Deltares

Enabling Delta Life

Stabiliteit van bekledingen onder overstortbelasting en plonsbelasting

inventarisatie

Deltares

Stabiliteit van bekledingen onder overstortbelasting en plonsbelasting

inventarisatie

ir. P. van Steeg

1220087-001

© Deltares, 2015, B

Deltares

Titel
Stabiliteit van bekledingen onder overstortbelasting en plonsbelasting

Project	Kenmerk	Pagina's
1220087-001	1220087-001-GEO-0002	19

Trefwoorden
Overstortbelasting, plonsbelasting, kunstwerken, toetsspoor hoogte

Samenvatting
Voor de ontwikkeling van het Wettelijk Toetsinstrumentarium 2017 (WTI2017) worden binnen het Cluster Toetsregels Kunstwerken (CTK) achtergrondrapporten voor de diverse toetssporen opgesteld. In een aantal toetssporen dient de stabiliteit van een bekleding achter een kunstwerk te worden bepaald. In voorliggend rapport wordt een eerste verkenning uitgevoerd hoe deze stabiliteit bepaald dient te worden. Hiertoe is onderscheid gemaakt in vier categorieën:

- Categorie A: Overloop of instroming zonder abrupt hoogteverschil
- Categorie B: Overslag zonder abrupt hoogteverschil
- Categorie C: Overloop met abrupt hoogteverschil (overstortbelasting)
- Categorie D: Overslag met abrupt hoogteverschil (plonsbelasting)

Voor Categorie A en Categorie B wordt verwezen naar de al bestaande kennis. Voorliggend rapport focust op Categorie C en Categorie D. Een eerste aanzet voor het bepalen van de stabiliteit wordt gegeven. Het blijkt echter dat de in voorliggend rapport afgeleide stabiliteitsformuleringen nog niet kunnen worden toegepast in de praktijk omdat er enerzijds een aantal ongeverifieerde aannames zijn gemaakt en er anderzijds verschillende coëfficiënten zijn geïntroduceerd welke empirisch bepaald dienen te worden. Om deze reden wordt aanbevolen om een onderzoeksprogramma op te zetten waarbij er met behulp van fysiek modelonderzoek een onderbouwd model kan worden opgezet welke in de toekomst kan worden toegepast in het toets- en ontwerpinstrumentarium.

Referenties
-

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
V1	aug. 2015	ir. P. van Steeg		Dr. ir. B. Hofland		ir. W.M.K. Tilmans	

Status
definitief

Inhoud

1 Inleiding **1**

2 Categorisering hydraulische belasting **3**

3 Stabiliteit bekleding onder overstortbelasting (Categorie C) **5**
3.1 Inleiding 5
3.2 Belasting 5
3.3 Sterkte van de bekleding 7
3.4 Stabiliteit van bekledingen (losgestort granulair materiaal) 9
3.4.1 Statische en dynamische stabiliteit: 9
3.4.2 Statisch stabiele constructies onder overstortbelasting 10
3.4.3 Invloed waterstand benedenstrooms van de overlaat 10

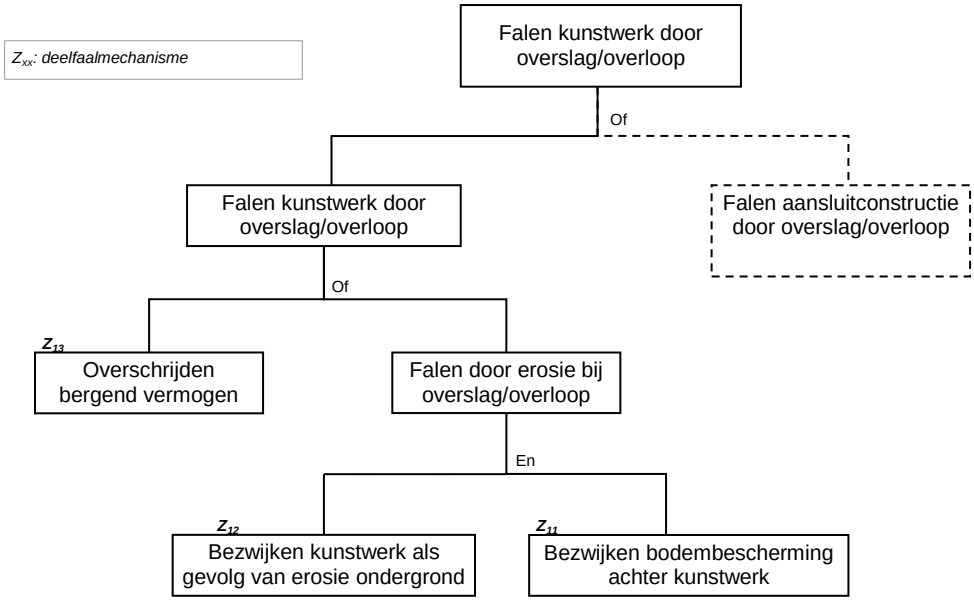
4 Stabiliteit bekleding onder plonsbelasting (Categorie D) **13**
4.1 Inleiding 13
4.2 Belastingen 13
4.3 Sterkte 16
4.4 Stabiliteit 16

5 Discussie en conclusies **17**

6 Referenties **19**

1 Inleiding

Voor de ontwikkeling van het Wettelijk Toetsinstrumentarium 2017 (WTI2017) worden binnen het Cluster Toetsregels Kunstwerken (CTK) achtergrondrapporten voor de diverse toetssporen opgesteld. Een van de achtergrondrapporten (Deltares, 2015) betreft het toetsspoor voor het faalmechanisme 'overslag en overloop'. In Deltares (2015) worden de toetsschema's weergegeven waarmee binnen WTI2017 gewerkt dient te worden. Voor de gedetailleerde toets is een faalboom opgesteld welke opnieuw is weergegeven in Figuur 1.1.



Figuur 1.1 Faalboom (gedetailleerde) toetsspoor hoogte bij kunstwerken (bron: Deltares, 2015)

Het voorliggende rapport geeft een beschouwing van het deelfaalmechanisme Z_{11}. Dit deelfaalmechanisme is omschreven als het bezwijken van de bodembescherming achter het kunstwerk.

Het voorliggende rapport geeft geen kant en klare oplossingen hoe er met dit deelmechanisme omgegaan dient te worden. Het rapport focust zich wel op de bestaande kennisleemtes met betrekking tot de zogenaamde plonsbelasting en overstortbelasting. Dit zijn belastingregimes waarbij water vanaf een bepaalde hoogte op de bekleding achter het kunstwerk valt. Doordat het water vanaf een bepaalde hoogte valt is de verwachting dat de belasting groter is dan een situatie waarbij dit niet het geval is. Deze belastingregimes zijn in de bestaande vigerende leidraden niet opgenomen en ook niet als zodanig onderkend.

De plonsbelasting en de overstortbelasting worden nader toegelicht in Hoofdstuk 2. Vervolgens worden in Hoofdstuk 2 en Hoofdstuk 3 de overstortbelasting en de plonsbelasting nader fysisch beschouwd. Hierbij is de stabiliteit (Z) van de achterliggende bekleding als uitgangspunt genomen waarbij de stabiliteit bestaat uit een sterktecomponent (R) en een belastingcomponent (S):

$$Z = R - S \tag{1.1}$$

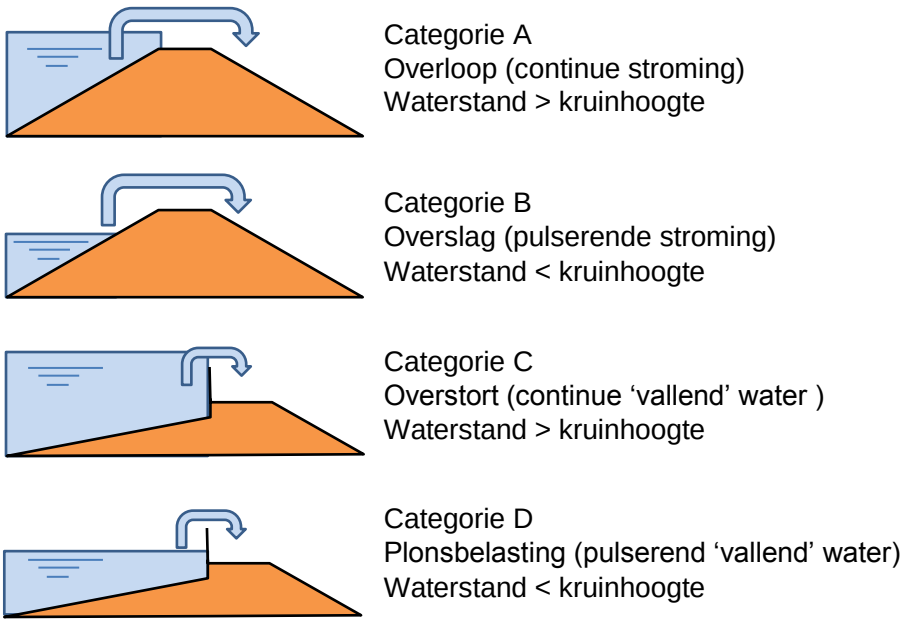
Deze aanpak geeft een fysische basis welke in toekomstige onderzoekstrajecten verder uitgebouwd kan worden en eventueel kan worden geïmplementeerd in een (probabilistisch) model.

2 Categorisering hydraulische belasting

In deze paragraaf is een categorisering voorgesteld met betrekking tot het type hydraulische belasting achter de dijk of het kunstwerk. Onderscheid wordt gemaakt in:

- Waterstand hoger dan de kruinhoogte vs. waterstand lager dan de kruinhoogte
- 'Vallend' water vs. stromend water

Deze categorisering is schematisch weergegeven in Figuur 2.1.



Figuur 2.1 Voorgestelde categorisering met betrekking tot de hydraulische belasting op een dijkbekleding

Bij Categorie A (overloop) is de waterstand hoger dan de kruinhoogte. Er is een continue stroming over het binnentalud van de dijk. Er is hier geen sprake van 'vallend' water. Bij Categorie B (golfoverslag) is de waterstand lager dan de kruinhoogte. Echter, door de golven en daaropvolgende golfoplopen treedt er golfoverslag op. Hierdoor is er een pulserende stromende beweging over het binnentalud van de dijk. Ook hier is geen sprake van 'vallend' water. Bij Categorie C (overstort) is de waterstand hoger dan het kunstwerk. Hierdoor treedt er een overstort op. Dit is een continue belasting. Bij Categorie D (plonsbelasting) is de waterstand lager dan het kunstwerk maar door de golfbeweging slaan er volumes water over het kunstwerk heen wat leidt tot een zogenoemde plonsbelasting. Er zijn ook nog tussenvormen van de genoemde categorieën mogelijk. Hierbij kan worden gedacht aan situaties waarbij de waterstand hoger is dan de kruin en waarbij een golfbeweging optreedt.

Categorie A en Categorie B vallen buiten het kader van voorliggend rapport. Voor meer informatie over categorie A en B wordt verwezen naar de bestaande kennis (Belastingen: TAW, 2002 en EurOtop, 2007). Categorie C en Categorie D worden in dit rapport verder uitgewerkt.

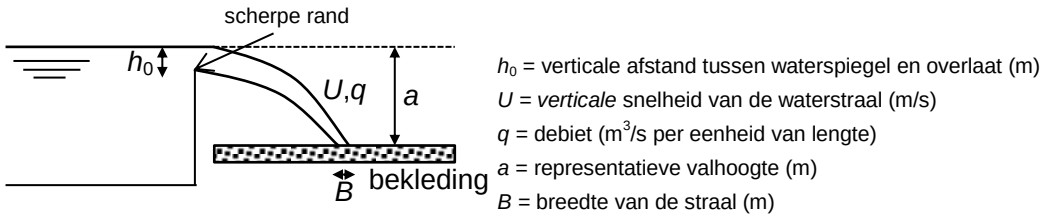
3 Stabiliteit bekleding onder overstortbelasting (Categorie C)

3.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt de stabiliteit van een bekleding beschouwd welke valt te schematiseren als Categorie C (zie Figuur 2.1). Voorwaarde om aan Categorie C te voldoen zijn:

- Er is sprake van enige hoogte (bijvoorbeeld meer dan 0,3 m) tussen het kunstwerk en de achterliggende bekleding waardoor er sprake is van 'vallend water'
- Het instantane golfoverslagdebiet is verwaarloosbaar ten opzichte van het golfoverloopdebiet.

De belasting wordt gevormd door overstortend water dat vanaf een zekere hoogte op de achterliggende bekleding stort. Dit is schematisch weergegeven in Figuur 3.1, waarbij een zogenaamde 'korte' overlaat met scherpe rand is aangenomen



Figuur 3.1 Schematisatie van de belasting van overstortende straal over een scherpe rand bij een volkomen overlaat op een achterliggende bekleding

3.2 Belasting

De externe belasting bij Categorie C wordt gevormd door een constant overstortende straal. Kenmerkende parameters van de overstortende straal zijn:

- De valsnelheid U (m/s)
- Het debiet q (m^3/s per eenheid van breedte)
- De breedte van de straal B (m)

Het debiet q is gelijk in ieder te beschouwen horizontaal vlak. De valsnelheid U en de breedte van de straal B is verschillend in ieder vlak. In dit rapport wordt vooralsnog de valsnelheid en de breedte beschouwd ter hoogte van de bekleding, maar deze parameters worden geschematiseerd alsof er geen bekleding aanwezig is (het water valt in de schematisatie als het ware door de bekleding heen).

De valsnelheid, het debiet en de breedte van de straal zijn afhankelijk van het type overlaat. De algemene formule voor het bepalen van het debiet over overlaten is als volgt:

$$q = \alpha \cdot h_0^{\beta} \tag{3.1}$$

Waarbij α en β bepaald kunnen worden via metingen en kalibratie. In dit rapport wordt vooralsnog een korte volkomen overlaat met scherpe rand beschouwd. (bij een korte overlaat zijn de stroomlijnen boven de kruin gekromd waardoor de drukverdeling boven de kruin niet

hydrostatisch is. Bij een volkomen overlaat heeft het benedenwater geen invloed op de afvoer). Tevens dient de straal belucht te zijn zodat deze niet kan gaan klapperen.

Het debiet voor dit type overlaat wordt als volgt bepaald:

$$q = m \cdot h_0^{3/2} \tag{3.2}$$

Waarbij q het debiet (m^3/s per eenheid van lengte) en h_0 het hoogteverschil tussen de energiehoogte bovenstrooms en de bovenkant van de overlaat (m). Bij lage snelheden aan de bovenstroomse zijde van de overlaat, zoals doorgaans het geval is, is de energiehoogte gelijk aan de waterstand. m is de afvoer coëfficiënt ($m^{1/2}/s$). De afvoer coëfficiënt van een scherpe korte volkomen overlaat is gelijk aan m = 1,7 $m^{1/2}/s$.

De verticale snelheid van de straal op het moment van raken van de achterliggende bekleding is als volgt:

$$U = \sqrt{2ga} \tag{3.3}$$

Waarbij U de verticale snelheid (m/s), g de versnelling als gevolg van de zwaartekracht (m/s^2) en a de verticale afstand tussen de energiehoogte bovenstrooms en het beschouwde niveau waarop de bekleding ligt.

De breedte van de straal volgt uit het debiet en de snelheid van de straal:

$$B = \frac{q}{U} \tag{3.4}$$

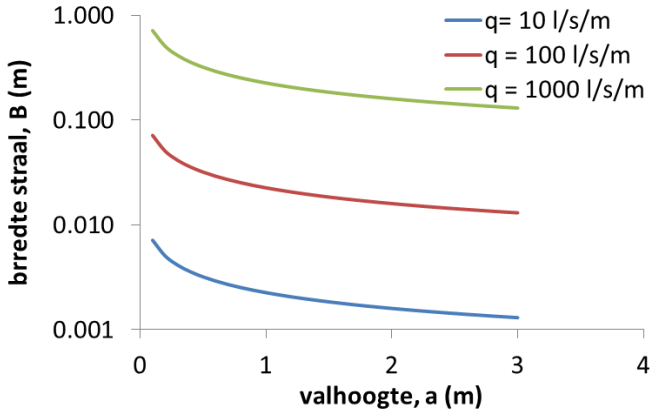
Door substitutie van Vergelijking (3.3) in Vergelijking (3.4) volgt:

$$B = \frac{q}{\sqrt{2ga}} \tag{3.5}$$

Uit substitutie van Vergelijking (3.2) in Vergelijking (3.5) volgt:

$$B = \frac{m \cdot h_0^{3/2}}{\sqrt{2ga}} \tag{3.6}$$

Het verband tussen de valhoogte a, het debiet q en de breedte van de straal B is grafisch weergegeven in Figuur 3.2.



Figuur 3.2 Breedte van de straal als functie van de valhoogte a en het overloopdebiet q (waarbij m = 1,705 $m^{1/2}/s$)

De hierboven beschreven parameters (*q*, *B*, *U*), beschrijven de externe belasting op de achterliggende bekleding. Echter, de externe belasting leidt tot een interne belasting op de bekleding of bekledingselementen. Tussen de externe belasting en de interne belasting is een transfer functie welke onder meer afhankelijk is van het type element. In het geval van zeer open bekledingen zoals bijvoorbeeld breuksteen is deze wisselwerking anders dan bij relatief dichte bekledingen zoals steenzettingen of asfalt.

Er wordt in bovenstaande aanpak aangenomen dat er geen waterlaag op de bekleding benedenstrooms aanwezig is. Indien deze wel aanwezig is zal deze naar verwachting een dempende werking hebben welke in de transfer functie van externe naar interne belasting dient te worden verdisconteerd. Vooralsnog wordt deze dempende werking buiten beschouwing gelaten.

3.3 Sterkte van de bekleding

De sterkte van de bekleding is afhankelijk van het type bekleding. Doorgaans wordt onderscheid gemaakt in breuksteen, gras, steenzettingen en asfalt. Voor een uitgebreide beschrijving van de sterktewerking van deze bekledingstypen wordt verwezen naar de desbetreffende Technische Rapporten. Vooralsnog wordt alleen de sterkte van los gestort granulair materiaal verder uitgewerkt.

De sterkte van losgestort granulair materiaal onder belasting van (turbulente) stroming is, op basis van een krachtsbeschouwing, generiek gegeven door:

$$u_c^2 = K_1 \Delta g d \qquad (3.7)$$

Waarbij u_c de kritieke snelheid (m/s), K_1 een empirisch te bepalen constante, Δ de relatieve dichtheid ($\Delta=(\rho_s-\rho_w)/\rho_w$), g de versnelling als gevolg van de zwaartekracht (m/s^2) en d een representatieve maat voor de diameter van het element is (meestal d_{50}). Een onderbouwing voor Vergelijking (3.7) is onder andere gegeven in Schiereck (2001). Alle bekende formules met betrekking tot stabiliteit van losgestorte materialen zijn gebaseerd op Vergelijking (3.7). De twee bekendst afgeleide formules zijn de formules van Izbash (1930) en Shields. Tevens is in Steenstra (2014) een overzicht gegeven van verschillende theorieën met betrekking tot de stabiliteit van granulair materiaal onder stromingsbelasting.

De ‘verfijning’ op vergelijking (3.7) wordt hier echter niet verder uitgewerkt aangezien alle in de literatuur bekende formules zijn gebaseerd op vrijwel horizontale stroming op losgestorte

materialen op een horizontale ondergrond. Vergelijking (3.7) wordt vooralsnog als uitgangspunt gebruikt maar dient nog beter onderbouwd te worden. Een belangrijk onderdeel hierbij is de verificatie van de aanname dat de verticale stroomsnelheid in de hierboven gegeven schematisatie gelijk is aan de werkelijk optredende horizontale stroomsnelheid.

Een belangrijke voorwaarde voor de hierboven gegeven formules is dat de stroming over (vrijwel) het gehele element plaatsvindt. Uit Figuur 3.2 blijkt dat de breedte van de straal zowel relatief klein (1mm) als relatief groot kan zijn. Het is dus mogelijk dat de breedte van de straal (fors) kleiner is dan de maatgevende diameter van het bekledingselement. In het laatstgenoemde geval kan hiervoor worden gecorrigeerd omdat de uitgeoefende drukken niet op het gehele element worden uitgeoefend maar op een deel hiervan. Hiervoor kan vergelijking (3.7) als volgt worden gecorrigeerd:

$$u_c^2 = K_1 \cdot K_2 \cdot \Delta g d \qquad (3.8)$$

$$K_2 = 1 \qquad \text{indien } \frac{B}{d} \geq 1 \qquad (3.9)$$

$$K_2 = f(\frac{B}{D}) \qquad \text{indien } \frac{B}{d} < 1 \qquad (3.10)$$

Waarbij K_2 een correctiefactor met betrekking tot de (relatieve) breedte van de straal is en een waarde heeft tussen 0 en 1. De waarde van K_2 is onbekend en dient (evenals K_1) experimenteel te worden bepaald.

De hierboven gegeven aanpak is gebaseerd op een aantal aannames. De belangrijkste aanname is dat de verticale stroming representatief is voor de horizontale stroming. Dit is schematisch weergegeven in Figuur 3.3. Indien er geen massa en energieverlies optreedt geldt:

$$u_1 B_1 = u_2 B_2 \qquad (3.11)$$

$$\tfrac{1}{2} \rho v_1^2 B_1 = \tfrac{1}{2} \rho v_2^2 B_2 \qquad (3.12)$$

Hieruit volgt:

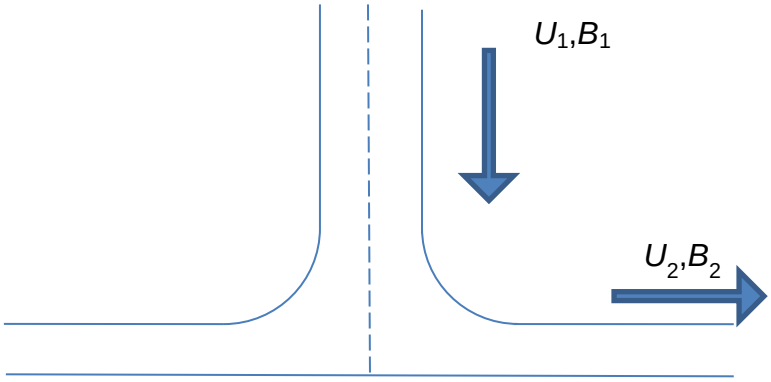
$$u_1 = u_2$$

en

$$B_1 = B_2$$

Hieruit blijkt dat de aanname dat de verticale stroming representatief is voor de horizontale stroming valide is zolang er mag worden aangenomen dat er relatief weinig energieverlies optreedt.

Verder is het hierboven gegeven sterkte model alleen van toepassing op losse elementen waarbij geen cohesie of klemwerking optreedt.



Figuur 3.3 Schematische weergave van gedachtemodel met betrekking tot belasting en granulair materiaal

3.4 Stabiliteit van bekledingen (losgestort granulair materiaal)

3.4.1 Statische en dynamische stabiliteit:
Alvorens in te gaan op de stabiliteit van losgestort granulair materiaal onder een overstortbelasting, wordt ingegaan op de stabiliteit van losgestort granulair materiaal onder golfaanval.

Doorgaans is de stabiliteitsparameter van breuksteen onder golfbelasting geclassificeerd op basis van het stabiliteitsgetal N_s:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \tag{3.13}$$

H_s is de significante golfhoogte (m), Δ is de relatieve dichtheid (-) en D_{n50} is de nominale steendiameter (m). Een kleine waarde van N_s representeert relatief grote elementen en een grote waarde van N_s representeert relatief kleine elementen bij dezelfde golfhoogte.

Bij breuksteen onder golfaanval is het gebruikelijk om te classificeren op basis van de stabiliteit van de elementen. Bij statisch stabiele constructies is geen tot nauwelijks schade aan de bekleding onder ontwerpcondities. Hierbij is schade gedefinieerd als verplaatsing van de elementen. Typische waarden van het stabiliteitsgetal N_s op het buitentalud liggen bij statisch stabiele constructies in de range tussen 1 en 4.

Dynamische stabiele constructies zijn constructies waarbij vervormingen onder golfaanval zijn toegestaan. Dynamisch stabiele constructies hebben een stabiliteitsgetal N_s op het buitentalud welke groter is dan 6.

Het stabiliteitsgetal voor breuksteen onder golfaanval wordt doorgaans als volgt uitgedrukt:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} < K_1^a K_2^b K_3^c \tag{3.14}$$

Waarbij de factoren K_1^a et cetera afhankelijk zijn van de parameters welke de stabiliteit beïnvloeden.

Uiteraard is de bovenstaande formulering en classificatie alleen van toepassing voor breuksteen aan de zeewaartse zijde van een golfbreker of oeverbekleding. Indien de bekleding aan de landzijde is aangebracht zal de golfenergie grotendeels zijn gedissipeerd en zijn de gegeven getallen zoals hierboven niet van toepassing. In Van Gent en Pozueta (2004) en Van Gent (2007) zijn fysieke modeltesten en een afgeleide formule beschreven met betrekking tot de stabiliteit van breuksteen welke op de landzijde van een golfbreker of dijk is geplaatst.

3.4.2 Statisch stabiele constructies onder overstortbelasting

De stabiliteit (*Z*) van losgestort granulair materiaal is hier gedefinieerd als het verschil tussen de sterkte (*R*) en de belasting (S):

$$Z = R - S \tag{3.15}$$

Gebaseerd op de analyse in paragraaf 3.2 en paragraaf 3.3 kan vergelijking (3.15) als volgt worden omgeschreven:

$$Z = u_c^2 - u^2 \tag{3.16}$$

Gebruik makend van vergelijking (3.3) en vergelijking (3.8) :

$$Z = K_1 \cdot K_2 \cdot \Delta gd - 2ga \tag{3.17}$$

Stabiliteit is gegarandeerd indien:

$$Z > 0 \tag{3.18}$$

Ofwel

$$\frac{a}{\Delta d} < \frac{K_1 \cdot K_2}{2} \tag{3.19}$$

$$\frac{a}{\Delta d} < K_3 \qquad \text{waarbij} \qquad K_3 = \frac{K_1 \cdot K_2}{2} \tag{3.20}$$

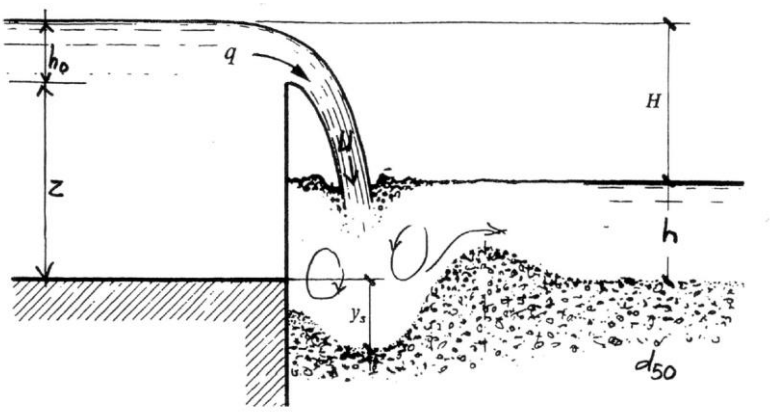
Er is een duidelijke analogie tussen vergelijking (3.14) en vergelijking (3.20) waarneembaar. Wat opvalt, is dat in de hierboven afgeleide formulering er alleen een afhankelijkheid is van de valhoogte *a* en niet van de waterstand boven de kruin h_0 (en dus indirect ook niet van het overslagdebiet *q*). Hierbij is echter aangenomen dat de breedte van de straal *B* groter is dan de maatgevende diameter van het granulair materiaal. Indien dit niet het geval is dan heeft tevens de breedte van de straal *B* invloed (welke is verdisconteerd in vergelijking (3.10)).

3.4.3 Invloed waterstand benedenstrooms van de overlaat

Een belangrijke invloed welke niet in bovenstaande aanpak is meegenomen is de waterstand benedenstrooms van de overlaat. In de aanpak hierboven wordt aangenomen dat er benedenstrooms geen waterlaag aanwezig is. Indien dit wel het geval is dan zal deze naar verwachting een forse demping teweeg brengen. Dit zou in een nadere analyse verder uitgewerkt kunnen worden door een invloedsfactor voor de dempende werken te incorporeren

in de belasting (vergelijking (3.3)). Naar verwachting is de mate van demping ook sterk afhankelijk van het overslagdebiet *q* (bij een hoger overslagdebiet zal de belasting dieper door de waterlaag heen dringen).

Dynamisch stabiele constructies onder overstortbelasting
Bij dynamisch stabiele constructies is de mate van schade afhankelijk van de belastingduur. Na verloop van tijd zal er een erosiekuil gaan ontstaan en zal er na verloop van tijd een evenwichtswaarde gaan ontstaan waarbij er geen verdere schade meer optreedt. De erosiekuil wordt doorgaans geparameteriseerd met behulp van de maximaal optredende diepte y_s. Door Vrijburcht (2004) is dit geschematiseerd zoals is weergegeven in Figuur 3.4.



Figuur 3.4 Schematisatie van een dynamische bekleding (Vrijburcht, 2004)

Vrijburcht (2004) heeft een overzicht gegeven van bestaande formuleringen van situaties welke lijken op de situatie zoals weergegeven in Figuur 3.4 en stelt de volgende formulering voor:

$$y_s = 0.8q^{0.6}H^{0.4}d_{50}^{-0.3}g^{-0.3} - 0.5h \qquad (3.21)$$

Waarin:

y_s	= erosie diepte als evenwichtswaarde	(m)
q	= debiet per meter breedte	(m^2/s)
H	= hoogteverschil boven- en benedenstroomse waterstand	(m)
d_{50}	= diameter korrels of stenen	(m)
g	= versnelling als gevolg van de zwaartekracht	(m/s^2)
h	= waterdiepte benedenstrooms	(m)

Wat opvalt in deze formulering is dat er een afhankelijkheid is van het debiet *q* (en dus impliciet van h_0). In de eerdere (statische) beschouwing was deze afhankelijkheid van *q* er niet. Dit kan worden verklaard doordat er in de statische beschouwing werd aangenomen dat er geen waterlaag op de bekleding lag. In de beschouwing van Vrijburcht (2004) is deze waterlaag wel aanwezig, aangezien er in de ontstane kuil altijd water zal staan. Bij een groot overslagdebiet zal de stroming dieper doordringen in de dempende waterlaag dan bij een klein overslagdebiet.

Wat tevens opvalt in de formulering van Vrijburcht (2004) is dat er geen afhankelijkheid is van de dichtheid van de stenen. Dit is opmerkelijk aangezien de massa van de stenen een grote invloed heeft op de stabiliteit.

In de aanpak van Vrijburcht wordt voorgesteld om bezwijken van de toplaag te berekenen met behulp van vergelijking (3.21). Hierbij wordt aangenomen dat de toplaag bezwijkt indien de rekenkundige erosiediepte y_s een bepaalde waarde overschrijdt. (in de door Vrijburcht gegeven voorbeelden wordt $y_{s,bezwijken}$ gelijkgesteld aan 0,15 m bij stortsteen met een laagdikte van 0,25 m en een d_{50} van 0,1 en 0,15 m). Vervolgens wordt de evenwichtsstand van het onderliggende zandpakket uitgerekend. Hoewel er wordt onderkend dat er geen andere methode bekend is om de stabiliteit van de toplaag te bepalen is het zeer de vraag of dit een valide methode is om bezwijken van de toplaag te bepalen. De erosiediepte in deze aanname is zeer gering ($y_s/d_{50} \approx 1$) en het is zeer de vraag of dit niet (ver) buiten de gevalideerde range ligt van de formulering.

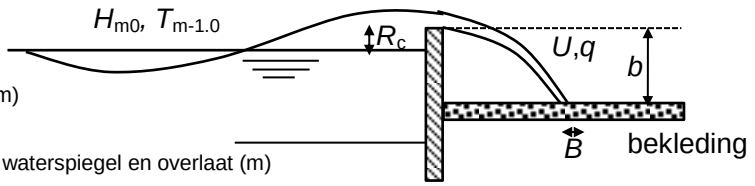
4 Stabiliteit bekleding onder plonsbelasting (Categorie D)

4.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt de stabiliteit van een bekleding beschouwd welke valt te schematiseren als Categorie D (zie Figuur 2.1). Voorwaarden om aan Categorie D te voldoen zijn:

- Er is sprake van enige hoogte (bijvoorbeeld meer dan 0,3 m) tussen het kunstwerk en de achterliggende bekleding waardoor er sprake is van 'vallend water'
- Het golfoverslagdebiet is aanzienlijk.

De belasting wordt gevormd door overstortend water dat vanaf een zekere hoogte op de achterliggende bekleding stort. Dit is schematisch weergegeven in Figuur 3.1.



H_{m0} = significante golfhoogte (m)
$T_{m-1.0}$ = spectrale golfperiode (s)
h_0 = verticale afstand tussen waterspiegel en overlaat (m)
U = snelheid water (m/s)
q = debiet (m^3/s per eenheid van lengte)
b = representatieve valhoogte (m)
B = breedte van de impactstraal op de bekleding (m)

Figuur 4.1 Schematisatie van de belasting van overstortende straal over een scherpe rand bij een volkomen overlaat op een achterliggende bekleding (non-impulsive: de golven breken niet voor de wand)

4.2 Belastingen

De belasting wordt gevormd door een serie onregelmatige plonsen. Een plons is een hoeveelheid water welke over de verticale wand slaat en op de achterliggende bekleding valt. In eerste instantie wordt een analogie gemaakt met bestaande kennis van golfoverslagprocessen over een verticale wand. De bestaande kennis hierover is gebundeld in de EurOtop manual (EurOtop, 2007). Deze kennis is voornamelijk gebaseerd op onderzoek welke is beschreven in Bruce et al (2001) en Wolters et al (2005).

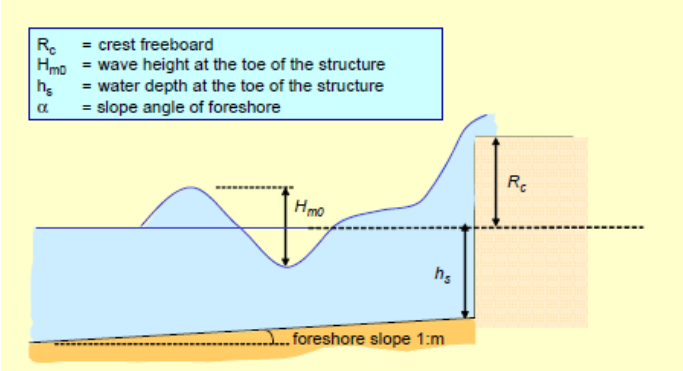
Onderscheid wordt gemaakt tussen twee verschillende situaties. Het eerste geval betreft de situatie waarbij de waterdiepte voor de verticale wand relatief groot is en de golven niet of nagenoeg niet worden beïnvloedt door de teen van de constructie of het voorliggende talud. Dit typen golven worden 'non-impulsive' golven genoemd en breken niet voor de verticale muur waardoor er geen sprake is van een impact tegen de muur. Dergelijke golven slaan over de verticale muur heen en geven een relatief gelijkmatige belasting. Dit is schematisch weergegeven in Figuur 4.1.

Golven welke worden beïnvloedt door de waterdiepte of de taludhelling voor de muur ('impulsive waves') kunnen tegen de muur breken wat kan leiden tot een grote omhoog spuitende (en weer neerkomende) straal water.

De mate van 'impulsiveness' van de golven worden uitgedrukt met de zogenaamde impulsiveness parameter h_*:

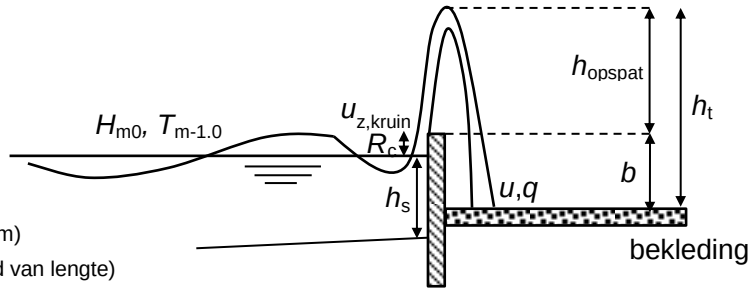
$$h_* = 1.35 \frac{h_s}{H_{m0}} \frac{2\pi h_s}{g \cdot T_{m-1,0}^2} \tag{4.1}$$

Non-impulsive condities: $h_* > 0{,}3$
Impulsive condities: $h_* < 0{,}2$



Figuur 4.2 Schematisatie van golfoverslag bij een verticale muur (EurOtop Manual, 2007)

In de EurOtop Manual zijn probabilistische en deterministische formules weergegeven voor zowel impulsive en non-impulsive condities. Met behulp van deze formules kan het gemiddelde golfoverslagdebiet, de verdeling van golfoverslagvolumes en verticale snelheden worden berekend. Er wordt opgemerkt dat de EurOtop Manual recenter is dan de Leidraad Kunstwerken (LK, 2003). De gegeven formules wijken echter af. Het verdient aanbeveling om een keuze te maken tussen de genoemde sets formules.



$T_{m-1.0}$ = spectrale golfperiode (s)
H_{m0} = significante golfhoogte (m)
q = debiet (m^3/s per eenheid van lengte)
h_t = totale valhoogte van het water (m)
h_{opspat} = verticale afstand tussen hoogste punt opspattend water en kruin (m)
$u_{z,kruin}$ = verticale snelheid water ter plaatse van de kruin (m/s)
b = verticale afstand tussen bekleding en kruin

Figuur 4.3 Schematisatie van zogenaamde impulsive wave: de golf breekt tegen de verticale wand en spuit omhoog.

Conform de benadering zoals deze is gegeven in Hoofdstuk 3 is de verticale snelheid op de achter het kunstwerk liggende bekleding u als belastingmaat aangenomen. Om deze verticale snelheid te bepalen is allereerst de valhoogte h_t van het water benodigd. De valhoogte van het water is het hoogste punt van het opspattende water ten opzichte van de kruin plus de verticale afstand tussen de te beschouwen bekleding en de kruin:

$$h_t = h_{opspat} + b \tag{4.2}$$

De opspattende hoogte h_{opspat} kan worden bepaald door:

$$h_{opspat} = \frac{u_{z,kruin}^2}{2g} \tag{4.3}$$

De verticale snelheid van het water ter plaatse van de kruin is beschreven in Bruce et al (2002):

$$u_{z,kruin} = \alpha c_i \tag{4.4}$$

Waarbij α empirische waarde is en c_i de golfvoortplantingssnelheid.

α heeft een waarde tussen 6 en 10 bij impulsive condities en een waarde van 2,5 bij non-impulsive condities. Dit is gebaseerd op fysieke model proeven. Hierbij zijn 14 testen met 1000 onregelmatige golven uitgevoerd waarbij de 20 grootste overslag gebeurtenissen zijn beschouwd. Dit betrof kleinschalige testen waarbij de significante golfhoogte gelijk was aan 5,2 cm tot 8,2 cm. Het bepalen van de waarde α is op basis van het gemiddelde van de hoogste 4% waarden van u_z.

c_i gelijk is aan de golfvoortplantingssnelheid:

$$c_i = \sqrt{gh_s} \tag{4.5}$$

Vergelijking (4.5) is alleen van toepassing voor ondiep water (kh_s << 1). Diep water condities worden vooralsnog buiten beschouwing gelaten (in dat geval zal de golf ook niet breken en is er sprake van non-impulsive condities).

Door bovenstaande vergelijkingen te combineren is de totale valhoogte van het water gelijk aan:

$$h_t = \tfrac{1}{2}\alpha^2 h_s + b \tag{4.6}$$

De verticale snelheid van het water ter plaatse van de bekleding kan als volgt worden bepaald:

$$u = \sqrt{2gh_t} \tag{4.7}$$

Na substitutie:

$$u = \sqrt{g \cdot (\alpha^2 h_s + 2b)} \tag{4.8}$$

Een voorwaarde hiervoor is uiteraard dat de opspathoogte h_{opspat} een grotere waarde heeft dan de kruinhoogte (anders kan het water niet over de kruin slaan):

$$h_{opspat} > R_c \tag{4.9}$$

Ofwel

$$\tfrac{1}{2}\alpha^2 h_s > R_c \tag{4.10}$$

4.3 Sterkte

Voor de sterkte van de bekleding wordt een analogie gemaakt met de sterkte van een bekleding zoals deze is beschreven in paragraaf 3.3. Daarbij is de sterkte van niet-cohesief losgestort materiaal omschreven als:

$$u_c^2 = K_1 \cdot K_2 \cdot \Delta g d \tag{4.11}$$

4.4 Stabiliteit

In lijn met de analyse in paragraaf 3.4 wordt de stabiliteit van granulair materiaal als volgt beschreven:

$$Z = u_c^2 - u^2 \tag{4.12}$$

Door substitutie van vergelijking (4.8) en vergelijking (4.11) in vergelijking (4.12) verkrijgt men:

$$Z = K_1 K_2 \Delta g d - g(\alpha^2 h_s + 2b) \tag{4.13}$$

Stabiliteit is gegarandeerd indien:

$$Z > 0 \tag{4.14}$$

Ofwel

$$\frac{\alpha^2 h_s + 2b}{\Delta d} \le K_1 K_2 \tag{4.15}$$

Waarbij

α	= empirische waarde op basis van Bruce et al (2002). α = 6-10 (impulsive condities) α = 2,5 (non-impulsive condities)	(-)
h_s	= waterdiepte direct voor de kerende wand	(m)
b	= verticale afstand tussen de bekleding en de bovenzijde van de kerende wand	(m)
Δ	= relatieve dichtheid van het granulair materiaal; $\Delta = (\rho_s - \rho_w)/\rho_w$)	(-)
d	= maatgevende diameter van het granulair materiaal	(m)
K_1	= een empirisch te bepalen constante	(-)
K_2	= een empirisch te bepalen constante indien de waterstraal kleiner is dan de maatgevende diameter van het granulair materiaal	(-)

Wat opvalt in deze formulering is dat er geen directe afhankelijkheid is van de golfparameters zoals bijvoorbeeld de significante golfhoogte H_{m0} en de spectrale golfperiode $T_{m-1.0}$. Indirect is deze afhankelijkheid er wel omdat er een ondiep water conditie wordt aangenomen (zie vergelijking (4.5)) en de orde grootte van de golfhoogte en golfperiode gekoppeld is aan de waterdiepte voor de kerende wand, h_s, welke wel is opgenomen in de formulering. Uiteindelijk vertaalt dit zich in de waarde van de empirische waarde *α*.

5 Discussie en conclusies

Er is weinig kennis over de stabiliteit van bekledingen onder overstortbelasting (Categorie C) en plonsbelasting (Categorie D). In de voorgaande hoofdstukken is een eerste aanzet gegeven voor de fysische werking. Er dient echter onderkend te worden dat er in deze eerste aanzet meerdere grote aannames zijn gedaan welke geverifieerd dienen te worden. De afleidingen in de voorgaande hoofdstukken dienen daarom alleen beschouwd te worden als een eerste aanzet voor een inhoudelijke discussie met betrekking tot de stabiliteit van bekledingen. De gegeven formuleringen kunnen niet worden gebruikt ten behoeve van toetsing of ontwerp van bekledingen welke onderhavig zijn aan plonsbelasting of overstortbelasting. Er zijn te veel aannames welk niet zijn geverifieerd en er zijn verschillende empirische coëfficiënten welke niet kwantitatief zijn bepaald.

Bij vrijwel alle typen bekledingen onder golfaanval zijn de stabiliteitsmodellen (semi-) empirisch. Voor breuksteen, gras en steenzettingen zijn de afgelopen decennia vele (schaal)proeven uitgevoerd welke als basis fungeren voor de bestaande stabiliteitsmodellen. Deze proeven zijn uitgevoerd in golfgoten zoals bijvoorbeeld de Scheldegoot (kleinschalig) en de Deltagoot (grootschalig) van Deltares.

Gezien de analogie tussen bekledingen onder golfaanval en bekledingen onder overstortbelasting (Categorie C) en plonsbelasting (Categorie D) wordt aanbevolen om fysieke proeven uit te voeren teneinde een eerste indruk te krijgen van de stabiliteit van bekledingen onder een dergelijke belasting.

Tevens kan een uitgebreidere literatuurstudie worden overwogen waarbij onder andere een analogie kan worden gezocht met de belasting achter stuwdammen waarbij ook waterstralen van grote hoogte naar beneden vallen. Tevens kan een analyse worden gemaakt op basis van drukken in plaat van snelheden.

De stabiliteit wordt bepaald door de belasting en de sterkte van de bekleding. De belasting bestaat uit een externe belasting en een transfer naar de interne belasting. In essentie zijn er twee typen externe belastingen beschouwd: overstort (Categorie C) en plonsbelasting (Categorie D). In de praktijk zullen er naar verwachting ook situaties voorkomen waarbij zowel overstortbelasting als plonsbelasting tegelijkertijd optreden. De interne belasting is afhankelijk van het type bekleding (veelal uitgedrukt in een leklengte) en of er een (dempende) waterlaag op de bekleding aanwezig is. De sterkte van de bekleding wordt gevormd door het eigen gewicht en eventueel aanwezige cohesie, klemming of een andere vorm van samenhang van de bekleding.

Gezien het grote aantal (theoretische) combinaties tussen het type belasting en het type bekledingen verdient het aanbeveling om te prioriteren alvorens verder onderzoek hiernaar uit te voeren.

6 Referenties

Bruce, T., Allsop, N. W. H., & Pearson, J., 2002, Hazards at coast and harbour seawalls velocities and trajectories of violent overtopping jets. *Proc. 28th Int. Conf. on Coastal Eng., Cardiff, pp 2216–2226*

Deltares, 2015, WTI2017-CTK, Achtergrondrapportage toetsspoor hoogte (in voorbereiding), Deltares rapport, 1209438

EurOtop, 2007, EurOtop, Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual

Izbash, S.V., 1935, Construction of Dams by dumping of stone in running water. Moscow-Leningrad

Schiereck, G.J., 2001, Introduction to Bed, bank and shore protection, ISBN 90-407-1683-8, NUR 956

Shields, A., (1936), Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung [Application of similarity mechanics and turbulence research on shear flow] . Mitteilungen der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau (in German) 26. Berlin: Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau.

Steenstra, R.S., Incorporation of the effects of accelerating flow in the design of granular bed protections, MSc thesis, Delft, University of Technology, 12 March 2014

TAW, 2002, Technisch Rapport Golfoploop en Golfoverslag bij Dijken, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, mei 2002

Van der Meer, J.W., 2000, Kerende hoogte kunstwerken (methodiek), WL | Delft Hydraulics, J.W. van der Meer, rapport nr. i336, 2000

Van Gent, M.R.A. and B. Pozueta (2004). Rear-side stability of rubble mound structures.ASCE, Proc. 29th ICCE 2004, Lisbon. p. 3481-3493

Van Gent, M.R.A. (2007), *Rear side stability of rubble mound structures with crestelements'*, Proceedings Coastal Structures 2007, Venice, 2-4 July 2007, World Scientific. p. 19-30.

Vrijburcht, A., 2004, Aanbeveling "Overloop van coupures en sluisdeuren" RWS/BWD/NIC/A.Vrijburcht/08.07.2004/Concept3

Wolters, G., Müller, G., Bruce, T. & Obhrai, C. 2005 Large scale experiments on wave downfall pressures on vertical and steep coastal structures. *Proc. ICE, Maritime Engineering, 158, pp137-145*