0.72	Nee	Nee	1059	∞		1.78
52	0.45	0.45	Nee	Nee	1341	∞		1.78
53	-0.39	0.01	Nee	Nee	11178	∞		1.78

Deltares is een onafhankelijk kennisinstituut voor toegepast onderzoek op het gebied van water en ondergrond. Wereldwijd werken we aan slimme oplossingen voor mens, milieu en maatschappij.

Deltares

www.deltares.nl