

Handreiking Dijkbekledingen

Deel 4: Breuksteenbekledingen
- Aanvulling bij Rock Manual





Rijkswaterstaat
Ministerie van Infrastructuur en Milieu

Handreiking Dijkbekledingen

Deel 4: Breuksteenbekledingen – Aanvulling bij Rock Manual

Opdrachtgever	Rijkswaterstaat WVL en Projectbureau Zeeweringen
Datum	November 2015
Status	Definitief

Voorwoord

Inleiding en kader

Deze Handreiking Dijkbekledingen is opgesteld om de meest recente kennis, de state-of-the-art, vast te leggen over de in Nederland meest voorkomende typen dijkbekledingen. Die kennis kan gebruikt worden voor het ontwerp, de toetsing en het beheer en onderhoud ervan. Het betreft een vastlegging van de kennis over bekledingen op dijken en oevers met als hoofdfunctie de bescherming tegen hoogwater, golven en stroming. Het is in principe bedoeld voor dijkbekleding op primaire waterkeringen (in Nederland), maar kan ook nuttig gebruikt worden in geval van bekledingen op andere typen dijken of oevers. Het rapport bevat ook criteria om het toepassen van nieuwe materialen als dijkbekleding mogelijk te maken (ondersteuning innovaties).

Aanleiding voor het opstellen van deze handreiking is enerzijds de noodzaak om de actuele kennis publiek bekend en toegankelijk te maken en anderzijds om de behoefte van het bedrijfsleven (innovators) en de beheerders van de waterkeringen te helpen aan een gids voor het ontwikkelen en accepteren van nieuwe (innovatieve) dijkbekledingstypen.

Dit rapport wordt uitgegeven als 'Handreiking' vanwege het feit dat op dit moment veel veranderingen plaats vinden.

- Zo wordt er een nieuw toetsinstrumentarium ontwikkeld, gebaseerd op overstromingskansen (in het programma WTI).
- Ook wordt gewerkt aan het herstructureren van de ENW Leidraden en Technische rapporten,
- En er wordt gewerkt aan een Ontwerpinstrumentarium.

Deze handreiking bevat de stand van de kennis tot en met 2013. De inhoud van de handreiking zal in de nabije toekomst wellicht -op onderdelen- wijzigen, als gevolg van de nieuwe veiligheidsfilosofie, de kennis opgedaan binnen WT12017 en het Ontwerp instrumentarium en door de herstructurering van het stelsel van leidraden en technische rapporten. Deze handreiking wordt binnenkort in de nieuwe structuur van ENW Leidraden en Technische Rapporten verwerkt.

Dit onderdeel van de Handreiking Dijkbekledingen betreft Deel 4: Breuksteenbekledingen-Aanvulling bij Rock Manual.

Structuur en samenhang

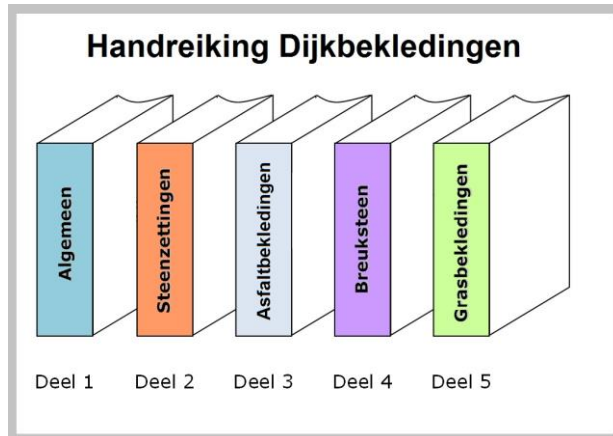
De Handreiking Dijkbekledingen bestaat uit vijf delen:

- Deel 1 : *Algemeen*
Deel 1 geeft de criteria aan voor de toepassing van (innovatieve) bekledingen op waterkeringen.
- Deel 2 : *Steenzettingen*
Deel 2 bevat de (technische) eisen en rekenregels ten behoeve van het ontwerp, de toetsing en het beheer en onderhoud van steenzettingen
- Deel 3 : *Asfaltbekledingen*
Deel 3 bevat de (technische) eisen en rekenregels ten behoeve van het ontwerp, de toetsing en het beheer en onderhoud van asfaltbekledingen.
- Deel 4 : *Breuksteenbekledingen-Aanvulling bij Rock Manual* (dit onderdeel)
Deel 4 bevat de (technische) eisen en rekenregels ten behoeve van het

ontwerp, de toetsing en het beheer en onderhoud van breuksteenbekledingen.

Deel 5 : *Grasbekledingen*

Deel 5 bevat de rekenregels en achtergrond informatie ten behoeve van de toetsing van grasbekledingen.



De indeling van de Handreiking is per onderdeel verschillend:

Deel 1 heeft een eigen indeling op basis van de eisen vanuit wetgeving en vanuit de functies van de bekleding;

Deel 2 t/m 4 zijn opgesteld als 'gebruiksdocument', vanuit het perspectief van de gebruiker. Hiervoor is een duidelijke scheiding tussen toepassingen (ontwerp, toetsen en B&O) en achtergrondinformatie doorgevoerd. Achtergrondinformatie is in deze rapporten alleen op hoofdlijnen gegeven met verwijzingen naar onderliggende (onderzoek) rapportages. *Deel 2 t/m 4* zijn opgebouwd uit een leeswijzer en vier katernen: ontwerp, toetsen, beheer & onderhoud en algemene informatie.

Deel 5: is gebaseerd op het rapport 'Toetsen Grasbekledingen op Dijken', opgesteld in het kader van het onderzoekprogramma Sterkte en Belastingen Waterkeringen (SBW). Omdat de achtergrondinformatie en achtergronden van het onderzoek zijn opgenomen in het document heeft *deel 5* hierdoor een afwijkende indeling. Ondanks deze andere opbouw is dit onderdeel opgenomen in de Handreiking dijkbekledingen ten einde alle veelvoorkomende typen bekledingen aan bod te laten komen.

Totstandkoming Handreiking Dijkbekledingen

De Handreiking Dijkbekledingen is grotendeels opgesteld op basis van beschikbare kennis en documenten tot en met 2013:

Deel 1 : *Algemeen* is integraal gebaseerd op het rapport:

- *Criteria voor toepassing van bekledingen op waterkeringen. Hulpmiddel voor ontwikkeling van innovatieve dijkbekledingen* [Caljouw, 2010]

- Deel 2 : *Steenzettingen* is onder andere gebaseerd op onderdelen van:
- het *Technisch Rapport Steenzettingen* [2003];
 - de *Documentatie Steentoets 2008 en 2010* [Klein Breteler, 2012];
 - overige *literatuur* zoals opgenomen in de literatuurlijst Deel 2.
- Deel 3 : *Asfaltbekledingen* is onder andere gebaseerd op onderdelen van:
- het *Technisch Rapport Asfalt voor Waterkeren* [2002];
 - de *State of de art Asfaltdijkbekledingen* [Davidse et al, 2012];
 - overige *literatuur* zoals opgenomen in de literatuurlijst Deel 3.
- Deel 4 : *Breuksteenbekledingen-Aanvulling bij Rock Manual* (dit onderdeel) is onder andere gebaseerd op teksten uit:
- het *Technisch Rapport Steenzettingen* [2003];
 - overige *literatuur* zoals opgenomen in de literatuurlijst van dit onderdeel.
- Deel 5 : *Grasbekledingen* is vrijwel gelijk aan de '*Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde*' en is gebaseerd op:
- het onderzoeksrapport *Toetsen Grasbekledingen op Dijken* [Van der meer et al, 2012].

De Handreiking Dijkbekledingen 'Deel 4: Breuksteenbekledingen-Aanvulling bij Rock Manual' is tot stand gekomen met medewerking van:

Opdrachtgever	Ministerie van Infrastructuur en Milieu, Rijkswaterstaat (WVL en Projectbureau Zeeweringen)	
Opgesteld door	ir. A. Capel	Deltares
Bijdragen en Begeleidingsgroep	ir. M. Klein Breteler ir. R. Bosters ir. D. Heineke ir. C. Dorst ing. Y. Provoost A. Bizzarri MSc (<i>projectleider</i>)	Deltares RWS RWS RWS RWS RWS
(<i>Externe</i>) kwaliteitsborging	Dr. ir. J.W. van der Meer ir. H.J. Verhagen	VanderMeerConsulting TU Delft - CITG

Inhoudsopgave (Deel 4: Breuksteenbekledingen-Aanvulling bij Rock Manual)

Lijst van afkortingen

Symbolenlijst

1	Inleiding	1
1.1	Algemeen	1
1.2	Doelgroep	3
1.3	Leeswijzer	3
KATERN I: ONTWERP		5
2	Vorbereiding	5
2.1	Algemeen	5
2.2	Belastingen	5
2.3	Geometrie en inpasbaarheid	7
3	Dimensioneren	9
3.1	Inleiding	9
3.2	Dimensioneren van breuksteenbekledingen	9
3.2.1	Dimensioneren op windgolven	9
3.2.2	Dimensioneren op scheepsbelastingen	10
3.2.3	Dimensioneren op stromingsbelasting	11
3.2.4	Dimensioneren op ijsbelasting	11
3.3	Ontwerp breuksteenoverlaging	11
3.3.1	Algemeen	11
3.3.2	Ontwerpprocedure	11
3.3.3	Detailtering van de constructie	14
3.3.4	Dimensionering voor frequent voorkomende belasting	14

3.4	Ontwerp teenbestorting	14
3.4.1	Algemeen	14
3.4.2	Berekeningsprocedure	15
3.4.3	Stap 2. Berekenen steensortering	15
3.4.4	Stap 3. Bepalen laagdikte, breedte en filterconstructie van teenbestorting	18
3.5	Ontwerp plasberm en onderwatertalud	20
KATERN II: TOETSING		21
4	Toetsing	21
4.1	Inleiding	21
4.2	Procedure Toetsing	21
4.3	Toetsschema	23
4.3.1	Stap 3 Geavanceerde Toetsing	25
KATERN III: UITVOERING, INSPECTIE EN B&O		27
KATERN IV: ALGEMENE INFORMATIE		29
5	Faalmechanismen breuksteen	29
5.1	Breuksteenoverlaging	29
5.2	Teenbestorting	30
6	Rekenparameters voor Ontwerp en Toetsing van breuksteen	33
6.1	Algemeen	33
6.2	Betrouwbaarheidsgrenzen Formules	33
6.3	Scheve golfinal	34
6.4	Fictieve permeabiliteitsparameter P	35
6.5	Steendiameter	35
6.6	Laagdikte	37

6.7	Aantal golven	38
6.8	Schadegetal	40
6.9	Correctiefactor Y	43
7	Literatuur	45
	Colofon	

Lijst met afkortingen

Afkorting	
B&O	Beheer en onderhoud
ENW	Expertise Netwerk Waterveiligheid (voorheen TAW)
HR	Hydraulische Randvoorwaarden
PBZ	Project Bureau Zeeweringen
SBW	Sterkte en Belastingen Waterkering
TAW	Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (is opgegaan in ENW)
VTV	Voorschrift Toetsen op Veiligheid

Symbolenlijst

D_{nx}	Nominale diameter van granulair materiaal: de ribbe van een denkbeeldige kubus met massa M_x en massadichtheid ρ_s ($D_{nx} = (M_x/\rho_s)^{1/3}$)	[m]
D_{n50}	Nominale steendiameter, gebaseerd op M_{50}	[m]
H_s	Significante golfhoogte	[m]
$H_{s,teen,max}$	Maximale significante golfhoogte aan de teen van de waterkering	[m]
L_p	Golflengte op lokale waterdiepte die hoort bij de piekperiode T_p	[m]
L_{om}	Fictieve golflengte op basis van de gemiddelde periode ($gT_m^2/2\pi$)	[m]
L_{op}	Fictieve golflengte op basis van de piekperiode ($gT_p^2/2\pi$)	[m]
M_{50}	Massa van de steen die gevonden wordt bij de 50%-waarde in de cumulatieve verdeling van de massa van een steengradering	[kg]
N	Aantal golven	[-]
N_{od}	Schadegetal voor teenbestorting	[-]
P	Doorlatendheidsfactor	[-]
S	Schadegetal	[-]
T_m	Gemiddelde golfperiode (tijdsdomein)	[s]
T_{m01}	Gemiddelde golfperiode (spectraal domein) $T_{m01} = m_0/m_1$	[s]
$T_{m-1,0}$	Gemiddelde energie periode (spectraal domein) $T_{m-1,0} = m_{-1}/m_0$	[s]
T_p	Piekperiode	[s]
Y	Correctiefactor bij overlagingen	[-]
c_p/c_s	Coëfficiënt voor plunging of surging golven	[-]
f_i	Reductiefactor teenbestorting voor glad en (on)geknikt talud	[-]
g	Zwaartekrachtversnelling	[m/s ²]
h	Waterdiepte	[m]
h_t	Waterdiepte boven de teen	[m]
m_x	Spectraal moment (zie tabel 4.11 in Rock Manual)	
Δ	Relatieve massadichtheid van steen onder water $\Delta = \rho_s/\rho_w - 1$	[-]
α	Taludhelling	[°]
γ_s	Veiligheidsfactor	[-]
γ_β	Reductiefactor schuin invallende golven	[-]
ξ_m	Brekerparameter gebaseerd op lokale golflengte en T_m	[-]
$\xi_{m-1,0}$	Brekerparameter gebaseerd op lokale golflengte en $T_{m-1,0}$	[-]
ξ_{om}	Brekerparameter gebaseerd op fictieve golflengte L_{om} en T_m	[-]
ξ_{op}	Brekerparameter gebaseerd op fictieve golflengte L_{op} en T_p	[-]
ρ_s	Massadichtheid steen	[kg/m ³]
ρ_w	Massadichtheid water	[kg/m ³]

1 Inleiding

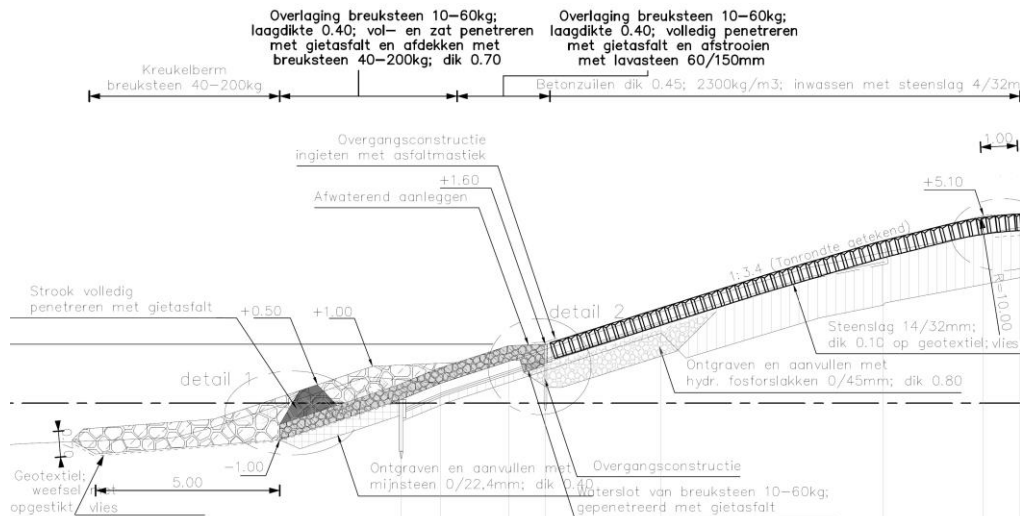
1.1 Algemeen

Voorliggend rapport maakt onderdeel uit van de Handreiking Dijkbekledingen.

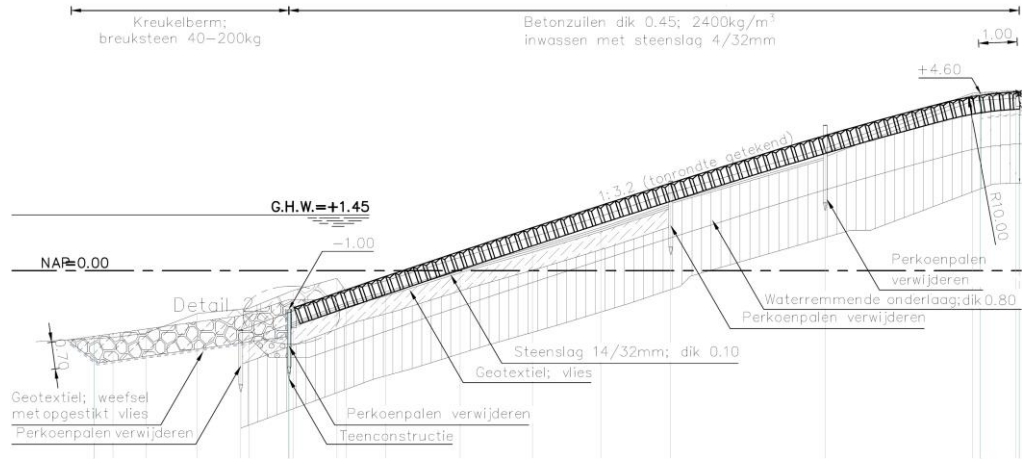
In elk afzonderlijk deel van de Handreiking Dijkbekledingen wordt beknopt en op praktische wijze de huidige kennis op het gebied van waterbouwkundige bekledingen gepresenteerd. In dit document is de wijze van ontwerpen en toetsen van breuksteenbekledingen opgenomen ten aanzien van zee- en meerdijken. Hoewel veel van de kennis toepasbaar is voor de rivieren, komen constructies zoals kribben en schaaldijken niet aan bod. Deze handreiking is een aanvulling op de Rock Manual [2007]. Naar de Rock Manual zal dan ook veelvuldig verwezen worden.

In voorliggend deel Breuksteenbekleding komt breuksteen aan bod voor de volgende situaties:

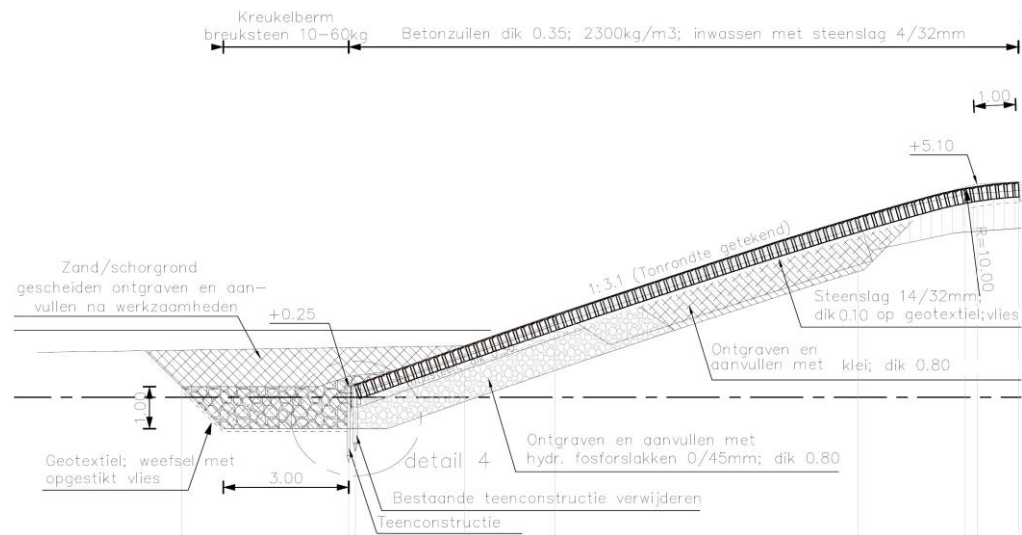
- Breuksteenoverlaging als taludverdediging bovenop een bestaande steenzetting (de bestaande steenzetting is dan afgekeurd), zie Figuur 1;
- Breuksteenteenbestortingen, in Zeeland ook wel kreukelbermen genoemd (de teenconstructie wordt gevormd door het teenschot met daarvoor de teenbestorting die het teenschot beschermd), zie Figuur 2 en Figuur 3
- Plasbermen als onderdeel van een taludverdediging, zoals deze veel langs het IJsselmeer voorkomen, zie Figuur 4. De Plasberm wordt hier gedefinieerd als een relatief horizontaal deel tussen de laag en hoog waterlijn;
- Onderwatertalud als onderdeel van de taludverdediging dat door golven wordt belast, zie Figuur 4.



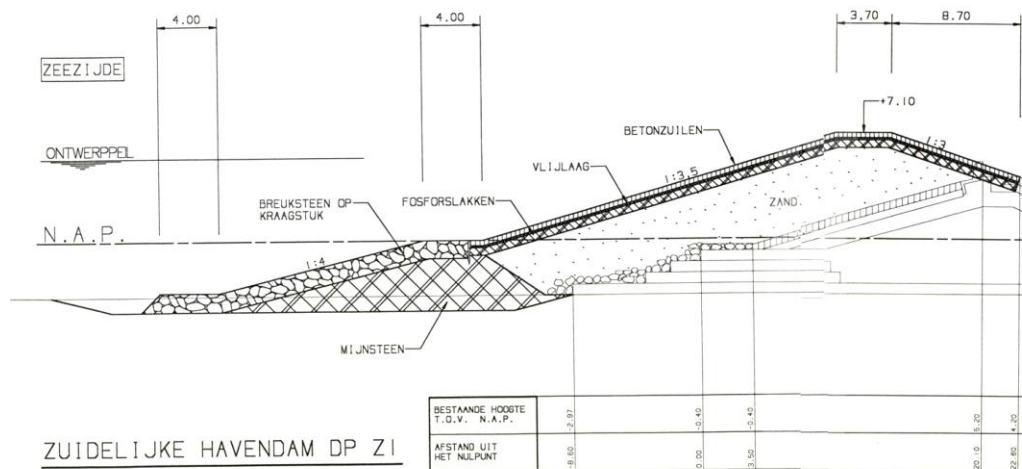
Figuur 1: Reconstructie ontwerp Projectbureau Zeeweringen met onder andere een overlaging



Figuur 2: Reconstructie ontwerp Projectbureau Zeeweringen met onder andere een teenbestorting voor het teenschot



Figuur 3: Reconstructie ontwerp Projectbureau Zeeweringen met ingegraven teenconstructie



Figuur 4: Dwarsprofiel Havendam Harlingen. Plasberm op NAP met bestorting benedentalud (bron: Rijkswaterstaat Bouwdienst, 1991)

Een breuksteenbekleding als taludverdediging tot ver boven de waterlijn komt in Nederland vrijwel niet voor. Deze worden hier niet behandeld. Hiervoor wordt verwezen naar de Rock Manual [2007], paragraaf 5.2.2.2.

Algemene bodembeschermingen met breuksteen vallen ook buiten de beschouwde bekledingen en worden hier dan ook niet behandeld. Zie hiervoor ook de Rock Manual, §5.2.2.5.

1.2 Doelgroep

De doelgroep van deze handreiking zijn toetsers, ontwerpers, aannemers en waterkeringbeheerders (o.a. overheden en adviesbureaus). Deze handreiking geeft een gestructureerde aanpak om tot een veilige schematisering te komen, maar kan niet als een eenvoudig receptenboek worden gebruikt. De gebruiker dient de nodige kennis en ervaring te hebben om goede afwegingen te kunnen maken en om de toepasbaarheid van een bepaalde methode in de beschouwde situatie op waarde te kunnen schatten. Bij het gebruik van deze handreiking is basiskennis op het gebied van waterbouwkunde nodig, bij voorkeur aangevuld met ervaring op het gebied van veiligheidstoetsing en dijkversterkingen.

1.3 Leeswijzer

In Katern I wordt in twee hoofdstukken het ontwerp van breuksteenbekledingen uiteengezet. Daarbij is aandacht geschonken aan de voorbereiding (hoofdstuk 2) van het ontwerp en het dimensioneren van breuksteenbekledingen (hoofdstuk 3).

Katern II bestaat uit één hoofdstuk (hoofdstuk 4) waarin de toetsing van breuksteenbekledingen centraal staat.

Katern III geeft in een tweetal hoofdstukken algemene informatie over breuksteenbekledingen. Hoofdstuk 5 zoomt in op de faalmechanismen van een breuksteenbekleding en hoofdstuk 6 beschrijft de technische eigenschappen van een breuksteenbekleding.

Voor het ontwerpen van breuksteenconstructies wordt in deze Handreiking veelvuldig verwezen naar de Rock Manual [2007]. Er zijn voor waterkeringen specifieke constructievarianten en omstandigheden die niet in de Rock Manual behandeld worden. In deze Handreiking wordt daar aandacht aan besteed. Verwezen wordt naar de website <http://www.kennisbank-waterbouw.nl/DesignCodes/rockmanual>, waar de errata op de Rock Manual staan.

KATERN I: ONTWERP

2 Voorbereiding

2.1 Algemeen

Breksteenbekledingen worden in de praktijk vaak gedefinieerd met een gradering die een vooropgelegde massaverdeling moet volgen volgens de specificaties. Een gradering van bijvoorbeeld 300-1000kg heeft dan vooropgelegde onder- en bovengrenzen. Deze gradering is vaak een keuze op basis van een uitgerekende karakteristieke massamaat, de mediaan van de gradering ook wel aangeduid als M_{50} .

Hoewel de M_{50} de gebruikelijke grootte is om een breksteenbekleding mee te definiëren wordt de grootte van de steensortering bepaald op basis van de nominale steendiameter D_{n50} en de massadichtheid van de steen. De verhouding van de massadichtheid van de steen ten opzichte van het water, de hydraulische belastingen en de geometrie van de constructie bepalen uiteindelijk de grootte van de nominale steendiameter die nodig is om de benodigde sterkte te kunnen bieden tegen de optredende hydraulische belastingen.

2.2 Belastingen

Het voorbereiden van het dimensioneren van breksteenbekledingen bestaat onder andere uit het bepalen van de lokale hydraulische belastingen. Belangrijke parameters voor het ontwerp zijn onder andere de optredende waterstanden, golfhoogtes, golfperiode en belastingduur. Voor het bepalen van deze hydraulische ontwerprandvoorwaarden en de ontwikkeling van de belastingen tijdens de planperiode van de bekleding, de onzekerheden van de modellen, etc. wordt verwezen naar bijlage VI van "Deel 1: Algemeen" van deze Handreiking [2015]. In de huidige ontwerpleidraden wordt verschil gemaakt tussen de volgende typen hydraulische belastingen:

- Windgolven;
- Scheepsgolven;
- Stroming;
- Ijsbelasting.

Windgolven

De zwaarte van de belasting door windgolven hangt voornamelijk af van de volgende factoren:

- Windsnelheid;
- Stormduur;
- Strijklengte;
- Waterdiepte;
- Bodemverhang (in de invloedszone);
- Hoek van inval.

De belasting door windgolven kan op de eenvoudigste manier bepaald worden door het gebruik van de rekenregels van Bretschneider (de Rock Manual, paragraaf 4.2.4.6) eventueel aangevuld met de rekenregels van Battjes en Groenendijk [2000] voor ondiep-water toepassingen (de Rock Manual paragraaf, 4.2.4.4), en kan gedetailleerd bepaald worden middels modelberekeningen (zoals met SWAN). Voor windgolven voor het ontwerp (en toetsing) van primaire waterkeringen moet de vigerende HR worden gebruikt.

Scheepsbelastingen

Een oever of dijktaalud moet zo ontworpen worden dat deze ook stabiel zijn onder scheepsgeïnduceerde golfbelastingen en schroefstraalstromingen. Er is een tweetal typen golfbelasting te onderscheiden:

- Primaire scheepsgolf (transversale boeg- en hekgolf en waterspiegeldaling);
- Secundaire scheepsgolf (o.a. interferentiepieken).

Een methode voor het bepalen van de scheepsgeïnduceerde (golf)belastingen wordt gegeven in de Rock Manual, paragraaf 4.3.4. Daarnaast is via de Helpdesk water (www.helpdeskwater.nl) het computerprogramma DIPRO+ beschikbaar waarmee de scheepsgeïnduceerde belastingen kunnen worden bepaald.

Schroefstraalbelastingen zijn vrijwel altijd maatgevend bij aan- en afmeer- verrichtingen voor met name bodembeschermingen en teenbestortingen. Verwezen wordt naar de Rock Manual, paragraaf 4.3.4.3. Met het uitkomen van PIANC [2015] is de nieuwste kennis ten aanzien van scheepsgeïnduceerde (golf)belastingen beschikbaar gekomen.

Stroming

Stromingen kunnen ontstaan door passerende schepen zoals hierboven beschreven, door een natuurlijke stroming in een rivier of estuarium (rivierafvoer en/of getijstrooming) en door het spuien van water door bijvoorbeeld een uitwateringskanaal. Deze belasting is lokaal te bepalen, bijvoorbeeld met een numeriek model.

Ijsbelasting

De ijsbelasting op oevers, dijken en dammen bestaat uit kruierend ijs en horizontale trek- en drukbelastingen als gevolg van wind, scheepvaart (ijsbrekend), stromend water en waterstandvariaties. De mate waarin deze schade optreedt, is mede afhankelijk van de weerssituatie vlak voor en tijdens de vorst- en dooi-inval. Met name de daarbij behorende windsnelheden en wisselingen in waterstand zijn van grote invloed. De gevolgen van ijsgang laten zich grofweg in drie fenomenen opsplitsen:

- Tijdens de vorstinval: Indien tijdens een hoge waterstand plotseling de vorst intreedt, kan het ijsdek bij de daarop volgende waterstands daling stukken begroeide oever met grond of individuele stenen uit een oeververdediging meetrokken.
- Tijdens de vorstperiode: Door uitzetting van ijs en door harde wind kunnen bij meren zulke grote belastingen op oevers of steigerpalen ontstaan dat delen van de oever(verdediging) worden verplaatst of lichte constructies worden weggedrukt of omgeduwd.
- Aan het eind van de vorstperiode: In meren kan kruierend ijs lokaal de oeverbescherming beschadigen. Als bij het begin van een dooiperiode de bemaling wordt hervat kan in polders en boezemwateren het nog bestaande ijsdek bij de daaropvolgende waterstands daling stukken begroeide oever met grond of individuele stenen uit een oeververdediging meetrokken.

Een bijzonder en weinig voorkomend schademechanisme van breuksteen-constructies bestaat uit het schijnbare gewichtsverlies van breukstenen als gevolg van grondijs. Als breukstenen volledig zijn omgeven door grondijs kan door de toegenomen opwaartse kracht de stabiliteit van die bestorting zijn afgenomen. Dit verschijnsel is in binnenwateren vooral een punt van aandacht als bij de inval van de dooi het spuien of de bemaling wordt hervat. Bij het dimensioneren wordt met dit zelden optredende verschijnsel geen rekening gehouden.

Voor verdere informatie over ijsbelasting wordt verwezen naar de Rock Manual, paragraaf 4.5.

2.3 Geometrie en inpasbaarheid

Naast het bepalen van de hydraulische belasting dient er ook gekeken te worden naar geometrische randvoorwaarden. Deze randvoorwaarden hebben invloed op het horizontale en verticale ruimtegebruik. In geval van een dijkversterking heeft men te maken met enkele vooraf vastgelegde afmetingen. Zo kan de helling, berm en kruinhoogte reeds vastliggen en dient de oplossing binnen deze randvoorwaarden gezocht te worden.

Wanneer er een geheel nieuwe dijk ontworpen moet worden, dan is er meestal meer vrijheid aanwezig met betrekking tot de geometrie. Zo kunnen meerdere geometrische varianten aan bod komen. Een brede dijk met lage kruin kan ontworpen worden met dezelfde veiligheid als een smalle en hoge dijk.

Om bijvoorbeeld de kruinhoogte van een dijk te beperken kan bijvoorbeeld gedacht worden aan het toepassen van een berm, of een verflauwing van het talud, en eventueel zelfs het toepassen van een kruinmuur. Bij toepassing van een berm zal de belasting op het boventalud minder zijn, waardoor zowel de belasting van de bekleding als de overslag verminderen. Ook bij verflauwing van het talud neemt de relatieve sterkte van de breuksteen toe en wordt daarnaast de overslag ook gereduceerd.

Als bij de gegeven hydraulische belasting voor een losse teenbestorting een erg grote steensortering nodig is (300-1000 kg of groter) kan dit leiden tot bezwaren vanwege fysieke inpasbaarheid, beschikbaarheid, landschaps-inpasbaarheid of betreedbaarheid. In dat geval komt breuksteen met penetratie van asfaltmastiek in aanmerking, omdat dan volstaan kan worden met een veel kleinere steensortering en dunnere laag breuksteen. Een gepenetreerde teenbestorting is wel duurder dan een losse bestorting en heeft ook de volgende nadelen: er is een extra slag nodig in de uitvoering en toepassing van asfalt kan ongewenst zijn uit het oogpunt van ecologie, milieu en landschap. Ook mag het steenskelet niet vol zitten met sediment, omdat dat een risico oplevert van onvolledige penetratie zodat het skelet weer gemakkelijk los kan raken.

Het vol en zat penetreren van een teenbestorting levert mogelijk problemen op ten aanzien van het ontwateren van het dijklichaam, vooral als het talud erboven een ondoorlatende kleilaag en/of een bekleding heeft. Zie deel 3 Asfaltbekledingen, paragraaf 4.10.4 voor oplossingen.

Voor gepenetreerde breuksteen wordt verwezen naar "deel 3, Asfaltbekledingen".

In het vervolg van dit deel 4 wordt er daarom alleen ingegaan op het toepassen van losse breuksteen.

3 Dimensioneren

3.1 Inleiding

Voor het dimensioneren van talud- en oeverbekledingen met breuksteen is momenteel in Nederland de Rock Manual [2007] de vigerende leidraad. In deze Handreiking wordt dan ook veelal verwezen naar de relevante hoofdstukken en paragrafen van de Rock Manual.

Voor het overlagen van bestaande bekledingen zijn in Nederland specifieke rekenregels beschikbaar, die niet in de Rock Manual worden behandeld. Voor bijvoorbeeld breuksteenoverlagingen die niet tot de kruin worden doorgezet en waarbij er dus een glad, hard talud boven zit, wordt een reductiefactor toegevoegd in de rekenregels voor de stabiliteit. Er dient daarnaast ook gewerkt te worden met een veiligheidscoëfficiënt op het stabiliteitsgetal. Bij het ontwerp is deze coëfficiënt gelijk aan 1,1 en bij het toetsen 1,0. Deze aspecten zijn niet opgenomen in de Rock Manual.

Deze rekenregels zijn in deze Handreiking nader uitgewerkt. Bij de keuze van de parameters en criteria is steeds in gedachten gehouden dat het breuksteen is op een primaire waterkering. Deze waterkering heeft in Nederland een belangrijke functie voor de veiligheid tegen overstromingen, zoals vermeld in de Waterwet.

Voor breuksteen op constructies zonder deze veiligheidsfunctie kunnen soepelere criteria gehanteerd worden, maar die worden hier in deze handreiking verder niet behandeld.

De formules uit de Rock Manual zijn tegenwoordig geïmplementeerd in programmatuur zoals BREAKWAT, CRESS en in de toekomst waarschijnlijk ook Steentoets.

Allereerst wordt het dimensioneren van breuksteenbekleding voor verschillende soorten belastingen besproken. Vervolgens wordt specifiek ingegaan om de ontwerpmethodiek voor breuksteenoverlagingen, teenbestortingen en tenslotte plasbermen en onder water taluds.

3.2 Dimensioneren van breuksteenbekledingen

Zoals beschreven in paragraaf 1.1 worden er vier verschillende breuksteenbekledingen beschouwd. Drie daarvan hebben betrekking op de taludverdediging en één daarvan op de teenbestorting. Deze breuksteenbekledingen dienen te worden gedimensioneerd voor verschillende belastingen, namelijk belastingen door windgolven, door schepen, door stroming en door ijs. Een beschrijving van de belastingen is reeds in sectie 2 behandeld. In de onderstaande paragrafen wordt het dimensioneren voor deze vier belastingsituaties verder uitgelegd.

3.2.1 Dimensioneren op windgolven

Het dimensioneren van breuksteenbekledingen dient te gebeuren op basis van de juiste hydraulische randvoorwaarden. Deze hydraulische randvoorwaarden dienen afgeleid te zijn ter hoogte van de teen van de constructie. Wanneer deze beschikbaar zijn kan het ontwerp gemaakt worden op basis van de procedures zoals beschreven in onderstaande paragrafen 3.3, 3.4 en 3.5.

De hydraulische randvoorwaarden zijn vaak afhankelijk van de waterstand. Het is meestal niet op voorhand vast te stellen welke combinatie van waterstand en golfhoogte-golfperiode maatgevend zal zijn. De maatgevende combinatie zal vaak voor een teenbestorting anders zijn dan voor een bepaald onderdeel van de taludbekleding of plasberm.

In de praktijk kan het voorkomen dat alleen randvoorwaarden beschikbaar zijn op een uitvoerpunt van een rekenmodel wat op enige afstand voor de teen ligt (vaak ca. 50 m). Met

name bij lagere waterstanden zullen de opgegeven golven richting de teen van de waterkering vaak nog breken en dus een minder zware belasting geven. Daarom moeten voor het dimensioneren de randvoorwaarden eerst omgerekend worden naar de teen van de waterkering. Het omrekenen dient bij voorkeur gedaan te worden met een geschikt numeriek model.

Wanneer gebruik wordt gemaakt van een numeriek model is het belangrijk om constructies en eventuele modelranden niet-reflecterend te modeleren. Het numeriek model levert anders een totale golfhoogte op in een punt terwijl de ontwerpformules gebaseerd zijn op alleen de inkomende golfhoogte.

Als het niet de moeite loont om een numeriek model in te zetten, of voor oriënterende berekeningen, kan de invloed van het breken van de golven door de geringere waterdiepte voor de dijk geschat worden met de volgende vuistregel. Deze rekenregel maakt gebruik van de waterdiepte op een halve diep water golflengte voor de teen van de dijk (uit: "Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen" [Klein Breteler, 1992]):

$$\text{Criterium i.v.m. de waterdiepte:} \quad H_{s;teen,max} = 0,5 \cdot h \quad (3.1)$$

Waarin:

$H_{s;teen,max}$: Maximale significante golfhoogte aan de teen van de waterkering [m]

h : Waterdiepte op een halve diepwatergolflengte uit de teen van de waterkering [m]

Als de golfhoogte op het uitvoerpunt groter is dan met bovenstaande formule berekende maximum, dan dient deze gereduceerd te worden tot dit maximum.

Voor een correcte berekening van de waterdiepte moet steeds de laagst verwachte voorlandligging tijdens de toets- of ontwerpperiode meegenomen worden.

Er kan bij ondiepe voorlanden gebruik gemaakt worden van de $H_{2\%}$ (golfhoogte die door 2% van de golven in het golfveld wordt overschreden), omdat deze parameter meer bepalend is voor de schade dan de H_s . Normaal is er een vaste verhouding tussen $H_{2\%}$ en H_s , maar niet in ondiep water. In ondiep water is de Rayleigh verdeling namelijk niet langer geldig en worden de hoogste golven meer beïnvloed door de beperkte waterdiepte dan de kleine golven in het golfveld. De $H_{2\%}$ kan berekend worden met de methode van Battjes-Groenendijk [2000](zie ook Rock Manual, paragraaf 4.2.4.4).

Normaal zal op ondiep water de golfperiode ongeveer onveranderd blijven.

In (zeer) ondiep water zal echter als gevolg van niet-lineaire drie-golfwisselwerkingen het golfspectrum significant van vorm veranderen. De spectrale parameters zoals T_p en $T_{m-1,0}$ zullen dan (veel) groter worden dan de initiële diep water T_p en $T_{m-1,0}$. De ontwerper dient hier rekening mee te houden in het ontwerp, maar ook bij het toetsen.

Ook schuin invallende golven resulteren in een lagere belasting. In paragraaf 6.3 wordt de methodiek beschreven hoe dit in de formules verwerkt kan worden.

3.2.2 Dimensioneren op scheepsbelastingen

De methode voor het dimensioneren van een breuksteenbekleding belast door scheepsgolven en stroming als gevolg van schroefstralen wordt beschreven in de Rock Manual, paragraaf 5.2.2.2 (scheepsgolven) en paragraaf 4.3.4.3 (stroomsnelheden). Echter de in paragraaf 4.3.4.3 gegeven parameters zijn maar beperkt geldig. De EAU 2004 geeft hier een veel betere beschrijving van. De vertaling van stroomsnelheden van schroefstralen naar steengrootte wordt in de Rock Manual beschreven in paragraaf 5.2.3.1 formule 5.226.

3.2.3 *Dimensioneren op stromingsbelasting*

De methode voor het dimensioneren van een breuksteenbekleding belast door stroming wordt gegeven in de Rock Manual, paragraaf 5.2.3.1. Wanneer echter stroming en golven gelijktijdig optreden dient de methodiek op basis van de kritieke schuifspanning bekeken te worden waarin zowel de bijdrage als gevolg van stroming als golven wordt meegenomen (zie paragraaf 5.2.1.3 in de Rock Manual). Hierin mag voor massa sorteringen (zie de Rock Manual Tabel 3.5 "light" en "heavy") van 5-40 kg en groter de berekende D_{50} via de conversiefactor $D_{n50}/D_{50}=0,84$ bepaald worden om zodoende een geschikte sortering te kiezen.

3.2.4 *Dimensioneren op ijsbelasting*

Doorgaans worden breuksteen bekledingen in Nederland niet op ijsbelasting gedimensioneerd, omdat dit doorgaans tot een enorm zware constructie leidt, die niet meer in verhouding staat tot de relatief geringe schade en reparatie-inspanningen aan lichtere bekledingen. Eventuele beschadigde breuksteenconstructies worden doorgaans in het kader van variabel onderhoud hersteld. Wanneer het toch nodig wordt geacht om op ijsbelastingen te dimensioneren moet gebruik worden gemaakt van de Rock Manual, paragraaf 5.2.4.

3.3 **Ontwerp breuksteenoverlaging**

3.3.1 *Algemeen*

Een overlaging met breuksteen wordt toegepast als de steenzetting zelf niet voldoende sterkte kan bieden en wordt ontworpen op de faalmechanismen van de overlaging zelf, zonder rekening te houden met de (rest)sterkte die wordt geleverd door de steenzetting onder het breuksteenpakket en door de onderlagen. Er zijn twee toepasbare varianten voor een overlaging van een bestaande (onvoldoende) steenzetting met breuksteen: met losse breuksteen of met asfaltmastiek dan wel colloïdaal beton gepenetreerde breuksteen. Deze twee varianten verschillen constructief zodanig dat voor beide een afzonderlijke rekenmethode geldt. Voor 'vol en zat' gepenetreerde breuksteen wordt verwezen naar het Deel Asfaltbekledingen van deze Handreiking Dijkbekledingen [16]. Overlagen van gedegenereerd asfalt is niet toegestaan. Het toepassen van gedeeltelijk of patroongepenetreerde breuksteenbekledingen wordt gezien de ervaringen niet aangeraden, zie ook paragraaf 5.1.

In deze paragraaf wordt de dimensionering van overlagingen met losse breuksteen behandeld. Bij het dimensioneren wordt er een veiligheidsoëfficiënt van 1,1 gehanteerd, die in de stabiliteitsformule wordt toegevoegd zoals beschreven in paragraaf 6.2.

3.3.2 *Ontwerpprocedure*

Het dimensioneren van een breuksteenoverlaging verloopt grotendeels hetzelfde als gewone breuksteenbekledingen op een granulaire onderlaag. Het enige verschil is de toevoeging van de overlagingsfactor Y in de formules.

Voor het dimensioneren van breuksteenbekledingen op een granulaire onderlaag wordt aanbevolen de Rock Manual [2007] te gebruiken, met name de formule van Van der Meer [1988], zie ook paragraaf 6.1. Met de rekenregels waarnaar in onderstaande paragrafen verwezen wordt, kan een waarde voor de benodigde steendiameter in combinatie met een relatieve massadichtheid (ΔD_{n50}) worden bepaald. Op basis hiervan kan een klasse A standaardsortering op basis van de NEN:EN 13383 [2002] bepaald worden. Zie ook hoofdstuk 3, paragraaf 3.4.3 van de Rock Manual. Klasse A onderscheidt zich van klasse B door het voorgeschreven bereik (minimum tot maximum) van de M_{50} van een sortering. Het

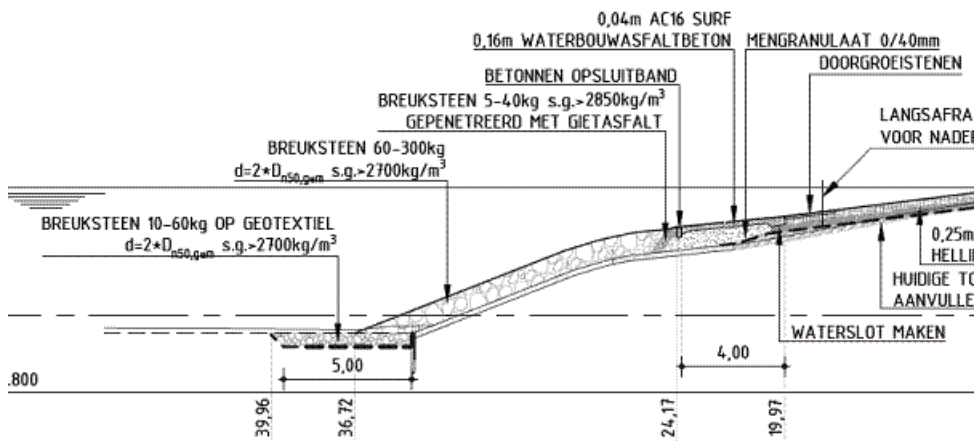
is echter niet verplicht om een standaard sortering te kiezen. Niet-standaard sorteringen zijn onder andere ook omschreven in paragraaf 3.4.3.9 in de Rock Manual.

Er zijn echter meerdere parameters in de stabiliteitsformule van Van der Meer [1988] die bepaald moeten worden of eventueel toegevoegd kunnen worden. Deze parameters zijn:

- Coëfficiënt γ_s ; Veiligheidscoëfficiënt (1,1 bij ontwerp en 1,0 bij toetsen);
- Coëfficiënten C_{pl} en C_s voor plunging en surging breakers;
- Coëfficiënt γ_{β_i} ; Effect van schuine golfinval;
- Fictieve Permeabiliteit P ;
- M_{50} bandbreedte van een gradering en corresponderende D_{n50} op basis van de massadichtheid;
- Minimale Laagdikte;
- Aantal golven N ;
- Schadegetal S ;
- Overlagingsfactor Y (alleen van toepassing als de breuksteenoverlaging beëindigd wordt op een niveau tot één maal H_s boven ontwerp/toetspeil of lager).

In hoofdstuk 6 van dit deel worden deze parameters verder besproken en wordt er een keuze gemaakt in de te hanteren waarden.

Bij breuksteenoverlagingen wordt een reductiefactor voor de stabiliteit gebruikt die leidt tot een iets grotere steendiameter. Deze reductiefactor Y wordt naast de overige parameters (zoals hierboven opgesomd) in paragraaf 6.9 besproken. Deze factor hoeft niet toegepast te worden bij een breuksteenoverlaging die tot minimaal één maal H_s boven het ontwerp/toetspeil doorloopt. Ook hoeft de factor niet toegepast te worden wanneer de overlaging 'glad' in het talud wordt opgenomen en daarbij minimaal $\frac{2}{3} H_s$ onder de waterspiegel ligt en zodoende niet tot een ongunstige belastingsituatie leidt in vergelijking met een standaard breuksteenbekleding, zie bijvoorbeeld Figuur 3-1.



Figuur 3-1: 60-300 kg breuksteenoverlaging 'glad' opgenomen in het talud (geen reductiefactor benodigd)

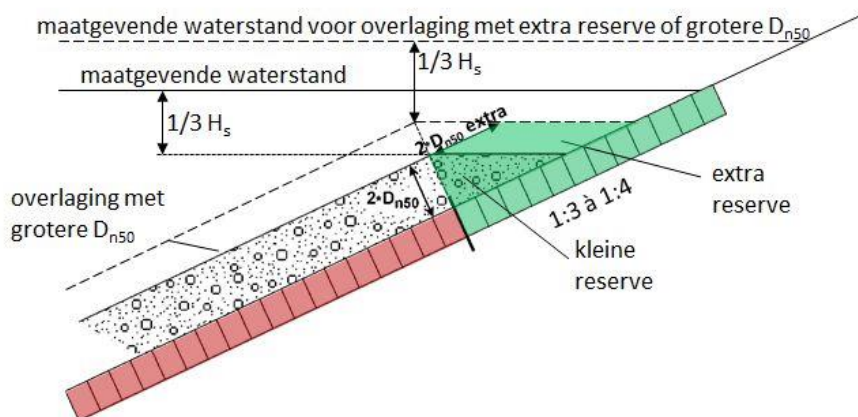
De reductiefactor is alleen afgeleid voor relatief diep water condities. Daarom wordt deze reductiefactor alleen gebruikt in combinatie met de originele formule van Van der Meer [1988]. Voor ondiep water toepassingen is er geen duidelijke ontwerprichtlijn te geven en wordt verwezen naar het achterliggende onderzoeksrapport voor breuksteenoverlagingen [Kant, 1999]. Als bij ondiep water toch deze formules worden gebruikt, wordt een (overdreven) veilig ontwerp verkregen, aangezien de golven niet meer Rayleigh verdeeld

zijn. Het wordt daarom aanbevolen om met behulp van fysieke modelproeven het ontwerp te optimaliseren.

De maatgevende belasting op een overlaging met losse breuksteen is de golfklap in combinatie met de golfterugloop over de niet-overlaagde (hoger op het talud gelegen) bekleding. De hydraulische randvoorwaarden die normaliter leiden tot de maatgevende belasting dienen te worden afgeleid voor een waterstandsniveau gelijk aan het hoogste niveau van de breuksteenoverlaging plus de grootte van het golfdal die gelijk gesteld wordt aan $\frac{1}{3} \cdot H_s$, zie ook Figuur 3-2. In zeldzame gevallen treedt de grootste H_s niet op bij de hoogste waterstand en dient de ontwerper ook deze combinatie mee te nemen in de analyse. De breuksteenoverlaging dient minimaal door te lopen in een laagdikte van $2 \cdot D_{n50}$ tot het niveau van de afgekeurde steenzetting. Aangezien de bovenzijde daarmee afhankelijk is van de keuze van de gradering dient de breuksteenberekening op iteratieve wijze te worden doorlopen.

Op basis van de hydraulische randvoorwaarden kan de benodigde nominale steendiameter in combinatie met de relatieve massadichtheid (ΔD_{n50}) berekend worden met de originele vergelijking van Van der Meer, zoals opgenomen in paragraaf 6.1, voor een breuksteen bekleding (zie ook paragraaf 5.2.2.2 in de Rock Manual). **Deze formules voor plunging en surging golven dienen echter te worden uitgebreid met een coëfficiënt Y ($Y < 1$).** Deze coëfficiënt zorgt ervoor dat de benodigde D_{n50} groter wordt. Zie paragraaf 6.9 voor de juiste waarde van Y .

Naast de dimensionering op golven dienen ook de andere belastingen, zoals omschreven in paragraaf 3.2.2 tot en met 3.2.4, bekeken te worden.



Figuur 3-2: Bovengrens overlaging

In hoofdstuk 6 wordt onder meer aandacht besteed aan het te hanteren schadegetal S . Deze varieert niet alleen met de taludhelling, maar ook met een overlap van de breuksteenbekleding ten opzichte van het hoogste niveau van de afgekeurde steenzetting. Het schadegetal, dat in de berekening meegenomen dient te worden, mag groter zijn als de overlap groter is en er dus een extra reserve ontstaat. De overlap zorgt wel voor een hoger te hanteren waterstand. De golfhoogte die in de berekening gebruikt moet worden, wordt hierdoor mogelijk ook groter.

3.3.3 *Detaillering van de constructie*

De laagdikte van de breuksteenoverlaging moet minimaal gelijk zijn aan $2 \cdot D_{n50}$ als de laagdikte berekend wordt met de 'Highest Point Method' of $1,8 \cdot D_{n50}$ als de 'reference (spherical foot staff) survey method' wordt toegepast (zie tabel 3.9 van de Rock Manual en paragraaf 6.6 in katern IV).

Deze laagdikte wordt naar boven toe doorgezet tot minimaal de bovengrens van de te verbeteren steenzetting, en eventueel dus met een extra overlap om zodoende gebruik te mogen maken van een hoger schadegetal, zie paragraaf 6.8. Vanaf dat punt wordt het breuksteenpakket horizontaal of iets oplopend afgewerkt, zie Figuur 3-2. Hierdoor ontstaat bovenin het pakket een kleine breuksteenreserve die een essentieel onderdeel is van de ontwerpregels: de extra breuksteen dient om te voorkomen dat eventuele schade aan de bovenzijde van de overlaging de onderliggende steenzetting bereikt. Juist aan deze wig en op de knik naar de gelijkmatige overlaging ontstaat de schade. Het penetreren van deze wig en de knik met asfaltmatriek of colloïdaal beton verhoogt de stabiliteit en vermindert de onderhoudsinspanning. De formules zijn echter afgeleid voor breuksteen zonder penetratie.

3.3.4 *Dimensionering voor frequent voorkomende belasting*

Een belangrijk aandachtspunt bij breuksteenoverlagingen is dat bij een ontwerp volgens de gegeven regels relatief veel steenbeweging zou kunnen voorkomen, niet alleen bij de zeer zeldzame ontwerpstorm (de wettelijke norm) maar wellicht ook al bij vaker voorkomende, minder zware stormen. Het is noodzakelijk dat deze steenbeweging afhankelijk van de schade wordt hersteld voordat de volgende storm zich voordoet. Een ontwerp volgens deze regels moet dus gecombineerd worden met een monitoringprogramma.

Het is echter aan te bevelen de te verwachten schade bij frequent voorkomende stormen te berekenen en eventueel te kiezen voor een zwaardere sortering om zodoende het onderhoud te beperken.

3.4 **Ontwerp teenbestorting**

3.4.1 *Algemeen*

Een teenbestorting wordt met name toegepast om het teenschot dat de bovenliggende zetsteen ondersteund op zijn plaats te houden. Een teenbestorting kan doorlopen in een bodembescherming, wanneer deze nodig is om de erosie weg te houden van het teenschot, zodat zijn functie niet ondermijnd wordt.

Als de teen van de waterkering in de getijzone ligt (of rond de waterlijn bij meerdijken) wordt in principe altijd een teenbestorting aangebracht. Bij een teen in de getijzone (of rond de waterlijn bij meerdijken) zal het voorland zonder teenbestorting meestal onvoldoende erosiebestendig en draagkrachtig zijn om de taludbekleding van de waterkering blijvend en zonder grote vervorming te kunnen ondersteunen. Grote vervormingen zijn ongewenst omdat ze kunnen leiden tot scheuren (bij asfaltbekledingen) of tot verminderde wrijving en klemming (bij steenzettingen). De stabiliteit van de taludbekleding neemt hierdoor af.

Bij een hoog voorland is de kans op erosie en vervorming meestal beduidend kleiner. Als de kans op erosie en vervorming klein is, is een losse teenbestorting niet nodig en kan de taludbekleding worden doorgezet tot onder het maaiveld. Ook kan een teenconstructie met voldoende lange palen en teenschot of een teenconstructie in de vorm van een korte damwand voldoende ondersteuning aan de taludbekleding bieden als de kans op erosie klein is.

Meestal gebruikt men voor de teenbestorting standaard breuksteensorteringen. In de praktijk worden vooral de volgende sorteringen vaak toegepast: 10-60 kg en 40-200 kg. Bij een taludbekleding van losse breuksteen, zoals een overlaging, kan er ook voor gekozen worden om de overlaging door te zetten in een teenbestorting. Eventueel kan een deel van de aan te voeren breuksteen vervangen worden door in het werk vrijkomende steen. Voorwaarde daarbij is dat het resulterende steenmengsel blijft voldoen aan de eisen die gesteld zijn aan de breuksteensortering (o.a. ΔD_{n50} , vorm van de elementen en massaverdeling). Dezelfde aanpak voor de keuze van de ondergrens van de sortering zoals beschreven in hoofdstuk 6 is ook hier geldig voor teenbestortingen.

Het bijmengen van vrijkomende zetsteen is doorgaans niet zinvol: Meestal is de zetsteen te licht om in significante mate toegevoegd te kunnen worden aan de breuksteen. Als de zetsteen wel voldoende zwaar is, dan is vrijwel altijd een meer hoogwaardige vorm van hergebruik mogelijk, nl. door de zetsteen toe te passen in steenzettingen op andere locaties.

Voor de grondichtheid wordt vaak een geotextiel gebruikt. Een granulair filter, zonder geotextiel, is mogelijk maar wordt zelden meer toegepast. Onder zware steensorteringen, namelijk 40-200kg en zwaarder, wordt vaak eerst een laag fijnere steen aangebracht om beschadiging van het geotextiel in de uitvoering te voorkomen. In de herdruk van CUR 174 [2009], paragraaf 3.5.4 is de methodiek beschreven om de minimale massa van het geotextiel te berekenen op basis van een valhoogte van de steen. Zo geldt dat 40-200 kg op een doek van 600 gr/m² geplaatst mag worden als de valhoogte kleiner is dan ongeveer 0,5m. Wanneer echter zettingen van de ondergrond verwacht worden dient altijd eerst een fijnere laag steen aangebracht te worden, zodat de trekkrachten in het doek tussen twee naast elkaar gelegen stenen niet te groot worden.

3.4.2 *Berekeningsprocedure*

Nieuwe kennis en berekeningsmethodieken rondom teenbestortingen zijn momenteel in ontwikkeling. Onderzoek wordt gedaan aan zowel de TU Delft als bij Deltares. De huidige methodiek is afgestemd op de teenbestortingen die in Nederland veelal voor dijken zijn toegepast. Deze methodiek maakt gebruik van de methode voor samengestelde taluds (Rock Manual, paragraaf 5.2.2.8) en de methode voor smalle teenconstructie bij golfbrekers (Rock Manual, paragraaf 5.2.2.9).

De berekeningsprocedure bestaat uit een aantal stappen:

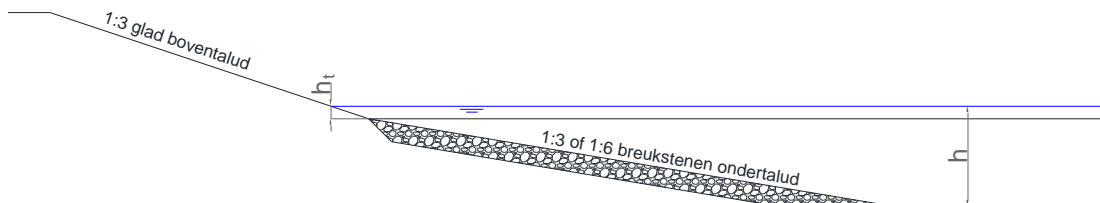
1. Verzamelen van de ontwerpgegevens:
 - Hydraulische ontwerprandvoorwaarden, zie ook paragraaf 3.2
 - Taludhelling van het onderbeloop van de waterkering
 - Taludhelling van de teenbestorting
 - Niveau van de bovenkant van de teenbestorting
 - Voorlandniveau aan de teen van de waterkering
 - Taludhelling van het voorland
2. Berekenen van de benodigde steensortering
3. Bepalen van de benodigde laagdikte en breedte van de teenbestorting

De stappen 2 en 3 worden hieronder toegelicht.

3.4.3 *Stap 2. Berekenen steensortering*

Rekenprocedure

Het is niet op voorhand vast te stellen bij welke waterstand een teenbestorting het zwaarst belast wordt. Daarom wordt de benodigde steensortering berekend bij meerdere waterstanden, waarna de maatgevende waarde bepaald wordt. De steensortering bij lage waterstanden wordt berekend met de methode voor samengestelde taluds, zoals gevisualiseerd in Figuur 3-3 (Rock Manual, § 5.2.2.8).



Figuur 3-3: samengesteld talud

Hierbij worden de formules die zijn afgeleid voor gladde boventaluds, zoals steenzettingen, ook toegepast in het geval van ruwe boventaluds, zoals bij breukstenen taluds. Dit is acceptabel aangezien het effect van ruwheid van het boventalud vrij gering is voor teenbestorting die minder dan H_s onder de waterstand liggen. Zie hiervoor in deze sectie onder het kopje 'Samengestelde taluds, ruw versus glad'.

De steensortering bij hoge waterstanden wordt berekend met de methode voor teenbescherming bij golfbrekers (Rock Manual, § 5.2.2.9).

De rekenprocedure is als volgt (een en ander is nader toegelicht in het vervolg van deze paragraaf):

- 2.1) Bereken de benodigde D_{n50} van de steensortering bij lage waterstanden:
 - a) Bereken voor meerdere potentiële waterstanden de maatgevende $D_{n50;VDM}$ voor een regulier breuksteentalud met de formule van Van der Meer, zie paragraaf 3.2.1. In deze berekening dient voor het ontwerp nog geen veiligheidsfactor van 1,1 mee te worden genomen, want deze wordt namelijk pas in stap 2.4 toegevoegd; Bereken hieruit de waarden voor D_{n50} voor een glad en ongeknipt talud met behulp van formule (3.4);
 - b) Bereken voorts de waarden voor D_{n50} voor een glad en geknipt talud met behulp van formule (3.5);
 - c) Bepaal door lineaire interpolatie de waarden voor D_{n50} bij de knikhoek (de hoek tussen het ondertalud en het boventalud) van het ontwerp;
 - d) Filter de gevonden waarden door ze te toetsen aan de geldigheidscriteria voor lage waterstanden (zie toelichting verderop).
- 2.2) Bereken de benodigde D_{n50} bij hoge waterstanden:
 - a) Bereken voor elke waterstand de D_{n50} met de formule voor hoge waterstanden;
 - b) Filter de gevonden waarden door ze te toetsen aan de geldigheidscriteria voor hoge waterstanden (zie toelichting verderop).
- 2.3) Neem uit de gefilterde waarden voor lage en hoge waterstanden de maatgevende D_{n50} ;
- 2.4) Vermenigvuldig de maatgevende D_{n50} met de veiligheidsfactor van 1,1 (alleen voor ontwerp);
- 2.5) Bepaal de benodigde (standaard) steensortering op basis van de ondergrens, zie paragraaf 6.5. De ondergrens moet groter zijn dan de berekende waarde.

Onderstaand zijn deze stappen nader toegelicht.

De D_{n50} van het benedentalud van een samengesteld talud wordt berekend door de $D_{n50;VDM}$ van het benedentalud (volgens de formules van Van der Meer formules 5.136 en 5.137 uit de Rock Manual), te delen door een reductiefactor f_i (stap 2.1a). De veiligheidsfactor wordt hier nog niet gebruikt. Het verband tussen deze reductiefactoren, de waterstand en de gezochte D_{n50} is weergegeven in figuur 5.71 van de Rock Manual. Op basis van deze figuur worden de reductiefactoren en de gezochte D_{n50} berekend met de volgende vereenvoudigde formules (stap 2.1a en 2.1b):

$$\begin{aligned} \text{Ongeknikt talud (figuur 5.71-boven): } f_i &= 1,00 + 0,14 \cdot h_t / D_{n50} \\ D_{n50} &= D_{n50;VDM} / f_i = D_{n50;VDM} - 0,14 \cdot h_t \end{aligned} \quad (3.4)$$

$$\begin{aligned} \text{Geknikkt talud (figuur 5.71-onder): } f_i &= 0,86 + 0,09 \cdot h_t / D_{n50} \\ D_{n50} &= D_{n50;VDM} / f_i = (D_{n50;VDM} - 0,09 \cdot h_t) / 0,86 \end{aligned} \quad (3.5)$$

Waarin:

- f_i : Reductiefactor op D_{n50} benedentalud van het samengestelde talud [-]
- h_t : Waterdiepte boven teenbestorting [m]
- D_{n50} : Benodigde steendiameter [m]
- $D_{n50;VDM}$: Steendiameter volgens originele formules van Van der Meer [m]

In stap 2.1c dient de D_{n50} eventueel geïnterpoleerd te worden tussen de waarde afkomstig van de formule voor ongeknikte taluds (knikhoek van 0°) en de formule voor geknikte taluds, met een knikhoek van $9,0^\circ$ (boventalud van 1:3 en ondertalud van 1:6). Voor taluds flauwer dan 1:6 dient de uitkomst van formule (3.5) gehanteerd te worden, waarbij de $D_{n50;VDM}$ berekend is voor een helling van 1:6.

De berekende waarde voor D_{n50} dient vervolgens getoetst te worden aan de geldigheidscriteria (stap 2.1d). Het criterium luidt: $h_t / D_{n50;VDM} < 9$. Wanneer dit niet het geval is, is de uitkomst van stap 2.2 maatgevend.

In stap 2.2 dient de berekende waarde te voldoen aan $h_t / D_{n50} > 3$. Wanneer dit niet het geval is, is de uitkomst van stap 2.1 maatgevend.

Wanneer zowel aan de criteria van stap 2.1 en stap 2.2 is voldaan, dan dient de maatgevende waarde gekozen te worden in stap 2.3 en wordt deze waarde met de veiligheidsfactor voor ontwerp in stap 2.4 vergroot, waarna in stap 2.5 een geschikte steensortering gekozen dient te worden. De ondergrens van de sortering moet groter zijn dan de berekende waarde, zie ook paragraaf 6.5.

Samengestelde taluds, ruw versus glad

De data voor samengestelde taluds is gegenereerd voor zowel gladde (RM-figuur 5.71) als ruwe breukstenen boventaluds (RM-figuur 5.70). Een recente verbetering is opgenomen in de erratalijst, die beschikbaar is op www.kennisbank-waterbouw.nl/DesignCodes/rockmanual/. Hierbij is op de horizontale as de D_{n50} (uitkomst) vervangen door de D_{n50str} ($=D_{n50;VDM}$) die direct wordt berekend met de originele formule van Van der Meer. Een heranalyse van de data [Capel, 2014] laat zien dat er in de meeste gevallen geen verschil is in vergrotingsfactor op de stabiliteit tussen de dataset voor gladde boventaluds en de dataset voor ruwe boventaluds. Alleen wanneer de waterstand gelijk is aan het knikpunt ($h_t=0$) dan levert de dataset voor gladde boventaluds een iets kleinere stabiliteitsfactor op. Dit verschil geldt alleen wanneer de teenbestorting tussen nul en eenmaal H_s onder de waterstand ligt.

Het gebruik van formules (3.4) en (3.5) kan daarom zowel voor ruwe als gladde boventaluds worden toegepast, aangezien slechts voor een enkele situatie dit zal leiden tot een conservatievere oplossing.

Stroming

Vaak zijn golven de maatgevende belasting voor het dimensioneren van een teenbestorting. In uitzonderlijke gevallen kan stroming maatgevend zijn. Zie de Rock Manual, paragraaf 5.2.1.3 hoe breuksteen kan worden gedimensioneerd op een belasting door stroming met de daarbij behorende schuifspanningen.

3.4.4

Stap 3. Bepalen laagdikte, breedte en filterconstructie van de teenbestorting

De toelaatbare schade aan de teenbestorting wordt door middel van de schadegetallen S en N_{od} (dit is afhankelijk van de formule) begrensd, zie hoofdstuk 6. Het schadegetal N_{od} mag groter worden gekozen wanneer het volume van de teenbestorting ook groter wordt. Het volume van de teenbestorting wordt bepaald door de laagdikte en de breedte (haaks op de dijkas).

Laagdikte teenbestorting

Losse breuksteen wordt normaliter aangebracht in een dubbele laag, omdat bij een enkele laag na een eerste schade de ondergrond meteen blootgesteld zou worden aan golfaanval en omdat de schade zich bij een enkele laag sneller en abrupter ontwikkelt.

Als richtlijn geldt dan ook het volgende. De benodigde dikte van de bestorting dient gelijk te zijn aan $2 \cdot D_{n50}$ als de laagdikte ingemeten wordt met de 'Highest Point Method' of $1,8 \cdot D_{n50}$ als de 'reference (spherical foot staff) survey method' wordt toegepast (zie tabel 3.9 van de Rock Manual en paragraaf 6.6 in katern IV).

Grotere diktes zijn mogelijk en worden soms toegepast als er onvoldoende ruimte is om de teenbestorting aan te brengen. Echter bij een teenbestorting houdt dat meestal in dat de waterdiepte boven de teen kleiner wordt en daarmee de belasting op de teen groter. De teenbestorting wordt namelijk meestal niet ingegraven in het voorland. Daarom wordt er over het algemeen gekozen voor een laagdikte van 2 nominale steendiameters.

Breedte teenbestorting

Voor de breedte van de teenbestorting wordt in de praktijk vaak een breedte toegepast van 5 m bij steensorteringen tot en met 60-300 kg en van 10 m bij een sortering van 300-1000 kg. Deze breedte is vaak meer dan 10 maal de nominale steendiameter. De teenbestorting heeft in veel gevallen alleen de functie voor het ondersteunen van het teenschot. Als de teenbestorting ook ontworpen dient te worden als een bodembescherming kan een bredere bestorting nodig zijn. Bij een bodembescherming is de breedte (lengte vanaf de constructie) afhankelijk van de erosiegevoeligheid van de bodem/voorland en varieert vaak tussen de 2 tot 3 maal de potentiële erosiediepte, wat min of meer neerkomt op 2 tot 3 maal H_s . Zie ook de Rock Manual, paragraaf 6.3.4.1.

Uit testresultaten van Ebbens [2009] blijkt dat condities met langere golfperiodes meer schade veroorzaken dan korte periodes. De minimale breedte van de teenbestorting is 2x groter voor een golfsteilheid van $s_{op}=0.01$ dan voor een steilheid van $s_{op}=0.035$ bij gelijkblijvende N_{od} -waarde. Dit effect kan wellicht verklaard worden door de breedte van de teenbestorting te relateren aan de lokale golflengte. De lokale golflengte is namelijk 2x langer voor golfsteilheden van $s_{op}=0.01$ dan voor steilheden van $s_{op}=0.035$.

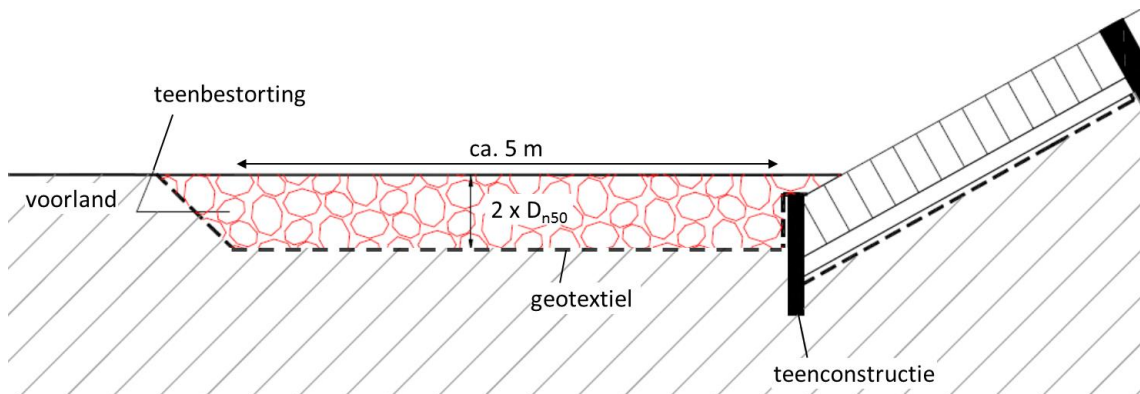
Filterconstructie

Onder de teenbestorting wordt in het algemeen een filterlaag en een geotextiel toegepast om uitspoeling van de ondergrond te voorkomen. Dimensioneren van de filterlaag kan gedaan worden op basis van de formules in de Rock Manual, paragraaf 5.4.3.6. Meestal wordt onder de filterlaag een geotextiel toegepast: een weefsel (woven) of vlies (non-woven). Beide typen voldoen aan de typische eisen die gelden voor gebruik in de waterbouw. Met behulp van de herziende uitgave van CUR 174 [2009] kan het ontwerp van het geotextiel worden gemaakt.

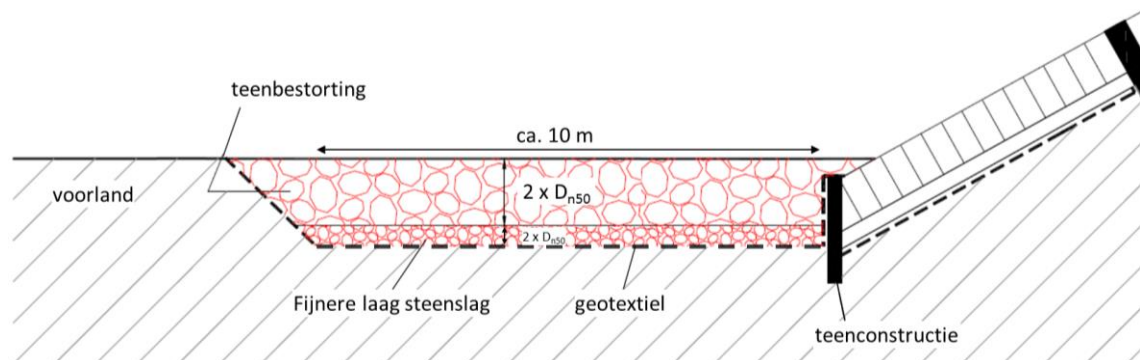
Steensorteringen tot en met 10-60 kg kunnen 'met beleid' direct op het geotextiel worden aangebracht. Echter, ook stenen uit deze gradering dienen niet van een te grote hoogte (< 0.75m bij een doek van 300 gr/m²) op het geotextiel te worden gestort. Afhankelijk van de uitvoeringswijze en de sterkte van het gekozen geotextiel kan een gradering 40-200 kg ook direct erop worden geplaatst.

Bij grotere steensortering dan 40-200 kg dient eerst een vlijlaag van fijnere steen aangebracht te worden om beschadiging van het geotextiel te voorkomen. Hiervoor wordt een sortering gebruikt die voldoet aan de filterregels om uitspoeling en daarmee zettingen te voorkomen. Vaak wordt hier een restsortering gebruikt zoals 1-5 kg of 1-10 kg, mits deze voldoet aan de filterregels.

Wanneer significante zettingen van de ondergrond verwacht worden dient altijd eerst een fijne laag steenslag op het geotextiel aangebracht te worden. Anders kan het doek zich opspannen tussen twee naast elkaar liggende grotere stenen waardoor het doek daartussen kan gaan scheuren. Figuur 3-4 en Figuur 3-5 geven twee voorbeelden van teenbestortingen.



Figuur 3-4: Voorbeeld teenbestorting direct op geotextiel



Figuur 3-5: Voorbeeld teenbestorting met fijnere laag steenslag op geotextiel

3.5 Ontwerp plasberm en onderwatertalud

Een berm tussen de hoog en laag waterlijn wordt vaak een plasberm genoemd. Ontwerpprocedures zijn er echter niet voor. Wel is er recentelijk onderzoek gedaan naar de stabiliteit van een berm inclusief onderwatertalud voor constructies met granulair kernmateriaal zoals een golfbreker. In dit onderzoek worden correctiefactoren berekend voor de S -waarde, die kunnen worden toegepast op de stabiliteitsformules voor breuksteen. Dit is min of meer vergelijkbaar met de methodiek voor samengestelde taluds zoals in paragraaf 3.4.2 beschreven is.

Hoewel in de stabiliteitsformules een fictieve permeabiliteitsparameter P van 0,1 ingevuld kan worden, is niet bekend of de reductiefactoren dan nog steeds gelijk blijven, aangezien in het onderzoek geen ondoorlatende kernen zijn getest. De methodiek kan dus gebruikt worden om een eerste indruk te krijgen voor de grote van de breuksteen op de plasberm en onderwatertalud maar de stabiliteit dient door middel van fysieke modelproeven aangetoond te worden.

KATERN II: TOETSING

4 Toetsing

4.1 Inleiding

De primaire waterkeringen moeten, overeenkomstig de Waterwet, worden getoetst op veiligheid. De wijze waarop getoetst moet worden staat weergegeven in het vigerende Voorschrift Toetsen op Veiligheid Primaire Waterkeringen. In het VTV2006 zijn echter geen toetsregels opgenomen voor breuksteenbekledingen. In dit katern van Deel 4 van de Handreiking Dijkbekledingen wordt een overzicht gegeven van de (technische) eisen en rekenregels voor zowel overlagingen met losse breuksteen als teenbestortingen, plasbermen en onderwatertaluds.

De functie van de breuksteenoverlaging is bescherming van de onderliggende steenzetting tot en met de maatgevende omstandigheden.

Er zijn drie soorten breuksteenoverlagingen van steenzettingen. Deze drie soorten verschillen constructief zodanig dat voor alle drie een afzonderlijke rekenmethode geldt:

- 1) Losse breuksteen: methode afgeleid van de formules van Van der Meer voor de stabiliteit van breuksteen onder golfaanval;
- 2) Patroon-gepenetreerde breuksteen: methode afgeleid van de formule van Pilarczyk voor de stabiliteit van breuksteen onder golfaanval;
- 3) 'Vol en zat' gepenetreerde breuksteen: methode afgeleid van de rekenmethode voor de stabiliteit van plaatbekledingen onder golfaanval.

Voor de toetsing van (patroon) gepenetreerde breuksteen wordt verwezen naar de rekenregels in het deel Asfaltbekledingen van deze Handreiking. Alleen losse breuksteenbekledingen worden in dit deel Breuksteenbekledingen behandeld.

4.2 Procedure Toetsing

Voor een breuksteenbekleding (zowel voor een gehele breukstenen taludbekleding als voor een (gedeeltelijke) overlaging) bestaat de toetsing uit het controleren of de steengradering voldoet aan de ontwerpcriteria (zie hoofdstuk 3 van katern I van dit document) bij de hydraulische belasting bij toetscondities (de voorgeschreven Hydraulische Randvoorwaarden). Er wordt echter geen veiligheidscoëfficiënt toegepast. In hoofdstuk 6 is dit verder toegelicht.

Voor het uitvoeren van de toetsing dienen de volgende gegevens te worden verzameld:

- hydraulische randvoorwaarden
- taludhelling
- aanwezige breuksteen sortering
- laagdikte
- breedte teen
- lengte overlapping
- soortelijke massa van de stenen

Als er geen betrouwbare 'as-built'-tekeningen zijn, dan moeten de eigenschappen in het veld opgemeten worden.

Altijd moet de kwaliteit van de breuksteen (steen zelf of van de laag) ter plekke gecontroleerd worden. Door stormen kunnen stenen verplaatsen, wegspoelen of zelfs breken.

De kern van de toetsing voor bekledingen wordt gevormd door rekenregels die zijn afgeleid van de formules van Van der Meer voor stabiliteit van breuksteen onder golfaanval. De maatgevende belasting op een breuksteenbekleding met losse breuksteen wordt gevormd door de golfklap in combinatie met de golfterugloop over de bekleding.

Voor de berekeningen zijn de golfparameters van belang die horen bij de maatgevende waterstand; deze ligt voor een breuksteenoverlaging op het niveau van de bovenste steen plus $\frac{1}{3} H_s$ van de te beschermen steenzetting, zie ook Figuur 3-1.

In het geval van een teenbestorting dient gezocht te worden naar de maatgevende golfhoogte met de bijbehorende waterstand, net als voor het ontwerp, zie ook paragraaf 1.1.

Overige parameters in de stabiliteitsformules moeten ingevuld worden zoals beschreven in hoofdstuk 6. Het te hanteren schadegetal behorende bij de taludhelling is afhankelijk van de grootte van het volume aan 'reserve'-breuksteen boven de afgekeurde steenzetting en van de laagopbouw van de bekleding.

De S -waarden en N_{od} -waarden die in de toetsing gebruikt moeten worden hebben een ondergrens en bovengrens. Wanneer in de toetsing aan de ondergrens wordt voldaan dan zal de constructie een score *goed* krijgen. Wanneer de stabiliteit van de constructie valt binnen de onder- en bovengrens is de score *geavanceerd*. Wanneer ook niet aan de bovengrens wordt voldaan dan is de score *onvoldoende*. De ondergrens in de toetsing is gelijk aan de ontwerpwaarde. De veiligheidscoëfficiënt wordt echter nu op 1,0 gezet, terwijl in het ontwerp met 1,1 wordt gerekend.

Bij een score 'onvoldoende' voor de breuksteenbekleding kan de score worden opgewaardeerd tot 'voldoende' als de reststerkte van het gehele dijklichaam ten aanzien van erosie volstaat. Voor overlagingen geldt in eerste instantie dat daarbij wordt aangenomen dat de toplaag van de onderliggende steenzetting 'onvoldoende' scoort en dus direct faalt als de breuksteenoverlaging faalt. Daardoor moet alleen de toetsing op de reststerkte van toplaag, onderlaag en kernmateriaal worden uitgevoerd, zie hoofdstuk 7 in het Deel 2: Steenzettingen van deze Handreiking Dijkbekledingen [2015].

Voordat de berekeningen worden gemaakt dient allereerst te worden nagegaan of de te toetsen constructie voldoet aan de toepassingsgrenzen van de rekenregels op basis van tabel 5.24 en 5.26 uit de Rock Manual. Als dat niet het geval is, is een geavanceerde toetsing nodig. Als de rekenregels wel toepasbaar zijn, kan het resulterende schadegetal direct tot een eindscore 'goed', 'voldoende' of 'onvoldoende' leiden. In tussenliggende gevallen wordt een eindscore bereikt door een geavanceerde toetsing uit te voeren.

In een geavanceerde toetsing wordt de hulp van experts ingeschakeld om de specifieke situatie te beoordelen. Hierbij kan het nodig zijn de stabiliteit van de constructie via (kleinschalige) modelproeven aan te tonen.

Daarnaast dient voor breuksteenoverlagingen voldaan te worden aan de conditie voor diep water ($h/H_s > 3$). In geval van ondiep water is een geavanceerde toetsing noodzakelijk. Als aan beide voorwaarden wordt voldaan wordt de toetsing voortgezet met stap 2, anders moet men verder met een geavanceerde toetsing (stap 3 in paragraaf 4.3.1).

Voor teenbestortingen dient eveneens het toepassingsgebied van de formule, zoals omschreven in de Rock Manual vergeleken te worden met de verzamelde gegevens.

Stap 2: Berekening nominale steendiameter met ontwerpformules

Bij het toetsen wordt er een veiligheidsfactor van 1,0 gehanteerd. Het toetsresultaat van de breuksteen is afhankelijk van de waarde van het schadegetal S of N_{od} .

Voor bekledingen gelden verschillende formules voor de twee typen golven: "plunging" en "surging". Het gebruik van de plunging of surging formule is afhankelijk van de grootte van de brekerparameter, zie paragraaf 5.2.2.2 in de Rock Manual.

Bij de berekening van de nominale steendiameter voor overlagingen dient de correctiefactor Y gebruikt te worden door de minimaal benodigde D_{n50} te delen door Y . Deze kan afgelezen worden in Figuur 6.1.

Het toetsingsresultaat van stap 2 wordt bepaald door de nominale steendiameter te berekenen met gebruikmaking van allereerst de ondergrens A en wanneer dit niet toereikend is met bovengrens B .

De berekende steendiameter moet vergeleken worden met de aanwezige steendiameter.

De onder- en bovengrens van S of N_{od} dient gekozen te worden uit de tabellen in hoofdstuk 6. De toetswaarde is afhankelijk van:

- de taludhelling
- het soort constructie zoals aangegeven in de kolomhoofden van de tabel voor bekledingen en
- de breedte van de teen voor de teenbestorting, wanneer deze kleiner is dan 10 maal D_{n50} .

Voor breuksteenbekledingen geldt:

- als $S/N_{od} \leq A$ dan is de score 'goed' en is dit tevens de eindscore;
- als $S/N_{od} > B$ dan de score 'onvoldoende' en is dit tevens de eindscore.
- als $A < S/N_{od} \leq B$ dan dient in stap 3.1 de geavanceerde toetsing uitgevoerd te worden. Met alleen het meetellen van de reststerkte kan maximaal een score voldoende behaald worden. Wanneer de score onvoldoende wordt behaald kan in stap 3.2 toch nog een score 'goed' worden behaald wanneer dit met behulp van een schaalmodel zal blijken.

Als de toetsing is uitgevoerd met de ondergrens van de D_{n50} uit de tabel met standaardsorteringen, kan de toetsing nauwkeuriger worden uitgevoerd als door middel van metingen de werkelijke D_{n50} , ρ_s en laagdikte wordt bepaald. Dit betreft geen geavanceerde toetsing, maar een verbeterde gedetailleerde toetsing.

4.3.1 *Stap 3 Geavanceerde Toetsing*

Voor het uitvoeren van een geavanceerde toetsing wordt eerst gekeken in hoeverre de verwachte inspanning opweegt tegen de kans op slagen (stopcriterium). De geavanceerde toetsing wordt uitgevoerd in samenwerking met experts en kan bestaan uit het nader beoordelen van de hydraulische belasting, de sterkte van de breuksteen bekleding en/of de reststerkte van de bekleding.

De geavanceerde toetsing is in twee stappen opgedeeld. Allereerst kan in stap 3.1 de reststerkte worden bepaald. Wanneer deze voldoende groot is, dan is de score voldoende en is dat direct de eindscore. Wanneer de score onvoldoende is kan de toetsing worden voortgezet met stap 3.2.

In stap 3.2 zijn er diverse mogelijkheden om de toetsing te verbeteren. Dit kan bijvoorbeeld met het nauwkeuriger bepalen van de hydraulische belasting, met probabilistische berekeningen, kleinschalig modelonderzoek, of een combinatie hiervan. In alle gevallen is hulp van een expert nodig.

Wanneer het stabiliteitsgetal zich bevindt tussen A en B dan is de verwachting dat een schaalmodelproef een score 'goed' kan opleveren.

KATERN III: UITVOERING, INSPECTIE EN B&O

Naast de ontwerpfasen bestaat de levenscyclus van een constructie ook uit de uitvoeringfase, inspectiefase en beheer & onderhoudsfase. Als gevolg van verschillende contractvormen is het niet op voorhand vast te leggen hoe de uitvoering, de inspectie en het beheer en onderhoud dient te gebeuren. In een design, build, finance en maintain (DBFM) contract zijn deze onderdelen anders met elkaar verbonden en daarmee op elkaar afgestemd dan in een traditioneel contract volgens bijvoorbeeld de RAW-systematiek. Afhankelijk van het contract kunnen er dus andere keuzes gemaakt worden. In CUR 192, CUR 197 en de Rock Manual worden een aantal aandachtspunten gegeven. Een aantal van deze aandachtspunten wordt hieronder benoemd en dient in ieder geval te worden meegenomen in de gehele levenscyclus van de constructie.

Bij de uitvoering van een breuksteenconstructie komen een aantal aspecten kijken. Bereikbaarheid van de locatie en lokale omstandigheden kunnen namelijk bepalend zijn voor het in te zetten materieel. Om te voldoen aan de vereiste minimale maatvoering dient er op basis van het detailontwerp uit de ontwerpfasen een uitvoeringsontwerp te worden gemaakt door de aannemer, waarin afhankelijk van de wijze van uitvoeringsmethode, de daarbij behorende toleranties worden verwerkt. In het uitvoeringsontwerp dienen ook aspecten als beheer en onderhoud te worden meegenomen, aangezien na oplevering ook het te verwachten onderhoud dient te worden opgeleverd. Beheer en onderhoud zijn niet alleen afhankelijk van de levensduur van de constructie, maar ook van de totale kosten die toehoren aan de gehele levenscyclus. De breuksteensortering die gekozen wordt in het uitvoeringsontwerp speelt hierbij een rol, bijvoorbeeld, hoe groter de sortering, hoe moeilijker de inspectie wordt, maar levert wellicht minder onderhoud op. Daarnaast geldt dat herstel aan kleine sorteringen gedaan kan worden met relatief klein materieel, terwijl schade aan grote sorteringen wellicht uitgevoerd dient te worden met groot materieel en vanaf het water. De bereikbaarheid van de locatie en de beschikbaarheid van het juiste materieel kan daarmee bepalend zijn voor het onderhoud.

Afhankelijk van de gestelde eisen dienen ook eventuele zettingen van de ondergrond te worden gecompenseerd in het uitvoeringsontwerp. Om aan de minimale laagdikte van $2xD_{n50}$ (toetsingseis bij highest-point-survey methode, zie paragraaf 6.6) te voldoen zal er afhankelijk van de mate van beheersing van de uitvoeringsmethodiek en de mate en wijze van controle op het aangebrachte werk een zekere standaardafwijking moeten worden gehanteerd op de laagdikte. In het uitvoeringsontwerp dient dit verwerkt te worden. Het uitvoeringsontwerp zal dan ook leiden tot een extra hoeveelheid te storten materiaal dat afgestemd is op onder andere de genoemde aspecten.

Onderhoudswerkzaamheden in het kader van breuksteenconstructies zijn vaak niet het gevolg van de leeftijd van de constructie maar van de werkelijke toestand. Veelal bevinden de breuksteentoepassingen zich onder water en zijn dan ook niet gemakkelijk visueel te toetsen. Inspecties (zoals peilingen en multi-beam-metingen) zijn dan ook benodigd om de werkelijke toestand vast te stellen. De inspectie dient gericht te zijn op het in kaart brengen van de huidige situatie en van de mogelijke risico's op falen van de constructie. Het gaat hierbij dus niet alleen om de kans op falen maar ook om het gevolg van eventueel falen.

Breuksteen bekledingen zijn ontworpen met in het achterhoofd een bepaalde mate van toelaatbare schade. Uitgangspunt hiervoor is het schadegetal in de ontwerpformules. Dat houdt in principe ook in dat schade niet direct hoeft te leiden tot onderhoud. Begin van schade ($S=1-2$) is dan wel een belangrijk aspect dat via inspecties vastgesteld moet worden. Het in kaart brengen van de omstandigheden die tot deze schade hebben geleid levert inzicht of de constructie zich gedraagt zoals bij het ontwerp is aangenomen en zal een goede leidraad zijn om de kans op vervolgschade te bepalen. In het monitoringsplan dient er voor verschillende schadestadialen een inspectiefrequentie te worden vastgelegd, waarbij de frequentie toeneemt in geval van grotere risico's op falen van de constructie. Het uitvoeren van onderhoudswerkzaamheden, zoals het bijstorten van breuksteen, is dan afhankelijk van

welk risico nog als acceptabel wordt gezien. Inspecties dienen in ieder geval te worden uitgevoerd na gebeurtenissen die tot een mogelijke schade zouden hebben kunnen leiden. Dit zijn zowel stormgebonden als niet-stormgebonden belastingen zoals grote golven, hoge afvoer, aardbevingen zware schroef(straal)belastingen of zelfs aanvaringen. Het wordt daarnaast aanbevolen om in de eerste jaren na aanleg jaarlijks of tweejaarlijks een inspectie uit te voeren om mogelijke niet-verwachte schademechanismen tijdig op te sporen.

Aspecten die in het bijzonder van belang zijn tijdens de inspecties zijn gerelateerd aan de parameters die gebruikt zijn in de ontwerpformules. Deze parameters zijn in hoofdstuk 6 besproken en zijn enerzijds bepalend in de sterktecomponent van de constructie maar anderzijds ook in de belastingcomponent. Veranderingen in de sterkte-eigenschappen zijn onder andere: de steilheid van het talud en de laagdikte van de breuksteen op het talud en in de teen. Verandering in de belastingcomponent kan onder andere het gevolg zijn van erosie/zetting van bodem/voorland voor de teen van de constructie. Om mogelijke veranderingen in kaart te kunnen brengen is het van belang om de constructie zoals deze opgeleverd is na aanleg vast te leggen in een legger.

KATERN IV: ALGEMENE INFORMATIE

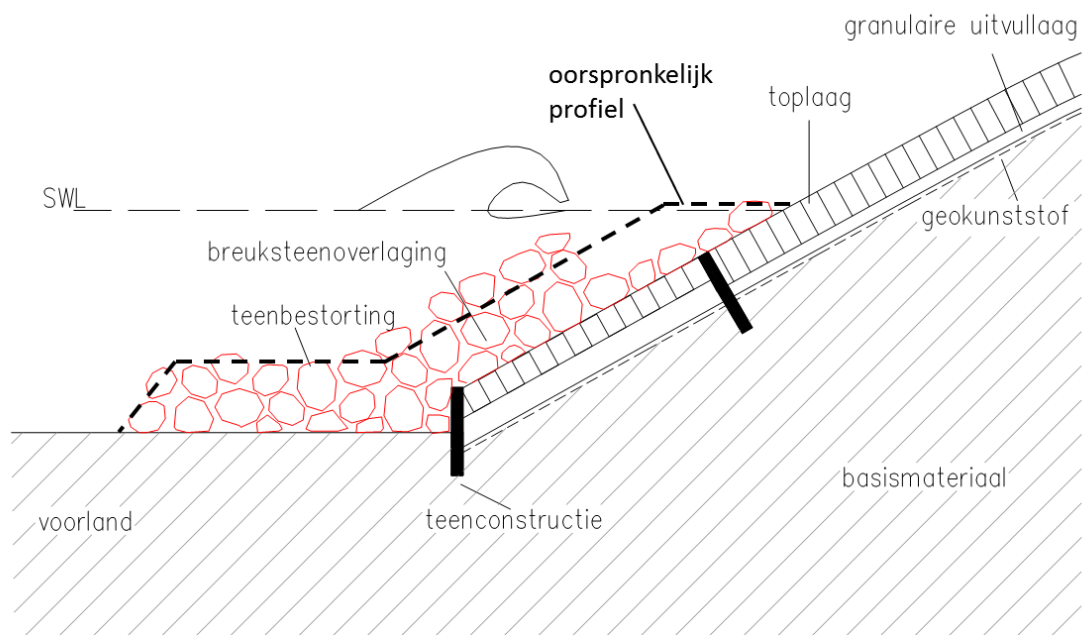
5 Faalmechanismen breuksteen

5.1 Breuksteenoverlaging

Een overlaging met breuksteen wordt alleen aangebracht als de steenzetting zelf niet voldoende sterkte kan bieden en wordt ontworpen op de faalmechanismen van de overlaging zelf, zonder rekening te houden met de (rest)sterkte die wordt geleverd door de steenzetting onder het breuksteenpakket en door de onderlagen. De breuksteenoverlaging faalt als er lokaal geen stenen meer aanwezig zijn op de onderliggende steenzetting.

Er worden drie soorten breuksteenoverlagingen onderscheiden:

- Losse breuksteen;
- Gedeeltelijk of patroon-gepenetreerde breuksteen;
- 'Vol en Zat' gepenetreerde breuksteen.



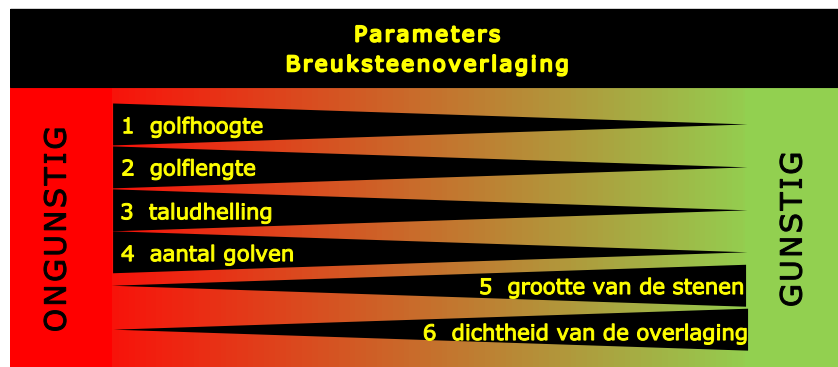
Figuur 5-1: Faalmechanisme toplaaginstabiliteit overlaging met losse breuksteen

De eerste twee varianten lijken sterk op een 'normale' oeverbekleding van breuksteen, terwijl de derde variant op een plaatbekleding lijkt. Voor de verschillende typen zijn verschillende faalmechanismen maatgevend. Voor de faalmechanismen van een 'vol en zat' gepenetreerde breuksteenoverlaging wordt verwezen naar het deel Asfaltbekledingen van deze Handreiking [2015]. Het toepassen van gedeeltelijk of patroon-gepenetreerde breuksteenbekledingen wordt gezien de ervaringen niet aangeraden.

In deze Handreiking wordt alleen het faalmechanisme voor losse breuksteen behandeld: de beweging van individuele stenen onder golfaanval. De beweging van de breukstenen wordt voornamelijk veroorzaakt door de klap van de brekende golven en door het water dat terugstroomt vanaf het talud in de golfneerloop. De belasting door het terugstromende water zorgt voor een essentieel verschil met de belastingsituatie van een doorgaand breuksteentalud. (zie figuur 5-1).

Bepalende parameters bij falen overlaging

Voor het faalmechanisme "toplaaginstabiliteit van overlaging met losse breuksteen" wordt de belasting vooral bepaald door de golfhoogte en het aantal golven; de belangrijkste sterkteparameters zijn de grootte en de massadichtheid van de stenen (zie Figuur 5-2) en de taludhelling. De golfperiode (golflengte) heeft een kleinere invloed.



Figuur 5-2: Parameters breuksteenoverlaging

1. Golfhoogte H_s : hoe hoger de golfhoogte, hoe ongunstiger;
2. Golflengte L_{om} : hoe langer de golf, hoe ongunstiger (mits plunging type);
3. Taludhelling: hoe steiler de helling, hoe ongunstiger;
4. Aantal golven N : de belastingduur speelt een rol in de rekenregels, en wordt gekarakteriseerd door het aantal golven gedurende een storm;
5. Grootte van de stenen D_{n50} : samen met de massadichtheid ρ_s bepaalt de steendiameter het gewicht van de stenen;
6. Massadichtheid van de stenen ρ_s , zie punt 5.

5.2 Teenbestorting

Wijze van belasten

Een teenbestorting voor een talud met een steenzetting of asfaltbekleding wordt anders belast dan losse breuksteen op een talud.

- Bij lage waterstanden wordt de teenbestorting vooral belast op golfklappen en golfterugloop. De belasting is groter dan op een doorgaand breuksteentalud omdat de stenen door de golfterugloop vanaf het relatief gladde talud extra belast worden. In de golfneerloop komt het water met een hogere snelheid naar beneden dan wanneer het talud erboven uit breuksteen bestaat.
- Bij hoge waterstanden wordt de teenbestorting belast door de orbitaalbeweging van de golf. De orbitaalbelasting is groter dan op het voorland omdat de dijk een obstakel vormt, waardoor de belasting toeneemt.

Omdat de golfhoogte niet bij alle waterstanden gelijk is, is niet op voorhand aan te geven welke belasting en waterstand maatgevend zijn

Sterkte

De stenen liggen in de kreukelberm op een horizontaal vlak, of erg flauwe taludhelling. Daardoor zullen de stenen minder makkelijk verplaatsen dan wanneer ze op een talud zouden liggen.

Falen

De hydraulische belastingen, m.n. door de grootste golven in het golfveld, leiden tot het verplaatsen van stenen binnen de teenbestorting of geheel uit de teenbestorting. De constructie faalt als er zodanig veel stenen verplaatst of verdwenen zijn dat de ondergrond bloot komt te liggen. Vanaf dat moment kan de ondergrond gaan eroderen (m.n. als er geen geokunststof aanwezig is) en kan de ondersteuning van de erboven liggende taludbekleding afnemen.

6 Rekenparameters voor Ontwerp en Toetsing van breuksteenbekledingen

6.1 Algemeen

Bij het ontwerpen van breuksteenbekledingen zijn er veel keuzemogelijkheden. De parameters die het resultaat van het ontwerp beïnvloeden hebben vaak een zekere spreiding. De waarden van deze parameters dienen op elkaar afgestemd te worden, zodat een evenwichtige constructie wordt verkregen die veilig is gedurende zijn levensduur. Bij de toetsing liggen de waarden van de parameters vast omdat de constructie al aanwezig is, maar ook dan moet rekening gehouden worden met de spreiding ervan langs de dijk.

In de volgende paragrafen worden de parameters die van invloed zijn in berekeningen met breuksteen toegelicht. Bovendien wordt aangegeven welke waarden of welke methoden gebruikt moeten worden in een ontwerp dan wel toetsing.

Voor het ontwerp van nieuwe breuksteen taludbekleding worden in de Rock Manual onder andere de originele Van der Meer formules voor pluning en surgung golven (zie ook Figuur 6-1) gegeven alsmede de "modified Van der Meer" formules waarbij het voornaamste verschil het gebruik van de spectrale golfperiode $T_{m-1,0}$ is in plaats van de gemiddelde golfperiode T_m . Voor de verschillende formules die voor het ontwerp van gehele breuksteen taludbekleding gebruikt kunnen worden, wordt dan ook verwezen naar de Rock Manual. Onderstaande paragrafen 6.2 tot en met 6.8 dienen gebruikt te worden om de waarde van de verschillende coëfficiënten in deze formules te bepalen.

Voor het ontwerp en toetsing van breuksteenoverlagingen worden hier alleen de originele Van der Meer formules besproken, aangezien deze ook alleen in de afleiding voor de stabiliteit van overlagingen zijn gebruikt. Voor de volledigheid worden de formules voor pluning en surgung hier weergegeven:

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = c_{pl} \cdot P^{0.18} \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \cdot \xi_m^{-0.5} \quad (\text{pluning formule})$$

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = c_s \cdot P^{-0.13} \cdot \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \cdot \sqrt{\cot(\alpha)} \cdot \xi_m^P \quad (\text{surgung formule})$$

6.2 Betrouwbaarheidsgrenzen Formules

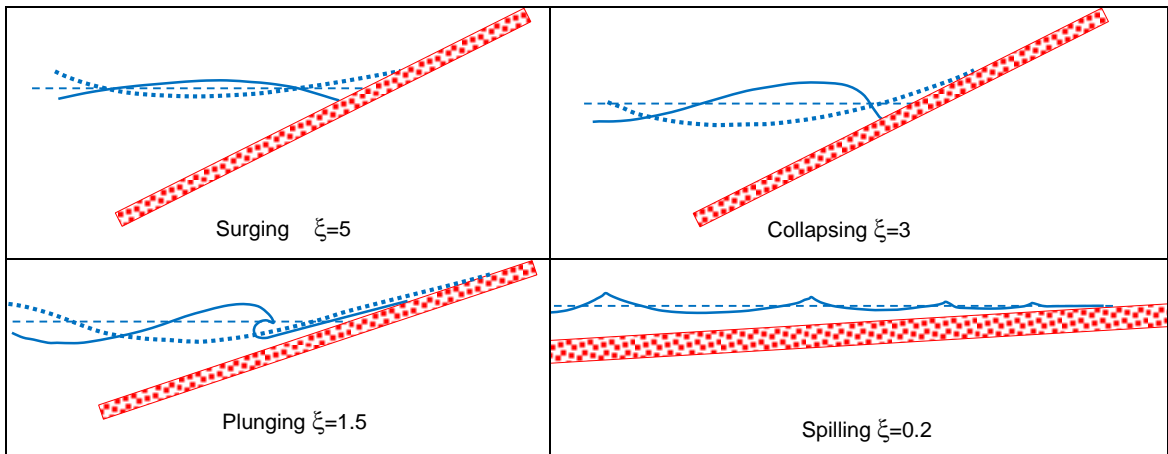
In bovenstaande formules voor breuksteenbekledingen worden coëfficiënten toegepast voor 'pluning' en 'surgung' golven (c_{pl} en c_s). Figuur 6-1 laat het verschil tussen deze twee soorten golven zien. De overgang van 'pluning' naar 'surgung' golven wordt gekenmerkt door de 'collapsing' golf. Deze golven leveren de grootste belasting op de breuksteen. 'Spilling' golven bestaan ook maar komen slechts voor bij flauwe taluds, zoals stranden.

In de Rock Manual worden de formules beschreven met de verwachtingswaarden voor de parameters, namelijk het gemiddelde. Tevens wordt er een standaard deviatie bij gegeven en een 95% waarde ($\mu - 1.64\sigma$).

In deze Handreiking is ervoor gekozen om de gemiddelde c_{pl} en c_s te hanteren, zie tabel 6.1.

Tabel 6.1: coëfficiënten breuksteen formules

Coëfficiënten breuksteenformules Van der Meer	RM-Formule 5.136/5.137
C_{Dl}	6,2
C_s	1,0



Figuur 6-1: Klassificatie golftype op basis van surf similarity parameter ξ (Battjes, 1974)

Gelijk aan de ontwerpfilosofie voor steenzettingen wordt daarnaast voor het ontwerp van breuksteenbekledingen een veiligheidscoëfficiënt van 1,1 gehanteerd en voor de toetsing een waarde van 1,0. Door toevoeging van de veiligheidscoëfficiënt wordt min of meer een 90% waarde voor het ontwerp toegepast.

De veiligheidscoëfficiënt γ_s moet als volgt worden toegevoegd aan de stabiliteitsformuleringen:

$$\frac{H_s \cdot \gamma_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = \dots$$

Voor een breuksteenoverlaging die rond toetspeil of lager ophoudt, moet naast de veiligheidscoëfficiënt tevens de reductiefactor Y toegepast worden, die leidt tot een wat grotere steendiameter (Y is kleiner dan 1, zie ook paragraaf 6.9).

$$\frac{H_s \cdot \gamma_s}{\Delta \cdot D_{n50} \cdot Y} = \dots$$

6.3 Scheve golfinval

De belasting door scheve golfinval is lager dan voor loodrechte golfaanval. Een conservatieve methode om de invloed van scheve golfinval mee te nemen is gebaseerd op de methode ontwikkeld door Galland [1994]. In dit onderzoek van Galland is een formule opgesteld waarmee zowel een reductiefactor als gevolg van scheef invallende golven voor taludbekleding en teenbestorting met breuksteen kan worden bepaald. In deze formule zit een coëfficiënt x als macht verwerkt. De waarde van x is anders voor taludbekledingen met breuksteen dan voor teenbestortingen, zie tabel 6.2.

Tabel 6.2: Aanbevolen waarden van x voor het verdisconteren van de hoek van golfaanval

Coëfficiënt x om de reductiefactor te berekenen	x
Taludbekleding met breuksteen	0,25
Teenbestorting met breuksteen	0,60

Deze coëfficiënt dient ingevuld te worden in onderstaande formule.

De formule luidt: $\gamma_{\beta} = \cos(\beta - 15^{\circ})^x$ als $\beta \geq 15^{\circ}$

De hoek tussen de golfvoortplantingsrichting en de constructie is 0° bij loodrechte aanval. Pas vanaf 15° mag in bovenstaande formule de invloed worden meegenomen. Daarnaast wordt de hoek van inval nog met 15° gereduceerd zodat de formule tot conservatieve reductiefactoren leidt. Bij bijvoorbeeld een scheef inkomende golf onder een hoek van 45 graden is de reductiefactor 0,96 voor een taludbekleding en 0,92 voor een teenbestorting. Deze reductiefactor dient in de stabiliteitsformules als volgt toegevoegd te worden:

$$\frac{H_s \cdot \gamma_{\beta}}{\Delta \cdot D_{n50}} = \dots$$

Deze factor zorgt ervoor dat de benodigde steendiameter kleiner wordt.

6.4 Fictieve permeabiliteitsparameter P

In de rekenregels volgens Van der Meer wordt voor de doorlatendheid van de constructie onder de toplaag van breuksteen de fictieve permeabiliteitsparameter P gebruikt. Dit is een experimenteel bepaalde parameter waarvan de waarde afhangt van de laagdikte en steengrootte van toplaag en onderlagen.

De permeabiliteit P speelt een directe rol in de rekenregels volgens de methode Van der Meer voor breuksteenbekledingen en -overlagingen. Hoe hoger de waarde, hoe gunstiger de stabiliteit van de toplaag.

De waarde van P is oorspronkelijk bepaald voor een aantal standaard-constructietypen met een toplaag van breuksteen op granulaire filterlagen, zie de Rock Manual, paragraaf 5.2.2.2. Voor de toepassing van de rekenregels op breuksteenoverlagingen is nagegaan op welke van de standaard-constructietypen deze bekledingstypen het meest lijken.

De belangrijkste randvoorwaarde in de keuze voor de waarde P , is het materiaal dat zich bevindt in de kern. Wanneer de kern bestaat uit zand of klei dan dient P de waarde 0,1 te krijgen. Wanneer de kern gelijk is aan de breuksteenbekleding dan wordt de waarde voor P 0,6. Daartussen varieert het naar gelang de verhouding tussen de permeabiliteit van de toplaag en de kern. Voor breuksteenoverlagingen dient eveneens een waarde voor P van 0,1 te worden gebruikt aangezien de doorlatendheid van de steenzettingen vele malen kleiner is dan die van de breuksteen.

6.5 Steendiameter

In de rekenregels wordt voor de steendiameter van standaard breuksteen bekledingen, breuksteenoverlagingen en teenbestortingen de parameter D_{n50} gebruikt. D_{nx} is de nominale

diameter van granulair materiaal: de diameter van de denkbeeldige kubus met een massa M_x , die dezelfde massadichtheid ρ_s heeft als het beschouwde element. De definitie is: $D_{nx} = (M_x/\rho_s)^{1/3}$. De massa M_x is gedefinieerd als de massa van een steenstuk die door x % van de steenstukken van een sortering wordt onderschreden, waarbij dit percentage berekend wordt op basis van massa.

In de rekenregels voor ontwerp wordt gewerkt met de karakteristieke steendiameter D_{n50} . Dit is de diameters die hoort bij een steenmassa met een massa-onderschrijdingspercentage van 50% (M_{50}).

In de praktijk wordt vaak gewerkt met standaardsorteringen. Paragraaf 3.4.3.2 in de Rock Manual geeft een overzicht van standaard sorteringen en paragraaf 3.4.3.7 geeft de bandbreedte van de M_{50} weer. De ondergrens van deze bandbreedte wordt genomen als ontwerpwaarde voor M_{50} . Op basis van deze waarde kan vervolgens de D_{n50} worden berekend. In het algemeen wordt gewerkt met een diameter die op 1 cm nauwkeurig is afgerond.

Voor de toetsing dient gewerkt te worden met de aanwezige (bij voorkeur gemeten) waarde van D_{n50} .

Tabel 6.3: Kenmerkende diameters standaard sorteringen o.b.v NEN-EN-13383

ρ_{steen} [kg/m ³] ρ_{water} [kg/m ³] vormfactor F_s [-]	2650	STANDAARD SORTERINGEN NEN-EN 13383					
	1025	D_{50}	D_{n50}	D_{15}	D_{85}	D_{85}/D_{15}	laagdikte minimaal 2,0 D_{n50}
	0.60	[m]	[m]	[m]	[m]	[-]	[m]
5-40 kg	min	0.21	0.17	0.16	0.25	1.27	0.35
	gem	0.24	0.20	0.18	0.28	1.60	0.40
	max	0.26	0.22	0.20	0.31	2.02	0.44
10-60 kg	min	0.26	0.22	0.20	0.30	1.24	0.43
	gem	0.29	0.24	0.22	0.33	1.50	0.48
	max	0.31	0.26	0.24	0.37	1.81	0.52
40-200 kg	min	0.40	0.34	0.32	0.46	1.26	0.67
	gem	0.43	0.36	0.35	0.50	1.44	0.73
	max	0.46	0.39	0.37	0.53	1.65	0.77
60-300 kg	min	0.45	0.38	0.37	0.53	1.23	0.77
	gem	0.49	0.42	0.40	0.57	1.44	0.83
	max	0.53	0.45	0.43	0.61	1.68	0.89
15-300 kg	min	0.35	0.30	0.24	0.47	1.36	0.60
	gem	0.45	0.38	0.29	0.57	1.97	0.75
	max	0.51	0.43	0.34	0.67	2.84	0.86
300-1000 kg	min	0.73	0.62	0.62	0.82	1.21	1.24
	gem	0.77	0.65	0.65	0.86	1.31	1.29
	max	0.80	0.67	0.68	0.89	1.43	1.34
1000-3000 kg	min	1.06	0.89	0.91	1.17	1.20	1.78
	gem	1.10	0.92	0.94	1.21	1.28	1.85
	max	1.13	0.95	0.98	1.25	1.38	1.91

Bij nieuwe materialen moet de leverancier voldoen aan een ontwerpwaarde. Het aantonen en controleren daarvan is een kwestie van contractbeheersing en moet een onderdeel zijn van zijn kwaliteitssysteem. De ontwerper moet hierop kunnen vertrouwen. Zodra de breuksteen is geleverd, moeten de gemeten waarden van de M_{50} en D_{n50} in de 'as built'-tekeningen opgenomen worden. Deze zijn later weer nodig bij de toetsing.

Als dergelijke gemeten waarden bij de toetsing niet bekend zijn, dient in eerste instantie de toetsing uitgevoerd worden met de ondergrens van D_{n50} behorende bij de bandbreedte van de (standaard) sortering. Als men hiermee niet tot een toetsresultaat *goed* kan komen, is het noodzakelijk de M_{50} en D_{n50} te bepalen door stenen uit de breuksteenbekleding te wegen.

6.6 Laagdikte

De formules in de Rock Manual voor breuksteenbekledingen zijn afgeleid voor situaties waarin de toplaag een laagdikte heeft van $2 \cdot D_{n50}$. Daarnaast wordt de breuksteen willekeurig geplaatst/gestort (random placement). Het is mogelijk om gegeven een gradering uit te komen op kleinere laagdiktes, maar dat is echter niet altijd wenselijk. Wanneer een kleinere laagdikte wordt bereikt met dezelfde gradering betekent dit namelijk dat ook de porositeit verkleind wordt. Hierdoor wordt de wrijving en daarmee haakweerstand tussen de stenen groter en neemt de stabiliteit toe. Daar tegenover staat dat de bergingscapaciteit van de toplaag afneemt waardoor de overslag over de kruin toeneemt. Dit effect wordt des te meer versterkt als bij het plaatsen van de steen de positie wordt gekozen waarmee de steen het beste in de toplaag past. Hoewel de constructie iets sterker wordt, wordt deze ook "gladder" wat de overslag negatief beïnvloed.

Laagdiktemetingen kunnen in de praktijk op verschillende manieren worden uitgevoerd. In de Rock Manual worden in tabel 3.9 de methodieken 'reference (spherical foot staff)' survey methode en 'highest point' survey methode besproken. Een onderscheid wordt daarnaast ook gemaakt tussen verschillende typen breuksteen. Hierin is te zien dat voor standaard dubbellaags systemen, op basis van de laagdiktecoëfficiënt K_t , de laagdikte in de praktijk varieert tussen $1,74 \cdot D_{n50}$ en $1,82 \cdot D_{n50}$ voor de 'reference (spherical foot staff)' survey methode en tussen $1,84 \cdot D_{n50}$ en $1,92 \cdot D_{n50}$ voor de 'highest point' survey methode.

De survey methode die het meest overeenkomt met hoe er bij het ontwerpen mee wordt omgegaan, is de 'highest point' survey methode. Bij het ontwerp wordt namelijk ook vaak een porositeit van 0,38-0,40 gehanteerd die ook gemeten wordt volgens de 'highest point' survey methode. Wanneer ontwerptekeningen geen survey methodiek benoemen, wordt impliciet aangenomen dat deze gerelateerd zijn aan de 'highest point' survey methode.

In de controle van de uitvoering van de bouw van het ontwerp kan de toetsing van de laagdikte via beide methoden gedaan worden. Wanneer de 'highest point' survey methode wordt gebruikt dient deze te voldoen aan een minimale laagdikte van $2 \cdot K_t \cdot D_{n50}$. Wanneer de controle van de laagdikte plaatsvindt via de 'reference (spherical foot staff)' survey methode dan dient de laagdikte minimaal te voldoen aan $1,8 \cdot K_t \cdot D_{n50}$. In beide gevallen dient er voor K_t de waarde 1,0 te worden gebruikt. Deze minimale laagdikten zijn iets groter dan tot nog toe gemiddeld genomen in de praktijk gevonden is. Deze ietwat conservatievere keuze is ingegeven uit het feit dat de ontwerpformules gebaseerd zijn op modeltesten waarin een laagdikte van $2 \cdot D_{50}$ is gebruikt, wat overeenkomt met ongeveer $2,4 \cdot D_{n50}$ gegeven de 'highest point' survey methode.

De keuze voor laagdiktemetingen dient in het bestek expliciet benoemd te worden om eventuele conflicten te voorkomen. In de ontwerpfase wordt de ondergrens gekozen voor de

D_{n50} van de sortering. Echter, de in het werk gemeten D_{n50} dient bij de controle tijdens de uitvoering maar ook voor de toetsing gebruikte te worden.

6.7 Aantal golven

De duur van de storm dient in de formules ingevoerd te worden via het aantal golven (N) tijdens de storm. De schadeontwikkeling neemt toe naarmate de storm langer duurt. Tijdens de duur van de storm zal echter ook de waterstand variëren. Dit kan afhankelijk van de diepte de golfhoogte beïnvloeden. De golfhoogte is in de stabiliteitsformules een zeer gevoelige parameter. De duur van de storm, die gebruikt moet worden in de formules, moet dus in verhouding staan met de duur van de maatgevende golfhoogte.

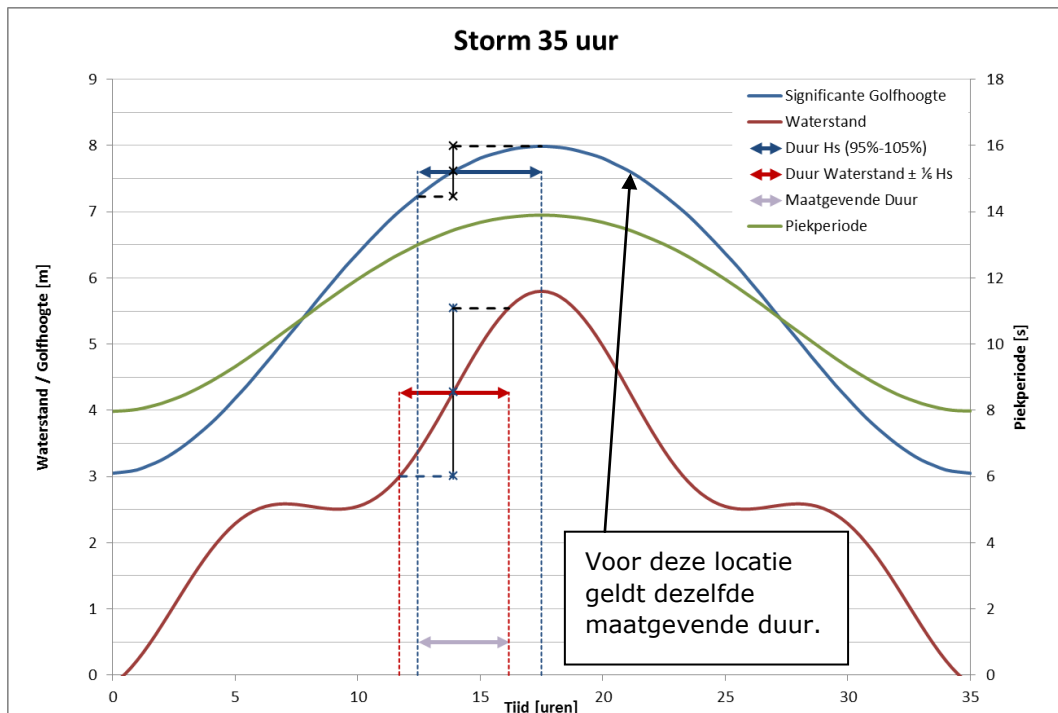
Voor breuksteenbekledingen, met uitzondering van teenbestortingen, geldt dat het aantal golven wordt bepaald op basis van de duur dat de significante golfhoogte een maximale variatie van 5% plus of min heeft. De waterstand mag binnen deze duur maximaal variëren over een hoogte van plus en min $1/6 H_s$, zie ook Figuur 6-2 en 6-3. Het minimaal aantal golven dat gebruikt moet worden is 1000 en het maximaal aantal golven is 7500. Voor teenbestortingen wordt altijd de maximale duur van 7500 golven aangehouden.

In dieper water zal de waterstandsvariatie minder invloed hebben op de golfhoogte en zal de duur al snel richting de 7500 golven gaan. Op ondiep water in het getijdegebied daarentegen komt de duur al snel overeen met ongeveer 3 uur, omdat variaties in waterstand hier vaak veel invloed hebben op de golfhoogte. Wanneer de waterstandsvariatie groot is bij gelijkblijvende golfhoogte, zal de schade over het talud verdeeld worden en kan daardoor ook groter worden. Hier dient dan rekening mee gehouden te worden.

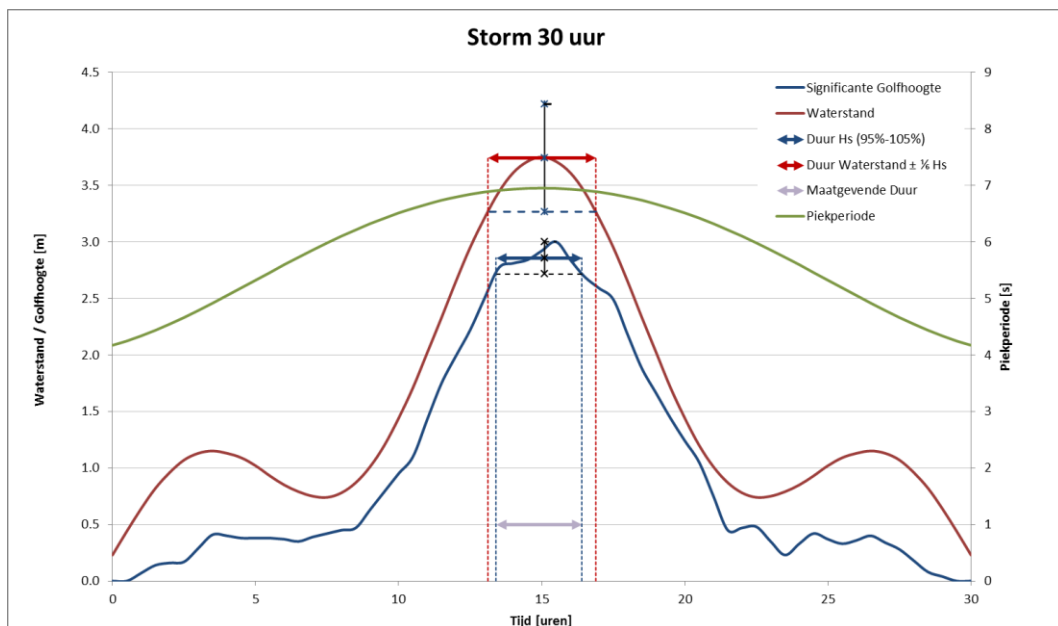
Voor het bepalen van het aantal golven moet de duur in seconden gedeeld worden door de gemiddelde golfperiode. Als deze gemiddelde golfperiode niet bekend is, is het voor dit doel voldoende nauwkeurig om bij enkelpeukige golfspectra gebruik te maken van de spectrale golfperiode T_{m01} , $T_{m-1,0}/1,1$ of $T_p/1,2$.

Voorbeeld: In Figuur 6-2 is het verloop van de significante golfhoogte weergegeven. De geschematiseerde storm is symmetrisch. We beschouwen in eerste instantie daarom maar de linker helft en kunnen daarna het antwoord vermenigvuldigen met 2.

De langste belastingduur waarbij de H_s maximaal 5% varieert treedt op tussen tijdstip $T_{min}=12,5$ uur en $T_{max}=17,5$ uur. De H_s varieert hier tussen ongeveer 7,2m en 8,0m. De waterstand is 4,25m voor H_s $\pm 100\%$. De waterstand mag maximaal $1/6 H_s$ variëren. Deze lijnen zijn ook uitgezet. T_{min} is nu 11,7 uur en T_{max} is 16,2 uur. Het interval waarbij aan beide voorwaarden wordt voldaan, loopt dus van $T=12,5$ uur tot $T=16,2$ uur, dus over een periode van 3,7 uur. Als gevolg van de symmetrie vermenigvuldigen we de duur met een factor 2, waardoor de belastingduur dus neerkomt op 7,4 uur. Als de golfperiode bekend is, kan nu het aantal golven worden berekend. In dit voorbeeld gaan we ervan uit dat de golfsteilheid s_{op} gelijk is aan 4,5%. Dit komt neer op een T_p van 10,7s en daarmee een T_m van 8,9s. Het aantal golven dat in rekening gebracht moet worden is dan $7,4 \times 3600 / 8,9 = 2996$ (afgerond 3000).



Figuur 6-2: Bepaling stormduur (H_s en waterstandsverloop in diep water). Door volledige symmetrie komt de beschouwde H_s in de storm tweemaal voor en dient voor het aantal golven tweemaal de aangegeven duur te worden genomen.

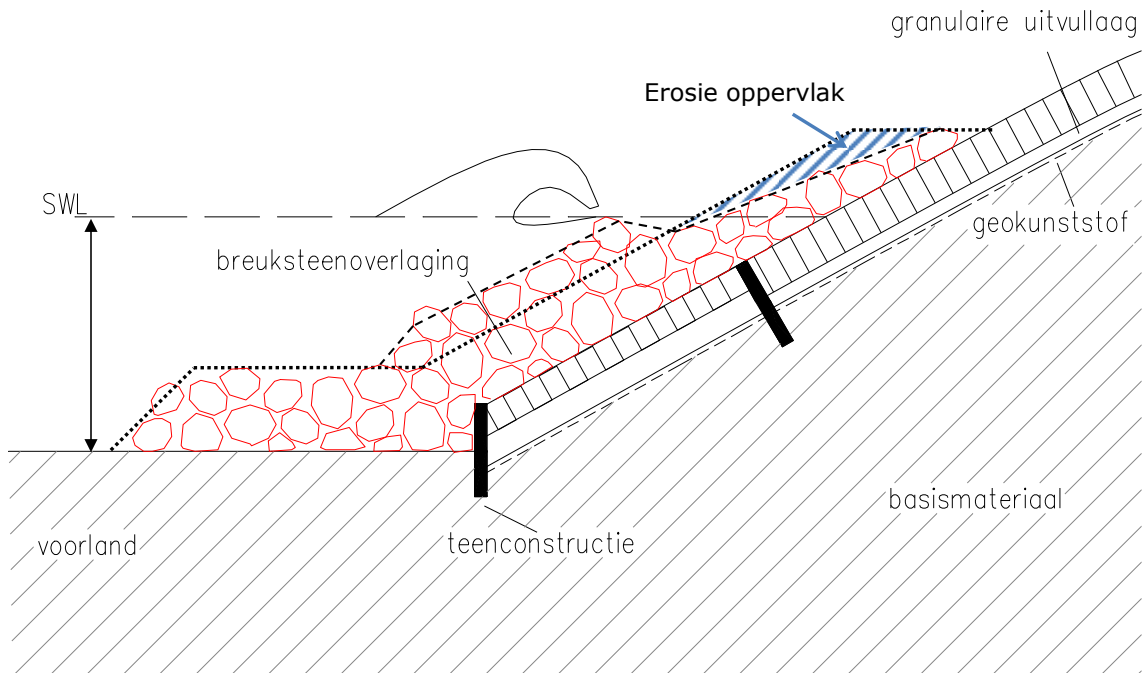


Figuur 6-3: Bepaling storm duur (Grillig verloop H_s en waterstandsverloop in relatief ondiep water)

6.8 Schadegetal

In het ontwerp en voor het toetsen dient er gebruik te worden gemaakt van een toelaatbaar schadegetal. Voor breuksteenbekledingen zoals overlagingen wordt er gewerkt met het schadegetal S . Voor teenbestortingen wordt er gewerkt met zowel het schadegetal S als het schadegetal N_{od} .

Het schadegetal S in de formules van Van der Meer is gedefinieerd als de oppervlakte van de gemiddelde schade in dwarsaanzicht (=erosie oppervlak, zie Figuur 6-4) gedeeld door het kwadraat van de nominale steendiameter D_{n50} . Dit komt grofweg overeen met het toelaatbare aantal stenen dat wordt uitgelicht over een strook met een breedte van D_{n50} zonder de porositeit mee te tellen. Het schadegetal N_{od} in de teenbestortingformules is eveneens een maat voor het aantal stenen dat wordt verplaatst binnen een strook met breedte D_{n50} . Grofweg is het schadegetal S ongeveer tweemaal zo groot als het schadegetal N_{od} .



Figuur 6-4: Definitie erosie oppervlak ten behoeve van bepaling schadegetal S

Het schadegetal S is ook afhankelijk van de taludhelling van de breuksteenbekleding. De grootte van het schadegetal kan vertaald worden naar een schadebeeld, variërend van "begin schade" tot "falen", zie tabel 5.23 in de Rock Manual. De definitie "falen" houdt in dat aan het einde van de storm de onderlaag zichtbaar is geworden. De constructie heeft veel schade maar is dan nog goed herstelbaar.

Het schade getal N_{od} heeft ook een waarde voor "begin schade" en "falen". Echter "falen" betekent hier dat de teenbestorting zijn hoofdfunctie (ondersteuning erbovenliggende bekleding) niet meer kan vervullen. Deze schade is veel lastiger herstelbaar omdat vaak de erbovenliggende bekleding dan ook naar onderen is verzakt.

Voor het berekenen van de benodigde steendiameter van een breuksteentalud, of breuksteenoverlaging tot ver boven het ontwerppeil of toetspeil (wat neerkomt op minimaal $1 \cdot H_s$ tot maximaal de kruinhoogte), wordt geen Y in rekening gebracht. Als de breuksteenoverlaging rond het ontwerp/toetspeil of lager wordt beëindigd, dan moet wel de reductiefactor Y toegepast worden op de stabiliteit. Dit laatste zorgt voor een grotere benodigde steendiameter.

ONTWERPEN

In het ontwerp voor breuksteenbekledingen dient gewerkt te worden met een schadegetal S , die aansluit bij het gemiddelde van het schadebeeld 'intermediate damage' uit de Rock Manual (zie tabel 5.23 aldaar). Daarnaast dient er een veiligheidscoëfficiënt van 1,1 te worden toegepast.

De S -waarde hoort bij een ontwerp met een laagdikte van $2 \cdot D_{n50}$ (highest point survey method) of $1,8 \cdot D_{n50}$ (spherical foot staff method). Wanneer er gekozen wordt voor een extra laag, nl. $3 \cdot D_{n50}$ (highest point survey method) dan is de toelaatbare schade ook groter. Dit geldt alleen voor een standaard breuksteenbekleding, die tot ruim boven de maatgevende waterstand doorlopen, en niet voor een overlaging. Tabel 6.4 geeft de S -waarden voor het ontwerp van breuksteenbekledingen.

Breksteenoverlagingen dienen worden doorgezet met een laagdikte van $2 \cdot D_{n50}$ tot aan de bovenzijde van de afgekeurde steenzetting, zie Figuur 4-2. Een kleine reserve is aanwezig door de overlaging horizontaal naar de steenzetting af te werken. Wanneer een grotere reservelaag wordt aangelegd door de laagdikte over een afstand van $2 \cdot D_{n50}$ hoger op het talud door te zetten (evenwijdig aan het talud gemeten), wordt meer veiligheid in het ontwerp gerealiseerd en kan met een grotere S -waarde worden gerekend. Tabel 6.5 geeft de te hanteren S -waarden in de Van der Meer formule aan.

Tabel 6.4: S-waarden te gebruiken in de Van der Meer formules voor Ontwerp van breuksteenbekledingen, m.u.v. overlagingen

Taludhelling	laagdikte van $2 \cdot D_{n50}$	laagdikte van $3 \cdot D_{n50}$
1:1.5	4	6
1:2	5	8
1:3	8	11
1:4	10	14
1:6	10	14

Tabel 6.5: S-waarden te gebruiken in de Van der Meer formules voor Ontwerp van breuksteenoverlagingen

Taludhelling	Overlagingen met kleine reserve	Overlaging met extra reserve van $2 \cdot D_{n50}$ parallel aan talud
1:1.5	4	6
1:2	5	7
1:3	7	10
1:4	10	13
1:6	10	14

Door deze keuzevrijheid kan de ontwerper een veilig en kosteneffectieve constructie ontwerpen.

Bij een ontwerp van een teenbestorting dient ook een veiligheidscoëfficiënt van 1,1 toegepast te worden in het ontwerp. Daarnaast is het toelaatbare schadegetal N_{od} afhankelijk van de teenbreedte. De N_{od} geeft aan hoeveel stenen uit een doorsnede verplaatsen tijdens de maatgevende condities. Voor de standaard teenbreedtes van 5 en 10m, zie sectie 3.4.4, geldt dat de N_{od} gelijk is aan 0,5 maal S , waarbij S gekozen wordt uit Tabel 6.4 voor laagdiktes van $2 D_{n50}$.

Wanneer het niet mogelijk is om een standaard teenbreedte van 5 of 10m te kiezen, dient een maximaal schadepercentage van 10% genomen te worden. Bij een teenbestorting van $5 \cdot D_{n50}$ breed en $2 \cdot D_{n50}$ hoog is dit dus een N_{od} van 1,0. Tabel 6.5 geeft de te hanteren N_{od} -waarden aan voor 3 verschillende teenbreedtes. Hierbij is een standaardhoogte van 2 stenen verdisconteerd. De N_{od} -waarde dient gebruikt te worden in de Van der Meer formule voor teenbestortingen zoals beschreven in paragraaf 3.4.3, rekenprocedure stap 3.2. In stap 3.1 van paragraaf 3.4.3, dient echter een S -waarde gebruikt te worden. Deze is gelijk aan de S -waarde voor breuksteenbekledingen, zie Tabel 6.4 voor laagdiktes van $2 D_{n50}$.

Tabel 6.6: N_{od} -waarden teenbestorting voor Ontwerp

Breedte teen	N_{od} Teenbestorting *
$5 \cdot D_{n50}$	1,0
$10 \cdot D_{n50}$	2,0
$15 \cdot D_{n50}$	3,0

*waarden overeenkomend met *geaccepteerd schadepercentage van 10%*

TOETSEN

Bij het toetsen van de breuksteenbekledingen wordt de veiligheidscoëfficiënt op 1,0 gezet. De gekozen waarden houden in dat de constructie nog gerepareerd kan worden en er bovendien een acceptabel veiligheidsrisico wordt gelopen.

In Tabel 6.6, 6.7 en 6.8 is een ondergrens (A) en een bovengrens (B) gegeven voor het schadegetal S en N_{od} . De ondergrens komt overeen met de waarde voor het ontwerp. Als de berekende D_{n50} kleiner of gelijk is aan de aanwezige D_{n50} bij gebruikmaking van de waarde van S bij A , dan is de bekleding 'goed' (de werkelijke S bij de aanwezige D_{n50} zou in dat geval dus kleiner zijn). Als het groter is dan de aanwezige D_{n50} bij gebruikmaking van de waarde van S bij B , dan is het 'onvoldoende'. Tussen deze twee waarden in (berekende D_{n50} groter dan aanwezige D_{n50} bij gebruikmaking van de ondergrens en kleiner bij gebruikmaking van de bovengrens) is het toetsresultaat 'geavanceerd'.

Tabel 6.6: S -waarden te gebruiken in de Van der Meer formules voor Toetsing van breuksteenbekledingen, m.u.v. overlagingen (ondergrens A tot bovengrens B)

	Breuksteen tot ontwerp/toetspeil	tenminste H_s boven
Taludhelling	laagdikte van $2 \cdot D_{n50}$ $A-B$	laagdikte van $3 \cdot D_{n50}$ $A-B$
1:1.5	4-8	6-12
1:2	5-8	8-12
1:3	8-12	11-17
1:4	10-17	14-22
1:6	10-17	14-22

Tabel 6.7: S-waarden te gebruiken in de Van der Meer formules voor Toetsing van breuksteenoverlagingen (ondergrens A tot bovengrens B)

	Breuksteen tot maximaal H_s boven ontwerp/toetspeil of lager (wel Y toepassen)	
Taludhelling	laagdikte van $2 \cdot D_{n50}$ $A-B$	extra reserve van $2 \cdot D_{n50}$ parallel aan talud $A-B$
1:1.5	4-6	6-8
1:2	5-7	7-9
1:3	7-11	10-12
1:4	10-14	13-15
1:6	10-14	14-16

Tabel 6.8: N_{od} -waarden voor Toetsing (ondergrens A tot bovengrens B)

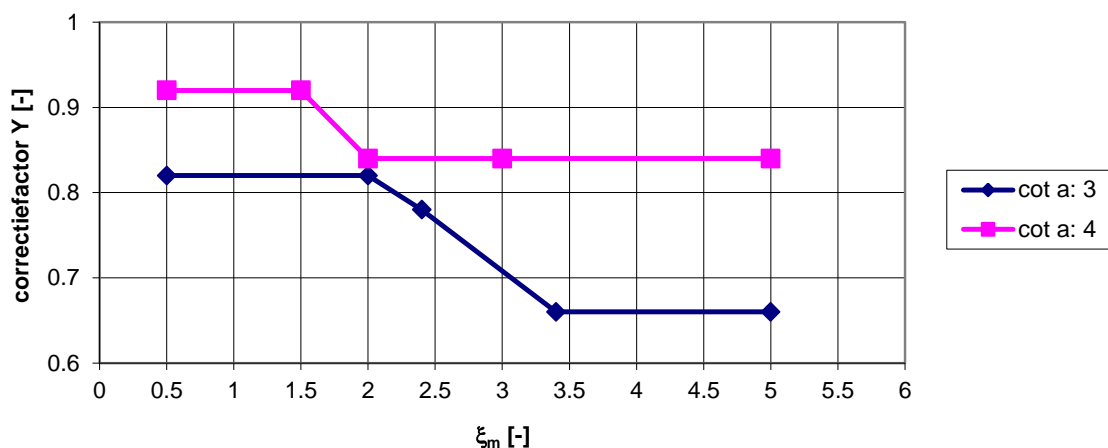
Breedte teen	N_{od} Teenbestorting A (10% schade)- B (20% schade)
$5 \cdot D_{n50}$	1,0-2,0
$10 \cdot D_{n50}$	2,0-4,0
$15 \cdot D_{n50}$	3,0-6,0

De waarden van A zijn in Tabel 6.8 gelijk aan de ontwerpwaarden, nl de 10% schade waarden. De waarden van B zijn gelijk aan de 20% waarden wat overeenkomt met een zekere mate van afvlakking. Tabel 6.6 dient gebruikt te worden wanneer de teenbestorting wordt berekend volgens de methodiek van samengestelde taluds zoals beschreven in paragraaf 3.4.3.

6.9 Correctiefactor Y

Voor breuksteenoverlagingen op een deel van het talud worden de formules van Van der Meer uitgebreid met een correctiefactor Y . Dit geldt voor een overlaging die beëindigd wordt rond het ontwerp/toetspeil of lager. De waarde van de correctiefactor Y kan worden afgelezen in de grafiek van Figuur 6-3. Deze grafiek is gebaseerd op resultaten van kleinschalig modelonderzoek.

Het toepassen van deze factoren leidt tot een grotere benodigde steendiameter. De berekende steendiameter moet gedeeld worden door de waarde van Y .



Figuur 6-3: Correctiefactor Y

De punten in de grafiek zijn ook gegeven in Tabel 6.9.

Tabel 6.9: Waarde van Y als functie van brekerparameter

Talud	$\xi_m = 1,5$	$\xi_m = 2,0$	$\xi_m = 2,4$	$\xi_m = 3,0$	$\xi_m = 3,4$
1:3		0,82	0,78		0,66
1:4	0,92	0,84		0,84	

Het toepassingsgebied van de grafiek is voor de brekerparameter ξ_m beperkt tot de ingevulde grenzen (tussen 0,5 en 5,0). Voor de taludhelling α mag aan de hand van de cotangens lineair worden geëxtrapoleerd tussen 2,5 en 5,0. Voor ondiep water gelden deze correctiefactoren niet. Hiervoor wordt verwezen naar het achterliggende rapport van het uitgevoerde onderzoek [**Error! Reference source not found.**].

Battjes (1974). *Surf similarity*. Proceedings of the 14th Conference on Coastal Engineering, Copenhagen Denmark. p466-p480

Battjes J.A and Groenendijk H.W. (2000). *Wave height distributions on shallow foreshores*. Journal of Coastal Engineering, Vol. 40, NO. 3, 161-182

Beijer J.W., Bosters R., Kaslander K. (2010) *Verbetering ontwerpmethodiek kreukelberm Projectbureau Zeeweringen*. Memo PZDT-M-10189. Rijkswaterstaat Zeeland.

Bosters R. (2012). *Verbetering rekenmethodiek kreukelberm Projectbureau Zeeweringen*. Memo PZDT-M-12322. Rijkswaterstaat Zeeland.

Caljouw, M. (2010). *Criteria voor toepassing van bekledingen op waterkeringen. Hulpmiddel voor ontwikkeling van innovatieve dijkbekledingen*. Witteveen+Bos.

Capel, A. (2014). *Analyse onderwaterstabiliteit breuksteen van samengestelde taluds*. Memo 1208045-016-HYE-0006, Deltares.

CUR 174 (2009). *Geokunststoffen in de Waterbouw*. Tweede herziene uitgave. Stichting CURNET, GOUDA.

CUR 192 (1998). *Breuksteen in de praktijk. Deel 1: Productie, verwerking en kwaliteitszorg*. Stichting CUR, Gouda. ISBN 9037600492.

CUR 197 (2000). *Breuksteen in de praktijk. Deel 2: dimensionering van constructies in binnenwateren*. Stichting CUR, Gouda. ISBN 9037601324.

Davidse, M.P., 't Hart, R., de Loeff, A.K., Montauban, C.C., van de Ven, F.C., Wichman, B.G.H.M. (2012). *State of the art asfaltdijkbekledingen*, Rapportnummer 2010-W06, STOWA, Amersfoort.

Ebbens, R.E. (2009). *Toe structures of rubble mound breakwaters, Stability in depth-limited conditions*. MSc thesis TU Delft.

Galland, J.C. (1994). *Rubble Mound Breakwater Stability Under Oblique Waves: An Experimental Study*. Proceedings of the 24th International Conference on Coastal Engineering, Venice, Italy.

Handreiking Dijkbekledingen. *Deel 1: Algemeen*. RWS-WVL, Lelystad, 2015.

Handreiking Dijkbekledingen. *Deel 2: Steenzettingen*. RWS-WVL, Lelystad, 2015.

Handreiking Dijkbekledingen. *Deel 3: Asfaltdijkbekledingen*. RWS-WVL, Lelystad, 2015.

Handreiking Dijkbekledingen. *Deel 5: Toetsing grasbekledingen*. RWS-WVL, Lelystad, 2015.

Kant, G. (1999). *Stabiliteit van breuksteenoverlaging op een steenzetting*, verslag modelonderzoek H3271, WL|Delft Hydraulics.

Klein Breteler, M. (2012). *Documentatie Steentoets 2008 en Steentoets 2010*, Deltares.

Klein Breteler, M. (1992). *Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen*. CUR/TAW 1992.

NEN:EN 13383: 2002. *Waterbouwsteen – Deel 1: Specificatie*.

PIANC (2015). *Guidelines for Protecting Berthing Structures from Scour Caused by Ships*. ISBN 978-2-87223-223-9.

Rijkswaterstaat Bouwdienst (1991). *Waterkering Harlingen, Globale oplossingen voor het bereiken van de deltaveiligheid*. WKH-N-91009.

Rock Manual (2007). *The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)*. C683. CIRIA, CUR, CETMEF.

TAW (2002). *Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Technisch Rapport Asphalt voor Waterkeren*, Rijkswaterstaat, Delft, november 2002.

TAW (2003). *Technisch Rapport Steenzettingen: toetsing, ontwerp en achtergrondinformatie*.

Van der Meer, J W (1988). *Rock slopes and gravel beaches under wave attack*. PhD thesis, Delft University of Technology, Delft.

Van der Meer, J.W., Van Hoven, A., Paulissen, M., Steendam, G.J., Verheij, H.J., Hoffmans, G.J.C.M., Kruse, G. (2012). *Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde*. Rijkswaterstaat, Waterdienst.

Colofon

Opdrachtgever
Informatie

Rijkswaterstaat WVL en Projectbureau Zeeweringen
Helpdesk Water
T 0800-NLWATER (0800-6592837)
contact@helpdeskwater.nl
www.helpdeskwater.nl
November 2015

Datum