

Reststerkte van dijken na initiële schade

SBW-reststerkte fase 1: inventarisatie



Reststerkte van dijken na initiële schade

SBW-reststerkte fase 1: inventarisatie

Mark Klein Breteler
Robert 't Hart
Henk Verheij
Han Knoeff

1200393 / 1202122

Titel

Reststerkte van dijken na initiële schade

Opdrachtgever

Waterdienst

Project

1200393 / 1202122

Kenmerk

1200393-002-HYE-0010

Trefwoorden

Restveiligheid, waterkeringen, dijken, reststerkte, klei-erosie

Samenvatting

Het onderzoeksprogramma Sterkte en Belastingen Waterkeringen (SBW) heeft als doel het invullen van de belangrijkste kennisleemtes voor een scherper beeld van de veiligheid van primaire waterkeringen tegen overstromingen.

Een van de projecten is SBW-Reststerkte. De reststerkte is het waterkerend vermogen dat overblijft na initiële schade aan een dijk. Het wordt uitgedrukt als de tijdsduur tussen het optreden van initiële schade tot het doorbreken van de dijk. Het onderzoek richt zich op de gevolgen na de volgende initiële mechanismen: het uitlichten van één of meer stenen uit een steenzetting, of een doorgaande scheur of gat in een asfaltbekleding, erosie van gras (tenminste 30x30 cm² en 20 cm diep), piping, macro-instabiliteit, micro-instabiliteit en erosie binnentalud door golfoverslag. Ten aanzien van de reststerkte na het optreden van piping, macro-instabiliteit en erosie binnentalud door golfoverslag wordt gebruikgemaakt van de resultaten van ander (SBW-) onderzoek.

Het doel van het reststerkte-onderzoek is enerzijds het kwantificeren van het proces na het optreden van initiële schade tot het optreden van een bres in de dijk, en anderzijds hiermee (bouwstenen voor) een toetsmethodiek en toetscriteria afleiden op basis van een veiligheidsbeschouwing.

De kwantificering van het proces van de schadegroei vanaf initiële schade tot het optreden van een bres maakt het mogelijk een verantwoord criterium te kiezen voor het toetsen van dijken, dat nog voldoende restveiligheid waarborgt. Dit maakt het mogelijk om scherper te toetsen.

Het onderhavige verslag is het resultaat van de inventarisatiefase van het onderzoek. Het omvat een afbakening van het onderzoek, inventarisatie van dijkprofielen, literatuurstudie, voorlopig rekenmodel voor reststerkte op basis van de beschikbare kennis, plan voor vervolgonderzoek en haalbaarheidsstudie van het vervolgonderzoek. Het betreft alleen dijken en geen duinen of kunstwerken. Het bevat de volgende delen:

- 1 Algemene aspecten en samenvatting
- 2 Reststerkte van een zanddijk bekleed met een kleilaag, geotextiel, granulair filter en steenzetting
- 3 Reststerkte van een zanddijk bekleed met asfalt
- 4 Reststerkte van een kleidijk met gras (rivierdijken)
- 5 Rol van micro-instabiliteit bij reststerkte
- 6 Reststerkte van de kleilaag
- 7 Reststerkte van de zandkern

In de literatuur zijn beschrijvingen van modelonderzoek en de resulterende formules, beschrijvingen van praktijkschades, en rekenmodellen gevonden. Deze informatie vormt een waardevolle start van het onderzoek, maar is nog geenszins een antwoord op de onderzoeksvraag. Gezien deze vele kennisleemtes is een plan voor vervolgonderzoek opgesteld. Dit omvat grootschalig onderzoek in de Deltagoot van Deltares, kleinschalig modelonderzoek, principeproeven, bureaustudies en numerieke simulaties.

Uitdrukkelijk wordt gesteld dat het huidige rapport geen toetsmethodiek tracht voor te schrijven, maar slechts onderzoeksresultaten presenteert.




Titel
SBW-reststerkte

Opdrachtgever Waterdienst **Project** 1200393 / 1202122 **Kenmerk** 1200393-002-HYE-0010 **Pagina's** 515

Referenties

Projectleider Waterdienst:

- tot 1 augustus 2009: Remco Schrijver
- 1 augustus 2009 tot 1 december 2009: Hans Drost
- na 1 december 2009: Marcel Bottema

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1.0	9-9-2009	M. Klein Breteler		J.W. van der Meer M. Van		M.R.A. van Gent	
2.0	2-11-2009	M. Klein Breteler		J.W. van der Meer M. Van		M.R.A. van Gent	
3.0	15-6-'10	M. Klein Breteler		J.W. van der Meer M. Van		M.R.A. van Gent	
4.0	20-12-'10	M. Klein Breteler		J.W. van der Meer M. Van		M.R.A. van Gent	

Inhoud:

- Deel 1: Algemene aspecten en samenvatting**
- Deel 2: Reststerkte van dijk bekleed met steenzetting en kleilaag**
- Deel 3: Reststerkte van dijk met asfalt op zand**
- Deel 4: Reststerkte van een kleidijk met gras (rivierdijken)**
- Deel 5: Rol van micro-instabiliteit bij reststerkte van dijken met zandkern**
- Deel 6: Reststerkte van de kleilaag**
- Deel 7: Reststerkte van de zandkern**

Projectnummer: 1200393

SBW-reststerkte

Deel 1

Algemene aspecten en samenvatting

**Mark Klein Breteler
Robert 't Hart
Henk Verheij
Han Knoeff**

Inhoud

1	Inleiding	1
2	Dijken in Nederland	5
3	Initiële mechanismen en reststerkte	13
4	Reststerktecomponenten	19
5	Belasting	23
5.1	Voorgescreven hydraulische randvoorwaarden: HR2006	23
5.2	Belang van belastingverloop voor reststerkte	25
6	Resultaten deelonderzoeken inventarisatiefase	27
6.1	Reststerkte van de toplaag van gezette steen, het filter en het geotextiel	27
6.2	Reststerkte van dijk met asfalt op zand	30
6.2.1	Literatuurstudie	31
6.2.2	Schadeontwikkeling van een asfaltbekleding op zanddijk	32
6.3	Reststerkte kleidijk met gras	35
6.4	Rol van micro-instabiliteit bij reststerkte van dijken met zandkern	37
6.4.1	Procesbeschrijving	37
6.4.2	Beschikbare modellen	38
6.4.3	Relevantie voor Nederlandse praktijk	39
6.5	Reststerkte van de kleilaag	39
6.6	Reststerkte van de zandkern	42
6.7	Schatting orde grootte van de reststerktecomponenten	43
7	Voorstellen vervolgonderzoek	45
7.1	Reststerkte van dijk met de steenzetting, kleilaag en zandkern	45
7.1.1	Beschrijving van het vervolgonderzoek	45
7.1.2	Haalbaarheid van het vervolgonderzoek	47
7.2	Reststerkte van dijk met asfalt en zandkern	48
7.2.1	Bureaustudies fase 2 reststerkte van dijk met asfalt en zandkern	49
7.2.2	Laboratoriumonderzoek fase 2 reststerkte van dijk met asfalt en zandkern	50
7.2.3	Verificatie in fase 3	52
7.2.4	Haalbaarheid van het vervolgonderzoek	52
7.3	Reststerkte van kleidijk met grasbekleding	53
7.4	Micro-instabiliteit	54
7.5	Piping	56
7.6	Veiligheidsbeschouwing	56
7.7	Plan voor geavanceerde toetsing met reststerkte	59
7.8	Samenvattend verslag	61
8	Conclusies	63
9	Referenties	65

Lijst van begrippen

Begrip	Omschrijving
Belastingduur	De tijdsduur dat een bepaald onderdeel van de dijk belast wordt door golven of stroming.
Bresgroei	Het breder worden van het gat in de dijk als gevolg van het de polder instromende water. Bresgroei begint als de reststerkte is opgebruikt en een initiële bres is ontstaan. Het is een niet te stoppen proces en leidt tot inundatie.
Dijkdoorbraak	Het moment waarop de kruin zo laag geworden is ten opzichte van de waterstand dat een niet te stoppen proces van bresgroei leidt tot inundatie.
Initiële schade	Zodra de hydraulische belasting zodanige schade heeft veroorzaakt dat er onderhoud nodig is, omdat anders een relatief snel voortgaand proces van degeneratie kan optreden.
Initieel mechanisme	Een fysisch proces dat optreedt als gevolg van de hydraulische belasting, en dat initiële schade tot gevolg heeft.
Oversterkte	Het verschil tussen de sterkte volgens de huidige rekenmodellen (met een veiligheidsmarge) en de werkelijk aanwezige sterkte.
Reststerkte	De tijdsduur tussen initiële schade en dijkdoorbraak (initiële bres).
Reststerktecomponent	Een deel van reststerkte van de dijk, die verzorgd wordt door een onderdeel van de dijk. Voorbeelden van reststerktecomponenten zijn de reststerkte van de kleilaag of van de toplaag van gezette steen. De reststerkte van de dijk wordt aangenomen gelijk te zijn aan de som van alle relevante reststerktecomponenten. De reststerkte van een component is in die zin een bijdrage aan de reststerkte van de dijk.
Restveiligheid	De kans op een dijkdoorbraak als het toetscriterium is overschreden.
Stormduur	Ten aanzien van waterkeringen langs de kust: de totale duur dat de stormopzet groter is dan nul. Ten aanzien van waterkeringen in het rivierengebied: totale duur dat de windsnelheid groter is dan normaal.
Toplaag	De laag gezette stenen in een steenzetting. De bovenste laag van een grasbekleding waarin de wortels zich bevinden (zie Figuur 6.5).
Veiligheidsbeschouwing	Een risico-analyse door het inventariseren van mogelijke gebeurtenissen, kansen en gevolgen, en het meewegen van onzekerheden. Dit kan bijvoorbeeld door middel van probabilistische berekeningen en het kwantificeren van de faalkans, maar ook door middel van scenario-analyses. Het kan daarbij ook een afweging inhouden van wat acceptabel is.
Zode	De bovenste laag van een grasbekleding waarin de meeste wortels zich bevinden (zie Figuur 6.5).

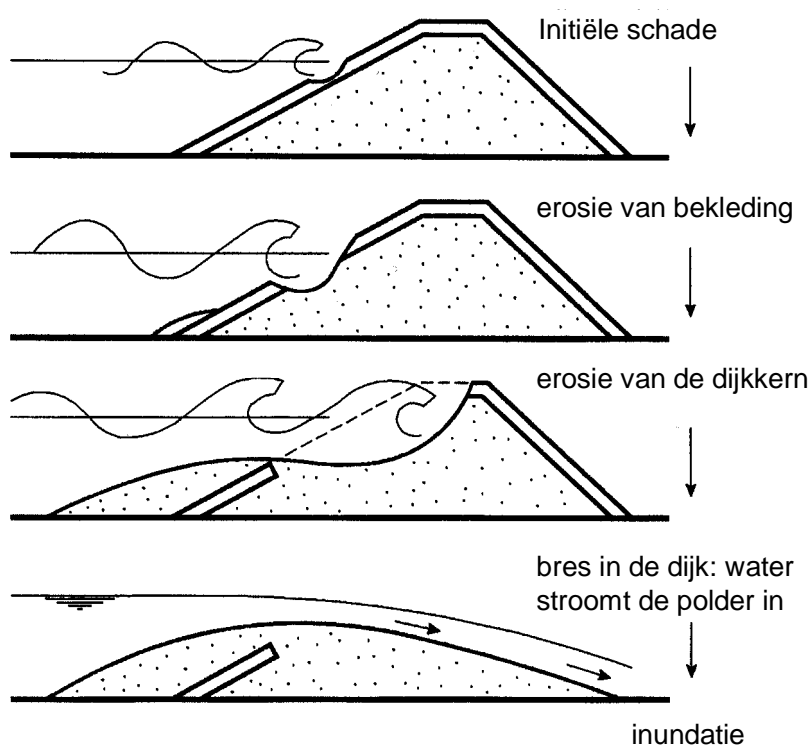
1 Inleiding

Het onderzoeksprogramma Sterkte en Belastingen Waterkeringen (SBW) heeft als doel het invullen van de belangrijkste kennisleemtes voor een scherper beeld van de veiligheid van primaire waterkeringen tegen overstromingen.

Het SBW programma bestaat uit een aantal projecten, waarvan 7 gericht zijn op de sterktekant en de overige op de belastingenkant. Een van die 7 is het project SBW-Reststerkte. De reststerkte is het waterkerend vermogen dat overblijft na initiële schade aan een dijk. Het wordt meestal uitgedrukt als de tijdsduur tussen het optreden van initiële schade tot het doorbreken van de dijk, waarbij het initiële mechanisme bijvoorbeeld het uitlichten van één steen uit de steenzetting kan zijn, of een doorgaande scheur in het asfalt, etc..

Als er sprake is van een *vervolgmechanisme*, zoals een vervolgfascuiving zonder erosie, dan gaat het om de waarschijnlijkheid dat dit vervolgmecanisme optreedt en leidt tot een doorbraak.

Dit is een belangrijke kennisleemte in relatie tot het toetsen van waterkeringen en het bepalen van de overstromingskans. Dit laatste wordt in de nabije toekomst steeds belangrijker nu ook een concreet tijdpad is uitgezet voor de overstap van de deterministische toetsing naar een beoordeling op basis van overstromingskansen (Ontwerp Beleidsnota Waterveiligheid, 22 december 2008).

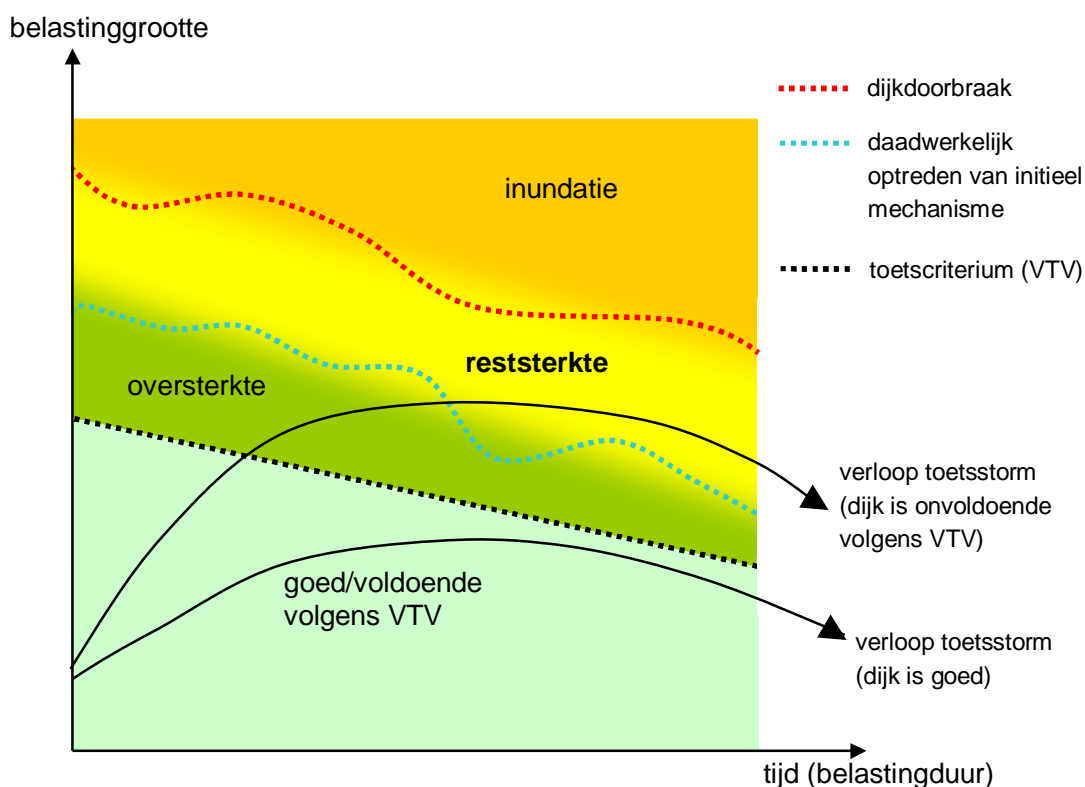


Figuur 1.1 Schematische weergave van erosieproces van initiële schade tot inundatie

Het doel van het reststerkte-onderzoek is enerzijds het kwantificeren van het proces na het optreden van initiële schade tot het optreden van een bres in de dijk, en anderzijds hiermee (bouwstenen voor) een toetsmethodiek en toetscriteria afleiden op basis van een

veiligheidsbeschouwing (zie par. 7.6). Het onderzoek richt zich op dijken, en niet op duinen en kunstwerken.

In dit verband is ook het verschil tussen de toetscriteria en het daadwerkelijk optreden van een initieel mechanisme relevant. In WV21 wordt dit de 'oversterkte' genoemd. Als de bekleding voldoet aan de toetscriteria van de VTV, dan is er een kleine kans dat er tijdens de toetsomstandigheden schade optreedt. Meestal zal de belasting nog iets moeten toenemen voordat daadwerkelijk een initieel mechanisme zal optreden. Dit is in Figuur 1.2 schematisch weergegeven.



Figuur 1.2 Schematische weergave van huidige toetscriterium, daadwerkelijk optreden van initiële mechanisme en reststerkte

De kwantificering van het proces van de schadegroei vanaf initiële schade tot het optreden van een bres maakt het mogelijk een verantwoord criterium te kiezen voor het toetsen van dijken, dat nog voldoende restveiligheid waarborgt. Dit maakt het mogelijk om scherper te toetsen. Als na het optreden van een initieel mechanisme het nog zeer lang duurt voordat er een substantiële erosie van de dijk is opgetreden en er gevaar voor een dijkdoorbraak dreigt, kan soepeler omgegaan worden met dit initiële mechanisme. Dan is het mogelijk om in de formules voor dit mechanisme een kleinere veiligheidsmarge te hanteren. Op deze wijze draagt reststerkte bij aan het scherper toetsen. Zo kan een kleine overschrijding van een criterium uit de VTV beschouwd worden in de context van de restveiligheid die dan nog resteert.

Hierbij is een goede veiligheidsbeschouwing van essentieel belang. Dat is nader beschreven in paragraaf 7.6.

Het scherper toetsen verkleint de oversterkte. In die zin heeft het onderzoek naar reststerkte invloed op de grootte van de oversterkte.

Steeds wordt vastgehouden aan het principe dat de dijk zonder noodmaatregelen, zoals het plaatsen van zandzakken tijdens de storm, het water moet kunnen keren.

Het onderzoek "SBW Reststerkte" bestaat uit zeven deelprojecten:

- 1 Reststerkte van een dijk met kern van keileem (na het falen van de steenzetting op het buitentalud) (meerdijk)
- 2 Reststerkte van een zanddijk bekleed met een kleilaag, geotextiel, granulair filter en steenzetting (na het falen van de steenzetting) (zee- of meerdijk)
- 3 Reststerkte van een zanddijk bekleed met asfalt (na het gescheurd raken van het asfalt) (zeedijk)
- 4 Reststerkte van een kleidijk met gras (rivierdijken) (na schade aan het gras op het buitentalud)
- 5 Microstabiliteit bij rivierdijken met zandkern, ook na het optreden van macro-instabiliteit binnenwaarts
- 6 Reststerkte van een dijk met kruin en binnentalud van gras, na het falen van die bekleding als gevolg van golfoverslag (zowel zee-, meer- als rivierdijk, met zandkern en kleikern)
- 7 Communicatietraject en samenvattend verslag in de vorm van ENW Technisch Rapport

Het eerste deelproject is reeds in 2006/2007 uitgevoerd. Het onderzoek is daarna in november 2008 van start gegaan met de eerste fase voor de deelprojecten 2 tot en met 5 en een communicatieplan voor deelproject 7.

Deze eerste fase betreft een inventarisatie, waarvan de belangrijkste elementen zijn:

- Inventarisatie van dijkprofielen;
- Literatuurstudie m.b.t. reststerkte van een dijk;
- Opstellen van een voorlopig rekenmodel voor reststerkte op basis van de beschikbare kennis;
- Haalbaarheidsstudie van het reststerkteonderzoek;
- Plan van aanpak voor vervolgonderzoek.

Voor een gedetailleerd overzicht van de werkzaamheden wordt verwezen naar het projectplan (Klein Breteler en Muttray, 2008). Het onderzoek richt zich op de meestvoorkomende dijken in Nederland.

Dit deelverslag (Deel 1) geeft de belangrijkste conclusies van het onderzoek in de eerste fase. Meer details zijn te vinden in de thematische achtergrond delen (Deel 2 t/m 7). Het verslag bestaat uit de volgende delen:

- 1 Algemene aspecten en samenvatting (onderhavige deel)
- 2 Reststerkte van dijk bekleed met steenzetting en kleilaag
- 3 Reststerkte van dijk met asfalt op zand
- 4 Reststerkte van een kleidijk met gras (rivierdijken)
- 5 Rol van micro-instabiliteit bij reststerkte van dijken met zandkern
- 6 Reststerkte van de kleilaag
- 7 Reststerkte van de zandkern

In de delen 2 t/m 4 is ook aandacht voor de relevantie van dit onderzoek.

Na een korte omschrijving van de meestvoorkomende dijken in Nederland in hoofdstuk 2 en de belangrijkste initiële schademechanismen in hoofdstuk 3 van dit deel 1, volgt in hoofdstuk

4 een opdeling van reststerkte in reststerktecomponenten. In dit verband wordt er gewerkt met de volgende definities:

- Reststerkte (van de dijk): tijdsduur tussen het moment van initiële schade aan de dijk, tot het ontstaan van een bres in de dijk (kruin verlaagd tot onder de waterlijn).
- Reststerktecomponent: een deel van reststerkte van de dijk, die verzorgd wordt door een onderdeel van de dijk. Voorbeelden van reststerktecomponenten zijn de reststerkte van de kleilaag of van de toplaag van gezette steen. De reststerkte van de dijk wordt verondersteld gelijk te zijn aan de som van alle relevante reststerktecomponenten. De reststerkte van een component is in die zin een bijdrage aan de reststerkte van de dijk.
- Reststerkte van de kleilaag: tijdsduur vanaf het begin van erosie van de kleilaag, tot het moment waarop de kleilaag zodanig is geërodeerd dat de ondergrond wordt blootgesteld aan de belasting. Dit is een voorbeeld van een reststerktecomponent.

We realiseren ons dat bovenstaande definities niet in alle gevallen volledig en dekkend zijn. Zo moet bij de reststerkte van de kleilaag een keuze gemaakt worden of het gaat om de tijdsduur totdat de eerste zandkorrel onder de kleilaag bloot komt te liggen, of dat het om een oppervlak van bepaalde grootte gaat. Een dergelijke verfijning van de definities wordt op een praktische wijze ingevuld tijdens het vervolgonderzoek. Hierbij wordt aangesloten op de wijze waarop het erosieproces zich voltrekt, en de opbouw van de meestvoorkomende dijken.

In hoofdstuk 5 komt aan de orde dat de reststerkte niet alleen een eigenschap is van de dijk, maar ook afhankelijk is van de grootte van de belasting en het belastingverloop in de tijd. Doorgaans is er echter wel één maatgevend scenario van schadegroei, waardoor bij een gekozen belastingscenario de reststerkte één waarde heeft.

Hoofdstuk 6 geeft een samenvatting van deel 2 t/m 7 van dit verslag, terwijl in hoofdstuk 7 een samenvatting is gegeven van de plannen voor vervolgonderzoek. In hoofdstuk 8 wordt afgesloten met conclusies.

Uitdrukkelijk wordt gesteld dat het huidige rapport geen toetsmethodiek tracht voor te schrijven, maar slechts onderzoeksresultaten presenteert.

2 Dijken in Nederland

Het reststerkte-onderzoek richt zich op dijken uit de categorie 'primaire waterkeringen' zoals omschreven in het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV2006). Er kunnen daarbij vier typen dijken onderscheiden worden:

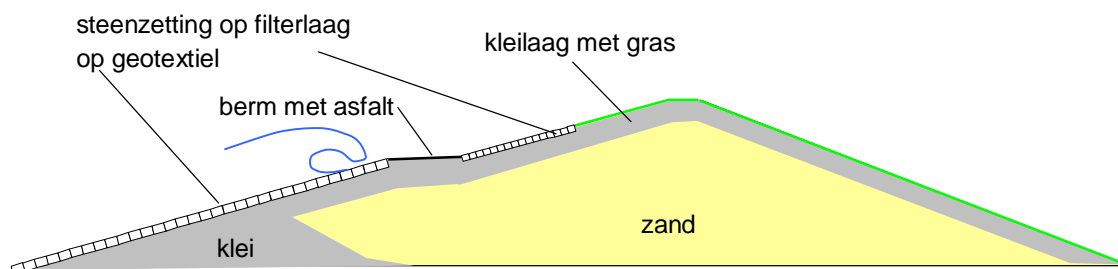
- 1 Zeedijken
- 2 Meerdijken
- 3 Dijken langs de benedenrivieren
- 4 Dijken langs de bovenrivieren

Duinen en kunstwerken vallen buiten het kader van dit onderzoek.

Onderstaand zijn de opbouw van deze dijken en de maatgevende belastingen kort belicht. Het onderzoek wordt gericht op dijken met een normale opbouw, waar het merendeel van de dijken toe behoort (naar schatting 70 à 90%).

Zeedijken

Zeedijken hebben doorgaans een harde bekleding van gezette steen of asfalt tot ruim boven het toetspeil en daarboven een bekleding van gras op een kleilaag. Ook de kruin en het binnentalud zijn bekleed met gras op een kleilaag. Onder laagwater (GLW) bestaat de harde bekleding doorgaans uit breuksteen.



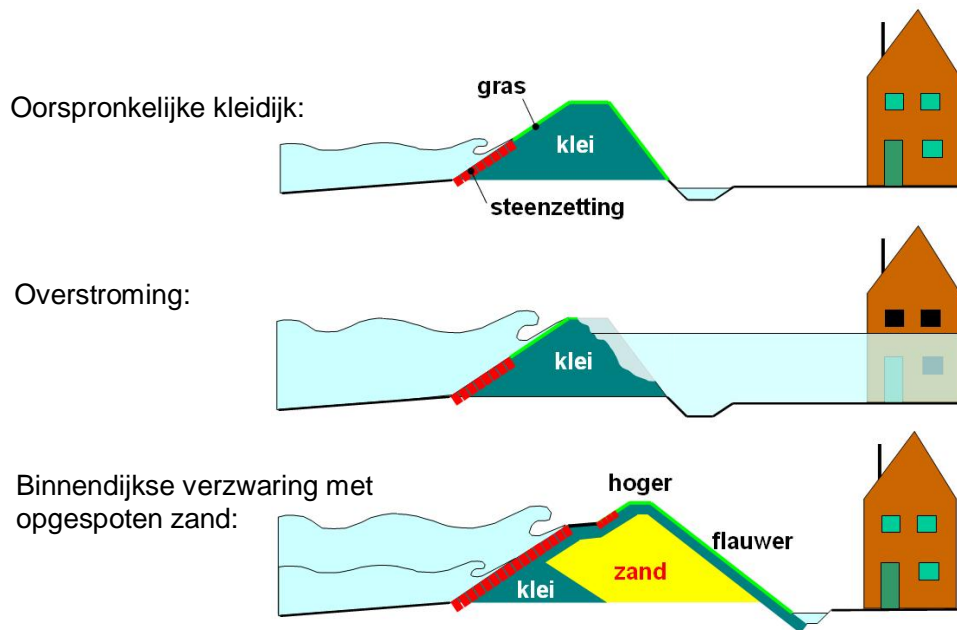
Figuur 2.1 Verticale dwarsdoorsnede van dijk met steenzetting in de golfaanvalzone en gras op de kruin en binnentalud

In Zeeland bestaat vaak de gehele harde bekleding boven een niveau dat ongeveer overeenkomt met GLW uit gezette steen en is er een berm in de buurt van het toetspeil aanwezig. De helling van dit buitentalud is doorgaans 1:3 à 1:4. De berm heeft meestal een talud van ongeveer 1:10 à 1:20 en heeft vaak een breedte van 2 à 5 m. De breedte van de kruin is doorgaans vrij smal, namelijk ongeveer 2 m (zie Figuur 2.1).

Het binnentalud van gras op een kleilaag van 50 à 80 cm heeft een talud van ongeveer 1:3, met vrijwel nooit een binnenberm.

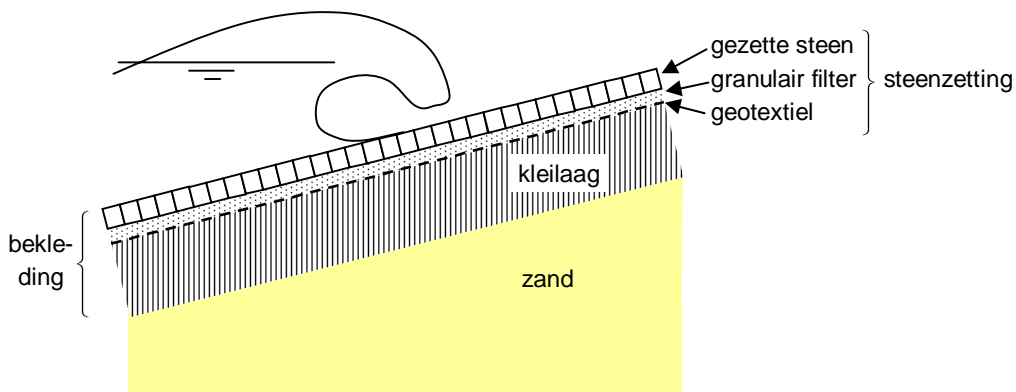
Omdat dijken lang geleden al van klei waren opgebouwd, en pas later vaak aan de binnenzijde zijn verhoogd en verbreed door zand op te spuiten, is er vaak een kleikade in de dijk aanwezig aan de zeezijde. Dit is schematisch weergegeven in Figuur 2.2.

Hier en daar, zoals de verbindende waterkeringen in Zeeland, zijn er ook dijken waar de kleikade bij de teen niet aanwezig is, en er in plaats daarvan een mijnsteenlade is toegepast.



Figuur 2.2 Opbouw van dijk als gevolg van historische ontwikkeling bij binnendijkse verzwarening met opgespoten zand. De oude kleidijk is deels gebruikt als kleibekleding.

De opbouw van een veelvoorkomende Zeeuwse bekleding van gezette steen is te zien in Figuur 2.3. De kleilaag heeft vaak een dikte van 0,5 à 1,0 m.



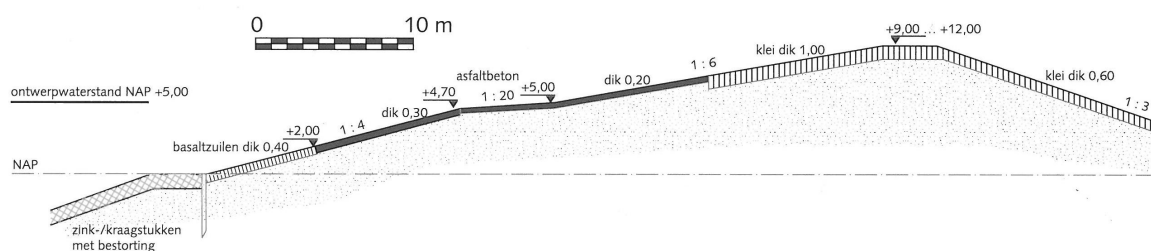
Figuur 2.3 Verticale dwarsdoorsnede van dijkbekleding met toplaag van gezette steen

Langs de Waddenzeekust langs het Friese en Groningse vasteland komen veel dijken voor met een asfaltbekleding direct op zand. Ook langs de Noordzeekust zijn een paar dijken, waarvan de meesten met asfalt zijn bekleed (zie Figuur 2.4). Dit asfalt is toegepast vanaf ongeveer het niveau van gemiddelde hoogwater (GHW) tot ruim boven het toetspeil. Daarboven en op het binnentalud is de dijk, net als in Zeeland, bekleed met gras op een kleilaag.

Rond het toetspeil is vaak weer een berm aanwezig van 2 à 5 m breedte en helling van ca 1:10 à 1:15. Het asfalt heeft doorgaans een taludhelling van ongeveer 1:3,5 à 1:4,5 (zie Figuur 2.4).

Tussen GLW en GHW is vaak een steenzetting toegepast met een taludhelling van 1:3 à 1:4 op een kleilaag of kleikade.

Het grootste deel van de dijk kern bestaat uit zand.



Figuur 2.4 Verticale dwarsdoorsnede van dijk met steenzetting in de tijzone en daarboven asfalt (Den Helder)

Op zeedijken komen bijzondere constructies minder voor dan op rivierdijken. Gedacht kan worden aan uitwateringssluizen, lichtmasten, trappen, et cetera.



Figuur 2.5 Zeedijk bij Den Helder

De belasting op zeedijken wordt gekenmerkt door een relatief kortdurende periode van hoog water (hooguit enkele tientallen uren) en zware golfaanval. Door de aanwezigheid van het getij en de vrij grote stormopzet (waterstandsverhoging door de storm) wordt elk deel van de dijkbekleding slechts enkele uren belast door de golven.

De significante golfhoogte onder maatgevende omstandigheden is langs de Zeeuwse estuaria en in de Waddenzee ongeveer $H_s = 1,0$ m tot $3,0$ m. Langs de Noordzeekust zijn de golven hoger, maar daar komen weinig dijken voor. Bij Westkapelle en de Pettemer Zeewering is de significante golfhoogte ca. $4,5$ m.

De belasting door stroming is van ondergeschikt belang.

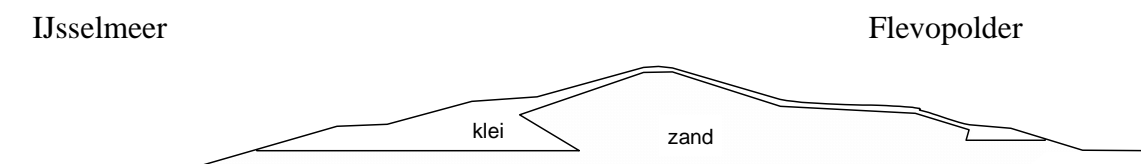
Meerdijken

Ook de primaire waterkeringen langs de meren hebben doorgaans een harde bekleding, waarbij steenzettingen meer voorkomen dan asfalt. Tot iets boven het normale meerpeil bestaat de bekleding uit breuksteen, en daarboven is het talud bekleed met een steenzetting. De taludhelling kan plaatselijk heel steil zijn (tot wel 1:1) maar is op de meeste plaatsen 1:3 à 1:3,5. In Noord-Holland zijn de taludhellingen steiler dan in Friesland.



Figuur 2.6 Markermeerdijk bij Almere

Wat minder vaak dan op zeedijken is er een berm ter plaatse van de maatgevende waterstand. Vanaf de berm of iets boven de maatgevende waterstand tot en met de kruin en het binnentalud bestaat de bekleding uit gras op een kleilaag. Soms zijn er in de golfoploopzone blokjes op klei toegepast, doorgroeit met gras.

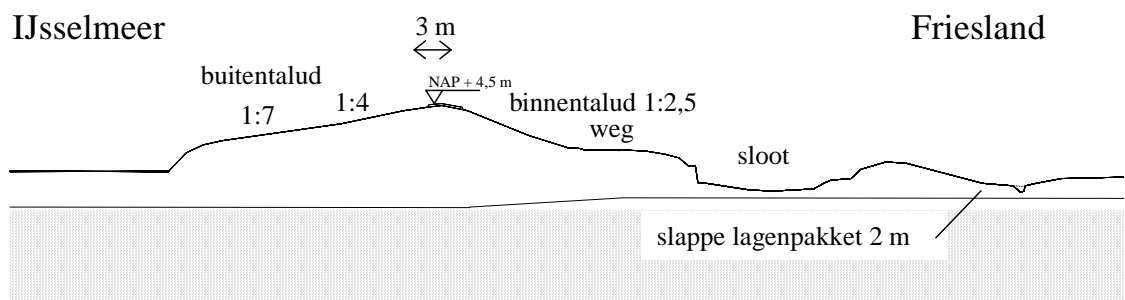


Figuur 2.7 Karakteristieke dijkopbouw langs Oostelijk Flevoland (Calle e.a. 2002)

De kruin is doorgaans smal, 1 à 2 m. Langs zuidelijk Flevoland ligt er een verkeersweg op de kruin, en vaak ook nog een fietspad op de berm (zie Figuur 2.6). Deze dijken zijn daardoor relatief breed. Ook door binnendijkse of buitendijkse inrichting kan de waterkering zeer breed zijn.

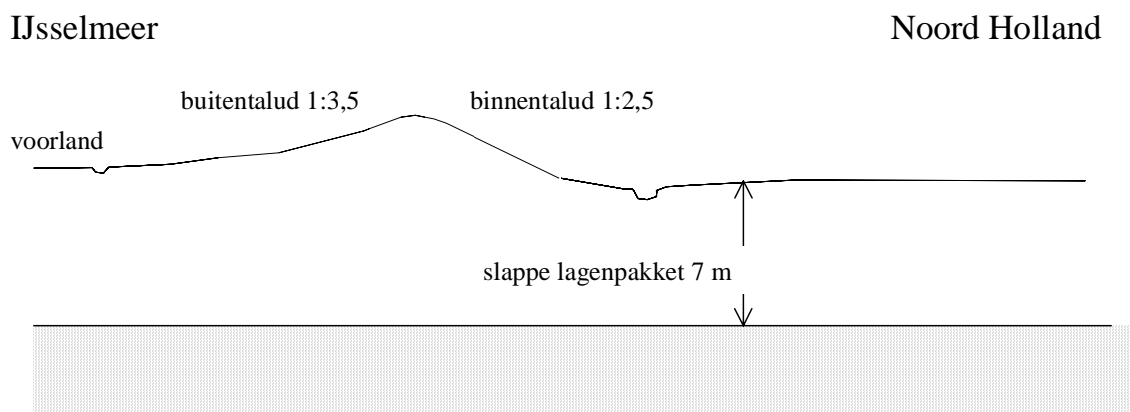
De kern van de dijk kan bestaan uit klei, keileem en/of zand. Het aandeel dijken met een kern die voornamelijk uit klei of keileem bestaat is veel groter dan bij zeedijken, zeker wat betreft de dijken die de afgelopen 50 jaar niet grootschalig zijn verzwwaard.

De oude dijken langs het IJsselmeer hebben een wat andere opbouw. In Friesland is vaak het onderste deel van het buitentalud vrij flauw, en het bovenste deel ongeveer 1:4. Het binnentalud is steil (1:2 à 1:2,5) met dikwijls een weg op een binnenberm, zie Figuur 2.8.



Figuur 2.8 Karakteristieke dijkopbouw langs Friese IJsselmeerkust (Calle e.a. 2002)

IJsselmeerdijken van Noord Holland komen qua geometrie en bodemopbouw overeen met dijken in het benedenrivierengebied. In Figuur 2.9 is een karakteristiek dwarsprofiel van een IJsselmeerdijk in Noord Holland gegeven.



Figuur 2.9 Karakteristieke dijkopbouw langs Hollandse IJsselmeerkust (Calle e.a. 2002)

Bijzondere constructies, zoals uitwateringssluizen, trappen en lichtmasten, komen wat vaker voor dan langs de kust.

Tijdens extreme omstandigheden zal door scheefstand van het wateroppervlak de waterstand aan de oostelijke zijde van de meren 1 à 2,5 m hoger zijn dan normaal, en aan de westelijke zijde tussen enkele decimeters en ca 1 m. Dan bestaat de belasting uit golven met een hoogte van 1 à 2 m.

De belasting door stroming is van ondergeschikt belang.

Benedenrivierdijken

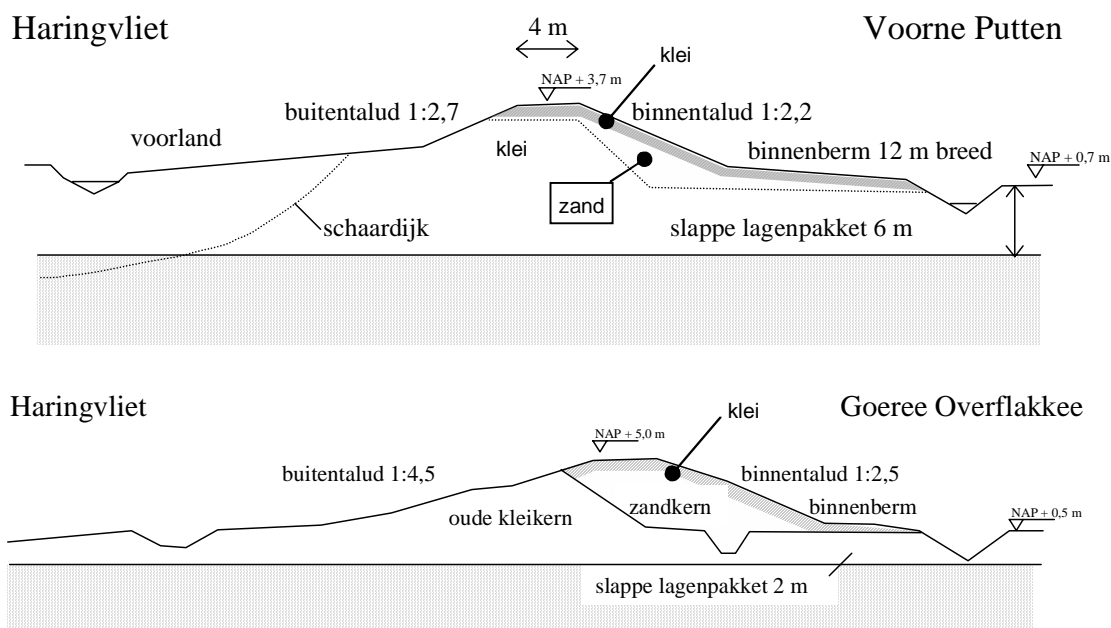
Afhankelijk van de locatie kan een rivierdijk in het benedenrivierengebied een smalle dijk zijn met gras zonder bijzonderheden (zoals langs het Hollands Diep) of met opritten, een weg en huizen op of tegen de dijk (zoals in Zuid-Holland).



Figuur 2.10 Rivierdijk met weg, bebouwing en opritten

De bekleding is vaak van gras, maar kan ook bestaan uit een steenzetting (vaak toegepast op schaaldijken, zoals langs de IJssel bij Kampen). Bekledingen van asfalt komen vrijwel niet voor.

Het komt relatief vaak voor dat de rijweg op de kruin gefundeerd is in een laag zand, dat soms ook tot net naast de weg doorloopt. Verder bestaat de kern van de dijk vaak uit klei (zie Figuur 2.11). In een aanzienlijk deel van de gevallen is dit vrij schrale klei. In gebieden met veel bebouwing komen ook dijkvakken voor met een damwand erin.



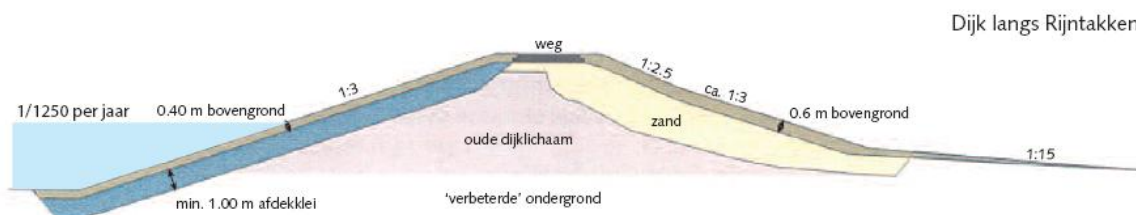
Figuur 2.11 Dijkprofielen langs het Haringvliet (Calle e.a. 2002)

De belasting van de benedenrivierdijken ten westen van Dordrecht bestaat uit een voor rivierdijken relatief korte hoogwaterstand (enkele tientallen uren) en golven van enkele decimeters tot circa 1 m. Gedurende die tijd loopt de waterstand ongeveer lineair op met 1 à 2 m en daalt vervolgens weer ongeveer lineair (HR2006).

De belasting door stroming is op winterdijken van ondergeschikt belang, omdat de belasting door golven zwaardere eisen stelt dan die door stroming. Op sommige locaties, zoals bij schaaldijken of in sommige buitenbochten, kan stroming wel een belangrijkere belasting zijn dan golven.

Bovenrivierdijken

Verder naar het oosten spreken we van het bovenrivierengebied en is de duur van de hoogwaterstand veel langer (orde een week). Maar ook daar loopt de waterstand ongeveer lineair op met 1 à 2 m en daalt vervolgens weer ongeveer lineair (HR2006).



Figuur 2.12 Typisch profiel van een dijk langs de Rijntakken (Silva en van Velzen 2008).

De golfhoogte tijdens extreme omstandigheden is in het bovenrivierengebied wat kleiner dan in het benedenrivierengebied, namelijk golfhoogtes tot ongeveer een halve meter. Ook hier is de belasting door stroming meestal van ondergeschikt belang.

De geometrie, opbouw en lokale bijzonderheden zijn vergelijkbaar met die in het beneden-rivierengebied: er is zeer veel variatie.

3 Initiële mechanismen en reststerkte

De belangrijkste schademechanismen van dijken worden beschouwd tijdens de vijfjaarlijkse toetsing (VTV2006). Deze mechanismen zijn (zie ook Figuur 3.1):

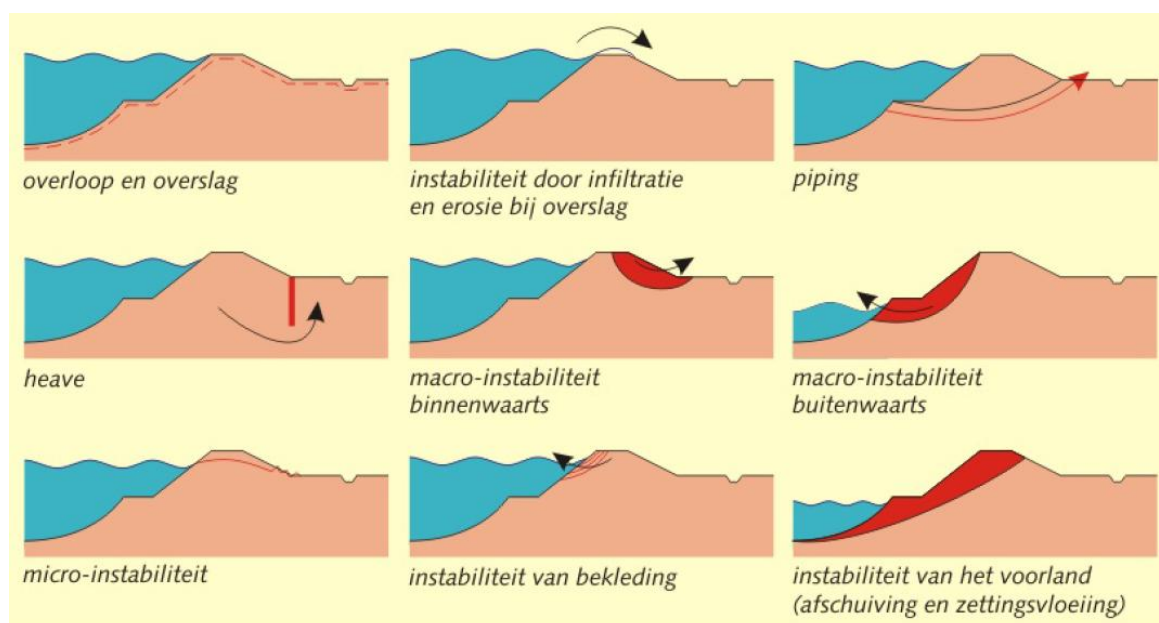
1 Mechanismen gerelateerd aan de hoogte van de dijk:

- erosie van de bekleding op de kruin en het binnentalud door golfoverslag
- afschuiving van het binnentalud (gras) door te veel overslag
- teveel golfoverslag ten aanzien van begaanbaarheid van de dijk en de mogelijkheden voor afvoer en berging

2 Mechanismen gerelateerd aan de stabiliteit van de dijk:

- erosie of instabiliteit van de bekleding op het buitentalud door golven en/of stroming
- macrostabiliteit binnenwaarts (bij MHW)
- macrostabiliteit buitenwaarts (na MHW)
- microstabiliteit binnentalud
- zandmeevoerde wellen (piping)
- heave
- stabiliteit vooroever

3 Mechanismen gerelateerd aan de niet waterkerende objecten



Figuur 3.1 Belangrijkste initiële mechanismen (VTV 2006)

Voor het beoordelen van het mechanisme 'erosie of instabiliteit van de bekleding op het buitentalud' moet zowel een belasting door golven als door stroming beschouwd worden. Bij de meeste Nederlandse dijken is de belasting door golven echter veel zwaarder dan die door stroming, waardoor volstaan kan worden met een beoordeling op golfbelasting. Het huidige onderzoek richt zich daarom voorlopig uitsluitend op golfbelasting. Wel wordt er rekening mee gehouden dat stroming de erosie door golfbelasting kan versnellen.

Concrete voorbeelden van instabiliteit van de bekleding door golfbelasting zijn het uitgelicht raken van een steen uit de steenzetting, of het ontstaan van een scheur in asfalt. Er is op dat moment weliswaar sprake van 'schade' aan de steenzetting of het asfalt, maar er is nog geen

sprake van 'falen' van de bekleding. Falen wordt geassocieerd met functieverlies, terwijl de functie van de bekleding het beschermen van de ondergrond tegen erosie door golven en stroming is. Die functie wordt nog steeds vervuld als er één steen uit de steenzetting weg is, want het filter en het geotextiel beschermen nog steeds de onderliggende kleilaag. De dijk faalt zodra er een bres is ontstaan, want dan stroomt er water doorheen en vervult hij de functie van 'waterkering' niet meer.

Schade aan steenzettingen kwam, voor de uitvoering van de huidige renovatie, veelvuldig voor (zie bijvoorbeeld Figuur 3.2). Dit leidde tot enige erosie van de onderliggende kleilaag, maar voor zover bekend nooit tot een doorbraak. De golfhoogte was wel wat kleiner dan tijdens ontwerp- of toetsomstandigheden.

Ook schade aan asfalt komt geregeld voor (zie Figuur 3.3), zonder dat dit tot een dijkdoorbraak leidt. Die schade is veelal overigens geen gevolg van golfaanval.



Figuur 3.2 *Schade aan de steenzetting kwam vroeger veel voor maar leidde voor zover bekend nooit tot dijkdoorbraak*



Figuur 3.3 *links: geregeld voorkomende naden in asfalt; rechts: zeer zeldzame beschadiging van zandasfalt.*

In het rivierengebied is piping (zandmeevoerende wel) een relatief veelvoorkomend fenomeen (zie Figuur 3.4). Bij hoogwater neemt de beheerder direct actie door rond de wel zandzakken te plaatsen, zodat erger voorkomen wordt.

De huidige toetsmethode is er op gericht vast te stellen of de initiële mechanismen kunnen optreden tijdens de maatgevende omstandigheden. Door onzekerheden omtrent de eigenschappen van de bekleding, dijkopbouw en waterspanningen, en onzekerheden in de rekenmethodiek is het nodig een veiligheidsmarge aan te houden (zie restveiligheid in Figuur 1.2). Zo wordt gestreefd naar een voldoende kleine kans op het optreden van het initiële mechanisme. Deze werkwijze staat het scherp toetsen in de weg. Immers: na het optreden van het initiële mechanisme, is er nog de reststerkte die ook bijdraagt aan de veiligheid. Door die bijdrage aan de veiligheid mee te nemen, kan er scherper worden getoetst.

De totale veiligheidsmarge is namelijk opgebouwd uit de restveiligheid (marge tussen het toetscriterium en het werkelijk optreden van initiële schade) en de reststerkte (marge tussen initiële schade en de dijkdoorbraak), zie Figuur 1.2. In de afleiding van de huidige toetsregels is alleen de marge tussen het toetscriterium en het werkelijk optreden van de initiële schade beschouwd, terwijl ook de marge tussen initiële schade en de dijkdoorbraak aanzienlijk kan zijn. Door deze laatste marge (deels) te benutten, kan de eerste marge verantwoord verkleind worden.

Daarnaast biedt kwantitatieve kennis over de reststerkte inzicht in de veiligheid van de waterkeringen, dat nodig is voor de overstap naar een overstromingskansbenadering.



Figuur 3.4 Piping (zandmeevoerende wel) in binnendijkse sloot.



Figuur 3.5 Erosie van het binnentalud door golfoverslag (proef op Waddenzeedijk)

Het reststerkte-onderzoek in het kader van SBW richt zich op de kwantificering van de reststerkte na het optreden van een initieel mechanisme. Vervolgens wordt dit gebruikt om samen met een inventarisatie van onzekerheden te komen tot een veiligheidsbeschouwing (zie par. 7.6) op basis waarvan (bouwstenen voor) een toetsmethode met reststerkte wordt

afgeleid. Deze toetsmethode zal voorlopig nog alleen toegepast worden in een geavanceerde toetsing.

Als de consequenties van een initieel mechanisme betrekkelijk gering zijn, en het daarna nog lang duurt voordat de dijk doorbreekt, zal dit leiden tot een versoepeling van de toetsmethode (minder streng criterium) voor het betreffende initiële mechanisme. Als echter de consequenties van een initieel mechanisme direct desastreus zijn, is het zelfs denkbaar dat de huidige toetsmethode zou moeten worden aangescherpt (strenger criterium).

Steeds wordt vastgehouden aan het principe dat de dijk zonder maatregelen tijdens de storm, zoals het plaatsen van zandzakken, het water moet kunnen keren.

De reststerkte is in dit verband de tijdsduur tussen het ontstaan van initiële schade en het falen van de dijk. De soorten initiële schade zijn gegeven in Figuur 3.1, en worden onderstaand nader gespecificeerd.

De meest voorkomende bekledingen op dijken zijn steenzettingen, asfalt en gras. Initiële schade aan een dergelijke bekleding is als volgt gedefinieerd:

- Tenminste één steen uit de steenzetting gelicht
- Een scheur of een gat in het asfalt met een nog nader te bepalen grootte
- Graserosie met een oppervlak van tenminste $30 \times 30 \text{ cm}^2$ en bovendien tenminste 20 cm diep.

Het is te verwachten dat in de loop van het onderzoek bovenstaande definities nog nader aangescherpt zullen worden. Daarnaast moet ook voor andere mechanismen een heldere definitie gegeven worden voor initiële schade, in relatie tot reststerkte.

Het falen van de dijk treedt op zodra de dijk zijn waterkerende functie verliest. Er is dan doorgaans sprake van een bres in de dijk en er stroomt zoveel water door de dijk dat dit een gevaar vormt voor de mensen en eigendommen in de polder. Dit komt over het algemeen neer op een kruinverlaging tot onder de waterlijn.

Dit betekent dat een dijk nog niet aan het falen is als er sprake is van een grote hoeveelheid golfoverslag. Meestal is de hoeveelheid golfoverslag zodanig dat dit geborgen kan worden in sloten en kanalen van de polder en leidt dit slechts tot overlast. Uiteraard kan de grote hoeveelheid golfoverslag wel leiden tot schade aan de dijk die uiteindelijk leidt tot falen.

Deze definitie van falen brengt met zich mee dat het overlopen van de dijk (waterstand staat boven de kruin) zowel een initieel mechanisme is, als een toestand waarbij er falen van de dijk optreedt. In dat geval is de reststerkte dus gelijk aan nul.

Hierbij wordt de situatie met een klein beetje hogere waterstand dan de kruinhoogte in combinatie met een overstroombare dijk bewust buiten beschouwing gelaten.

De grootte van de reststerkte is niet alleen afhankelijk van de eigenschappen van de dijk, maar ook van de grootte en het verloop van de belasting. Hoe groter de belasting, hoe kleiner over het algemeen de reststerkte. Dat maakt dat de term "reststerkte" niet ideaal is, maar omdat dit al ingeburgerd is geraakt, wordt er geen nieuwe term geïntroduceerd.

De overige initiële mechanismen (van grondmechanische aard) zijn als volgt gedefinieerd:

- Piping: als er sprake is van een zandmeevoerende wel. De toetsing richt zich op een kritieke lengte van de pipe.
- Heave: als de opwaartse kracht als gevolg van de waterdruk groter is dan het gewicht van de grond aan de binnenzijde van de dijk, en de grond (tenminste enkele centimeters) omhoog komt.

- Macro-instabiliteit: zodra een deel van de dijk zijn evenwicht verliest en dreigt af te schuiven, hetgeen leidt tot scheuren in of nabij de kruin, en/of vervorming van het binnen- of buitentalud. De toetsing richt zich op een toelaatbare (zeer kleine) vervorming.
- Micro-instabiliteit: vervorming (afschuiven of opdrukken), of erosie, van het binnentalud als gevolg van een hoge freatische lijn in de dijk.
- Instabiliteit van het voorland: grootschalige vervorming van de dijk door een evenwichtsverlies als gevolg van een onvoldoende stabiel voorland. Dit leidt tot scheuren in of nabij de kruin, en/of vervorming van het buitentalud.

In dit verband is het goed om onderscheid te maken tussen het initiële mechanisme (het fysische proces) en het toetscriterium. Bij piping bijvoorbeeld, is het initiële mechanisme het optreden van een zandmeevoerende wel. De toetsing richt zich echter op het ontstaan van een pipe met een bepaalde kritieke lengte. Vervolgens worden er rekenmodellen gebruikt die een veilige schatting geven van de lengte van de pipe.

Een dergelijk verschil is ook te zien bij andere mechanismen. De ruimte tussen het toetscriterium en het daadwerkelijk optreden van een initieel mechanisme wordt 'oversterkte' genoemd (zie Figuur 1.2).

De reststerkte na sommige van deze initiële mechanismen wordt niet onderzocht in het kader van het onderzoek van SBW-reststerkte, omdat:

- De reststerkte na het optreden van piping en heave onderzocht wordt in het project SBW-piping
- De reststerkte na het optreden van macro-instabiliteit onderzocht is in het kader van Delft Cluster en de resultaten van dat onderzoek zullen worden overgenomen in het eindverslag van SBW-reststerkte. Voor het geval dat na het optreden van macro-instabiliteit een vergrote infiltratie leidt tot het optreden van micro-instabiliteit, is er echter nog wel nader onderzoek naar de grootte van de reststerkte nodig.
- De reststerkte na instabiliteit van het voorland valt buiten het kader van dit onderzoek, onder andere vanwege de waarschijnlijk geringe reststerkte en grote onzekerheid ten aanzien van de invloed van het voorland.

Daardoor wordt van de grondmechanische initiële mechanismen in het kader van SBW-reststerkte alleen nader onderzoek uitgevoerd naar de reststerkte na het optreden van micro-instabiliteit (of micro-instabiliteit na macro-instabiliteit).

In deze fase wordt verder ook geen aandacht besteed aan de reststerkte van het gras op het binnentalud bij golfoverslag. Dit onderwerp wordt thans onderzocht in SBW-overslag en daarom wordt er eerst gewacht op die resultaten alvorens te bezien of er nog additioneel onderzoek op het gebied van reststerkte noodzakelijk is.

4 Reststerktecomponenten

In het vorige hoofdstuk zijn de initiële mechanismen beschreven die kunnen leiden tot een dijkdoorbraak, en daarbij is geconcludeerd dat nader onderzoek nodig is naar de reststerkte na de volgende mechanismen:

- Reststerkte na schade aan een steenzetting
- Reststerkte na schade aan een asfaltbekleding
- Reststerkte na schade aan een grasbekleding op het buitentalud
- Reststerkte na het optreden van micro-instabiliteit als initieel mechanisme, en als vervolg op het optreden van macro-instabiliteit

In combinatie met de beschrijving van de dijken in Nederland van hoofdstuk 2, leidt dit tot de volgende onderwerpen die nader onderzocht moeten worden (afbakening):

- Reststerkte van dijken met steenzetting, filterlaag, geotextiel, kleilaag en zandkern in de golfaanvalzone, en gras op een kleilaag op de bovenste helft van de golfploopzone, de kruin en het binnentalud
- Reststerkte van dijken met een bekleding van asfalt op zand in de golfaanvalzone, en gras op een kleilaag op de bovenste helft van de golfploopzone, de kruin en het binnentalud
- Reststerkte van rivierdijken van klei met gras in de golfaanvalzone, gericht op het erosieproces na initiële schade aan het buitentalud (kleikern)
- Rol van micro-instabiliteit bij reststerkte, na micro- of macro-instabiliteit als initieel mechanisme.

Voor rivierdijken wordt de aandacht volledig gericht op dijken met een kleikern. Doorgaans is deze klei van vrij schrale kwaliteit. Voorlopig worden dijken met zandkern buiten beschouwing gelaten, omdat deze in de minderheid zijn, en omdat de reststerkte bij dergelijke dijken veel minder is.

Onderstaand is het proces van toenemende schade (erosie) aan een dijk beschreven voor elk van deze gevallen (zie ook Figuur 4.2). Dit leidt uiteindelijk tot de identificatie van een aantal reststerkte-componenten. Het kwantificeren van deze reststerkte-componenten, en de samenhang ervan, leidt tot de bouwstenen waarmee de reststerkte van de meeste Nederlandse dijken kan worden gekwantificeerd.

Golfbelasting speelt een cruciale rol in het erosieproces na schade aan de bekleding.

1. Erosieproces na schade aan een steenzetting op een kleilaag
 - Steen wordt uit de steenzetting gelicht (initieële schade);
 - Gat in steenzetting groeit;
 - Filterlaag spoelt weg;
 - Geotextiel is aan golfaanval blootgesteld en kan scheuren of los laten;
 - Erosie van kleilaag en eventueel oude kleikern;
 - Erosie van zandkern;
 - Erosie bereikt achterkant van de kruin, verdere erosie heeft verlaging van de kruin tot gevolg (initieële bres).
2. Erosieproces na schade aan asfalt op zand
 - Initiële schade bestaat uit een scheur of gat in het asfalt, ontstaan door ouderdom of tijdens extreme golfbelasting

- Het onderliggende zand spoelt uit door de scheur of het gat en ondermijnt het asfalt
- Als een groot oppervlak van het asfalt is ondermijnd, breken asfaltschollen af en worden door de golfaanval weggespoeld.
- Erosie van zandkern;
- Erosie bereikt achterkant van de kruin, verdere erosie heeft verlaging van de kruin tot gevolg (initiële bres).

3. Erosieproces na schade aan een grasbekleding op een kleikern (rivierdijk)

- De golfbelasting (golfklappen) leidt tot lokale erosie van de grasmat (initiële schade betreft een oppervlak van tenminste 30x30 cm² en bovendien tenminste 20 cm diep).
- Doorgaande golfbelasting en/of stromingsbelasting maakt gat in de grasmat steeds groter en dieper
- Zodra het oppervlak van het gat groot genoeg is, speelt het omliggende gras geen rol meer en kan de erosie ongestoord steeds dieper de dijk in.
- De weg op de dijk wordt ondermijnd en zal verzakken, waarbij het een deel van de erosie blokkeert.
- Zodra de asfaltschollen van de weg zijn weggespoeld, kan de erosie de binnenzijde van de dijk bereiken
- Verdere erosie heeft verlaging van de kruin tot gevolg (initiële bres)



Figuur 4.1 Macro-instabiliteit binnenwaarts waarbij de kruin grotendeels op hoogte is gebleven, en micro-instabiliteit als vervolgmechanisme dreigt

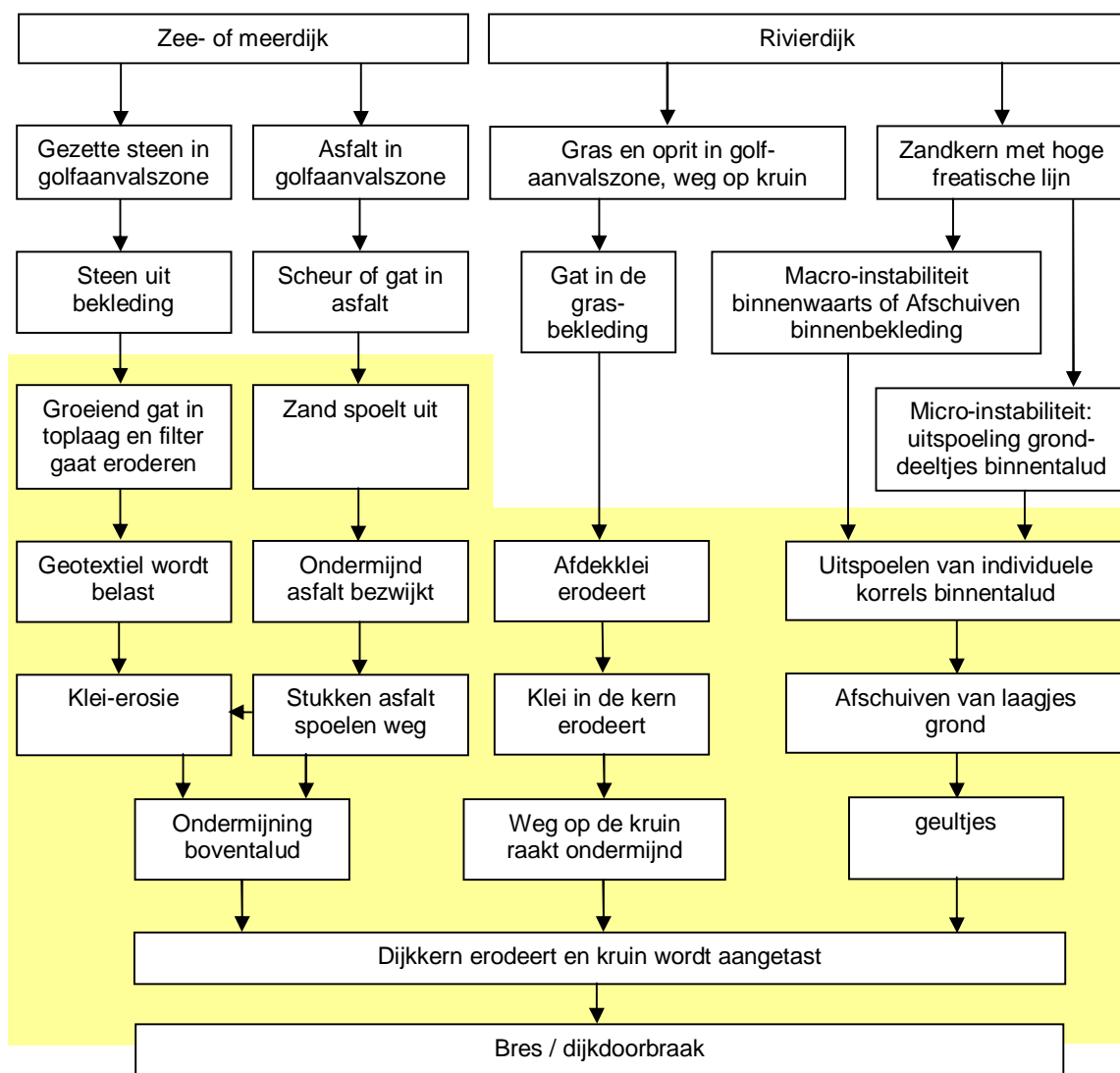
4. Erosieproces bij micro-instabiliteit

Micro-instabiliteit kan optreden als initieel mechanisme, of als vervolgmechanisme na het ontstaan van macro-instabiliteit. Er is steeds een hoge freatische lijn in de dijk (bijvoorbeeld doordat een scheur in de kruin is ontstaan als gevolg van macro-instabiliteit, waardoorheen water infiltreert). Het proces verloopt dan als volgt:

- Initiële mechanisme:
 - Afschuiven binnentalud (macro-instabiliteit binnenwaarts, verweking en afschuiven binnenbekleding, of opdrukken en afschuiven binnenbekleding), zoals in Figuur 4.1

- Vervolgens het uitspoelen van gronddeeltjes door uittredend water (als in de dijk van Figuur 4.1 een hoge freatische lijn heerst, kan dit leiden tot uittredend water dat de grond meeneemt)
- Vervolgafschuivingen van het binnentalud (verweking, instabiliteit)
- Erosie door uittredend water. Dit betreft eerst uitspoeling van de gronddeeltjes, dan het ontstaan en verdiepen van geultjes, en tenslotte het ontstaan van klifs, met terugschrijdende erosie richting de kruin. Dit kan beïnvloed worden door bijzondere elementen in de dijk, zoals kabels en leidingen, maar ook bebouwing (stromingsconcentratie en slechte verdichting).
- De erosie schrijdt voort naar boven en zal op een gegeven moment de kruin bereiken
- Verdere erosie heeft verlaging van de kruin tot gevolg (initiële bres)

Het erosieproces zal stoppen zodra de belasting (golven, stroming, waterstand) in voldoende mate is afgenomen.



Figuur 4.2 Vereenvoudigd schema van het proces van schadegroei voor vier gevallen. Het deel met gele achtergrond betreft reststerkte.

Het onderzoek richt zich op de kwantificering van het hele erosieproces. Gezien het feit dat op de meeste dijken de belasting door golven veel zwaarder is dan door stroming, wordt de aandacht in eerste instantie gericht op erosie door golven.

Op basis van bovenstaande beschrijving kunnen een aantal componenten geïdentificeerd worden (zie ook definitie van reststerkte en reststerktecomponent aan het eind van hoofdstuk 1):

- Reststerkte van de toplaag van gezette steen bij golfaanval
- Reststerkte van de filterlaag onder een toplaag van gezette steen bij golfaanval
- Reststerkte van een geotextiel onder golfaanval
- Reststerkte van de kleilaag of kleikern
- Reststerkte van de dijkern van zand
- Reststerkte van beschadigd asfalt
- Reststerkte van een grasbekleding
- Reststerkte bij het optreden van micro-instabiliteit

Deze reststerkte-componenten vormen de bouwstenen waarmee de reststerkte van concrete dijken kan worden bepaald. In het vervolgonderzoek zal de aandacht gericht zijn op deze afzonderlijke componenten, en de interactie tussen de verschillende componenten (voor zover die aanwezig zou kunnen zijn).

Door gebruik te maken van reststerktecomponenten in de kwantificering van reststerkte is het mogelijk om de reststerkte van een breed scala aan dijken te beoordelen. In het onderzoek wordt de aandacht gericht op de meestvoorkomende. Zeldzame combinaties, zoals een steenzetting op asfalt of asfalt op een steenzetting, blijven voorlopig buiten beschouwing.

Niet-waterkerende objecten, zoals trappen en bomen, en waterkerende constructies in dijken, zoals damwanden, worden alleen bij rivierdijken expliciet in het onderzoek meegenomen.

5 Belasting

De stabiliteit van de dijk wordt enerzijds bepaald door de sterkte en anderzijds door de belasting. De reststerkte, gedefinieerd als de tijdsduur tussen initiële schade en een bres in de dijk, wordt bepaald door zowel sterkte-eigenschappen (geometrie van de dijk, dijkopbouw, bekleding) en belastingeigenschappen, zoals:

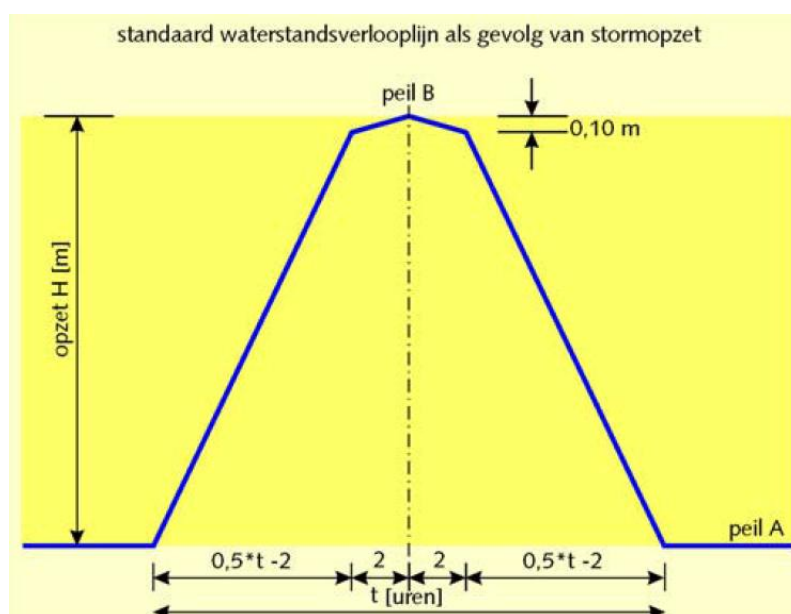
- Verloop van de waterstand
- Verloop van de golfhoogte
- Verloop van de golfsteilheid
- Verloop van de golfrichting
- Belasting door stroming
- Verloop van de freatische lijn in de dijk en waterspanningen

Doorgaans is de belasting door golven veel zwaarder dan die door stroming, en daarom is het onderzoek primair gericht op golfbelasting.

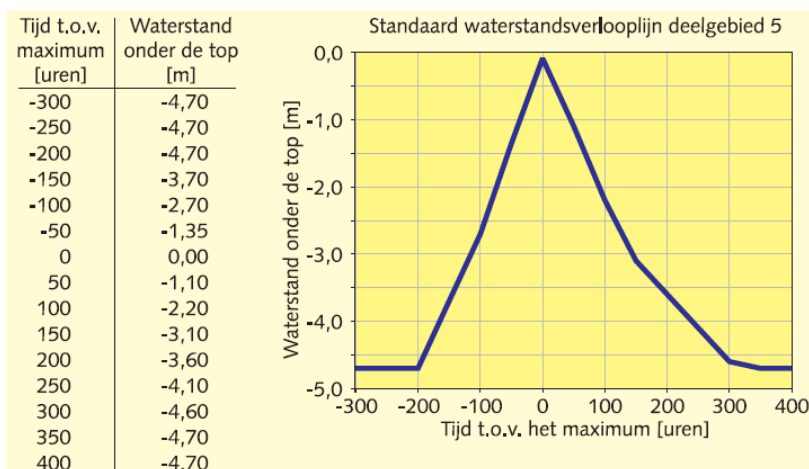
Het gaat daarbij steeds om het verloop van de belastingcomponenten als functie van de tijd gedurende de storm.

5.1 Voorgeschreven hydraulische randvoorwaarden: HR2006

Het verloop van de waterstand wordt voor kustlocaties bepaald door het verloop van de stormopzet en het getij. Daarbij wordt aangenomen dat hoogwater samenvalt met de top van de stormopzet (HR2006). Langs de meren ontbreekt het getij en blijft slechts de stormopzet over. Op de rivieren gaat het om het verloop van de waterstand tijdens een hoogwatergolf. Voorschriften voor het verloop van de stormopzet of hoogwatergolf, die gebruikt moeten worden in de toetsing, zijn gegeven in de HR2006, zie bijvoorbeeld Figuur 5.1 en Figuur 5.2.

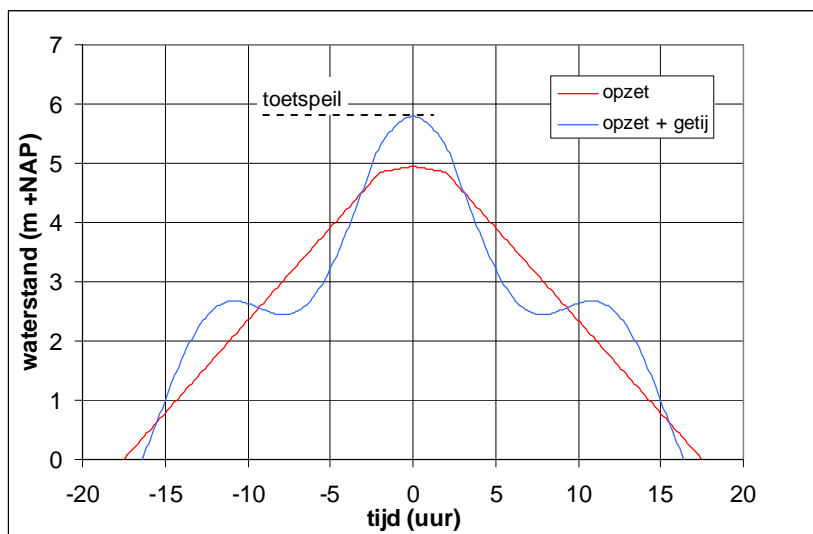


Figuur 5.1 Verloop van de stormopzet voor estuaria, Noordzee, Waddenzee en IJsselmeer (getij moet hier nog worden gesuperponeerd)



Figuur 5.2 Verloop van de waterstand tijdens een hoogwatergolf (als voorbeeld deelgebied 5 in bovenrivierengebied)

Volgens de aanbeveling in de HR2006 moet het getij er zo bij opgeteld worden dat het hoogwater samenvalt met de top van de stormopzet. Dat leidt tot een waterstandsverloop zoals gegeven in Figuur 5.3 (voorbeeld).



Figuur 5.3 Verloop van de waterstand als gevolg van de stormopzet en het getij (voorbeeld)

Als we de duur van de top van het hoogwater definiëren als de duur dat de waterstand hoger is dan het toetspeil minus 1 m, dan blijkt dit langs de kust orde 5 à 10 uur te duren, en in het rivierengebied 1 à 5 dagen. In deelgebied 2 van het rivierengebied duurt de top van het hoogwater het kortst, en in deelgebied 3 het langst.

Ook de duur van de storm is voorgeschreven in de HR2006:

- Noordzee, estuaria, IJsselmeer en Markermeer: 35 uur
- Waddenzee: 45 uur
- Rivieren: 12 uur

Voor het verloop van de golfhoogte tijdens de storm is helaas niets voorgeschreven. Voorlopig wordt aangenomen dat de golfhoogte evenredig verloopt met de stormopzet. In het rivierengebied wordt aangenomen dat de golfhoogte constant is gedurende 12 uur.

Ook voor de golfsteilheid en golfrichting is niets voorgeschreven. Hiervoor wordt voorlopig een constante waarde aangehouden die overeenkomt met de waarde bij toetspeil.

In de toekomst is het te verwachten dat ook andere belastingscenario's beoordeeld moeten worden, zoals de top van de stormopzet die samenvalt met laagwater. In het vervolgonderzoek wordt hierop geanticipeerd.

5.2 Belang van belastingverloop voor reststerkte

In feite is de grootte van de reststerkte afhankelijk van de belasting. Immers: naarmate de golfhoogte groter is, gaat de erosie sneller en is dus de reststerkte kleiner. Daarmee is de term 'reststerkte' niet zo logisch. Wellicht zou 'reststabiliteit' beter zijn, omdat 'stabiliteit' twee aspecten herbergt, namelijk sterkte en belasting. Omdat echter reststerkte als term is ingeburgerd geraakt, wordt daar voorlopig aan vastgehouden.

Een ander voorbeeld van de invloed van de belasting op de reststerkte betreft het einde van het erosieproces, dat gemarkeerd is met de vorming van een bres, oftewel een zodanige kruinverlaging dat deze onder de waterlijn is gekomen. Tijdens de storm gaat de waterstand eerst omhoog en later weer omlaag. Het kan voorkomen dat er weliswaar een kruinverlaging is opgetreden, maar dat de waterstand al zover is gedaald dat deze toch onder de kruinhoogte blijft. De waterkering blijft dan zijn functie vervullen en faalt derhalve nog niet.

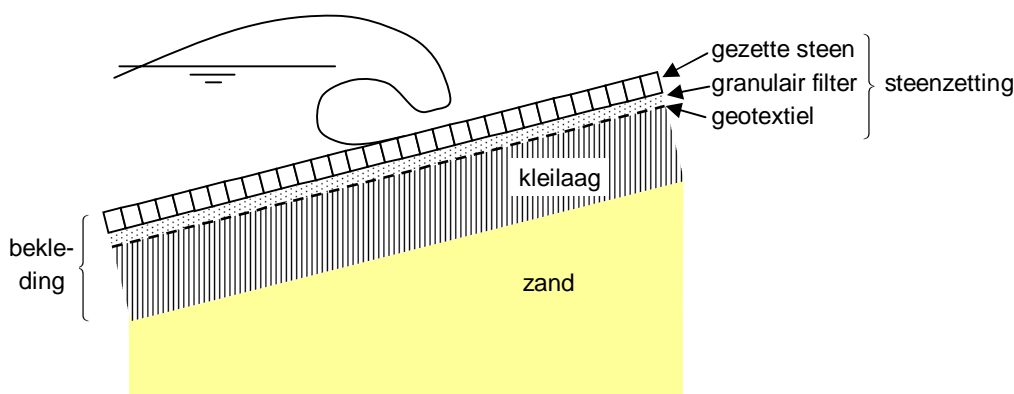
Bij micro-instabiliteit is de hoogte van de freatische lijn in de dijk van belang. Zodra die gaat dalen, bijvoorbeeld als gevolg van een dalende buitenwaterstand, neemt de aandrijvende kracht voor het mechanisme af. De erosie zal dan steeds langzamer verlopen, of zelfs stoppen.

Meestal zal het erosieproces echter aanvangen als de waterstand in de buurt van het toetspeil is aangekomen en er gedurende enkele uren een zware belasting optreedt. Die periode is waarschijnlijk cruciaal voor het al dan niet voldoende zijn van de reststerkte. Daarom wordt in het onderzoek naar de grootte van de reststerkte eerst gewerkt met een constante golfbelasting en constante waterstand. Later kan dit verfijnd worden door de continu verloopende belasting op te splitsen in belastingperioden met constante belasting en de erosie die daarmee samenhangt op de juiste manier op te tellen. Een methode hiervoor is gegeven door Klein Breteler en Wolters (2008).

6 Resultaten deelonderzoeken inventarisatiefase

6.1 Reststerkte van de toplaag van gezette steen, het filter en het geotextiel

Steenzettingen hebben meestal een opbouw zoals getekend in Figuur 6.1. De steenzetting bestaat meestal uit een toplaag van gezette steen, een granulaire filterlaag (uitvullaag) en een geotextiel. Daaronder ligt meestal de kleilaag en de zandkern. In sommige gevallen is er geen kleilaag, maar dan is er een laag mijnsteen of slakken.



Figuur 6.1 Verticale dwarsdoorsnede van dijkbekleding met toplaag van gezette steen

Het schadeverloop na initiële schade aan de steenzetting omvat doorgaans een aantal stappen, zoals beschreven is in hoofdstuk 4. Op basis daarvan worden de volgende reststerkte-componenten onderscheiden:

- reststerkte van de toplaag van gezette steen
- reststerkte van de granulaire filterlaag
- reststerkte van het geotextiel
- reststerkte van de kleilaag
- reststerkte van de zandkern

Deze vormen de bouwstenen voor het kwantificeren van de reststerkte van dijken met steenzettingen. Daarbij is het nog denkbaar dat de reststerkte van het samengestelde geheel wat kan afwijken van de som van de componenten.

Het uitgelicht raken van een steen uit de steenzetting wordt in dit deelproject van het reststerkte-onderzoek gezien als de initiële schade aan de dijk.

Tijdens het literatuuronderzoek is gericht gezocht naar informatie over deze reststerkte-componenten, en de reststerkte van het samengestelde geheel. Daarbij is gebleken dat de reststerkte van de toplaag van gezette steen vaak samen genomen wordt met die van de filterlaag als deze slechts dun is ($b < 20$ cm).

De reststerkte van de kleilaag en de zandkern zijn behandeld in respectievelijk Deel 6 en 7, en samengevat in paragraaf 6.5 en 6.6.

Initiële schade

De initiële schade aan een steenzetting treedt altijd onder de waterlijn op, waar steile stijghoogtefronten en golfklappen in het brekerproces optreden. Volgens Klein Breteler e.a. (2006) treedt de maximale belasting (en de initiële schade) op in de volgende zone (best guess):

$$\text{Als } \xi_{op} < 4: -0,6\xi_{op} < z/H_s < -0,2\xi_{op} \quad (6.1)$$

$$\text{Als } \xi_{op} \geq 4: -2,4 < z/H_s < -0,8 \quad (6.2)$$

Met:

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

$\alpha =$ taludhelling (-)

$s_{op} = H_s/L_{op} =$ golfsteilheid, gebaseerd op golflengte op diep water (-)

$L_{op} = gT_p^2/(2\pi) =$ golflengte op diep water (-)

$H_s =$ significante golfhoogte bij de teen van de dijk (m)

$z =$ niveau ten opzichte van de waterlijn (m)

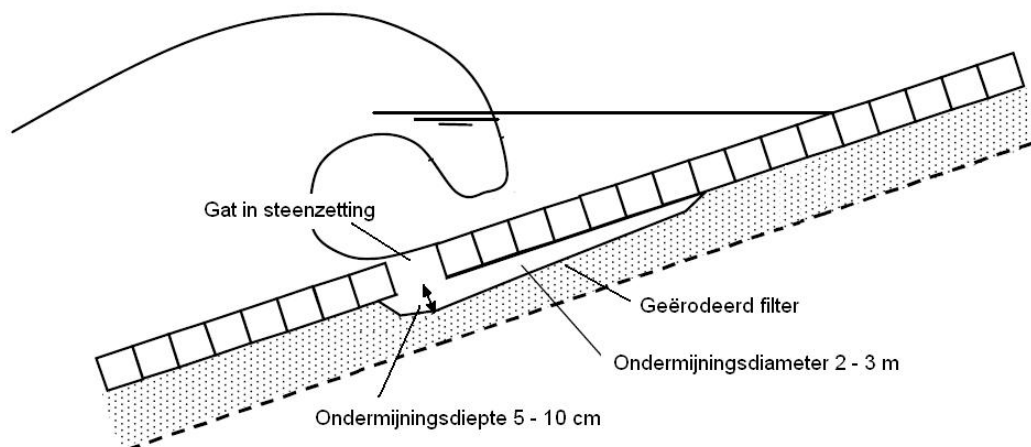
Reststerkte van goed geklemde toplaag van gezette steen op granulair filter

Voor het beschouwen van de reststerkte van de toplaag van gezette steen wordt er onderscheid gemaakt tussen:

- Goed geklemde toplagen, zoals basalt, Basalton, Hydroblocks
- Matig geklemde toplagen, zoals granietblokken, koperslakblokken
- Weinig geklemde toplagen, zoals rechthoekige betonblokken

Bij een goed geklemde toplaag van gezette steen is de interactie tussen de stenen zo groot dat een afzonderlijke steen niet uit de bekleding kan worden getrokken, zonder ook de burens omhoog te trekken. In zo'n toplaag komen echter sporadisch ook (bijna) losliggende stenen voor, waar initiële schade zal ontstaan.

Klein Breteler (1991) heeft enkele praktijkschades en de resultaten van enkele Deltagootproeven geanalyseerd. Dit onderzoek leidde tot de conclusie dat een goed geklemde toplaag eerst ondermijnd wordt (uitspoeling van filter door het gat in de toplaag) waarna het ondermijnde oppervlak instort onder het geweld van de golfklappen. Op basis van de beperkte informatie uit modelonderzoek en een praktijkschade wordt als voorlopige schatting aangehouden dat het instorten optreedt als een oppervlak met diameter van ca 3 m is ondermijnd (zie Figuur 6.2).



Figuur 6.2 Ondermijning van een steenzetting

Bij een slecht geklemde toplaag van gezette steen zullen direct na het uitgelicht raken van de eerste stenen er meer stenen gaan volgen. De stenen langs de randen van het gat ondervinden relatief grote golfkrachten, en hebben relatief weinig steun aan stenen in de buurt. De reststerkte van zo'n toplaag is waarschijnlijk gering.

Over de reststerkte van matige geklemde toplagen is weinig bekend.

Klein Breteler & Eysink (2007) heeft een formule afgeleid voor de reststerkte van een goed geklemde toplaag, aannemende dat het gat in de toplaag op een ongunstige locatie zit ($z_g/H_s/\xi_{op} = -0,35$) en er loodrechte golfaanval is:

- als $D_G/D (H_s/D_{f50})^{1/3} > 8,79$ (best guess):

$$t_{Rs} = \frac{T_p}{4000} \left[\frac{D_{0,cr}}{H_s \left[-0.67 + 0.71 \log \left(\frac{D_G}{D} \left(\frac{H_s}{D_{f50}} \right)^{1/3} \right) \right]} \right]^{0.15 D_G + 0.5 D} \quad (6.3)$$

- als $D_G/D (H_s/D_{f50})^{1/3} < 8,79$:
 t_{Rs} is groot, bijvoorbeeld 10 uur.

Met:

z_g = niveau van het initiële gat in de steenzetting (onder water $z_g < 0$) (m)

H_s = significante golfhoogte bij de teen van de dijk (m)

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

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

α = taludhelling ($^\circ$)

D = toplaagdikte (m)

D_G = diameter van de initiële schade in de toplaag (m)

D_{f50} = korrelgrootte van het filter (onderschrijdingswaarde van 50% op basis van het gewicht) (m)

t_{Rs} = reststerkte van de toplaag na het ontstaan van een gat (uur)

$D_{0,cr}$ = kritieke ondermijningsdiameter bij falen (m)

Er is helaas weinig bekend over de ondermijningsdiameter. Voorlopig wordt gerekend met $D_{0,cr} = 3$ m.

Als de grootte van het initiële gat groter is dan 1 m, is de reststerkte doorgaans klein (0 à 1 uur?). Bovenstaande formule sluit aan op de meetpunten ((best guess). Voor het geldigheidsgebied wordt verwezen naar Klein Breteler & Eysink (2007).

Verder kan bovenstaande formule tot een zeer grote waarde van t_{Rs} leiden. Zonder dat hier exacte informatie over beschikbaar is, wordt voorlopig gesteld dat de reststerkte van de toplaag nooit meer dan 10 uur zal zijn.

Reststerkte van de granulaire filterlaag

De meeste moderne steenzettingen worden tegenwoordig aangelegd met een dunne granulaire filterlaag (uitvullaag) met 10 à 15 cm dikte. Dan zal de reststerkte verwaarloosbaar zijn.

Er zijn echter ook vele locaties waar de granulaire laag dik is, tot een dikte van wel 1 m. In dat geval is er een aanzienlijke reststerkte te verwachten. De grootte ervan kan mogelijk geschat worden met het rekenmodel Breakwat, waarbij het vermoeden bestaat dat de reststerkte erdoor flink overschat wordt.

Reststerkte van het geotextiel

De reststerkte van het geotextiel is helaas onbekend. De verwachting is echter dat het geotextiel nog geruime tijd de erosie van de klei eronder verhinderd. Zonder dat hierover enige informatie beschikbaar is, wordt voorlopig geschat dat de reststerkte 1 uur bedraagt.

Conclusie

In de literatuur zijn beschrijvingen van modelonderzoek en de resulterende formules, beschrijvingen van praktijkschades, en rekenmodellen gevonden. Deze informatie vormt een waardevolle start van het onderzoek, maar is nog geenszins een antwoord op de onderzoeksvraag.

Voor een kwantificering van de reststerkte is nog veel onderzoek nodig, omdat:

- vastgesteld is dat het niet bekend is wanneer een ondermijnde toplaag van gezette steen bezwijkt;
- er nog vrijwel niets bekend is over de reststerkte van slecht geklemde steenzettingen;
- de reststerkte van dikke filterlaag waarschijnlijk flink wordt overschat door Breakwat;
- de invloed van het geotextiel op de reststerkte nog nooit is onderzocht;
- de reststerkte van klei sterk beïnvloed wordt door de structuurvorming. Dat vergt dat in modelproeven gewerkt wordt met ongeroerde klei, en dat soort proeven zijn zeldzaam. De enige keer dat dit is toegepast was in 1991/92 in de Deltagoot, maar toen was de wijze van steken van de klei nog vrij gebrekkig, waardoor de proefresultaten slechts matig bruikbaar zijn. In 2007 is een betere steekmethode toegepast met keileem die zeer goede resultaten opleverde.
- De reststerkte van de zandkern is nog onbekend, en wijkt waarschijnlijk flink af van de resultaten van duinafslagberekeningen.

Gezien deze vele kennisleemtes is er een plan voor vervolgonderzoek opgesteld (zie paragraaf 7.1).

6.2 Reststerkte van dijk met asfalt op zand

In de inventarisatiefase voor de reststerkte van een dijk met asfaltbekleding op een zandkern is begonnen met het scherp krijgen van de relatie tussen sterkte, reststerkte en restlevensduur van de toplaag. Aangezien er in de praktijk in dijkbekledingen veelal al scheuren voorkomen die niet het gevolg zijn van hydraulische belastingen is in die gevallen het sterktecriterium feitelijk al overschreden. Het is daarom van belang dat het reststerkteonderzoek aantoont dat de aanwezige resterende sterkte, gegeven de initiële aanwezige schade, groter is dan de benodigde sterkte zoals die door de VTV wordt beschreven.

In Deel 3 van deze rapportage is uitvoerig aandacht besteed aan het feit dat veel asfaltbekledingen al gescheurd zijn voordat de maatgevende golfcondities optreden. Daarmee is concreet invulling gegeven aan een van de belangrijkste constatering in de risico-analyse (De Koning 2009).

Uit de literatuurstudie (zie par. 6.2.1) is gebleken dat al een aantal relevante deelprocessen van schadeontwikkeling met modellen zijn beschreven, maar de rekenmodellen daarvoor zijn helaas niet meer beschikbaar. Lang niet alle deelprocessen, uitgaande van verschillende initiële schaden zijn beschreven, en daarom is een nadere beschrijving van de meest

waarschijnlijke sequentie van processen in de gebeurtenissenboom gemaakt (zie par.6.2.2). Een aantal mechanismen daaruit zijn analytisch beschreven. Dat heeft geleid tot een keuze van deelprocessen die in de vervolgfase een nadere uitwerking behoeven.

6.2.1 Literatuurstudie

Er zijn in de literatuur geen aanwijzingen dat golfklappen op een bekleding die nog op het zandbed ligt tot doorgaande, of zelfs openstaande, scheuren in de bekleding kan leiden. Scheuren waarbij geen erosie van de ondergrond optreedt, beïnvloeden de sterkte van de toplaag niet negatief. Aangezien asfalt een plastisch materiaal is, zullen ongelijkmatige zettingen tot vervorming van de bekleding leiden, zodat deze weer aanligt. Significante uitspoelingen, opgetreden bij een voorafgaande storm, zullen na verloop van enkele dagen altijd zichtbaar worden in de vorm van doorhangen van de bekleding, al of niet gevolgd door scheuren en/of instorten.

Alleen schade aan de asfaltbekleding waarbij erosie van de ondergrond op kan treden, leidt onder (maatgevende) stormomstandigheden tot verdere ontwikkeling van de schade. Dit geldt vooral voor de golfbelasting, en in veel mindere mate voor stromingsbelasting. Brekende golven op een talud geven namelijk veel grotere stroomsnelheden dan die bij langs de dijk stromend water.

De veronderstelling dat het faalmechanisme Golfklap, zoals dat in de VTV is beschreven, de initiële schade veroorzaakt, wordt door de praktijk gelogenstraft. Niet de initiële schade door golfklappen, maar schade aanwezig bij het begin van de (maatgevende) belasting, dient uitgangspunt te zijn voor deelproject 3: reststerkte van dijk met asfalt op zand.

De schade aanwezig bij het begin van de (maatgevende) belasting wordt bepaald door de kwaliteit van het beheer en onderhoud en de criteria die bij inspectie worden gesteld. Goed beheer en onderhoud en de juiste criteria ten aanzien van toelaatbare schades zijn dus van essentieel belang. Het is echter niet te verwachten dat inspectie en onderhoud alle spleten en gaten bij aanvang van een storm kan voorkomen.

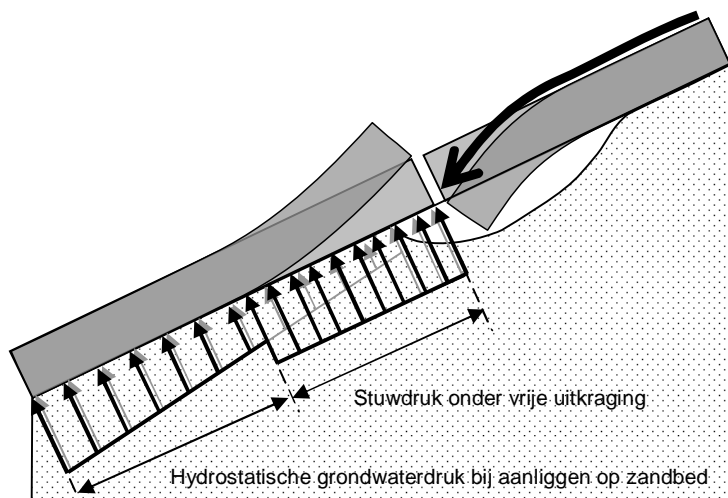
In de literatuur is al een aantal relevante deelprocessen van schadeontwikkeling beschreven. Bij die beschrijvingen is steeds een horizontale openstaande scheur de schade in de uitgangssituatie geweest. Beschreven is de erosie door stroming die wordt aangedreven door drukwisselingen als gevolg van golven. Deze erosie van zand door de scheur laat de ontgrondingsholte groeien. Daarnaast is ook het bezwijkmechanisme van de asfaltplaat onder en boven de scheur in vrij groot detail uitgewerkt.

Helaas is gebleken dat alle rekenmodellen die daarbij zijn opgesteld (spreadsheets) verloren zijn gegaan, zodat er nu slechts kan worden beschikt over de toen gerapporteerde vergelijkingen en berekeningsresultaten.

Geconcludeerd is dat voor het uitbreken van een plaat onder een horizontale scheur het zogenaamde ritseffect moet optreden: Door de opwaartse waterdruk wordt de bekleding net onder de scheur iets opgelicht, wat er in resulteert dat er lokaal een spleet ontstaat tussen asfalt en zandbed (zie Figuur 6.3). Dat leidt ertoe dat verder oplichten niet afhankelijk is van toestroming van grondwater door het zandbed, maar dat het water kan toestromen door de steeds in lengte en breedte toenemende spleet. Door het oplichten van de asfalt plaat zal de druk op een steeds groter oppervlak van het asfalt werken, waardoor het asfalt steeds instabieler wordt.

Doordat dit mechanisme kan optreden, was het wenselijk de beginsituatie voor het ritseffect te analyseren. Wellicht zou het hele bezwijkmechanisme buiten beschouwing kunnen blijven omdat het ritseffect niet zal optreden. Uit een nadere analyse van het ritseffect is gebleken dat het uitsluiten van het ritseffect niet mogelijk is. Aangezien het bezwijkmechanisme in de Deltagoot is geconstateerd, is dit een aannemelijke uitkomst.

Het sluiten van scheuren en naden door geometrische effecten is in de literatuur niet beschreven in formulevorm. Daarom is dit mechanisme nader uitgewerkt. Dit heeft geleid tot een aanbeveling voor in de praktijk toelaatbare schades.



Figuur 6.3 Principeschets oplichten plaat bij "ritseffect"

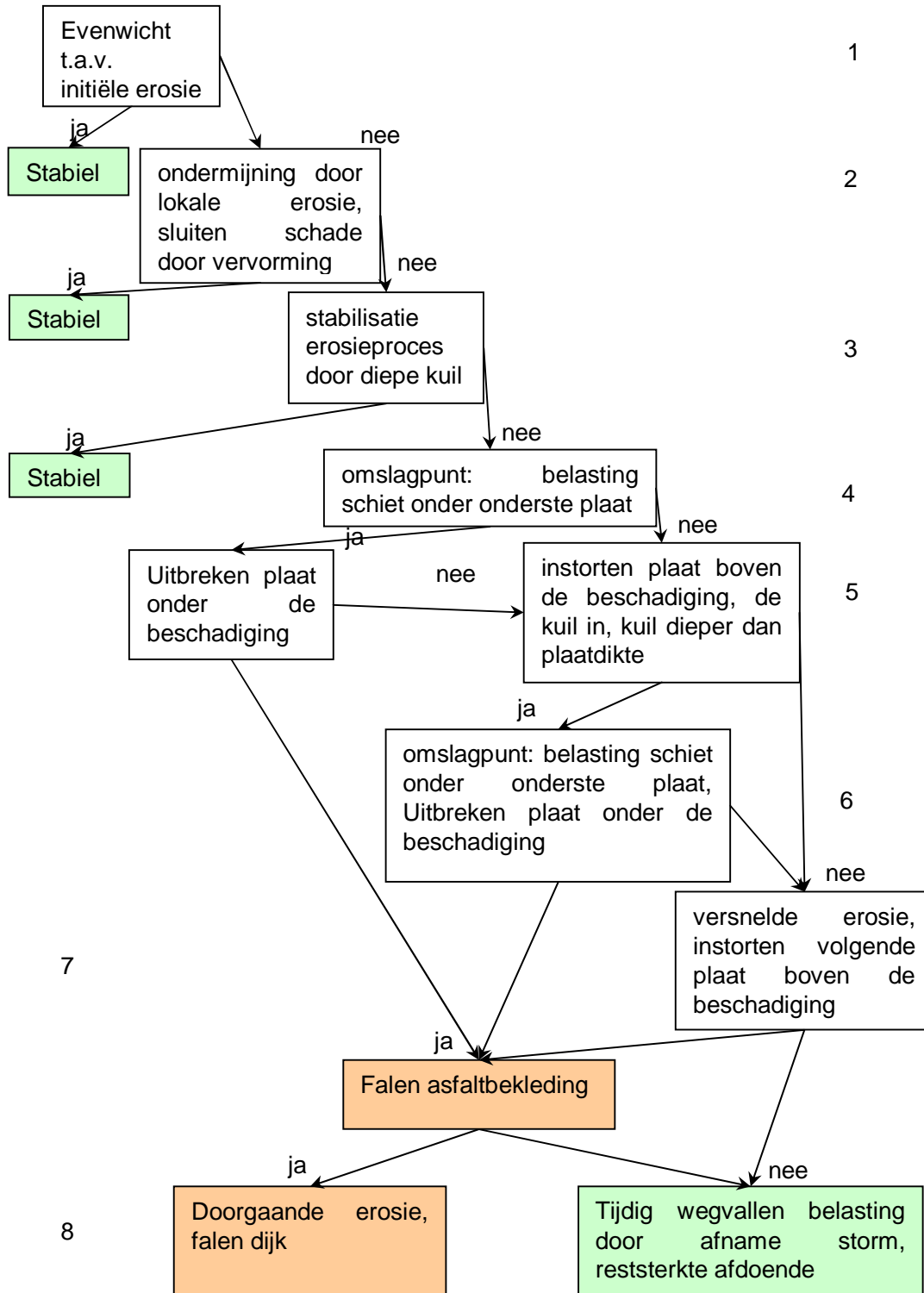
De sterkte van de uitkragende plaat boven een ontgrondingskuil is in de literatuur niet uitgewerkt. Slechts de momenten die moeten worden opgenomen zijn beschreven. De sterkte en stijfheid als functie van statische (eigen gewicht uitkraging) en dynamische belasting (golven) vraagt meer aandacht. Asphalt kent namelijk een visceus-plastisch materiaalgedrag, wat daarbij ook nog temperatuursafhankelijk is.

Het deelmechanisme "Erosie door een openstaande naad" loodrecht op de dijkas is tot op heden niet gekwantificeerd. Gezien het feit dat dit type schade op de Nederlandse dijken wel regelmatig voor kan komen, dient deze leemte te worden opgevuld.

De kans op initiële schade in de vorm van gaten waardoor erosie kan optreden, wordt een orde kleiner ingeschat dan de kans op bijvoorbeeld spleten. Zij kunnen echter ook door bezwijkmechanismen onder invloed van belastingen worden gevormd. Alhoewel de kans van voorkomen relatief klein blijft, zullen gaten al snel een zodanige omvang hebben (diameter van enkele decimeters) dat de schadeontwikkeling mogelijk vrij snel verloopt. De modellering van erosie door het gat mag daardoor niet buiten beschouwing blijven.

6.2.2 Schadeontwikkeling van een asfaltbekleding op zanddijk

Op grond van een nadere analyse van de mogelijke vormen van initiële schade en de schadeontwikkeling die daaruit voortkomt, is de in de literatuur gegeven gebeurtenissenboom gereduceerd tot de meest waarschijnlijke tak uit deze boom (zie Figuur 6.4). De gehele gebeurtenissenboom, met geschatte kansen bij de takken, is gegeven in figuur 3.9 in Deel 3 van deze rapportage.



Figuur 6.4 Maatgevende tak uit de gebeurtenissenboom van de reststerkte van een asfaltbekleding op een zanddijk

Geconcludeerd mag worden dat we ons voor dit deelproject van het reststerkteonderzoek kunnen concentreren op bekledingen die bij aanvang van de maatgevende storm niet

zanddicht zijn of bekledingen waarin door bijzondere belastingen tijdens de storm een gat wordt geslagen.

Slechts de processen genoemd in de meest waarschijnlijke tak van de boom moeten worden beschreven om te komen tot een rekenmodel voor de reststerkte van een asfaltbekleding op een zanddijk.

De tabel 6.1 geeft de huidige stand van zaken ten aanzien van de verschillende processen weer. Daarin staan dus niet alleen de beschrijvingen uit de literatuur, maar ook de beschrijvingen die in de inventarisatiefase zijn opgesteld.

Proces	Omschrijving proces	Analytische beschrijving fysica	Rekenmodel beschikbaar
1 Evenwicht initiële erosie	ja	nee	nee
2a Ondermijning door lokale erosie	ja	nee	nee
2b Sluiten spleet door vervorming	ja	ja	nee
3 Stabilisatie erosieproces door diepe kuil	ja	nee	nee
4 Omslagpunt: belasting schiet onder onderste plaat	ja	ja	nee
5a Uitbreken plaat onder schade	ja belasting	ja voor belasting	nee
5b Instorten plaat boven schade	ja belasting	ja voor horizontale scheur; nee voor verticale scheur en gat	nee
6 Zie 4 en 5 a			
7 Versnelde erosie, instorten volgende plaat boven schade	ja	Nee	nee
8 Erosie resterende zandlichaam	ja	Nee	nee

tabel 6.1 Processen en de stand van zaken ten aanzien van de beschrijving hiervan.

Een tweetal aspecten dat niet in deze tabel met processen en grenswaarden voorkomt, maar waar nog wel invulling aan moet worden gegeven, betreft het belastingsverloop en de sterkte van asfalt. Alhoewel de term reststerkte suggereert dat het alleen om de sterkte gaat speelt het verloop van de belasting een grote rol. Essentieel onderdeel van de analytische beschrijving van de fysica betreft de schematisatie van de belastingen op het talud. Die zijn voor item 5 direct gekoppeld aan de golfhoogte van de inkomende golven. Echter het golfveld gedurende een storm verloopt ook. Het is zelfs zo dat alle in de praktijk aangetroffen schades niet tot falen van de dijk hebben geleid, omdat de belastingen weer snel genoeg terugliepen tot onbeduidende waarden.

Tot op heden is voor de sterkte van de asfaltplaat in de literatuur uitgegaan van een breukmoment. In een adequate beschrijving van de reststerkte zal een materiaalmodel moeten worden aangenomen wat recht doet aan het temperatuur- en tijdsafhankelijk gedrag van asfalt.

Onderkend wordt dat er nog een aantal belangrijke processen nader onderzocht moeten worden, zoals het uitspoeling van het zand door een scheur en het bezwijken van ondermijnd asfalt. De gekozen aanpak, waarbij de belangrijkste processen eerst in detail worden gekwantificeerd, geeft ons vertrouwen in de haalbaarheid van een bruikbaar eindresultaat. Uiteraard zal het eindresultaat omgeven zijn met onzekerheden. Daarvoor wordt verwezen naar de veiligheidsbeschouwing (paragraaf 7.6).

6.3 Reststerkte kleidijk met gras

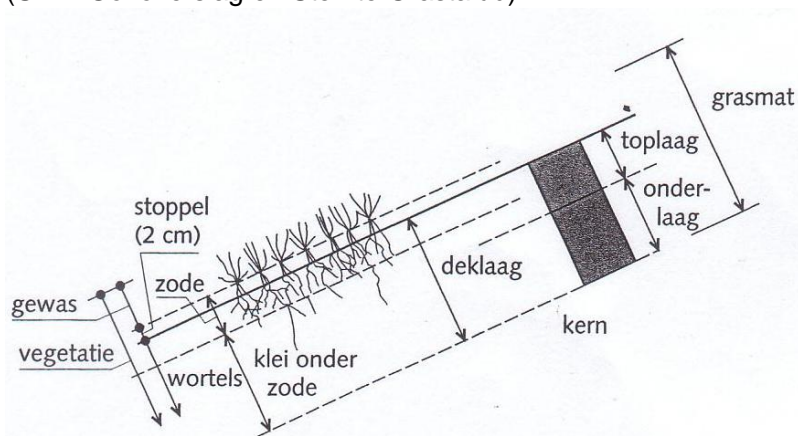
De inventarisatie met betrekking tot de reststerkte van kleidijken met een grasbekleding in het rivierengebied is gestart met een inventarisatie van dijkprofielen, met daarbij nadrukkelijk oog voor alle bijzondere aspecten op deze dijken. Daarvoor is ook een foto-inventarisatie opgesteld.

Er is geconstateerd dat in het rivierengebied een grote variëteit aan dijkprofielen voorkomt. Het buitentalud is meestal bekleed met gras, maar er komen veel (on)verharde op- en afritten voor. Op de kruin van de dijk is vaak een weg of fietspad aanwezig. Soms zijn er in het dijklichaam verborgen damwanden aanwezig. De grote variëteit betekent dat niet volstaan kan worden met één karakteristiek dwarsprofiel. Voor het schatten van de reststerkte zullen meerdere profielen moeten worden beschouwd.

De ervaring met het toetsen van grasbekledingen in het rivierengebied is dat gras doorgaans voldoende of goed scoort zolang de golfhoogte kleiner is dan 0,4 à 0,5 m. Zodra echter de strijklengte groter is dan orde 1 km wordt de golfbelasting bij voldoende diepte groter, en krijgt het gras op vele plaatsen een onvoldoende in de toetsing. De vraag rijst dan of bij die betrekkelijk kleine golven het werkelijk noodzakelijk is om maatregelen te nemen, zoals het gras vervangen door een steenbekleding of asfalt.

Lokaal in het bovenrivierengebied kunnen golfhoogten tot 0,7 m worden verwacht, maar vaak zijn ze kleiner. In het benedenrivierengebied (Hollands Diep, Nieuwe Merwede, en Amer) zijn golfhoogten tot 1,5 m mogelijk.

De literatuurstudie naar de reststerkte van een kleidijk met grasbekleding heeft geresulteerd in nieuwe informatie over erosieprofielen (schades in Denemarken na een storm in 1976; experimenten in Hannover), het vertragende effect van een verharding op de kruin van de dijk (proef Bergambacht in 2001), en de mogelijk negatieve invloed van opritten op de reststerkte (SBW Golfverslag en Sterkte Grastalud).



Figuur 6.5 Definities grasbekleding op een kleidijk (zie ook Deel 6)

De reststerkte van een bekleding van gras betreft de tijd tussen initiële schade aan de grasbekleding en het ontstaan van een bres in de dijk. De schade aan de grasbekleding is gedefinieerd als een erosie van ten minste 30x30 cm² met een diepte van tenminste 20 cm.

Hiermee is de grens tussen initiële schade en reststerkte vastgelegd. Deze definitie van de uitgangssituatie sluit aan op een van de belangrijkste constatering in de risico-analyse (De Koning 2009).

De reststerkte is te verdelen in een aantal componenten (zie Figuur 6.5):

- De reststerkte van de grasbekleding,
- De reststerkte van de afdekklei en
- De reststerkte van de kernklei (zie par. 6.5).

De reststerkte van de grasbekleding is behandeld in Deel 4, en die van de andere twee componenten in Deel 6. De aandacht is primair gericht op golfbelasting, omdat de belasting door stroming meestal van ondergeschikt belang is. Wel wordt er rekening mee gehouden dat stroming de erosie door golfbelasting kan versnellen.

Verder zijn voor het specifieke geval van een dijk in het rivierengebied de opritten en een weg/fietspad op de kruin van belang. Deze elementen kunnen de erosiesnelheid vertragen of versnellen.

Bestaande formuleringen voor de reststerkte kunnen worden verbeterd. Daarom is vanuit een theoretische grondslag een erosiemodel ontwikkeld. Dit model maakt het mogelijk om met gangbare grootheden als brekerparameter, golfperiode en golfhoogte en taludhelling het erosievolume te berekenen. Het model is nog niet gevalideerd en bevat nog geen invloeden van opritten, verhardingen op de kruin, en is ook niet toegesneden op een specifiek dijkprofiel zoals die zijn te onderkennen in het rivierengebied.

Opgemerkt wordt dat veel relevante informatie over de reststerkte van klei is opgenomen in Deel 6 (Reststerkte van een kleilaag).

Met de beschikbare formules, die zijn gebaseerd op grootschalig onderzoek (Deltagoot en Scheldebakproeven), is de totale reststerkte (graszode + klei) geschat van een kleidijk met een grasbekleding. Dit leidt tot reststerktes van minimaal 60 uur in het benedenrivierengebied tot minimaal 100 uur bovenrivierengebied. De duur van het hoogwater is weliswaar 1 à 5 dagen, maar deze reststerkte moet vergeleken worden met de duur van significante golfbelasting, en die is slechts 12 uur.

Dijken in het rivierengebied onderscheiden zich van zee- en meerdijken door de aanwezigheid van opritten in het talud en een weg op de kruin. Deze kunnen een verzwakking betekenen van de dijk omdat zij aangrijpingspunt zijn voor golfwerking, maar anderzijds is ook het totale aanwezige dijkvolume groter in geval van een oprit of werkt een weg als bescherming van de dijkmassa. De geschatte reststerkte in het voorgaande houdt nog geen rekening met de aanwezigheid van deze opritten en weg.

Als de reststerkte kan worden gekwantificeerd, dan is de verwachting dat een kleidijk met grasbekleding in het rivierengebied langer als betrouwbaar kan worden beschouwd. Dit betekent dat op veel plaatsen de grasbekledingen niet vervangen hoeft te worden door een harde bekleding.

In paragraaf 7.3 is aangegeven hoe het vervolgonderzoek kan worden uitgevoerd zodanig dat de beschikbare informatie wordt uitgebreid, zodat de reststerkte van gras op klei op een betrouwbare wijze kan worden berekend. In Deel 4 van deze rapportage is aannemelijk gemaakt dat het haalbaar is om de afgeleide formules voor het erosievolume zo uit te breiden dat ook de bijzondere aspecten daarin worden meegeteld.

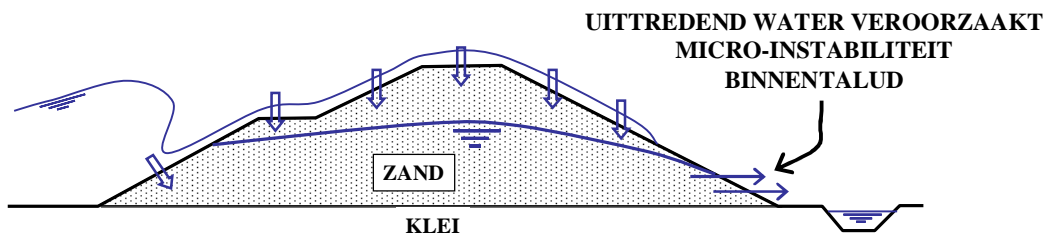
6.4 Rol van micro-instabiliteit bij reststerkte van dijken met zandkern

6.4.1 Procesbeschrijving

Onder micro-instabiliteit wordt verstaan:

Het oppervlakkig afschuiven van dunne laagjes zand of het wegspoelen van zandkorrels door uittredend water.

In principe kan een micro-instabiliteit aan de buiten- en binnenzijde van de dijk optreden, mits er sprake is van een zandkern (grond met verwaarloosbare cohesie). Micro-instabiliteit kan een initieel bezwijkmechanisme zijn of optreden na een voorafgaande micro-instabiliteit of na een binnenwaartse macro-instabiliteit.



Figuur 6.6 Situatie waarin micro-instabiliteit kan optreden

Nadat initiële schade door een binnenwaartse macro-instabiliteit of micro-instabiliteit is opgetreden kan een proces van micro-instabiliteiten leiden tot verlies van de waterkerende functie van een zanddijk. Volgens de gangbare theorie in Nederland vindt bij een voldoende hoge freatische lijn in de dijk een aanhoudend proces plaats van kleine afschuivingen en erosie van losse grondkorrels of groepjes grondkorrels. Dit proces gaat door totdat de kruin is ondermijnd en lager wordt dan de buitenwaterstand of een evenwichtssituatie wordt bereikt. In deze studie wordt het aanhoudend proces van micro-instabiliteiten aan de binnenzijde van de dijk beschouwd. De grootte van de reststerkte bij het optreden van micro-instabiliteit geeft aan in hoeverre het beschreven proces kan leiden tot een dijkdoorbraak. Het SBW project Werkelijke Sterkte doet vooral onderzoek naar sterkte-eigenschappen en in relatie tot macro-instabiliteiten. Een macro-instabiliteit is een grootschalige diepe afschuiving. In deze studie wordt naar processen rondom micro-instabiliteiten gekeken waarbij vooral ook erosie-eigenschappen belangrijk zijn.

Een aanhoudend proces van micro-instabiliteiten kan onder de volgende omstandigheden plaatsvinden.

- Voldoende steile taludhelling en
- voldoende stroming door het grondlichaam en
- Micro-instabiliteit gevoelige grondeigenschappen.

Na optreden van een macro-instabiliteit blijft vaak een steil talud achter, doordat door capillaire werking het zand vrij stevig is. Als de waterspiegel in het dijklichaam echter verder stijgt, verzadigt het zand waardoor uitspoeling optreedt. Voldoende stroming door het grondlichaam kan plaatsvinden als voldoende water het dijklichaam in kan stromen en het kernmateriaal voldoende doorlatend is. Grondparameters die van belang zijn voor het optreden van een micro-instabiliteit zijn de hoek van interne wrijving en de cohesie van het dijksmateriaal. Micro-instabiliteiten kunnen alleen optreden in niet cohesief materiaal.

De uitgangssituatie, waar het proces van de reststerkte gaat beginnen, is dus:

- een onbeschadigde dijk met een zandkern, zodat micro-instabiliteit kan optreden als initieel mechanisme
- een dijk waar door macro-instabiliteit op het binnentalud schade is ontstaan en daarna micro-instabiliteit dreigt als vervolgmechanisme (zie Figuur 4.1).

Deze definitie van de uitgangssituatie sluit aan op een van de belangrijkste constatering in de risico-analyse (De Koning 2009).

Verskillende deelprocessen van microinstabiliteit kunnen worden onderscheiden, die van belang zijn voor het bepalen van reststerkte. Het betreft:

- het uitspoelen van individuele korrels,
- het ontstaan en terugschrijden van geultjes en
- het afschuiven van laagjes aan het binnentalud.

6.4.2 Beschikbare modellen

Voor deze deelprocessen zijn niet gevalideerde rekenmethoden en -modellen beschikbaar.

Uit proeven volgt dat het uitspoelen van korrels mogelijk is bij zeer lage stroomsnelheden en onder laminaire stromingscondities en bij een waterlaagdikte van orde grootte van de korreldiameter. Deze condities komen voor bij flauwe taludhellingen. Bij laboratoriumproeven is korreltransport waargenomen bij taludhellingen van 1:5. Dit is in tegenspraak met de huidige toetsregels waarin wordt verondersteld dat bij taludhellingen flauwer dan 1:3 micro-instabiliteit niet kan optreden.

De hoeveelheid getransporteerd zand per eenheid van breedte en daarmee de verwachting van schade voor bijvoorbeeld een dijk kan berekend worden met een afgeleide formule voor het specifiek debiet en de formules van Brutus/White. De nauwkeurigheid van deze formules voor de bepaling van reststerkte is echter zeer beperkt, omdat de formules zijn gebaseerd op resultaten van proeven die niet waren ingericht voor het meten van zandtransport.

Het ontstaan en groeien van geultjes is een vorm van oppervlakte-erosie. Oppervlakte-erosie van het binnentalud is het verschijnsel waarbij (dijks)materiaal door het langsstromende water wordt meegevoerd. Dit verschijnsel kan optreden doordat water uit het binnentalud treedt en over het talud naar beneden stroomt. Mogelijk kan gebruikgemaakt worden van modellen die ontwikkeld zijn in het kader van Delft Cluster onderzoek naar golfoverslag. Het klifmodel dat wordt gebruikt om terugscheidende erosie te beschrijven voldoet waarschijnlijk het beste. Dit is een 3e fase van een overslagmodel waarbij het gras al weg is. Het uittredend debiet kan dan als maat voor de belasting worden gezien.

Bij steile taludhellingen is waargenomen dat laagjes grond afschuiven, doordat door toename van de waterspanningen de korrelspanningen en daarmee de schuifspanningen langs een glijvlak dusdanig reduceren dat een afschuiving optreedt. Hiervoor zijn geen gevalideerde modellen beschikbaar. Wel kan een evenwichtsregel worden afgeleid. Met grondwaterstromingsberekeningen kan worden berekend wanneer voldoende druk wordt ontwikkeld om een laagje grond te doen afschuiven.

Op basis van deze modellen kunnen schattingen gegeven worden van de tijd tussen initiële schade en het ontstaan van een bres in de dijk.

6.4.3 Relevantie voor Nederlandse praktijk

In Nederland zijn geen beschrijvingen aanwezig van een proces van microinstabiliteiten dat leidt tot het bezwijken van een waterkering. Wel zijn beschrijvingen van schade door overloop en overslag bekend zoals bij de watersnoodramp in 1953, waarbij vergelijkbare mechanismen een rol speelden. Er zijn verschillende (initiële) schades door microinstabiliteiten beschreven en gefotografeerd. In het buitenland zijn dammen wel bezweken door processen die lijken op wat we in Nederland microinstabiliteit noemen. Uit de beschikbare gegevens kan zeker niet worden uitgesloten dat microinstabiliteiten tot dijkdoorbraken kunnen leiden.

De bijdrage van microstabiliteit aan de reststerkte van een dijk dient daarom nader te worden onderzocht. Uit recente laboratoriumproeven volgt dat de gehanteerde evenwichtshelling in het huidige reststerkte-evenwichtsmodel mogelijk niet veilig is. Uit dezelfde proeven volgt ook dat het proces van opeenvolgende microinstabiliteiten een langzaam proces is. Na een initieel bezwijkmechanisme kan een dijkdoorbraak enkele etmalen op zich laten wachten. Dit is in tegenspraak met beschrijvingen van damdoorbraken in het buitenland.

6.5 Reststerkte van de kleilaag

Met betrekking tot de klei kunnen de volgende constructies worden onderscheiden (zie ook Figuur 6.5):

- Onder harde bekleding:
 - kleilaag, dikte 0,5 à 1,0 m
 - dijk kern van klei of zand
- Grasbekleding:
 - klei onder de zode, dikte orde 0,5 m (kenmerk: nog enkele wortels)
 - kleilaag onder de deklaag, dikte 0,25 à 0,5 m (kenmerk: geen wortels)
 - klei in de dijk kern.

Zowel bij de toepassing onder een graslandbekleding als onder een 'harde' bekleding moet de klei meestal aan erosiebestendigheidscategorie 1 voldoen (zie Deel 6, paragraaf 2.3). Bij de toepassing onder een graslandbekleding mag een minder erosiebestendige klei liggen, daar deze gunstiger is voor de doorworteling.

De eventueel in de kern van de dijk aanwezige klei mag van mindere kwaliteit zijn. Dit geldt ook voor de klei die wordt toegepast in het binnentalud.

Ondanks deze richtlijn voor het aanleggen van dijken, komt het nogal eens voor dat klei met een mindere kwaliteit is toegepast.

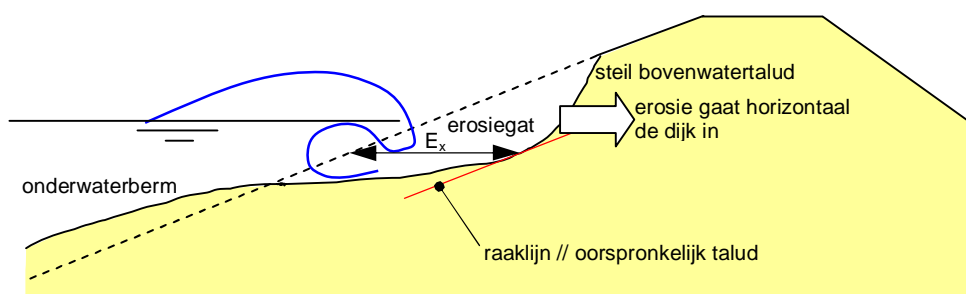
Klei is een cohesief materiaal dat vrij goed in staat is gedurende enige tijd golfaanval te weerstaan. De mate van erosie is afhankelijk van de mineralogische samenstelling van de klei (zoals het lutumgehalte: percentage korrels kleiner dan 0,002 mm), maar wordt waarschijnlijk nog meer bepaald door de bodemstructuur.

Klei met een bodemstructuur bestaat uit een samenstel van grotere en kleinere, meestal hoekige brokken; de zogenaamde bodemaggregaten. De grotere aggregaten vallen vaak weer uiteen in kleinere aggregaten. De kleinste aggregaten met afmetingen van minder dan 2 mm worden in en direct onder een graszode aangetroffen. Grotere aggregaten kunnen een afmeting hebben van 20 cm. De aggregaten hebben meer of minder onderlinge samenhang doordat ze aan elkaar kleven of doordat ze door bijvoorbeeld wortels aan elkaar verbonden zijn.

De aanwezigheid van een bodemstructuur domineert de meeste civieltechnische eigenschappen van klei. De doorlatendheid wordt er volledig door bepaald en het heeft belangrijke negatieve invloed op de erosiebestendigheid. In het algemeen heeft alle klei in dijken in meer of mindere mate een bodemstructuur.

Het zoutgehalte van de klei blijkt een verwaarloosbare invloed te hebben, net als dat er geen verschil zit tussen zoete klei die belast wordt door zout water en omgekeerd (GD 1996).

Doordat de bodemstructuur zo belangrijk is, is het noodzakelijk om de erosiebestendigheid van klei te bepalen op vrij grote monsters. Bij onderzoek naar de erosie van een kleilaag in de Deltagoot is het essentieel dat de klei in ongeroerde staat in de modelopstelling wordt aangebracht. Dit maakt de proeven relatief duur, en zijn dit soort proeven in het verleden nog niet veel uitgevoerd. Tijdens het onderzoek van 1992/93 is dit voor het eerst in de Deltagoot uitgevoerd (Wouters 1993), maar toen nog met een vrij gebrekkige methode om klei te steken, waardoor het veel te lijden had voordat het in de Deltagoot stond. Die proefresultaten zijn daardoor conservatief (de erosie ging sneller). De proeven met keileem van 2006/07 waren echter zeer succesvol (Wolters en Klein Breteler 2007).



Figuur 6.7 Geërodeerd materiaal uit erosiegat heeft lager op het talud een onderwaterberm gevormd (S-profiel) en definitie E_x (grootste horizontale afstand tussen oorspronkelijk profiel en geërodeerd profiel).

Er zijn ook een aantal schadegevallen uit de praktijk geanalyseerd. Daarbij valt op dat zelden de kleikwaliteit bekend is, en soms moet ook een schatting gemaakt worden naar de opgetreden golfcondities en de belastingduur.

Gegevens van schade in Duitsland in 1962 zijn nagerekend met een formule afgeleid van kleiproeven in de Deltagoot. Het blijkt dat de horizontale erosielengte waarover schade optreedt groter is dan berekend (opgetreden $E_x = 3$ à 10 m). De erosiediepte van $0,8$ à $1,2$ m wordt wel redelijk voorspeld. De oorzaak van de afwijkende voorspelling is waarschijnlijk het afwijkende golfregime en de concave taludhelling van de Duitse dijken (in Nederland convex), waardoor de taludhelling bij de maatgevende waterstand veel steiler is dan op Nederlandse dijken (waar de formule uit de Deltagoot op gebaseerd is).

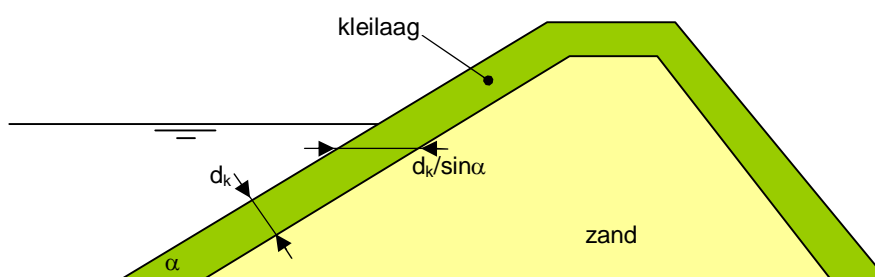
De analyse van proefresultaten met klei (Wouters 1993) en keileem (Wolters en Klein Breteler 2007) in de Deltagoot heeft aan het licht gebracht dat het erosieproces in horizontale zin voortschrijdt de dijk in. Dit is schematisch weergegeven in Figuur 6.7. Onder water ontstaat een flauw talud met een helling van ongeveer $1:7$ à $1:10$, en rond de waterlijn en daarboven ontstaat een steil talud met helling van ongeveer $1:1$. Op de vooroever kan het geërodeerde materiaal zich afzetten, hoewel bij een relatief klein gat in de bekleding dit materiaal waarschijnlijk verspreid wordt over de lengte van de dijk, waardoor de onderwaterberm van Figuur 6.7 niet ontstaat.

De mate van erosie kan weergegeven worden met de parameter E_x , die erosielengte wordt genoemd. De erosielengte is gedefinieerd als de grootste horizontale afstand tussen het oorspronkelijke profiel en het geërodeerde profiel. Deze grootste afstand zit meestal iets onder de waterlijn.

In de literatuur zijn een aantal formules gevonden voor het berekenen van de erosiesnelheid of reststerkte van klei. De meeste formules hebben parameters waarvan de grootte niet of nauwelijks vast te stellen is, waardoor ze minder bruikbaar zijn.

Op basis van een heranalyse van Deltagootproeven is voorlopig de volgende formule opgesteld voor de reststerkte van een kleilaag (best guess, voor taluds van 1:3 tot 1:4):

$$t_{Rk} = \left(\frac{d_k}{C_{klei} H_s \sin \alpha} \right)^2 \quad \text{met } t_{Rk} \text{ in uren} \quad (6.4)$$



Figuur 6.8 Dikte van de kleilaag (d_k) en horizontaal gemeten kleilaag-“breedte” ($d_k/\sin\alpha$)

De waarde van C_{klei} is vervolgens zodanig bepaald dat de spreiding van de metingen ten opzichte van de berekende trend zo klein mogelijk is. Dat heeft geresulteerd in:

- Ongestructureerde vette klei: $C_{klei} = 0,10$
- Ongestructureerde schrale klei: $C_{klei} = 0,40$
- Perkpolder klei (gestructureerde klei): $C_{klei} = 0,85$
- Kruiningen klei (gestructureerde klei): $C_{klei} = 1,25$
- Keileem van Wieringermeerdijk. $C_{klei} = 1,40$

De ongestructureerde klei komt voor in de tijzone en daaronder, terwijl de gestructureerde klei (Perkpolder en Kruiningen) voorkomt boven GHW + 1 m. Keileem is een duidelijk ander materiaal dan klei en heeft een kleinere erosiebestendigheid.

In vergelijking tot de VTV2006 geeft deze formule een beduidend grotere reststerkte.

Ten opzichte van de formule in PC-Ring is deze Formule duidelijk anders. Alleen de evenredigheid met H_s^2 is hetzelfde.

In bovenstaande formule lijkt ook de invloed van de taludhelling netjes opgenomen te zijn. Hier gaat het echter alleen om de invloed van de taludhelling op de horizontaal gemeten kleilaag-“breedte” (zie Figuur 6.8). Dat de hydraulische belasting zwaarder is bij een steiler talud, is nog niet in de formule opgenomen.

Geconcludeerd moet worden dat de basis voor deze formule zwak is, maar beter dan de formule uit PC-Ring en de tabel uit de VTV. Vele aspecten die waarschijnlijk een belangrijke invloed hebben op de reststerkte zijn niet in formule 6.4 opgenomen, zoals de taludhelling, de golfsteilheid, berm in het talud, etc.. Verder moet de waarde van C_{klei} bepaald worden voor een breder scala aan kleisoorten. Nu is het met betrekking tot gestructureerde klei (het meest voorkomend in Nederland) alleen bekend voor de klei die gestoken is bij Perkpolder en

Kruiningen, terwijl de steekmethode toen nog gebrekkig was. Daardoor is de uit die proeven bepaalde waarde van C_{klei} waarschijnlijk te hoog en is de gemeten waarde van de erosiesnelheid groter geweest dan in werkelijkheid te verwachten is.

Anderzijds zou het zinvol kunnen zijn om uit te gaan van het geërodeerde oppervlak in een dijkdoorsnede, in plaats van de horizontaal gemeten erosielengte. In de literatuur zijn verschillende voorbeelden van erosieformules op basis van het geërodeerde oppervlak gevonden (zie Deel 6).

Plannen voor vervolgonderzoek op het gebied van de reststerkte van klei zijn gegeven in paragraaf 7.1.

Een gedetailleerde rapportage van de inventarisatie met betrekking tot de reststerkte van klei en keileem is gegeven in Deel 6 van deze rapportage.

6.6 Reststerkte van de zandkern

De literatuurstudie heeft aan het licht gebracht dat de reststerkte van de kern van een dijk, met restanten van bekledingsmateriaal en kleilagen boven de waterlijn en op de kruin, nog nooit goed is onderzocht. Er zijn diverse rekenmodellen gevonden, die uiteenlopende resultaten geven.

Afhankelijk van het toegepaste rekenmodel wordt voor de reststerkte van de dijk kern een waarde gevonden tussen 5 uur en 25 uur voor een concreet dijkprofiel. Op basis daarvan wordt geconcludeerd dat de reststerkte van de kern van de dijk zeker niet verwaarloosbaar is. Ook op proefvakken op de Houtribdijk is vastgesteld dat de reststerkte zeer aanzienlijk kan zijn.

Het erosieproces leidt tot een flauw talud onder water, en een steil boventalud (zie Figuur 6.7). Het erosieproces schrijdt daarbij in horizontale richting voort door de dijk.

De erosie van de zandkern van de dijk kan niet goed gemodelleerd worden met de rekenmodellen voor duinafslag. Het doorrekenen van een dijk alsof het een duin is gaat voorbij aan twee belangrijke aspecten:

- De erosie vindt plaats in een gat in de dijk, waarbij het zand dat uit het gat verdwijnt, mogelijk zich niet afzet op de vooroever, maar zich verspreid langs de dijk. Dat maakt dat het erosieproces geen evenwicht bereikt. Hierdoor kan de erosiesnelheid bij een klein gat 2 à 2,5 maal sneller zijn, ten opzichte van een zeer breed gat. Tijdens het erosieproces zal het gat wel steeds breder worden, waardoor de erosiesnelheid afneemt.
- De dijk heeft een schil van klei en/of asfalt, waardoor er een proces van ondermijning optreedt en vervolgens het instorten van stukken van deze schil. Dit erosieproces verloopt waarschijnlijk veel trager dan duinafslag.

Modelonderzoek in de Deltagoot met restanten van een duinvoetverdediging heeft geleid tot de conclusie dat restanten van een steenzetting vrijwel geen invloed hebben op de erosiesnelheid.

Aanbevolen wordt om nader onderzoek uit te voeren, gericht op de kwantificering van de reststerkte van de zandkern, zoals voorgesteld in Deel 2 van deze rapportage.

6.7 Schatting orde grootte van de reststerktecomponenten

Op basis van de verzamelde informatie over de erosieprocessen is het mogelijk een eerste ruwe schatting te geven van de orde grootte van de reststerktecomponenten. Er is uitgegaan van normale dijken en golfbelasting. Dit resulteert in het volgende, waarbij tussen haakjes een range is gegeven die een indruk geeft van de huidige onzekerheid:

- Reststerkte van dijk met steenzetting in de golfaanvalszone (talud 1:3,5; $H_s = 2$ m, $T_p = 6$ s, 80 cm klei met vrij goede kwaliteit $C_{\text{klei}} = 0,8$):
 - Reststerkte van de toplaag: 3 uur (range: 2 à 4 uur)
 - Reststerkte van het geotextiel: 1 uur (range: 0 à 2 uur)
 - Reststerkte van de kleilaag: 7 uur (range: 4 à 11 uur)
 - Reststerkte van de zandkern: 8 uur (range: 4 à 16 uur)
- Reststerkte van dijk met asfalt in de golfaanvalszone (talud 1:3,5; $H_s = 2$ m, $T_p = 6$ s):
 - Reststerkte van het asfalt: 7 uur (range: 4 à 20 uur)
 - Reststerkte van de zandkern: 8 uur (range: 4 à 16 uur)
- Reststerkte van rivierdijk met gras in de golfaanvalszone en kleikern (talud 1:3; matig gras met $c_{\text{gras}} = 0,5 \cdot 10^6$ ms en $d_w = 0,1$ m; matige kernklei met $c_{\text{klei}} = 1,25$; weg op kruin; $H_s = 0,7$ m):
 - Reststerkte van grasmatt: 28 uur (range: 14 à 40 uur)
 - Reststerkte van de kleikern: 100 uur (range: 50 à >100 uur)
- Reststerkte van rivierdijk met zandkern na macro-instabiliteit binnenwaarts die niet de kruin heeft aangetast:
 - Reststerkte ten aanzien van micro-instabiliteit: enkele dagen

De reststerkte ten aanzien van golfaanval kan voor een concreet geval samengesteld worden door de grootte van de relevante reststerktecomponenten op te tellen.

Uit het bovenstaande blijkt dat de reststerkte ten aanzien van golfaanval over het algemeen waarschijnlijk vrij aanzienlijk is ten opzichte van de belastinguur (zie hoofdstuk 5). De reststerkte ten aanzien van micro-instabiliteit zal doorgaans in veel gevallen vrij krap zijn.

7 Voorstellen vervolgonderzoek

In dit hoofdstuk is per type dijk en initieel mechanisme een voorstel gegeven voor vervolgonderzoek. Doordat er alleen significante stappen vooruit gemaakt kunnen worden als er ook grootschalig modelonderzoek wordt uitgevoerd, is de uitvoering van deze plannen kostbaar. De totale kosten van het vervolgonderzoek bedragen omstreeks 5 miljoen euro. De resulterende formules moeten bruikbaar, robuust en veilig zijn. Gezien de omvang van de problematiek richt het onderzoek zich op een globale kwantificering van de reststerkte, zonder al te veel energie in het onderzoeken van details te steken. Dit alles moet leiden tot een grove doch bruikbare kwantificering van de reststerkte.

Het onderzoek moet leiden tot bruikbare resultaten. De verschillende modelonderzoeken dragen daar in belangrijke mate aan bij. Zoals gebleken is in het onderzoek naar de reststerkte van de keileem in de Wieringermeerdiijk is het mogelijk om de proefresultaten te gebruiken voor het opstellen van formules. Deze formules geven de relatie tussen de eigenschappen van de dijk en de grootte van de reststerkte. Daarbij wordt onderscheid gemaakt tussen de verschillende reststerktecomponenten (zoals de reststerkte van de toplaag, zie Formule 6.3). Een tussenresultaat van het onderzoek is een aantal formules voor de verschillende reststerktecomponenten, waarmee voor een concreet geval de reststerkte deterministisch berekend kan worden. Deze formules worden vervolgens gebruikt in de veiligheidsbeschouwing (zie paragraaf 7.6).

In de veiligheidsbeschouwing wordt uiteindelijk rekening gehouden met de diverse onzekerheden en daarmee wordt het mogelijk een concreet toetscriterium af te leiden.

Er wordt zoveel mogelijk naar gestreefd om na elke fase van het onderzoek de resultaten door te vertalen naar de veiligheidsbeschouwing.

De concrete opzet van het onderzoek en de ervaring uit het verleden met dergelijk onderzoek, maakt dat met vertrouwen gesteld kon worden dat de eindresultaten goed bruikbaar zullen zijn.

7.1 Reststerkte van dijk met de steenzetting, kleilaag en zandkern

7.1.1 Beschrijving van het vervolgonderzoek

De beschikbare kennis over reststerkte van een dijk met steenzetting en kleilaag is in fase 1 van dit onderzoeksproject geïnventariseerd (zie Deel 2 van het onderhavige verslag). Er is geconcludeerd dat veel aanvullend onderzoek nodig is om een bruikbaar reststerktemodel te kunnen ontwikkelen.

Om de kennisleemtes adequaat te kunnen invullen blijkt modelonderzoek onontbeerlijk te zijn (zie deel 2). Andere onderzoeksmiddelen, zoals numerieke berekeningen en onderzoek in de praktijk, zijn daarvoor niet geschikt. Voor de numerieke modellen geldt dat ze de fysica niet, of onvolledig, kunnen weergeven, omdat ze er nooit voor gemaakt zijn en de ontbrekende fysische kennis nou juist het onderwerp van onderzoek is. Voor onderzoek in de praktijk geldt dat dit zeer duur is, en bovendien nauwelijks uitvoerbaar omdat stormen niet besteld kunnen

worden. Verder willen we zien hoe een waterkering volledig erodeert, en dat zal een dijkbeheerder in Nederland niet toestaan.

Gezien de relatief hoge kosten van modelonderzoek dient uiteraard steeds goed afgewogen te worden of de kennisvermeerdering voldoende bijdraagt aan het uiteindelijke doel (bouwstenen voor toetsmethodiek).

Met modelonderzoek is het mogelijk om de fysica van deelprocessen en het hele erosieproces van een bezwijkende dijk te onderzoeken. Voorgesteld wordt drie soorten modelonderzoek te gebruiken:

- Detailonderzoek naar de erosie van klei als gevolg van langsstromend water: Roto-erosiemeter van Deltares Geo-Lab. Hierin worden de kleimonsters van enkele centimeters doorsnede beproefd. Dit onderzoek is gericht op het vinden van een praktische karakterisering van klei, als aanvulling op Atterbergse grenzen, structuur en korrelgrootteverdeling.
- Kleinschalig modelonderzoek in de Scheldegoot van Deltares, gericht op de invloed van taludhelling, golfsteilheid, golfhoogte, etc. op de erosiesnelheid van klei. Omdat in de Scheldegoot slechts golven van ca 20 cm hoogte kunnen worden gemaakt, moet gebruikgemaakt worden van kunstklei en kunnen alleen de trends van sommige parameters onderzocht worden (zie paragraaf 6.1 in deel 2). Het is aantrekkelijk om dit te proberen, gezien de relatief lage kosten ten opzichte van grootschalig modelonderzoek. Als de erosiesnelheid van de kunstklei onder dezelfde omstandigheden ongeveer gelijk is aan die gemeten is in de Deltagoot, dan is dat een goede aanwijzing dat de kunstklei bruikbaar is.
- Grootschalig modelonderzoek in de Deltagoot van Deltares, gericht op het gehele erosieproces van een bezwijkende dijk met toplaag van gezette steen, uitvullaag van steenslag, geotextiel, kleilaag en zandkern in de golfaanvalzone, en een kleilaag met gras op de kruin en het binnentalud.

Het onderzoek wordt opgesplitst in de volgende delen:

- Inventarisatie van huidige kennis (huidige verslag)
- Modelonderzoek, gericht op het meten van de reststerkte
- Vertalen van de gemeten reststerkte naar een rekenmodel/formules
- Verificatie van het reststerktemodel
- Veiligheidsbeschouwing in samenwerking met andere deelprojecten in SBW-reststerkte.

Ter ondersteuning van de interpretatie van de modelonderzoekresultaten kan gebruik gemaakt worden van het numerieke rekenmodel ComFlow.

De basis van het reststerkteonderzoek zijn modelproeven op grote schaal (in de Deltagoot) en op kleine schaal (in de Scheldegoot en in het Geo-Lab). Het volgende onderzoek is gepland:

- Referentieproef in de Deltagoot: Grootschalige modelproef (Deltagoot) met representatieve dijk, inclusief bekleding;
- Parameterstudie in de Scheldegoot: Invloed van diverse parameters (dijkgeometrie, golfhoogte, golfsteilheid, stormverloop, etc.) kwantificeren;
- Roto-erosiemeter: karakterisering van de klei;
- Parameterstudie in de Deltagoot: Invloed van de kleikwaliteit op de reststerkte kwantificeren en link tussen kleinschalig en grootschalig onderzoek leggen;
- Verificatieproef in de Deltagoot: Verifiëren van het opgestelde rekenmodel in een modelproef met een representatieve dijk, inclusief bekleding.

Het onderzoek wordt gefaseerd uitgevoerd. De volgende fasen worden onderscheiden:

Fase 2: Eerste fase Modelonderzoek

Referentieproef in de Deltagoot en kleinschalige parameterstudies (Roto-erosiemeter en Scheldegoot);

Verbeteren van het voorlopige rekenmodel.

Fase 3: Tweede fase Modelonderzoek

Afronding van kleinschalige parameterstudies (Geo-Lab en Scheldegoot) en modelproeven in de Deltagoot. Dat laatste is alleen gericht op kleierosie, met verschillende soorten klei;

Opzet van het definitieve rekenmodel en opstellen van een voorlopige toetsprocedure;

Fase 4: Verificatiefase

Grootschalige modelproef (Deltagoot) met volledige dijk, inclusief bekleding;

Verifiëren van het opgestelde rekenmodel en uitwerken van de (bouwstenen voor de) toetsmethode.

Veiligheidsbeschouwing afronden.

Elke fase wordt afgesloten met een rapportage, waarbij het opgestelde rekenmodel steeds beter wordt. Flankerend wordt er gewerkt aan de veiligheidsbeschouwing.

Nadere details over dit vervolgonderzoek zijn te vinden in Deel 2.

7.1.2 Haalbaarheid van het vervolgonderzoek

De technische haalbaarheid van het onderzoek is in deze paragraaf geïnventariseerd voor de volgende onderdelen:

- Grootschalig modelonderzoek in de Deltagoot met ongeroerde klei
- Kleinschalig modelonderzoek in de Scheldegoot met kunstklei
- Numerieke berekeningen met ComFlow

Grootschalig modelonderzoek

In de Deltagoot is een ruime ervaring met het beproeven van dijkbekledingen en andere constructies. Er is meerdere malen een volledige dijk met hoogte van 8 à 9 m opgebouwd en beproefd. Bijzonder aan de proeven voor dit reststerkte-onderzoek is de ongeroerde klei die in een laag op de zandkern moet worden aangebracht. Deze is voor een deel afkomstig van onder een steenzetting en voor een deel van een grastalud.

In de negentiger jaren is een dergelijk onderzoek uitgevoerd zonder dat er een goede methode was om de klei in ongeroerde staat naar de Deltagoot te vervoeren. Daardoor zijn de resultaten van dat onderzoek maar matig bruikbaar gebleken. Tijdens het reststerkte-onderzoek met keileem voor de Wieringermeerdijk is een nieuwe methode gehanteerd, die uitstekend bleek te werken (zie ook Wolters en Klein Breteler, 2007). De speciale stalen mallen maakten het mogelijk om een laag ongeroerde keileem aan te brengen waarin nauwelijks nog naden van de afzonderlijke keileemblokken waren te zien.

De klei van onder een steenzetting en met gras kan waarschijnlijk uit Zeeland gehaald worden. Het Projectbureau Zeeweringen en de waterschappen hebben aangegeven hieraan te willen meewerken.

Op grond hiervan kan gesteld worden dat het grootschalig modelonderzoek in de Deltagoot goed haalbaar is.

Kleinschalig modelonderzoek

Ook in de Scheldegoot heeft Deltares ruime ervaring met het beproeven van constructies. In het huidige reststerkte-onderzoek is het plan om de erosie van kunstklei te onderzoeken. Deze kunstklei moet zodanig erosiegevoelig zijn dat het erodeert bij kleine golven van orde 20 cm, en bovendien moet het erosiegedrag ervan overeenkomen met die van echte klei met golven op prototypeschaal.

Om de haalbaarheid hiervan te onderzoeken zijn verschillende soorten kunstklei beproefd in de Roto-erosiemeter van Deltares.

Op basis van deze eerste proefresultaten met kunstklei is geconcludeerd dat het waarschijnlijk mogelijk is om een weinig erosiebestendige klei te maken voor het kleinschalige reststerkte-onderzoek in de Scheldegoot. Uit de proeven is verder gebleken hoe belangrijk het is om het protocol voor het maken van kunstklei en voor het reststerkteonderzoek met kunstklei zorgvuldig en in detail uit te werken, om de herhaalbaarheid van de resultaten te waarborgen.

De resultaten van het vooronderzoek naar kunstklei is zodanig bemoedigend dat voorlopig gesteld kan worden dit onderzoek goed haalbaar.

In de tweede fase van het onderzoek zal een korte proef gedaan worden in de Scheldegoot om te kijken of de kunstklei inderdaad aan de eisen voldoet. Pas als we tevreden zijn over deze proef, zal het volledige proevenprogramma in de Scheldegoot uitgevoerd worden. Daarbij moet ook aandacht zijn voor het mechanisme van de erosie, namelijk het loskomen van brokken klei (aggregaten).

Het werken met kunstklei in een kleinschalige faciliteit is aantrekkelijk omdat hiermee de resultaten van grootschalige proeven breder toepasbaar gemaakt kunnen worden, terwijl de kosten van de proeven beperkt zijn. Het is daarom de moeite waard om relatief veel moeite te steken in het optimaliseren van de kunstklei, zodat dit onderzoek een succes wordt.

Numerieke berekeningen

Deltares is een van de ontwikkelaars van het programma ComFlow en heeft daarom ruime ervaring met het uitvoeren van berekeningen hiermee. De inschatting is dat deze berekeningen geen problemen gaan opleveren, en dus haalbaar zijn.

Conclusie

Uit het bovenstaande blijkt dat de drie belangrijkste pijlers waarop de onderzoeksresultaten gebaseerd zullen worden, namelijk het grootschalige modelonderzoek in de Deltagoot, het kleinschalig onderzoek in de Scheldegoot en de numerieke berekeningen, waarschijnlijk goed haalbaar zijn.

7.2 Reststerkte van dijk met asfalt en zandkern

Het onderzoek voorzag na de hier gerapporteerde inventarisatiefase nog in een tweetal vervolgfases. In fase 2 een completering van de beschrijving van de (deel)processen van de schadeontwikkeling met zonodig de ijking van deze processen met proeven. Voor fase 3 was verificatie van het uit de deelprocessen opgebouwde reststerktemodel voorzien.

Deze aanpak lijkt na de inventarisatiefase nog steeds haalbaar al kan voor fase 3 wel de conclusie worden getrokken dat rekening moet worden gehouden met een verschaling van de beoogde verificatie-proef. Evaluatie van in de praktijk en laboratoria opgetreden schaden heeft geleerd dat de platen waarin de bekleding uiteenvalt groot zijn in verhouding tot de breedte van de grootste proeffaciliteit (Deltagoot: 5 meter breed) die ter beschikking staat. Dat maakt dat het sterktemodel voor asfalt dat in fase 2 aandacht dient te krijgen, extra aandacht verdient met het oog op de mogelijkheden van verschaling van de constructie.

Op de zaken die in fase 2 moeten worden opgepakt, wordt in de volgende subparagrafen nader ingegaan. Het gaat enerzijds om bureaustudies en anderzijds om onderbouwend laboratoriumonderzoek. Op grond van de bevindingen van fase 2 zal moeten worden beslist of een grootschalige reststerkteproef inderdaad het aangewezen middel is voor de verificatie van het reststerktemodel.

7.2.1 Bureaustudies fase 2 reststerkte van dijk met asfalt en zandkern

De tot de essentie teruggebrachte gebeurtenissenboom die de analyse van fase 1 heeft opgeleverd (zie Figuur 6.4), geeft de processen die in fase 2 nader moeten worden beschreven en geïmplementeerd in een rekenmodel. De erosie van het resterende zandlichaam (proces 8) met bekledingsresten tot aan begin bresgroei kan als gezamenlijke inspanning voor SBW Reststerkte deelproject 2 en 3 worden opgepakt.

Daarnaast verdient het materiaalgedrag van het asfalt een nadere uitwerking, omdat enerzijds de eigenschappen van het asfalt zeer bepalend zullen zijn voor de kritieke waarden van de verschillende processen, anderzijds omdat in fase 3 een verschaling noodzakelijk zal zijn.

Na implementatie van de processen in een numerieke procedure, dient aan de hand van een parameterstudie de gevoeligheid van de modellering te worden vastgesteld en grenswaarden/ omslagpunten voor de verschillende processen te worden bepaald. Dit kan mogelijk al voor afzonderlijke processen, waarna duidelijk wordt of implementatie van een proces in het geheel echt wel zinvol is. Daarnaast zal de gevoeligheidsstudie sturend zijn voor de opzet van de verificatieproef in fase 3.

De tabel 7.1 geeft een overzicht van de bedoelde bureaustudies.

Indien mogelijk moeten de numerieke beschrijvingen van de relevante processen worden gekoppeld.

Het zijn met name de grenstoestanden die kunnen leiden tot concrete aanbevelingen richting praktijk ten aanzien van niveaus van schade die tot (urgente) actie van de beheerder moeten leiden.

Omdat de omvang van de initiële schade cruciaal is voor het al of niet op gang komen van het erosieproces dat uiteindelijk in falen kan resulteren, is het van groot belang te onderzoeken welke schade in de praktijk door beheerders wordt aangetroffen en welke schade bij inspectie acceptabel wordt geacht. Daarom is een workshop met betrekking tot criteria ten aanzien van toelaatbare schade, waarbij zowel beheerders als onderzoekers aanwezig zijn, zeer wenselijk.

Gezien het belang van de grenswaarden en de rol van het materiaalgedrag daarbij, is ijking daarvan wenselijk door middel van laboratoriumproeven onmisbaar. Daarop wordt in de

volgende subparagraaf ingegaan. Mogelijk zal analyse van het laboratoriumonderzoek leiden tot bijstellen van de modelbeschrijving.

Proces (nummering: zie Figuur 6.4)	Analytische beschrijving fysica	Implementatie in rekenmodel
1 Evenwicht initiële erosie	X	X
2a Ondermijning door lokale erosie	X	X
2b Sluiten schade door vervorming		X
3 stabilisatie erosieproces door diepe kuil	X	X
4 omslagpunt: belasting schiet onder onderste plaat		X
5a uitbreken plaat onder schade		X
5b instorten plaat boven schade	X voor verticale scheur en gat	X voor alle situaties
7 versnelde erosie, instorten volgende plaat boven schade	X	X
8 erosie resterende zandlichaam	X	X
Aspect		
Belasting		X
Materiaalgedrag asfalt	X	X
Parameterstudie		Toepassen rekenmodel
Vaststellen grenswaarden		X
Vaststellen gevoeligheden		X

tabel 7.1 Bureaustudies die in fase 2 moeten worden gedaan zijn gemarkeerd met X.

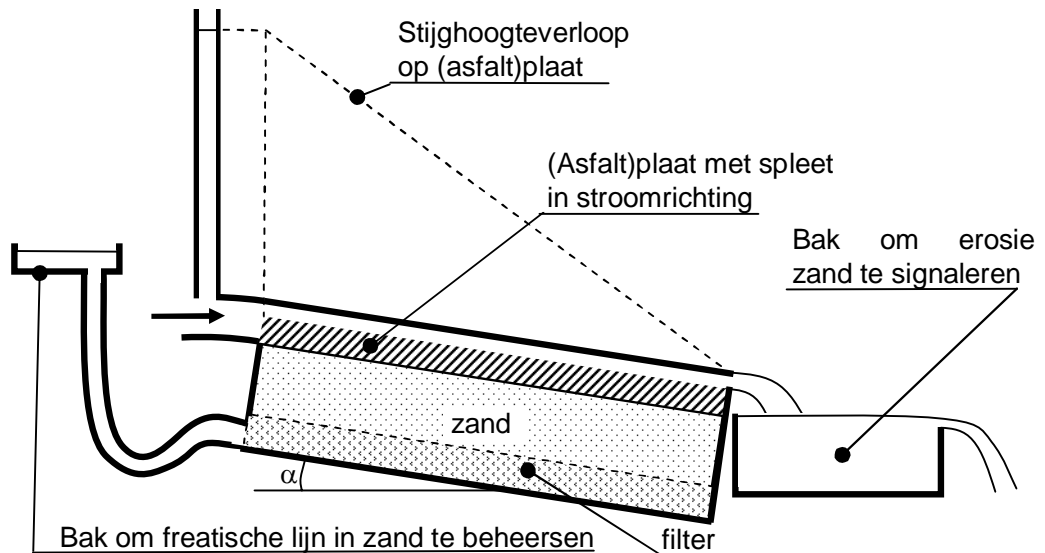
7.2.2 Laboratoriumonderzoek fase 2 reststerkte van dijk met asfalt en zandkern

De relatie die de kritieke evenwichtswaarde ten aanzien van de initiële erosie beschrijft, komt als eerste voor ijking/verificatie in aanmerking. Dit is een deelonderzoek waarvoor de koppeling van de diverse deelprocessen nog niet nodig is.

Voor het vaststellen van de grenswaarde in de olopzone zou kunnen worden volstaan met het plaatsen van een plaat met spleet op een talud met daarover vrij afstromend water. In de golfaanvalszone worden echter veel grotere verhangen op talud bereikt. Voor die situatie volstaat dus geen vrije afstroming. Het grotere verhang kan worden gecreëerd door de stroming te concentreren onder een "dak" boven het oppervlak waar de spleet zich in bevindt. In figuur 7.1 is het principe van de proefopstelling geschetst.

In deze proef kan slechts een stationaire stroming, met een beperkte mate van turbulentie worden onderzocht. Een theoretische vertaling van de werkelijk turbulente situaties op verschillende plaatsen in de golfaanvalszone naar deze "equivalente stationaire belasting" verdient nog de nodige aandacht.

Een tweede proevenserie betreft verificatie/ijking van het gedrag van de uitragende plaat. Het materiaalgedrag is namelijk van groot belang voor het bezwijken in de praktijk. Daarnaast is dit onderzoek ook noodzakelijk om te komen tot een juiste materiaalkeuze voor de grootschalige proef die in fase 3 wordt voorzien.



figuur 7.1 *Principe schets van mogelijke proefopstelling ter verificatie van evenwicht / initiële erosie met stationaire stroming*

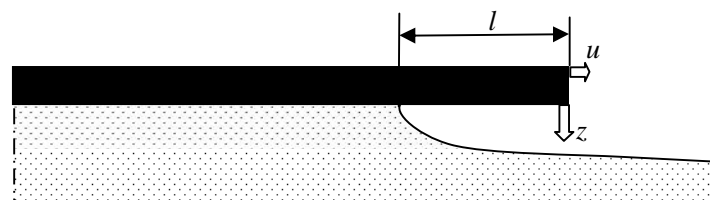
Ter voorbereiding op deze tweede proevenserie moeten de “jonge-heer-proeven” die in het verleden zijn uitgevoerd worden bestudeerd. De grenswaarde gekoppeld aan het sluiten van een scheur door zakking in de ontgrondingsholte, is sterk afhankelijk van het materiaalgedrag. Ter verificatie van het materiaalmodel, sterkte en vervormingen kan een asfaltstrook of balk op een zandbed worden gelegd met een bepaalde uitkragende lengte, zie figuur 7.2. De uitkraging kan worden verkregen door het zandbed ter plaatse van de gewenste uitkraging weg te spoelen.

Belasting vindt plaats door eigengewicht, eventueel aangevuld door een dynamische last.

De bezwijkbelasting en de tijdsduur van begin van belasten tot aan bezwijken levert ijkings van de *sterkte van de asfaltplaat*, de locatie van de bezwijkscheur geeft ook informatie over de stabiliteit van de ontgrondingskuil.

De verticale verplaatsing z van het plaatende als functie van de tijd levert een ijkings van het vervormingsgedrag, van belang voor de beginconditie voor *uitbreken asfaltplaat*.

Ter verificatie van het mechanisme *sluiten scheuren door geometrische niet-lineariteit* dient de horizontale (tweede orde) verplaatsing van het plaatuiteinde u te worden geregistreerd.



figuur 7.2 *Principe schets van mogelijke proefopstelling ter ijkings van materiaalgedrag uitkragende plaat*

Bij de proeven met de uitkragende plaat, waarbij het materiaalgedrag bepalend is voor het resultaat, dient de temperatuur als factor van belang in ieder geval te worden gemeten en mogelijk zelfs te worden beheerst.

Aan het eind van fase 2 zal aandacht besteed gaan worden aan de uitwerking van een verificatieproef in de Deltagoot van Deltares. De proef wordt uitgevoerd in fase 3.

7.2.3 Verificatie in fase 3

In fase 3 is het de bedoeling om met grootschalig modelonderzoek te verifiëren of het rekenmodel uit fase 2 juist is, en zal het eventueel bijgesteld worden. Dit onderzoek kan uitgevoerd worden in de Deltagoot. De maximaal haalbare golfhoogte ($H_s = 1,6$ m) is niet in staat om een asfaltbekleding te laten bezwijken. Daarom moet via een truc de beschadiging van het asfalt in de Deltagoot die bij aanvang is gewenst, worden verkregen. Het doel is om de proef te beginnen met een initiële schade aan het asfalt.

De proeven kunnen gericht worden op het uitspoelen van het zand en het instabiel worden van de asfaltschollen. De golfhoogte zal waarschijnlijk groot genoeg zijn om het breken van de asfaltschollen in het proces te kunnen meenemen.

Verder kan de reststerkte van de dijk kern gemeten worden.

De resulterende rekenmethoden zullen geschikt gemaakt worden voor toepassing in bijvoorbeeld PC-Ring.

In deze derde fase zal ook op basis van een veiligheidsbeschouwing een criterium voor het toetsen worden opgesteld, rekening houdend met de wens om voldoende restveiligheid over te houden.

7.2.4 Haalbaarheid van het vervolgonderzoek

Door het proces van schade-ontwikkeling in delen te verdelen kan ook het onderzoek in concrete delen worden uitgevoerd. In elk deelonderzoek is er sprake van de focus op een goed afgebakend fysisch proces. Die processen zijn in Deel 3 van deze rapportage al uitvoerig aan de orde geweest, waardoor er nu een goed beeld van is opgebouwd.

Het proces van voortgaande schade start met het uitspoelen van het zand. In het verleden is hier al eens aandacht aan besteed en er zijn concrete ideeën om dit proces kwantitatief te beschrijven. Er is een eenvoudige proefopstelling bedacht waarmee de noodzakelijke experimentele ondersteuning van het gedachtenmodel kan worden verkregen. Deze proefopstelling is eenvoudig en goed haalbaar.

Vervolgens gaat de asfaltplaat breken. Om dit kwantitatief te kunnen beschrijven is een eenvoudige modelproef bedacht met een uitkragende plaat op zand. Ook deze proefopstelling is eenvoudig en goed haalbaar.

Als deze twee belangrijke processen zijn gekwantificeerd, wordt met Deltagootonderzoek het totale proces van schade-ontwikkeling aan het asfalt en erosie van het zand onderzocht. Deze proef maakt het mogelijk de modellering te ijken en eventuele hiaten te vullen.

Hoewel de maximaal mogelijke golfhoogte in de Deltagoot beperkt is, is er een concreet idee voor een modelopstelling waarin de belangrijkste processen bij deze beperkte golfhoogte kunnen worden onderzocht. Dat maakt dat dit Deltagootonderzoek ook goed haalbaar is.

Op grond van het reeds opgestelde beeld van de deelprocessen en de gepresenteerde aanpak voor het vervolgonderzoek kan geconcludeerd worden dat het vervolgonderzoek goed haalbaar is.

7.3 Reststerkte van kleidijk met grasbekleding

Voor het onderzoek naar de reststerkte van de klei met gras blijkt modelonderzoek onontbeerlijk te zijn. Andere onderzoeksmiddelen, zoals numerieke berekeningen (voor zover beschikbaar) en onderzoek in de praktijk, zijn daarvoor niet geschikt. Daarvoor gelden dezelfde argumenten als gegeven zijn in paragraaf 7.1.1. Verder zijn de proeven met de golfoverslagsimulator gericht op een ander erosieproces dan onderzocht wordt in dit deelproject van SBW-reststerkte.

Op grond van de overwegingen uit Deel 4 wordt het volgende onderzoek voorgesteld:

- 1 Bureaustudie met als onderdelen:
 - a Nader uitwerken van het conceptuele model zoals beschreven in Hoofdstuk 4 van Deel 4 en te verifiëren met beschikbare data (waargenomen schades en modelontwikkelingen uit Denemarken, van EroGrass, Emmaploderdijk en Bergambacht).
 - b Uitwerken van invloed oprit en weg op de erosie.
 - c Implementeren van recente onderzoeksresultaten (EroGrass, SBW-Golfoverslag en sterkte grastalud, Bergambacht) van de invloed van (verharde) opritten in het reststerkte model.
 - d Uitzoeken wat de meest kritieke situatie is: een oprit boven aan het talud, of halverwege het talud, of een weg op de kruin. Ontwerp van modelopstelling voor validatie met grootschalige proeven in de Deltagoot.
- 2 Validatie in grootschalige proeven in de Deltagoot.
 - a het vertragende effect op de erosiesnelheid van overhangende grasbekleding na het ontstaan van een gat in de grasbekleding;
 - b het effect op de erosiesnelheid van (verharde) opritten en een verharde weg op de kruin.
- 3 Veiligheidsbeschouwing en vaststellen toetscriterium.

Specifiek onderzoek naar de reststerkte van klei vindt plaats in het kader van deelproject 2, zie paragraaf 7.1.

Dergelijke grootschalige proeven zijn goed uit te voeren in de Deltagoot. Er zal echter gebruik gemaakt moeten worden van ongeroerde klei, zodat de invloed van de structuur van de klei volledig tot zijn recht komt. Bovendien moeten de grasmatten minstens vier jaar oud zijn. Daarvoor is het nodig om met stalen mallen blokken klei met gras van een rivierdijk te steken, en deze te transporteren naar de Deltagoot. Daar kan een dijk opgebouwd worden op prototypeschaal met een buitentalud van gras, en een asfaltweg op de kruin.

Hoewel de breedtegroei van het gat in het gras slechts gevolgd kan worden zolang het past in de breedte van de Deltagoot, wordt toch verwacht dat deze breedte groot genoeg is. Als namelijk het gat in het gras enkele meters breed is, gaat de erosie al hard de diepte in.

Voor de geometrie geldt dat er in principe vier mogelijkheden zijn:

- 1 klinkerweg op de kruin en geen oprit
- 2 asfaltweg op de kruin en geen oprit
- 3 asfaltweg op de kruin en het begin van een oprit onderaan het talud
- 4 asfaltweg op de kruin en aansluiting van oprit op deze weg (oprit zit bovenin het dwarsprofiel)

Het is niet haalbaar en niet nodig om alle vier deze mogelijkheden te beproeven. Voorafgaande aan het Deltagootonderzoek moet uitgezocht worden welke situatie het meest relevant is.

Op grond van de ervaring uit het verleden met onderzoek naar graserosie wordt ingeschat dat dit vervolgonderzoek goed haalbaar is en tot waardevolle resultaten zal leiden (zie paragraaf 6.2 in Deel 4).

7.4 Micro-instabiliteit

Algemeen

Bestaande rekenmodellen om de reststerkte bij het optreden van microstabiliteit te bepalen zijn opgesteld voor andere doeleinden dan het bepalen van de reststerktecapaciteit. De modellen zijn daardoor niet gevalideerd en nog niet toepasbaar voor het bepalen van de reststerkte van een waterkering.

De volgende aanbevelingen worden gedaan:

- Valideren aanname evenwichtshelling in het bestaande reststerktemodel.
- Aanpassen bestaande rekenmodellen voor bepalen reststerkte bij het optreden van microstabiliteit. Met name voor de terugschrijdende ontwikkeling van geulen in het binnentalud en het afschuiven van grondlagen zijn alleen theoretische modellen bekend. Met oriënterende berekeningen kan de toepasbaarheid van deze modellen voor de Nederlandse situatie worden bepaald. Eventueel dient een aanpassing van de rekenmodellen plaats te vinden. Voor het uitspoelen van individuele korrels zijn niet gevalideerde rekenregels beschikbaar. Bij het opstellen van rekenmodellen dient rekening te worden gehouden met het internationale onderzoek dat naar microinstabiliteit (piping) wordt uitgevoerd. Ook internationale ervaringen bij damdoorbraken zijn nuttig om mee te nemen.
- Bepalen toepassingsgebied van de verschillende rekenregels. Onderzocht dient te worden onder welke omstandigheden de verschillende deelprocessen optreden.
- Uitvoeren kleinschalige en enkele grootschalige laboratoriumproeven om rekenmodellen te valideren. De kleinschalige proeven zijn nodig om de beschreven processen te valideren. Het tijdsaspect, dat zich moeilijker laat schalen kan worden gevalideerd in enkele grootschalige proeven.

Plan van aanpak

Het onderzoek wordt gefaseerd uitgevoerd. De volgende fasen worden onderscheiden:

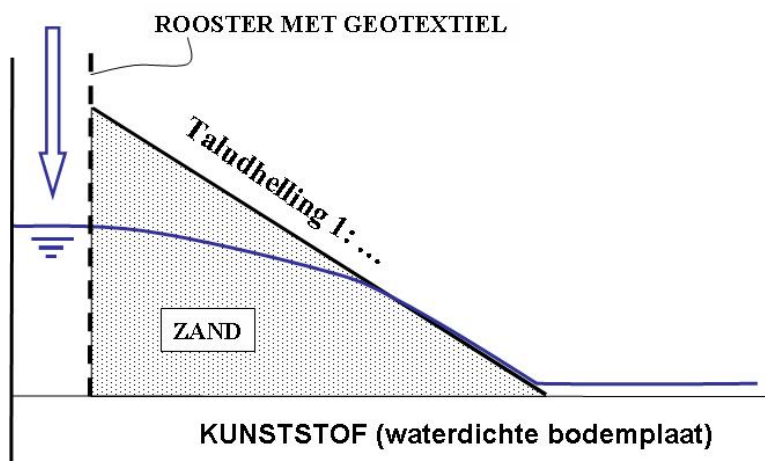
- Fase 1a: Definiëren en beschrijven reststerkteprocessen bij microinstabiliteit
- Fase 1b: Bepalen relevantie van reststerkteprocessen in Nederlandse praktijk
- Fase 2a: Mini symposium met deskundigen en waterkeringbeheerders
- Fase 2b: Uitvoeren (kijk)proeven op laboratoriumschaal en verifiëren modellen
- Fase 3: Opstellen en verbeteren van rekenmodellen / toetsregels
- Fase 4: Validatieproef (in het lab of in het veld)

Elke fase wordt afgesloten met een rapportage. Na elke fase vindt een “go” / “no-go” beslissing plaats voor de daaropvolgende fase. Dit rapport beschrijft de resultaten van fase 1a en 1b. Het rapport is de basis voor een mini-symposium (fase 2a) van waterkering-beheerders met deskundigen. Hier worden de resultaten van dit inventariserend onderzoek besproken en draagvlak gevraagd voor de vervolffasen.

In een tweede fase wordt met proeven op laboratoriumschaal de toepasbaarheid van bestaande modellen voor het bepalen van reststerkte door micro-instabiliteit verder onderzocht. Naar aanleiding van deze proeven worden rekenmodellen opgezet of verbeterd in de derde fase. Deze rekenmodellen worden vervolgens gevalideerd aan een praktijkproef in de vierde fase. Mogelijk wordt hiervoor gebruik gemaakt van de faciliteiten van de IJkdijk.



Figuur 7.3 Brutusbak



Figuur 7.4 Dwarsdoorsnede proefopstelling Brutusbak

Het plan van aanpak voor de tweede fase is in Deel 5 van deze rapportage nader uitgewerkt. Voorgesteld wordt om vier verschillende zanden, met verschillende d_{50} , te beproeven in de Brutusbak van Deltares (zie Figuur 7.3 en Figuur 7.4). Twee van deze zanden worden bovendien bij 3 verschillende taludhellingen beproefd. Zover mogelijk zijn de zanden dezelfde die ook in het SBW-piping project zijn beproefd. Over de (erosieve) eigenschappen van deze zanden zijn daar al veel gegevens, zoals korrelverdelingen, KAS waarden, verzameld. Bij een zand, Baskarpzand, wordt nagegaan of proeven bij verschillende dichtheden kunnen worden uitgevoerd. Alle proeven worden in duplo uitgevoerd. In totaal worden 20 proeven voorzien.

Met de bestaande modellen, die beschreven zijn in Deel 5, worden predictie-berekeningen gemaakt voor de snelheid waarmee het proces van micro-instabiliteiten optreedt en de helling waarmee de uitgespoelde korrels worden afgezet.

Een belangrijk resultaat uit de proeven is de validatie van de evenwichtshelling, omdat het bepalend is in de modellering. Dit is de helling waaronder de uitgespoelde korrels worden afgezet.

Ook in 2007 zijn in de Brutusbak al micro-stabiliteitsproeven uitgevoerd. Deze proeven zijn vergelijkbaar met de hierboven beschreven proeven. Het beschreven plan is dus zeker haalbaar.

Voor de validatieproef in de laatste fase kan gedacht worden aan een onderzoek in een modelonderzoeksfaciliteit of een praktijkproef in het veld. Voor dit laatste zou een geschikte dijk met constante hoge waterstand (bijvoorbeeld boezemkade) lokaal iets aangepast kunnen worden, zodat een kritische situatie ontstaat. Vervolgens kan het erosieproces gemonitord worden. Gezien het feit dat het proces vrij langzaam verloopt, kan tijdig ingegrepen worden als een dijkdoorbraak dreigt.

Flankerend hieraan zal gewerkt worden aan een veiligheidsbeschouwing.

7.5 Piping

In het kader van het SBW-onderzoek wordt veel aandacht besteed aan het mechanisme piping. Proeven op de IJkdijk geven goed inzicht in de snelheid waarmee dit mechanisme zich ontwikkelt en uiteindelijk leidt tot een dijkdoorbraak. De resultaten van die proeven zullen in het kader van SBW-reststerkte in een later stadium geanalyseerd worden, resulterend in een globale kwantificering van de reststerkte bij piping.

De eerste indruk uit de proeven is dat piping een langzaam proces is. Doordat echter initiële mechanismen soms niet goed te zien zijn, en daardoor niet opgemerkt worden, kan piping zich toch ineens snel manifesteren. Verder is geconstateerd dat de snelheid van het proces toeneemt als het verval groter wordt dan het kritieke verval..

Na de analyse van de resultaten wordt de globale kwantificering van de reststerkte bij piping opgenomen in het samenvattende verslag (zie paragraaf 7.8).

7.6 Veiligheidsbeschouwing

Het onderzoek leidt enerzijds tot een rekenmodel waarmee de reststerkte kan worden gekwantificeerd, en anderzijds tot inzicht in de onzekerheden rond dit rekenmodel. Samen met onzekerheden omtrent de opbouw van de dijk in het prototype, waarvan we in feite de zwakste doorsnede qua initiële schade en reststerkte willen toetsen, maakt dat de reststerkte nooit exact bekend zal zijn.

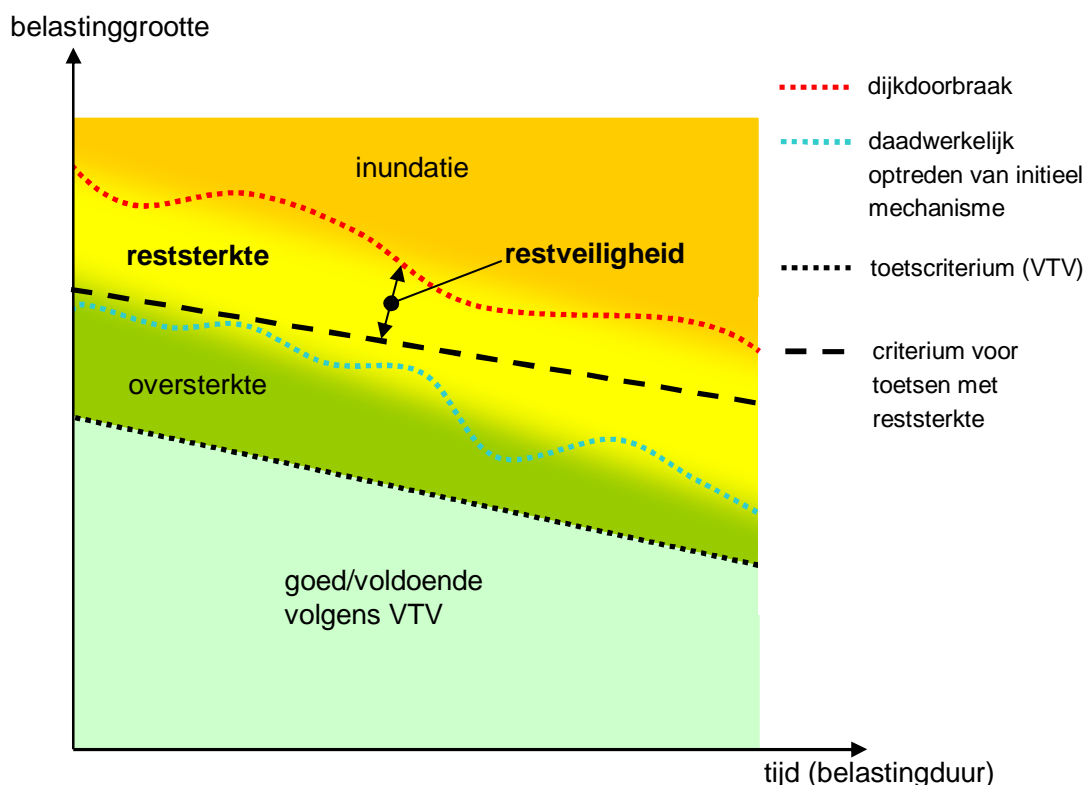
Verder is het moment waarop de initiële schade aan de dijk ontstaat, en het verloop van de belasting tijdens de storm niet precies bekend.

Om met deze onzekerheden goed te kunnen omgaan, is het nodig een veiligheidsbeschouwing op te zetten. Hiermee wordt het mogelijk om criteria voor de reststerktoetsing

op te stellen die ervoor zorgen dat er altijd voldoende restveiligheid overblijft. Dit is schematisch weergegeven in Figuur 7.5.

In de veiligheidbeschouwing zou ook de problematiek van een tweede storm opgenomen kunnen worden. Er zijn namelijk dijkbeheerders die menen dat na de toetsstorm nog een tweede storm met bijvoorbeeld frequentie van 1/1 jaar of 1/10 jaar moet kunnen worden weerstaan. Dit is omdat de dijk mogelijk pas in de zomer na het optreden van de toetsstorm zal worden gerepareerd. Deze tweede storm zou expliciet meegenomen kunnen worden, of verdisconteerd kunnen worden in de restveiligheid.

In de loop van het onderzoek zal deze veiligheidbeschouwing nader uitgewerkt gaan worden. In elke fase van het onderzoek wordt hieraan aandacht besteed.



Figuur 7.5 Criterium voor het toetsen met reststerkte op basis van een veiligheidsbeschouwing, met voldoende restveiligheid.

De onzekerheid wordt bepaald door de volgende aspecten:

- Onzekerheid in de formules
- Onzekerheid omtrent de eigenschappen van de te toetsen dijk
- Onzekerheden omtrent de grootte en het verloop van de hydraulische omstandigheden tijdens de storm
- Onzekerheid omtrent het moment waarop het initiële mechanisme optreedt.

Onzekerheid in de formules

Ten aanzien van de onzekerheid in de formules, waarmee de grootte van de reststerkte-componenten worden berekend, gaat het om invloedsparameters in de formules die in het onderzoek zijn onderzocht, en de wat minder belangrijke parameters die niet nader zijn

onderzocht. Daarbij kan de formule het resultaat zijn van experimenteel onderzoek, een bureaustudie, een numeriek model, of een combinatie daarvan.

Bij elk onderzoeksonderdeel moet daarvoor een zo volledig mogelijk beeld geschetst worden van de mogelijke parameters die invloed hebben op de grootte van de betreffende reststerktecomponent. Bijvoorbeeld: taludhelling, bermbreedte, golfsteilheid, kleikwaliteit, korrelgrootte van het zand, kruinbreedte, waterdiepte etc.. Sommige van deze parameters kunnen opgenomen worden in de uiteindelijke formules, omdat deze in het onderzoek voldoende aandacht hebben gekregen, bijvoorbeeld omdat ze gevarieerd zijn in de modelproeven. Bij de ontwikkeling van de formules worden niet alleen de verwachtingswaarden van de verschillende coëfficiënten bepaald, maar wordt ook een schatting gegeven van de spreiding.

De parameters met wat minder grote invloed kunnen niet in detail onderzocht worden, maar dragen wel bij aan de onzekerheid. Deze onzekerheid zal worden geschat door een panel van experts.

Bovendien moet een inschatting gemaakt worden van de onzekerheden als gevolg van de schematisering en/of de eventuele schaaleffecten. Daarbij kan ook aandacht geschonken worden aan de invloed van de ene reststerkte-component op de andere.

Onzekerheid omtrent de eigenschappen van de te toetsen dijk

Anderzijds gaat het om de kwantificering van de onzekerheden ten aanzien van de eigenschappen op de dijk ter plaatse van de locatie waar het initiële mechanisme (bv. schade aan de bekleding) optreedt. Hiervoor moet de spreiding op de te toetsen dijk gemeten worden.

Op de Wieringermeerdijk zijn bijvoorbeeld om de 50 m boringen uitgevoerd om de grootte van het keilempakket in de dijk te kunnen vaststellen. Deze 124 boringen geven een goed beeld van de verwachtingswaarde en de spreiding van de dijkopbouw.

Hieruit blijkt dat doorgaans relatief duur grondonderzoek nodig is om een goed beeld te krijgen van de opbouw van de dijk. Daarom moet reststerkte alleen worden meegenomen als er een goede kans is dat het het toetsresultaat beïnvloedt.

Onzekerheid omtrent de hydraulische belasting

De hydraulische belasting is voor de huidige toetsing gegeven in het randvoorwaardenboek (HR2006). Hierin staan waterstand, golfhoogte, golfperiode en golfrichting tijdens de top van de storm, en is het verloop van de stormopzet gegeven. Verder is gesteld dat de top van het getij samenvalt met de top van de opzet. Hierin zijn in principe de intrinsieke onzekerheden al in verwerkt.

Samen met de Waterdienst en ENW zal worden vastgesteld of we deze bij wet voorgeschreven randvoorwaarden als vaststaand gegeven moeten gebruiken voor het beoordelen van de reststerkte (dus geen onzekerheid). Als alternatief kunnen voor één of meer aspecten van de belasting een onzekerheid aangehouden worden. Dit geldt ook voor het al dan niet optreden van een tweede storm met bijvoorbeeld frequentie van 1/1 jaar of 1/10 jaar.

Onzekerheid omtrent het moment waarop het initiële mechanisme optreedt

Het moment waarop initiële schade aan de dijk ontstaat, is bepalend voor de duur dat de beschadigde dijk blootgesteld wordt aan een grote hydraulische belasting tijdens de rest van de storm of hoogwaterperiode. Voor het berekenen van dit moment kan gebruikgemaakt worden van de reeds beschikbare formules voor het optreden van het initiële mechanisme, in combinatie met het verloop van de hydraulische omstandigheden.

Ook hierbij spelen onzekerheden een belangrijke rol. Bij voorkeur wordt er gebruikgemaakt van formules ten aanzien van dit initiële mechanisme die ontdaan zijn van alle veiligheid, en dus de verwachtingswaarde van de stabiliteit geven. Vervolgens moeten de onzekerheden ten aanzien van de formules, de eigenschappen van de dijk en de hydraulische belasting meegenomen worden in een probabilistische analyse.

Indien de gegevens omtrent deze onzekerheden ontbreken, zal gebruikgemaakt worden van schattingen.

Probabilistische analyse

Met een probabilistische analyse kan de betrouwbaarheid van de dijk berekend worden. Het levert een kans dat, gegeven het optreden van het initiële mechanisme, de dijk daadwerkelijk zal doorbreken. Uiteraard moet deze kans voldoende klein zijn. De grootte ervan zal vastgesteld worden in overleg met betrokkenen, zoals Waterdienst en ENW. Het is bepalend voor de grootte van de restveiligheid. Mogelijk is het nodig om van een geaccepteerde doorbraakkans uit te gaan, waarbij in de analyse zowel de kans op het initiële mechanisme en de kans op het onvoldoende zijn van de reststerkte wordt meegenomen.

Hierbij gaat het ook om het omgaan met zwakke schakels, zoals het lokaal ontbreken van een kleikern.

Door een aantal fictieve voorbeelddijken door te rekenen is het mogelijk een beeld te krijgen van de betrouwbaarheid ten aanzien van reststerkte. Op basis hiervan worden veiligheidscoëfficiënten afgeleid en een toetscriterium, die gebruikt kunnen worden in combinatie met de formules. Daarnaast leidt dit tot aanbevelingen hoe er omgegaan moet worden met specifieke aspecten, zoals zwakke schakels en een tweede storm.

Beoogd resultaat

De veiligheidsbeschouwing leidt uiteindelijk tot veiligheidscoëfficiënten en een toetscriterium die gebruikt kunnen worden in combinatie met de formules, zodat ook het toepassen van de eenvoudige formules leidt tot voldoende restveiligheid. Deze formules kunnen gebruikt worden in de VTV om af te schatten of het zinvol is om de reststerkte te gaan beschouwen in een geavanceerde toetsing.

Daarnaast levert het aanbevelingen hoe er met reststerkte omgegaan moet worden in een geavanceerde toetsing. In een geavanceerde toetsing is het denkbaar dat modelonderzoek wordt uitgevoerd, in combinatie met gedetailleerd veldonderzoek op de dijk en probabilistische berekeningen.

Tenslotte kunnen de resultaten gebruikt worden in berekeningen van het inundatierisico, zoals PC-Ring.

7.7 Plan voor geavanceerde toetsing met reststerkte

Bepaalde componenten van de reststerkte zijn al opgenomen in de VTV-2006.

Het gaat daarbij om de eerste stap in de eenvoudige toetsing van micro-instabiliteit waar een restprofielbenadering is opgenomen, die gezien kan worden als een reststerktetoets. Deze toetsing bestaat uit het inschatten van het te verwachten schadeprofiel, om vervolgens na te gaan of dit acceptabel is vanuit het oogpunt van veiligheid ten aanzien van de sporen 'stabiliteit van bekledingen', 'piping en heave' en 'macrostabiliteit binnenwaarts'.

Verder is de reststerkte van het filter onder steenzettingen en van de kleilaag onder asfalt, gras en steenzettingen in de gedetailleerde toetsmethode van bekledingen opgenomen.

Voor een aantal toetsporen kan reststerkte ook in een geavanceerde toetsing een zinnige bijdrage leveren, namelijk voor macro-instabiliteit buitenwaarts, micro-instabiliteit, macro-instabiliteit binnenwaarts en bekledingen. Voorgesteld wordt om bij de beschrijving van de geavanceerde toetsing van deze sporen te verwijzen naar een aparte handleiding waarin de geavanceerde toetsing met reststerkte beschreven wordt.

Thans is de geavanceerde toetsing met name bedoeld voor aspecten van de stabiliteit waar nog geen algemeen geaccepteerde methodes, zoals beschreven in TAW/ENW leidraden en -technische rapporten, voor beschikbaar zijn. Voorgesteld wordt om hieraan toe te voegen de toetsmethodes die slechts uitgevoerd kunnen worden met hulp van specifieke deskundigen of installaties zoals experimentele faciliteiten voor fysisch modelonderzoek. In die categorie zou reststerkte kunnen passen.

Dit sluit ook aan op de essentie van een geavanceerde toetsing, die in beginsel maatwerk betreft, en de inzet van experts en/of bijzondere meetmethoden vereist.

Na het doorlopen van de eenvoudige en gedetailleerde toetsing kan het zinvol zijn een geavanceerde toetsing uit te voeren waarin de grootte van de reststerkte wordt meegewogen. Een geavanceerde toetsing met reststerkte is niet verplicht. Doorgaans zal men de reststerkte meenemen in een geavanceerde toetsing als er verwacht kan worden dat hiermee de dijk ruimschoots een voldoende kan krijgen. Dit kan bijvoorbeeld het geval zijn als er sprake is van een relatief brede dijk, en/of een erosiebestendige kern en/of relatief geringe golfbelasting. Het is de bedoeling dat het onderzoek hiervoor concrete formules gaat aanleveren.

Verder moet de frequentie waarop enige schade te verwachten is en de acceptatie daarvan door de beheerder een onderdeel zijn van de afweging. In de Leidraad Zee- en Meerdijken (basisrapport paragraaf B6.9) is aangegeven dat dit voor bekledingen minder dan eens per 50 jaar zou moeten zijn.

De geavanceerde toetsing start met een beoordeling van bovenstaande aspecten en de haalbaarheid. Voor de haalbaarheid is een schatting van belang van de kosten van het onderzoek, de besparing bij het verkrijgen van een voldoende, en de kans op het verkrijgen van een voldoende als toetsresultaat. Het haalbaarheidsonderzoek kan in veel gevallen kort zijn, bijvoorbeeld door middel van een goed voorbereid overleg met betrokkenen waarin een globale inschatting van de relevante aspecten wordt besproken.

Als de haalbaarheid positief wordt beoordeeld, zou als eerste stap de methode van de toetsing en het criterium voor het geven van een voldoende voorgelegd moeten worden aan bijvoorbeeld het ENW en/of de Helpdesk van RWS en/of de financiers.

Met de ontwikkelde kennis omtrent de voortgaande erosie na het ontstaan van initiële schade, en overige relevante bezwijkmechanismen, kan een schatting gemaakt worden van de tijdsduur tot het doorbreken van de dijk. De beschikbaar kennis kan ondersteund/aangevuld worden met bijvoorbeeld modelonderzoek. Dit levert de verwachtingswaarde van de reststerkte, die vergeleken wordt met de belastingduur. De belastingduur kan ontleend worden aan het verloop van de waterstand en golfcondities, zoals beschreven in de Hydraulische Randvoorwaarden 2011 (HR2011).

Bij de beoordeling moet terdege rekening gehouden worden met de onzekerheden, zoals:

- Onzekerheid in de gebruikte formules en eventuele modelonderzoeksresultaten
- Onzekerheid omtrent de eigenschappen van de te toetsen dijk

- Onzekerheden omtrent de grootte en het verloop van de hydraulische omstandigheden tijdens de storm
- Onzekerheid omtrent het moment waarop het initiële mechanisme optreedt.

Uiteindelijk moet in de beoordeling meegewogen worden dat er voldoende restveiligheid overblijft. Hierbij kunnen ook overwegingen betrokken worden omtrent de tijdsperiode tussen het ontstaan van schade en het verwachte moment waarop de schade weer volledig hersteld kan zijn.

Resumerend zou de geavanceerde toetsing de volgende elementen kunnen bevatten:

- Inschatting van de haalbaarheid (kort), of haalbaarheidsonderzoek (uitgebreid).
- Methode met criteria voorleggen aan ENW
- Reststerkte kwantificeren, rekening houdend met onzekerheden
- Eindoordeel van de toetsing vaststellen

Deze stappen kunnen in het huidige SBW-onderzoek nader uitgewerkt gaan worden.

Het uiteindelijke doel van de toetsmethode is te zorgen dat de dijken die overduidelijk veilig zijn een voldoende krijgen, ondanks dat er ten aanzien van een van de initiële mechanismen een onvoldoende is gegeven. De formules moeten bruikbaar, robuust en veilig zijn. Gezien de omvang van de problematiek richt het onderzoek zich op een globale kwantificering van de reststerkte, zonder al te veel energie in het onderzoeken van details te steken. Dit alles moet leiden tot een grove doch bruikbare kwantificering.

7.8 Samenvattend verslag

Als laatste worden de resultaten van de verschillende deelprojecten samengevat in een zodanige vorm dat ze in de praktijk gebruikt kunnen worden. Daar zal ook het resultaat van het reststerkte-onderzoek in SBW-Piping, SBW-Overslag en SBW-Werkelijke Sterkte worden ondergebracht. Geregeld overleg met de onderzoeksteams van die laatstgenoemde onderzoeken moet ertoe bijdragen dat de resultaten goed bruikbaar worden voor een toetsmethodiek voor reststerkte.

Het plan is om dit verslag uit te brengen als een ENW Technisch Rapport.

8 Conclusies

De reststerkte is de tijdsduur tussen het optreden van initiële schade tot het doorbreken van de dijk, waarbij het initiële mechanisme bijvoorbeeld het uitlichten van één steen uit de steenzetting kan zijn, of een doorgaande scheur in het asfalt, etc.. Als er sprake is van een *vervolgmechanisme*, zoals een vervolgfascuiving zonder erosie, dan gaat het om de waarschijnlijkheid dat dit vervolgmecanisme optreedt en leidt tot een doorbraak.

Dit is een belangrijke kennisleemte in relatie tot het toetsen van waterkeringen en het bepalen van de overstromingskans. Dit laatste wordt in de nabije toekomst steeds belangrijker nu ook een concreet tijdpad is uitgezet voor de overstap van de deterministische toetsing naar een beoordeling op basis van overstromingskansen (Ontwerp Beleidsnota Waterveiligheid, 22 december 2008).

Het doel van het reststerkte-onderzoek is enerzijds het kwantificeren van het proces na het optreden van initiële schade tot het optreden van een bres in de dijk, en anderzijds hiermee (bouwstenen voor) een toetsmethodiek en toetscriteria afleiden op basis van een veiligheidsbeschouwing.

De kwantificering van de reststerkte maakt het mogelijk een verantwoord criterium te kiezen voor het toetsen van dijken, dat nog voldoende restveiligheid waarborgt. Dit maakt het mogelijk om scherper te toetsen.

Aan de hand van een korte inventarisatie van Nederlandse dijken en de belangrijkste schademechanismen zoals die momenteel met de VTV getoetst worden, zijn de belangrijkste onderwerpen voor nader onderzoek op het gebied van reststerkte gekozen. Rekening houdend met het onderzoek dat bij SBW-piping en SBW-golfoverslag plaatsvindt, is gekozen voor:

- Reststerkte van dijken met steenzetting, filterlaag, geotextiel, kleilaag en zandkern in de golfaanvalzone, en gras op een kleilaag op de bovenste helft van de golfploopzone, de kruin en het binnentalud
- Reststerkte van dijken met een bekleding van asfalt op zand in de golfaanvalzone, en gras op een kleilaag op de bovenste helft van de golfploopzone, de kruin en het binnentalud
- Reststerkte van rivierdijken van klei met gras in de golfaanvalzone, gericht op het erosieproces na initiële schade aan het buitentalud (kleikern)
- Rol van micro-instabiliteit bij reststerkte, na micro- of macro-instabiliteit als initieel mechanisme.

Voor elk van deze onderwerpen is een literatuurstudie uitgevoerd. Dit heeft onder andere geleid tot het identificeren van een aantal reststerktecomponenten:

- Reststerkte van de toplaag van gezette steen bij golfaanval
- Reststerkte van de filterlaag onder een toplaag van gezette steen bij golfaanval
- Reststerkte van een geotextiel onder golfaanval
- Reststerkte van de kleilaag of kleikern
- Reststerkte van de dijk kern van zand
- Reststerkte van beschadigd asfalt
- Reststerkte van een grasbekleding
- Reststerkte bij het optreden van micro-instabiliteit

Deze reststerkte-componenten vormen de bouwstenen waarmee de reststerkte van concrete dijken kan worden bepaald. In het vervolgonderzoek wordt de aandacht gericht op deze afzonderlijke componenten, en de interactie tussen de verschillende componenten (voorzover die aanwezig zou kunnen zijn).

In feite is de grootte van de reststerkte afhankelijk van de belasting. Immers: naarmate de golfhoogte groter is, gaat de erosie sneller en is dus de reststerkte kleiner. In het huidige onderzoek naar de grootte van de reststerkte is ervoor gekozen om eerst te werken met een constante golfbelasting en constante waterstand. Later kan dit verfijnd worden door de continu verlopende belasting op te splitsen in belastingperioden met constante belasting en de erosie die daarmee samenhangt op de juiste manier op te tellen. Een methode hiervoor is gegeven door Klein Breteler en Wolters (2008).

Voor elk van de geïdentificeerde reststerktecomponenten is in de literatuur gezocht naar informatie die kan helpen bij het kwantificeren ervan. In de literatuur zijn beschrijvingen van modelonderzoek en de resulterende formules, beschrijvingen van praktijkschades, en rekenmodellen gevonden. Deze informatie vormt een waardevolle start van het onderzoek, maar is nog geenszins een antwoord op de onderzoeksvraag. Gezien deze vele kennisleemtes is een plan voor vervolgonderzoek opgesteld. Dit omvat grootschalig onderzoek in de Deltagoot van Deltares, kleinschalig modelonderzoek, principeproefjes, bureaustudies en numerieke simulaties.

Ook is nadrukkelijk aandacht besteed aan de technische haalbaarheid van het vervolgonderzoek. De inschatting is dat dit geen probleem vormt.

Het vervolgonderzoek zal enerzijds leiden tot een rekenmodel waarmee de reststerkte kan worden gekwantificeerd, en anderzijds tot inzicht in de onzekerheden rond dit rekenmodel. Samen met onzekerheden omtrent de opbouw van de dijk in het prototype die getoetst moet worden en de onzekerheden omtrent de belasting, gaat in het vervolgonderzoek een veiligheidsbeschouwing opgezet worden. Hiermee wordt het mogelijk om criteria voor de reststerketoetsing op te stellen die ervoor zorgen dat er altijd voldoende restveiligheid overblijft. Dit is schematisch weergegeven in Figuur 7.5.

Voorbeeldberekeningen laten zien dat de reststerkte van een normale Nederlandse dijk vrij aanzienlijk is (zie paragraaf 6.7). Dat maakt het de moeite waard om hier vervolgonderzoek naar uit te voeren.

9 Referenties

Calle, E.O.F., e.a. (2002)
Dijkdoorbrakprocessen
Delft Cluster, maart 2002

GD (1996)
Erosiebestendigheid klei-onderlaag en geulen onder blokkenglooiing.
Grondmechanica Delft, rapport CO-367430/13, 1996

Klein Breteler, M. (1991)
Taludbekledingen van gezette stenen
Oriënterende bureaustudie reststerkte.
Waterloopkundig Laboratorium, Rapport N500, juni 1991.

Klein Breteler, M., I van der Werf en I Wenneker (2006)
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen.
Kwantificering golfbelasting en invloed lange golven
WL | Delft Hydraulics, conceptrapport H4421, juni 2006.

Klein Breteler, M. en Eysink, W.D. (2007)
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen.
Reststerkte van steenzetting met zuilen na initiële schade
Verslag Deltagootonderzoek.
WL | Delft Hydraulics, rapport H4327, juni 2007.

Klein Breteler, M. en G. Wolters (2008)
Reststerkte van de Wieringermeerdijk
Geavanceerde toetsing op basis van Deltagootonderzoek
WL / Delft Hydraulics, rapport H4739, maart 2008

Klein Breteler, M. en M. Muttray (2008)
Projectplan SBW reststerkte
Deltares, rapport H5099, november 2008

Koning, M.C.M. de (2009)
Risikoanalyses reststerkte dijken
PRC, rapport XO 653.01.02, 9 februari 2009

Silva, W. en E. van Velzen (2008)
De dijk van de toekomst? Quick scan doorbraakvrije dijken
Ministerie van Verkeer en Waterstaat, oktober 2008

Wouters, J. (1993)
Reststerkte van dijkbekledingen
Stabiliteit van de steenzetting en klei-onderlaag
WL / Delft Hydraulics, rapport H195, juni 1993

Wolters, G. en M. Klein Breteler (2007)
Deltagoot proeven naar de sterkte van keileem
Keileem van de Wieringermeerdijk
WL / Delft Hydraulics, rapport H4739, december 2007

Deel 2

Reststerkte van dijk met steenzetting en kleilaag

**Mark Klein Breteler
Markus Muttray
Harry van Essen**

Inhoud

Lijst van symbolen	iii
1 Inleiding	1
2 Dijken met steenzettingen	5
2.1 Dwarsprofielen	5
2.2 Klei op Nederlandse dijken	10
3 Literatuurstudie	13
3.1 Schadeverloop en reststerkte-componenten	13
3.2 Initiële schade	16
3.3 Reststerkte van goed geklemde toplaag van gezette steen op granulair filter	18
3.4 Reststerkte van granulair filter	24
3.5 Reststerkte van het geotextiel	25
3.6 Reststerkte van de kleilaag	25
3.7 Reststerkte van de zandkern	27
3.8 Samenhang tussen de componenten	29
4 Voorlopig rekenmodel	31
5 Relevantie voor de Nederlandse praktijk	37
5.1 Bijdrage aan VTV	37
5.2 Bijdrage aan overstromingskansberekening	39
6 Voorstellen voor vervolgonderzoek	41
6.1 Kleinschalig onderzoek	42
6.2 Grootschalig onderzoek	46
6.3 Numerieke berekeningen met ComFlow	48
6.4 Veiligheidsbeschouwing	48
7 Haalbaarheid vervolgonderzoek	49
8 Conclusie	51
9 Literatuur	53
Bijlage(n)	
A Resultaten korrelverdelingen	
B Inventarisatie dwarsprofielen	

Lijst van symbolen

Symbol	Eenheid	Betekenis
A	[m ²]	Erosieoppervlak
b	[m]	Laagdikte van het filter
c_e	[-]	Erosiecoëfficiënt
c_f	[-]	Coëfficiënt voor de sterkte van de filterlaag
c_k	[-]	Coëfficiënt voor de sterkte van de kleilaag
c_s	[-]	Coëfficiënt voor de sterkte van de steenzetting
c_z	[-]	Coëfficiënt voor de erosiebestendigheid van de dijkkern
c_{RB}	[m ² s]	Coëfficiënt voor de erosiebestendigheid van zand
c_{RK}	[m ² s]	Coëfficiënt voor de erosiebestendigheid van klei
C_{klei}	[-]	Kleikwaliteit
d_k	[m]	Dikte van de kleilaag
D	[m]	Dikte van de steenzetting
D_G	[m]	Gatdiameter (in de steenzetting)
D_{f50}	[mm]	Nominale korreldiameter van een granulair filter (met 50% overschrijdingskans)
D_{50}	[mm]	Korreldiameter van zand (met 50% overschrijdingskans)
D_0	[m]	Ondermijningsdiameter
h	[m]	waterdiepte
H_s	[m]	significante golfhoogte (bij de teen van de dijk)
i_{cr}	[-]	Kritische gradiënt
L_B	[m]	horizontale breedte van de dijkkern (op het niveau van de waterstand)
L_e	[m]	Erosielengte (horizontaal)
L_{Op}	[m]	Golflengte (in dieper water)
n	[-]	porositeit van de toplaag
n_f	[-]	porositeit van de filterlaag
N	[-]	Stormduur (aantal golven)
r	[-]	Reductiefactor voor scheve golfaanval
r_z	[-]	verhouding tussen oppervlak aan zand in het afslagprofiel en het totale oppervlak van het afslagprofiel (gerekend in een dwarsdoorsnede)
S_{Op}	[-]	Golfsteilheid (= H_s / L_{Op})
T_p	[s]	Piek-golfperiode
t_R	[uur]	Reststerkte
t_{Rs}	[uur]	Reststerkte van de toplaag van gezette steen, inclusief dunne uitvullaag
t_{Rk}	[uur]	Reststerkte van de kleilaag
t_{RB}	[uur]	Reststerkte van de zandkern
z	[m]	niveau ten opzichte van de waterlijn
Z_e	[m]	Erosiediepte (verticaal)

z_B	[m]	niveau van de bovenste overgangsconstructie of berm ten opzichte van de stilwaterlijn
z_G	[m]	niveau van een gat in de steenzetting t.o.v. de stilwaterlijn (onder water: negatief)
α_z	[-]	verhouding tussen de erosiesnelheid in zand en die in klei
β	[°]	Hoek van golfaanval (loodrecht = 0°)
Γ	[-]	Invloedsfactor voor de wrijving tussen stenen onderling, toestroming en traagheid
Δ	[-]	Relatieve volumieke massa van de steenzetting
A	[m]	Leklengte
ξ_{0p}	[-]	Brekerparameter (= $\tan \alpha / s_{0p}^{1/2}$)

1 Inleiding

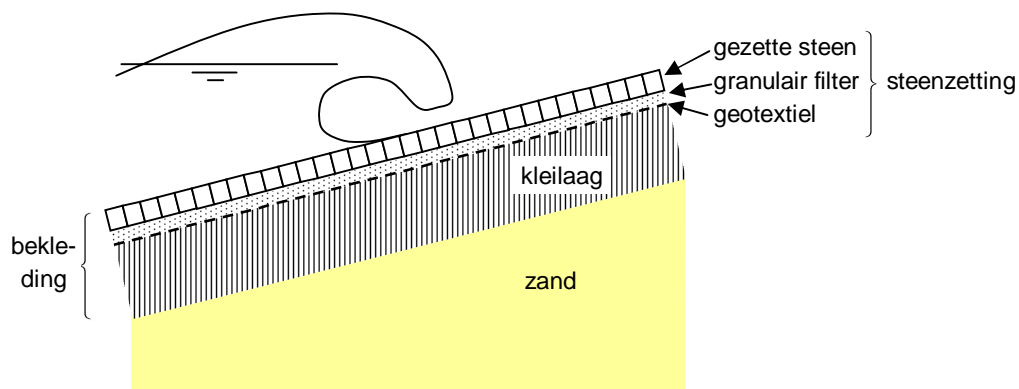
Het onderzoek "SBW Reststerkte" bestaat uit zeven deelprojecten:

- 1 Reststerkte van een dijk met kern van keileem (na het falen van de steenzetting op het buitentalud)
- 2 Reststerkte van een zanddijk bekleed met een kleilaag, geotextiel, granulaire filter en steenzetting (na het falen van de steenzetting)
- 3 Reststerkte van een zanddijk bekleed met asfalt (na het gescheurd raken van het asfalt)
- 4 Reststerkte van een kleidijk met gras (rivierdijken) (na schade aan het gras op het buitentalud)
- 5 Microstabiliteit bij rivierdijken met zandkern, ook na het optreden van macro-instabiliteit binnenwaarts
- 6 Reststerkte van een dijk met kruin en binnentalud van gras, na het falen van die bekleding als gevolg van golfoverslag
- 7 Communicatietraject en samenvattend verslag

Het eerste deelproject is reeds in 2006/2007 uitgevoerd. Het onderzoek is daarna in november 2008 van start gegaan met een inventarisatiefase voor deelprojecten 2 tot en met 5 en een communicatieplan voor deelproject 7.

De onderhavige rapportage betreft het deelproject 2 ("Reststerkte van dijk bekleed met steenzetting en kleilaag"). De inventarisatie omvat:

- Inventarisatie van kleieigenschappen en dijkprofielen;
- Literatuurstudie m.b.t. reststerkte van een dijk met steenzetting en kleilaag;
- Opstellen van een voorlopig rekenmodel voor reststerkte;
- Relevantie van het reststerkteonderzoek;
- Plan van aanpak voor vervolgonderzoek.
- Haalbaarheidsstudie van het vervolgonderzoek;



Figuur 1.1 Verticale dwarsdoorsnede van dijkbekleding met toplaag van gezette steen

Voor een gedetailleerd overzicht van de werkzaamheden wordt verwezen naar het projectplan (Klein Breteler en Muttray, 2008).

In deze eerste fase van het deelproject wordt alle beschikbare kennis bijeengebracht en een zo goed mogelijke rekenmethode opgezet voor het voorspellen van de reststerkte.

De reststerkte is het waterkerend vermogen dat overblijft na initiële schade van een dijk. In dit geval gaat het om de tijd tussen schade aan de steenzetting (steen uit de bekleding) en het ontstaan van een bres in de dijk.

Het doel van het reststerkte-onderzoek is enerzijds het kwantificeren van het proces na het optreden van initiële schade tot het optreden van een bres in de dijk, en anderzijds hiermee een toetsmethodiek en toetscriteria afleiden op basis van een veiligheidsbeschouwing (zie ook paragraaf 7.6 in deel 1).

Steenzettingen hebben meestal een opbouw zoals getekend in Figuur 1.1. De steenzetting bestaat meestal uit een toplaag van gezette steen, een granulaire filterlaag en een geotextiel. Daaronder ligt meestal de kleilaag en de zandkern. In sommige gevallen is er geen kleilaag, maar dan is er een laag mijnsteen of slakken.



Figuur 1.2 Aanleg van een steenzetting op granulair filter

Het schadeverloop na initiële schade aan de steenzetting omvat doorgaans de volgende stappen:

- Steen wordt uit de steenzetting gelicht (initiële schade);
- Gat in steenzetting groeit;
- Filterlaag spoelt weg;
- Geotextiel is aan golfaanval blootgesteld en kan scheuren of los laten;
- Erosie van kleilaag en eventueel oude kleikern;
- Erosie van zandkern;
- Erosie bereikt achterkant van de kruin, verdere erosie heeft verlaging van de kruin tot gevolg (initiële bres).

Het uitgelicht raken van een steen uit de steenzetting wordt in dit deelproject van het reststerkte-onderzoek gezien als de initiële schade aan de dijk. Er is op dat moment

weliswaar sprake van 'schade' aan de steenzetting, maar er is nog geen sprake van 'falen' van de steenzetting. Falen wordt geassocieerd met functieverlies, terwijl de functie van de steenzetting het beschermen van de ondergrond tegen erosie door golven en stroming is. Die functie wordt nog steeds vervuld als er één steen uit de steenzetting weg is, want het filter en het geotextiel beschermen nog steeds de onderliggende kleilaag.

De dijk faalt zodra er een bres is ontstaan, want dan stroomt er water doorheen en vervult het de functie van 'waterkering' niet meer.

In dit verband wordt er gewerkt met de volgende definities:

- Reststerkte (van de dijk): tijdsduur tussen het moment van initiële schade aan de dijk, tot het ontstaan van een bres in de dijk (kruin verlaagd tot onder de waterlijn).
- Reststerktecomponent: een deel van reststerkte van de dijk, die verzorgd wordt door een onderdeel van de dijk. Voorbeelden van reststerktecomponenten zijn de reststerkte van de kleilaag of van de toplaag van gezette steen. De reststerkte van de dijk is gelijk aan de som van alle relevante reststerktecomponenten. De reststerkte van een component is in die zin een bijdrage aan de reststerkte van de dijk.
- Reststerkte van de kleilaag: tijdsduur vanaf het begin van erosie van de kleilaag, tot het moment waarop de kleilaag zodanig is geërodeerd dat de ondergrond wordt blootgesteld aan de belasting. Dit is een voorbeeld van een reststerktecomponent.

Deze definities zijn niet in op detailniveau niet volledig en dekkend. Zo moet bij de reststerkte van de kleilaag een keuze gemaakt worden of het gaat om de tijdsduur totdat de eerste zandkorrel onder de kleilaag bloot komt te liggen, of dat het om een oppervlak van bepaalde grootte gaat. Een dergelijke verfijning van de definities wordt op een praktische wijze ingevuld tijdens het vervolgonderzoek (zie hoofdstuk 7). Hierbij wordt aangesloten op de wijze waarop het erosieproces zich voltrekt, en de opbouw van de meestvoorkomende dijken.

Het onderzoek richt zich op de meestvoorkomende dijken in Nederland.

In hoofdstuk 2 is eerst een nadere omschrijving geven van Nederlandse dijken met een steenzetting, waarna in hoofdstuk 3 de relevante literatuur is behandeld. Op basis van de literatuurstudie is er een voorlopig rekenmodel in hoofdstuk 4 gegeven, dat helaas door gebrek aan kennis nog hiaten kent een vrij onbetrouwbaar is. In hoofdstuk 5 wordt nader ingegaan op de relevantie van het onderzoek naar de reststerkte. In hoofdstuk 6 en hoofdstuk 7 zijn respectievelijk het voorgestelde vervolgonderzoek en de haalbaarheid ervan beschreven.

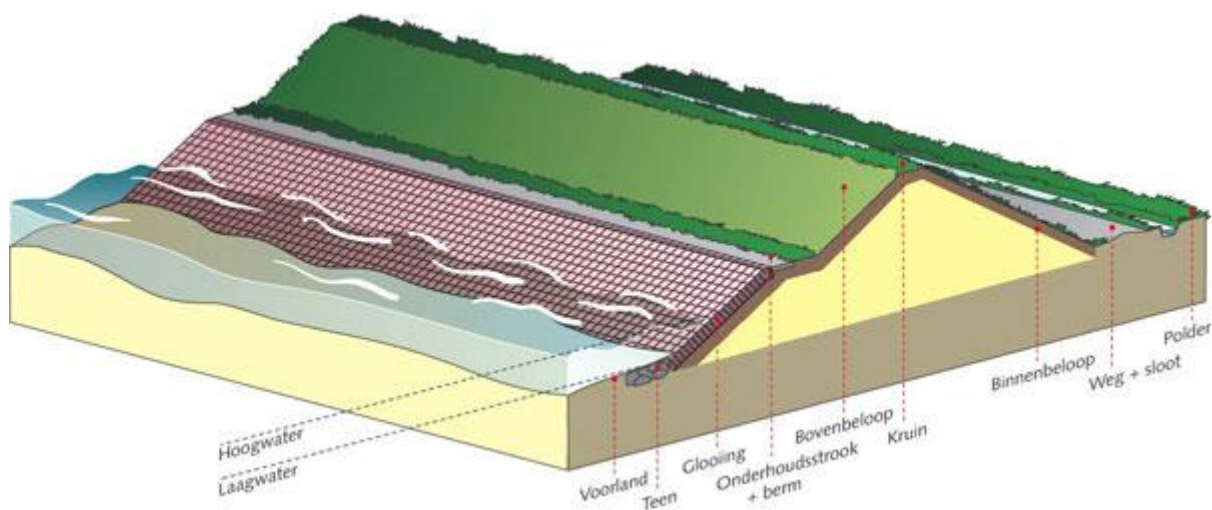
In hoofdstuk 8 wordt er afgesloten met conclusies.

2 Dijken met steenzettingen

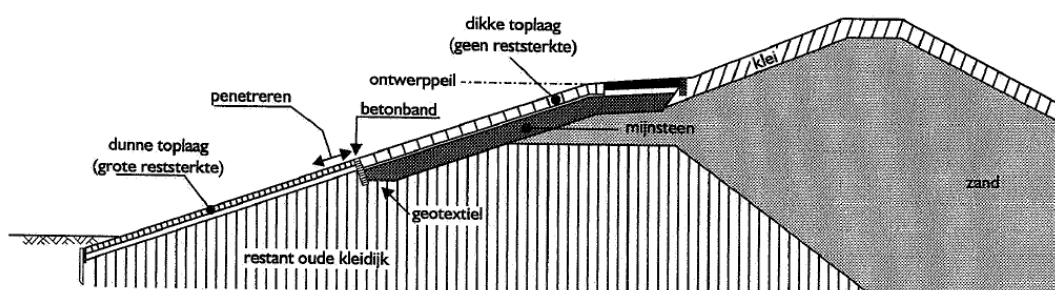
2.1 Dwarsprofielen

Steenzettingen komen vooral voor op zee- en meerdijken. Deze dijken zijn voornamelijk zanddijken (Figuur 2.1) met vaak nog de restanten van een oude kleikern (Figuur 2.2). Het buitentalud is meestal flauw en met steen of asfalt bekleed. Vaak is een buitendijkse berm aanwezig waarover een onderhoudsstrook loopt. De kruin is relatief smal, ca. 2 à 4 m. Aan de binnenzijde is het talud steiler (ca. 1:2.5 à 1:3). Soms ligt binnendijks en berm en/of een weg. Hiernaast ligt een teensloot. In sommige gevallen zijn ook grindkoffers aangebracht.

Zee- en meerdijken komen zowel met als zonder hoog voorland voor. De ondergrond varieert van slib en wadafzettingen tot Holocene klei en veenpakketten. De belangrijkste bezwijkmechanismen zijn overslag en beschadiging buitenbekleding (Calle et al., 2002).



Figuur 2.1 Dijkprofiel (<http://www.zeeweringen.nl/werkinuitvoering/dijkprofiel/>)



Figuur 2.2 Doorsnede van een typische zeedijk (Calle et al., 2002)

In de inventarisatie is in eerste instantie de nadruk gelegd op de zeedijken.

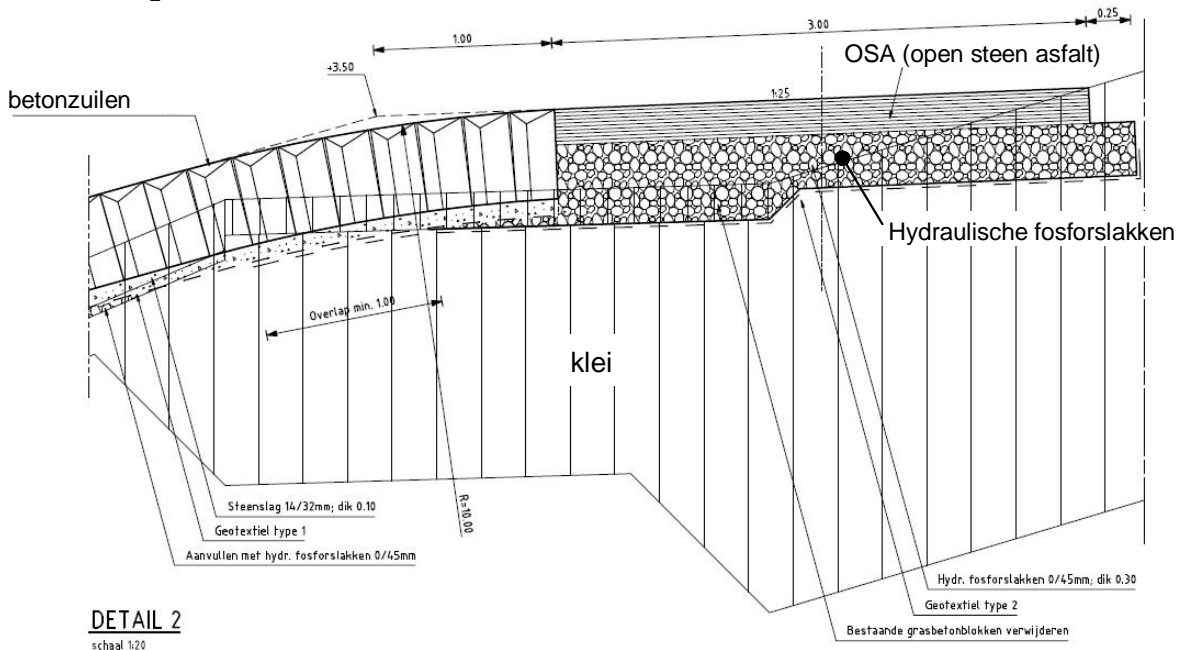
Taludbekledingen van gezette stenen zijn door Klein Breteler (1991) geïnventariseerd. De resultaten zijn in Tabel 2.1 weergegeven (exclusief IJsselmeer).

Regio	Onderlaag	Toplaag				
		Beton-blokken	Basalt Basalton	Bloksteen	Koperslak-blokken	Natuursteen
Groningen en Friesland	mijnsteen met uitvulling	31%	–	–	28%	–
	puin, grind of steenslag	4%	–	–	18%	18%
Zeeland	mijnsteen met uitvulling	1%	–	–	–	–
	puin, grind of steenslag	–	5%	–	–	–
	direct op klei	53%	–	–	–	–
	onbekend	–	15%	–	–	25%
Noord en Zuid Holland	puin, grind of steenslag	–	43%	40%	–	–
	zandafalt	–	1%	–	–	–
	onbekend	–	16%	–	–	–

Tabel 2.1 Percentage van voorkomen langs de zoute wateren van bepaalde combinaties van toplaag en onderlaag (Klein Breteler, 1991)

Sinds de inventarisatie is al een groot deel van de steenzettingen gerenoveerd. Oude steenzettingen (van voor 1953) hebben meestal de volgende opbouw (van boven naar beneden):

- Toplaag van natuursteen (basalt, Doornikse bloksteen, graniet, etc.);
- Granulair filter (grind, steenslag, puin etc.);
- Vlijlagen (ruw gestrate platte klinkers);
- Kleilaag of kleikern.



DETAIL 2
schaal 1:20

Figuur 2.3 Voorbeeld van aansluiting van steenzetting (betonzuilen) op een onderhoudsweg van open steenasfalt op de berm (Vierbannepolder in Zeeland). Het oude dijkprofiel staat er nog dun doorheen getekend.

In de tweede helft van de vorige eeuw zijn veel steenzettingen met rechthoekige betonblokken direct op klei aangelegd. Deze voldeden echter niet en worden nu allemaal vervangen.

Recente steenzettingen zijn meestal niet van natuursteen maar met betonzuilen (meestal Hydroblocks of Basalton) of gekantelde haringmanblokken gemaakt op een dunne laag steenslag (filter/uitvullaag). De betonzuilen zijn veelal ingewassen met steenslag (14/32 mm). De filterlaag bestaat meestal uit dezelfde steenslag. De onderliggende vlijlagen zijn vervangen door een geotextiel.

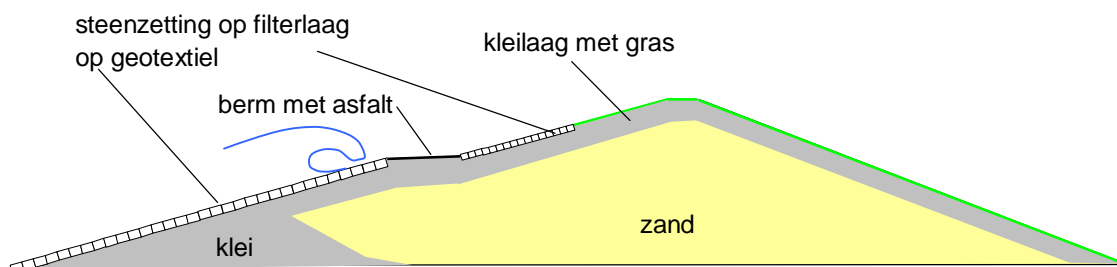
De onderhoudsberm of –strook bestaat vaak uit een enkele meters brede grindasfaltbeton of opensteenafalt op een laag hydraulische fosforslakken. Hieronder ligt een geotextiel (zie Figuur 2.3). De berm heeft meestal een talud van ongeveer 1:10 à 1:20 en heeft vaak een breedte van 2 à 5 m.

De breedte van de kruin heeft doorgaans vrij smal, namelijk ongeveer 2 m (zie Figuur 2.4).

Aan de teenzijde is een kreukelberm aanwezig bestaande uit breuksteen tot iets boven gemiddeld laagwater. Deze is op sommige plaatsen in stroken met asfalt gepenetreerd. Tussen de kreukelberm en de glooiing zijn houten palen ingeslagen met een teenschot.

De taludhelling van het buitentalud varieert in Zeeland tussen 1:2.8 tot 1:4.0. De gemiddelde helling is circa 1:3.5. Het binnentalud van gras op een kleilaag van 50 à 80 cm heeft een talud van ongeveer 1:3, met vrijwel nooit een binnenberm.

In bijlage B is een aantal karakteristieke profielen van het buitentalud van Zeeuwse en Friese dijken weergegeven.



Figuur 2.4 Verticale dwarsdoorsnede van dijk met steenzetting in de golfaanvalzone en gras op de kruin en binnentalud

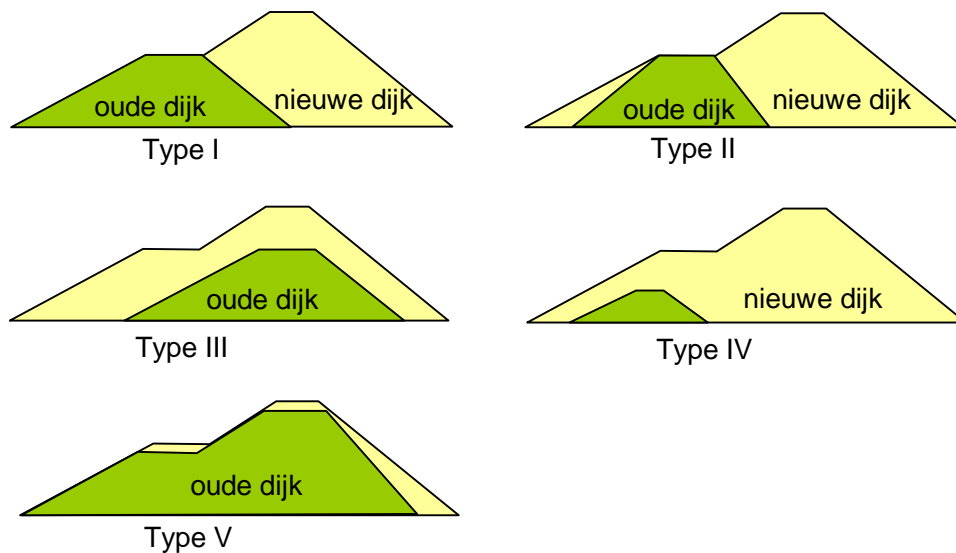
De kleilaag varieert in dikte van enkele decimeters tot twee meter, waarbij een dikte van ongeveer 80 cm het meeste voorkomt. Sommige dijken hebben echter een kleikern onder het bermniveau (zie Figuur 2.5). De kleikwaliteit is meestal matig, maar varieert van goed tot vrij slecht.

Omdat dijken lang geleden al van klei waren opgebouwd, en pas later vaak aan de binnenzijde zijn verhoogd en verbreed door zand op te spuiten, is er vaak een kleikade in de dijk aanwezig aan de zeezijde (zie type I in Figuur 2.5).

De ligging van de oude dijk in de nieuwe dijk in Zeeland is door (GeoDelft 1997) geïnventariseerd. Hierbij worden 5 types onderscheiden (zie ook Figuur 2.5):

I Het buitentalud van de huidige dijk ligt ongeveer ter plaatse van het buitentalud van de nieuwe dijk. Het nieuwe buitentalud beneden de buitenberm is gemaakt door het

egaliseren van het buitentalud van de oude dijk van teen tot kruin door het verwijderen van van overtollige grond en plaatselijk beperkt aanvullen met grond (meestal klei en niet meer dan ongeveer 0.3 m zand). De kleilaag is meestal, maar niet altijd, nieuw aangebracht bij deze constructie.



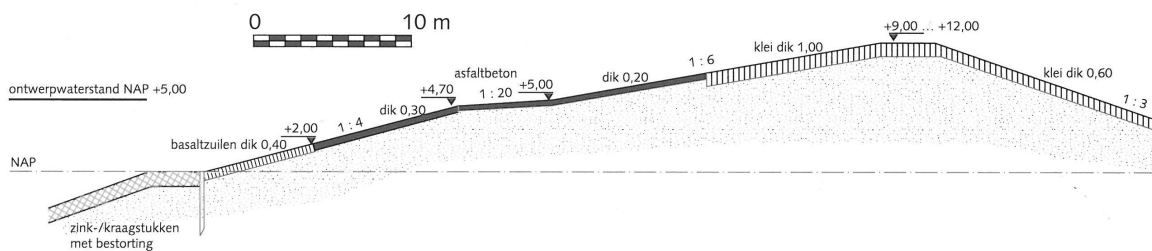
Figuur 2.5 Geschematiseerde dijkprofielen met ligging van de kleikern daarin

- II Tussen de kleilaag van het buitentalud van de huidige dijk van de huidige dijk en het buitentalud van de oude dijk bevindt zich een zandaanvulling van tenminste 0.3 meter dikte. De zandaanvulling begint in veel gevallen ruim boven de buitenteen van de nieuwe dijk (waar de oude dijk een zeer flauw buitentalud aan de basis had), maar vormt soms ook een van de huidige berm tot de huidige buitenteen uitlopende wig (waar de oude dijk een relatief steil, of steil afgegraven buitentalud had).
- III De kruin van de oude dijk ligt zo diep in de huidige dijk dat de huidige berm niet aansluit bij de kruin van de oude dijk en er een zandaanvulling van tenminste 0.2 meter dikte aanwezig is tussen de kruin van de oude dijk en de kleibekleding van het buitentalud van de nieuwe dijk. Bij deze constructie ligt de kruin van de oude dijk ongeveer op de positie van de nieuwe kruin.
- IV De oude dijk is niet of nagenoeg niet meer aanwezig in de huidige dijk.
- V Deze categorie betreft de dijken die een slechts op onderdelen (kruinhoogte, niveau van de berm, aanpassing taludhelling) aanpassingen van de oude dijk zijn, die kennelijk al bijna aan de huidige voorwaarden voldeed, maar waarover geen informatie over de opbouw bekend was in de uitgevoerde inventarisatie. Deze omstandigheden komt langs de Oosterschelde veel voor gezien de beperkte aanpassing van de dijken daar ten opzichte van de situatie in de 50-er jaren.

Uit de uitgevoerde inventarisatie blijkt dat met name types I en IV veel voorkomen in Zeeland.

Hier en daar, zoals de verbindende waterkeringen in Zeeland, zijn er ook dijken waar de kleikade bij de teen niet aanwezig is, en er in plaats daarvan een mijnsteenkode is toegepast.

Op zeedijken komen bijzondere constructies minder voor dan op rivierdijken. Gedacht kan worden aan uitwateringssluizen, lichtmasten, trappen, et cetera.



Figuur 2.6 Verticale dwarsdoorsnede van dijk met steenzetting in de tijzone en daarboven asfalt (Den Helder)

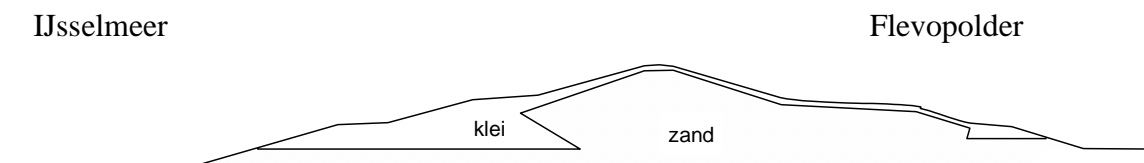
Veel dijken langs de Waddenzee en de Hollandse kust zijn in de tijzone bekleed met een steenzetting, maar dan is hoger op het talud meestal asfalt toegepast (zie Figuur 2.6).

Ook de primaire waterkeringen langs de meren hebben vaak een harde bekleding van gezette steen, dat wat vaker voorkomt dan asfalt. Tot iets boven het normale meerpeil bestaat de bekleding uit breuksteen, en daarboven is het talud bekleed met een steenzetting. De taludhelling kan plaatselijk heel steil zijn (tot wel 1:1) maar is op de meeste plaatsen 1:3 à 1:3,5. In Noord-Holland zijn de taludhellingen steiler dan in Friesland.



Figuur 2.7 Markermeerdijk bij Almere

Wat minder vaak dan op zeedijken is er een berm ter plaatse van de maatgevende waterstand. Vanaf de berm of iets boven de maatgevende waterstand tot en met de kruin en het binnentalud bestaat de bekleding uit gras op een kleilaag. Soms zijn er in de golfoploopzone blokjes of klinkers op klei toegepast, doorgroeit met gras.

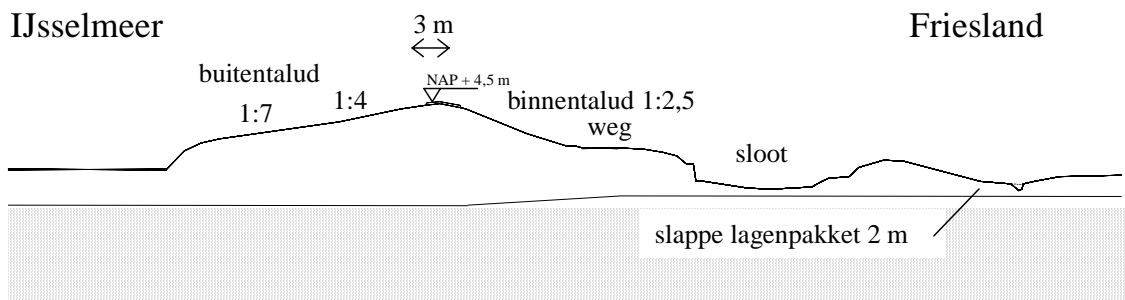


Figuur 2.8 Karakteristieke dijkopbouw langs Oostelijk Flevoland (Calle e.a. 2002)

De kruin is doorgaans smal, 1 à 2 m. Langs zuidelijk Flevoland ligt er een verkeersweg op de kruin, en vaak ook nog een fietspad op de berm (zie Figuur 2.7). Deze dijken zijn daardoor

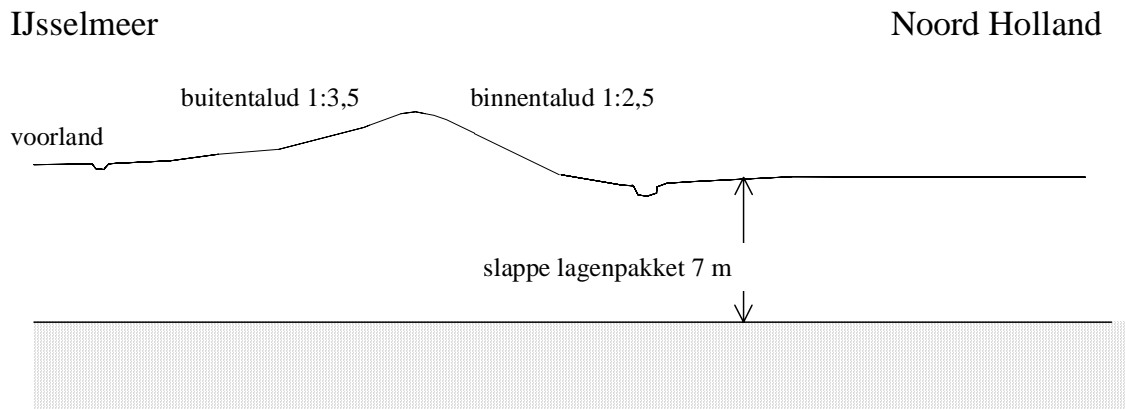
relatief breed. Ook door binnendijkse of buitendijkse inrichting kan de waterkering zeer breed zijn.

De oude dijken langs het IJsselmeer hebben een wat andere opbouw dan de Flevoland-dijken. In Friesland is vaak het onderste deel van het buitentalud vrij flauw, en het bovenste deel ongeveer 1:4. Het binnentalud is steil (1:2 à 1:2,5) met dikwijls een weg op een binnenberm, zie Figuur 2.9.



Figuur 2.9 Karakteristieke dijkopbouw langs Friese IJsselmeerkust (Calle e.a. 2002)

IJsselmeerdijken van Noord Holland komen qua geometrie en bodemopbouw overeen met dijken in het benedenrivierengebied. In Figuur 2.10 is een karakteristiek dwarsprofiel van een IJsselmeerdijk in Noord Holland gegeven.



Figuur 2.10 Karakteristieke dijkopbouw langs Hollandse IJsselmeerkust (Calle e.a. 2002)

Bijzondere constructies, zoals uitwateringssluizen, trappen en lichtmasten, komen wat vaker voor dan langs de kust.

De kern van de dijk kan bestaan uit klei, keileem en/of zand. Het aandeel dijken met een kern die voornamelijk uit klei of keileem bestaat is veel groter dan bij zeedijken, zeker wat betreft de dijken die de afgelopen 50 jaar niet grootschalig zijn verzwaard.

2.2 Klei op Nederlandse dijken

Bij de toepassing van klei op dijken wordt onderscheid gemaakt tussen de top- of deklaag die de feitelijke bescherming biedt en het kernmateriaal. Met betrekking tot de deklaag kunnen de volgende constructies onderscheiden worden:

- Deklaag op een talud onder een graslandbekleding
- Deklaag in voorland ter vergroting van de kwellingte
- Deklaag op een talud onder een 'harde' bekleding.

Zowel bij de toepassing onder een graslandbekleding als onder een 'harde' bekleding moet de klei meestal aan erosiebestendigheidscategorie 1 voldoen (zie deel 6). Bij de toepassing onder een graslandbekleding mag daarbovenop een minder erosiebestendige klei liggen, daar deze gunstiger is voor de doorworteling.

De eventueel in de kern van de dijk aanwezige klei mag van mindere kwaliteit zijn.

Klei is niet alleen gevoelig voor water in relatie tot de sterkte, maar ook tot het volume. Als natte klei uitdroogt krimpt deze, met scheuren tot gevolg. Deze scheuren zorgen vervolgens ook weer voor vermindering van de sterkte. Klei mag daarom niet te nat zijn bij aanbrengen. De consistentie-index (zie deel 6) moet daarom voor deklagen hoger of gelijk zijn aan 0.75. De vorming van scheuren en de daaropvolgende processen worden samengevat in de term 'structuurvorming'.

3 Literatuurstudie

3.1 Schadeverloop en reststerkte-componenten

Schade is het optreden van een aantasting van de dijk als gevolg van belastingen die de sterkte overtreffen. De capaciteit om water te keren kan daardoor nadelig beïnvloed worden. Een sequentie van verschillende schademechanismen en processen (faaltraject) treedt op voordat een dijk daadwerkelijk faalt en de waterkerende functie niet meer kan vervullen. Het woord "schade" geeft in relatie tot de reststerkte beter weer dat het gaat om een stapje in een reeks die uiteindelijk leidt tot een dijkdoorbraak, dan het woord "bezwijken". Dat laatste wordt meer geassocieerd met falen (van een component of het geheel).

Als een primair mechanisme (schademechanisme dat wordt beschouwd bij het ontwerpen en toetsen) is opgetreden wil dat nog niet zeggen dat de dijk faalt. De dijk heeft nog reststerkte. Om de kans op doorbreken van een dijk vast te stellen moet het gehele faaltraject beschreven worden inclusief reststerkte, mogelijke bezwijk- en vervolgmecanismen en overgangskansen.

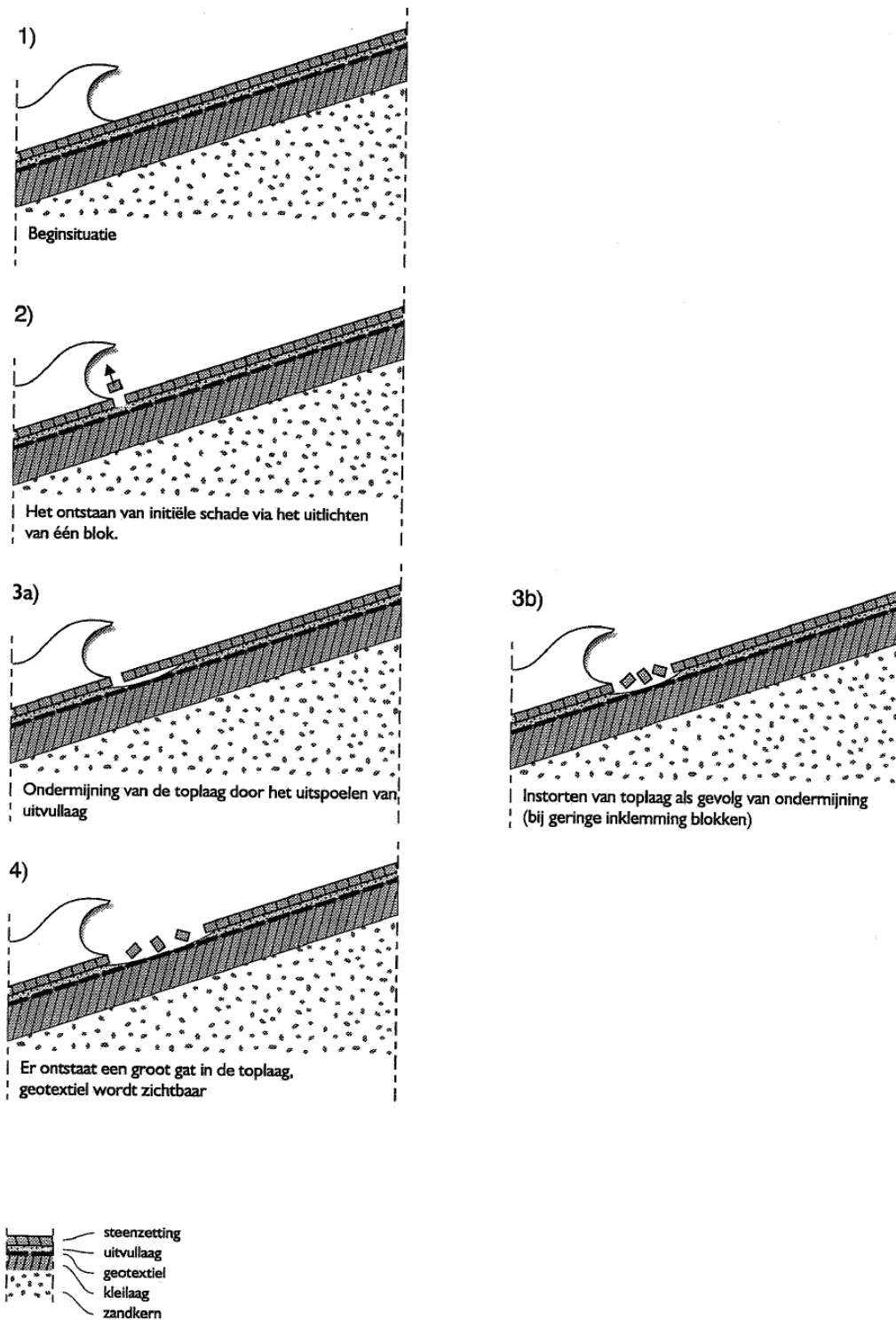
De overgangskans is de kans op het optreden van een vervolgmecanisme gegeven een specifieke fase in het bezwijkproces. Dit gaat uit van het gegeven dat een dijk pas faalt als een reeks opeenvolgende sterkte-componenten allemaal falen. In het onderhavige geval gaat het om componenten zoals de toplaag van gezette steen, het filter, het geotextiel, de kleilaag, et cetera.

De reststerkte is het waterkerend vermogen dat overblijft na initiële schade aan een dijk. De initiële schade is hier het uitgelicht raken van één (of meer) steen uit de toplaag. Reststerkte is gedefinieerd als de restcapaciteit van een dijk om de waterkerende functie te vervullen na het optreden van een primair bezwijkmechanisme. De reststerktefaalkans wordt gedefinieerd als de kans dat gegeven het optreden van een primair mechanisme, dijkdoorbraak ontstaat.

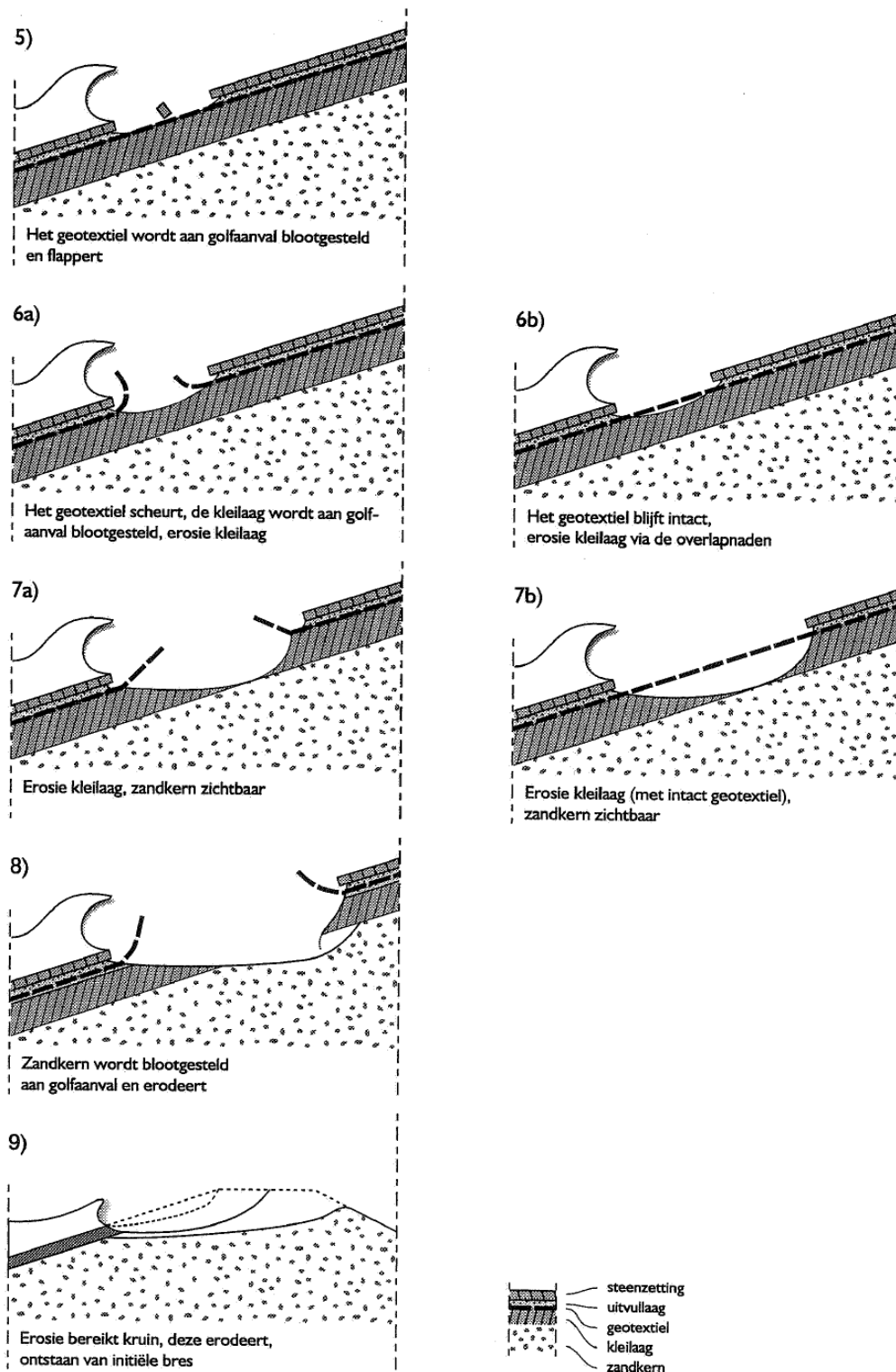
De kans op doorbreken van een dijk is afhankelijk van de sterkte (inclusief reststerkte) en van de belasting:

- Sterkte: Stabiliteit van de toplaag van gezette steen, granulair filter, geotextiel, kleilaag en zandkern en mogelijke interactie tussen mechanismen (soms is geen geotextiel aanwezig maar vlijlagen).
- Belasting: Buitenwaterstand, stroming en golven op het talud.

Gegeven een bepaalde belasting kan worden verwacht dat het schadeverloop onder andere bepaald wordt door de dijkgeometrie en door de plaats in de bekleding waar de initiële schade optreedt (hoog op het talud, laag op het talud of vlak bij de stormvloedberm).



Figuur 3.1 Eerste deel van het schadeverloop aan een steen-zetting (Calle et al., 2002)



Figuur 3.2 Tweede deel van het schadeverloop aan een dijk met een bekleding van gezette steen (Calle et al., 2002)

Het schadeverloop volgens Calle et al. (2002) is in Figuur 3.1 en Figuur 3.2 weergegeven en hieronder kort beschreven:

- Initiële schade: Een blok wordt uit de toplaag gelicht, vervolgens erosie van toplaag en uitvullaag/filterlaag.
- Gat in toplaag groeit: Gat groeit gelijkmatig (geringe klemming) of als gevolg van ondermijning (goede klemming).
- Geotextiel bezwijkt: Het geotextiel is aan golfaanval blootgesteld en kan scheuren (door golfaanval of door uit de toplaag losgeraakte stenen) of los laten (gat bereikt inklemming van geotextiel).
- Erosie van kleilaag en eventueel oude kleikern: Na het bezwijken van het geotextiel wordt de kleilaag aan directe golfaanval blootgesteld. De erosie zal vervolgens sneller verlopen dan bij een ongescheurd geotextiel.
- Erosie van zandkern: Na erosie van de kleilaag en eventueel delen van een oude kleikern wordt de zandkern aan golfaanval blootgesteld en zal eroderen. De kleilaag wordt ondermijnd en erodeert verder. Het is ook mogelijk dat kleilaag en bekleding rond het gat de erosie van de kern afremmen.
- Kruin wordt aangetast: Erosie van de zandkern en afbrokkeling van de ondermijnde kleilaag gaan door en bereiken de kruin.
- Initiële bres: Erosie bereikt achterkant van de kruin, verdere erosie heeft verlaging van de kruin tot gevolg. Water begint over de kruin te stromen als de kruin tot onder de waterspiegel daalt.

Uit dit schadeverloop blijkt dat er een keten van sterkte-componenten zijn in de reststerkte:

- reststerkte van de toplaag van gezette steen
- reststerkte van de granulaire filterlaag
- reststerkte van het geotextiel
- reststerkte van de kleilaag
- reststerkte van de zandkern

Daarbij is het nog denkbaar dat de reststerkte van het samengestelde geheel wat kan afwijken van de som van de componenten.

Tijdens het literatuuronderzoek is gericht gezocht naar informatie over deze reststerkte-componenten, en de reststerkte van het samengestelde geheel. Daarbij is gebleken dat de reststerkte van de toplaag van gezette steen vaak samen genomen wordt met die van de filterlaag als deze slechts dun is ($b < 20$ cm).

3.2 Initiële schade

Een steenzetting blijkt zeer goed in staat te zijn om de belasting door stroming te weerstaan. Door het relatief gladde oppervlak heeft de stroming nauwelijks vat op de steenzetting. Er treedt daardoor pas schade op bij een relatief hoge stroomsnelheid, die bij vrijwel geen enkele zee- of meerdijk voorkomt. Voor de steenzettingen op de Nederlandse dijken is daarom de belasting door golven veel belangrijker. Deze golven veroorzaken drukverschillen over de toplaag (hoge druk in het filter en tegelijkertijd een lage druk op de toplaag). Dit kan leiden tot het uitlichten van één of meer stenen uit de toplaag, hetgeen gezien wordt als initiële schade.

De initiële schade aan een steenzetting treedt altijd onder de waterlijn op, waar steile stijghoogtefronten en golfklappen in het brekerproces optreden. Volgens Klein Breteler e.a. (2006) treedt de maximale belasting (en de initiële schade) op in de volgende zone:

Als $\xi_{op} < 4$: $-0,6\xi_{op} < z/H_s < -0,2\xi_{op}$

Als $\xi_{op} \geq 4$: $-2,4 < z/H_s < -0,8$

Met:

ξ_{op}	= $\tan\alpha/\sqrt{s_{op}}$ = brekerparameter (-)
α	= taludhelling (-)
s_{op}	= H_s/L_{op} = golfsteilheid, gebaseerd op golflengte op diep water (-)
L_{op}	= $gT_p^2/(2\pi)$ = golflengte op diep water (-)
H_s	= significante golfhoogte bij de teen van de dijk (m)
z	= niveau ten opzichte van de waterlijn (m)

De golfhoogte waarbij initiële schade optreedt kan berekend worden met STEENTOETS2008 (Klein Breteler, 2009). De stabiliteit van een steenzetting is afhankelijk van zeer veel eigenschappen van de constructie en de belasting. Daardoor is het rekenprogramma Steentoets2008 erg gecompliceerd geworden. Als globale indicatie geldt voor relatief open steenzettingen op een granulaire filter (zoals basalt, Basalton, Hydroblocks, etc.) dat schade optreedt als $3 < H_s/(\Delta D) < 7$, terwijl de relatief dichte steenzettingen (zoals rechthoekige blokken met smalle spleten) beschadigd raken als $2 < H_s/(\Delta D) < 5$, met:

Δ = $(\rho_s - \rho)/\rho$ = relatieve soortelijke massa van de stenen in de toplaag (-)

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

ρ_s = soortelijke massa van de stenen in de toplaag (kg/m^3)

PC-Ring

Het programma PC-Ring berekent de faalkans van een dijkkring die bestaat uit een aantal dijkvakken, duinraaien en kunstwerken, waarbij bezwijken kan optreden door verschillende mechanismen. In PC-Ring zijn twee types steenbekledingen opgenomen:

- steenzetting direct op klei en
- steenzetting op een granulaire filter.

Het totale mechanisme bij een steenzetting direct op klei wordt bepaald door het achtereenvolgens bezwijken van de bekleding en de erosie van het dijklichaam. Er zijn grenstoestandsfuncties voor het eerste (bezwijken bekleding) en tweede deelmechanisme (erosie van het dijklichaam na bezwijken van de steenzetting).

Ten opzichte van Steentoets zijn de formules voor de stabiliteit van de toplaag zeer sterk vereenvoudigd, waardoor het nog slechts een orde van grootte van de stabiliteit geeft voor zeer eenvoudige geometriën.

Bij een steenzetting op een granulaire filter zijn er voor de stabiliteit van de toplaag twee criteria. De volgende formule wordt gebruikt voor het berekenen van de kritieke significante golfhoogte voor het bezwijken van de bekleding:

$$\frac{H_s}{\Delta D} = \left(\frac{D}{\Lambda \xi_{0p}} \right)^{2/3} r^{1/3} c_{s1} \Gamma^{-5/3} \quad (3.1)$$

$$\frac{H_s}{\Delta D} = c_{s2} \xi_{0p}^{-2/3}$$

Hierin zijn c_{s1} en c_{s2} coëfficiënten voor de sterkte van de steenzetting, Γ een invloedsfactor voor de wrijving tussen stenen onderling, toestroming en traagheid, Λ de leklengte en r een reductiefactor. Er is verder een grenstoestandsfuncties voor de erosie van het dijklichaam (na bezwijken van de steenzetting) gedefinieerd. Anders dan bij een steenzetting direct op klei

wordt in PC-Ring bij een steenzetting op een granulair filter de reststerkte van de steenbekleding wel meegeteld (zie Formule (3.11)).

FLOODsite

Ook in het FLOODsite Task 4 rapport wordt een zeer eenvoudige formule gebruikt om de stabiliteit van een steenzetting te berekenen; de coëfficiënt c_s varieert hierin van 5 tot 15:

$$\frac{H_s}{\Delta D} = c_s \xi_{0p}^{-2/3} \quad (3.2)$$

3.3 Reststerkte van goed geklemde toplaag van gezette steen op granulair filter

Voor het beschouwen van de reststerkte van de toplaag van gezette steen wordt er onderscheid gemaakt tussen:

- Goed geklemde toplagen, zoals basalt, Basalton, Hydroblocks
- Matig geklemde toplagen, zoals granietblokken, koperslakblokken
- Weinig geklemde toplagen, zoals rechthoekige betonblokken

Bij een goed geklemde toplaag van gezette steen is de interactie tussen de stenen zo groot dat een afzonderlijke steen niet uit de bekleding kan worden getrokken, zonder ook de buren omhoog te trekken. In zo'n toplaag komen echter sporadisch ook losliggende stenen voor, waar initiële schade zal ontstaan.

Bij een slecht geklemde toplaag van gezette steen zullen direct na het uitgelicht raken van de eerste stenen er meer stenen gaan volgen. De stenen langs de randen van het gat ondervinden relatief grote golfkrachten, en hebben relatief weinig steun aan stenen in de buurt. De reststerkte van zo'n toplaag is waarschijnlijk gering.

Over de reststerkte van matige geklemde toplagen is weinig bekend.

Klein Breteler (1991) heeft een bureaustudie naar de reststerkte van een steenbekleding inclusief onderlaag uitgevoerd. In deze oriënterende bureaustudie is de kennis van dat moment gebundeld. Er is onderscheid tussen goed geklemde toplagen van gezette steen en weinig geklemde toplagen. Bij goed geklemde toplagen blijken de eigenschappen van het filter de reststerkte van de toplaag te beïnvloeden.

Klein Breteler (1991) heeft enkele praktijkschades en de resultaten van enkele Deltagootproeven geanalyseerd. Dit onderzoek leidde tot de conclusie dat een goed geklemde toplaag eerst ondermijnd wordt (uitspoeling van filter door het gat in de toplaag) waarna het ondermijnde oppervlak instort onder het geweld van de golfklappen. Op basis van de beperkte informatie uit modelonderzoek en een praktijkschade is geconcludeerd dat het instorten optreedt als een oppervlak met diameter van ca 3 m is ondermijnd (zie Figuur 3.3). De studie richt zich op de tijdsduur tussen initiële schade en het blootkomen van de zandkern van de dijk op de in Nederland meest voorkomende types toplaag:

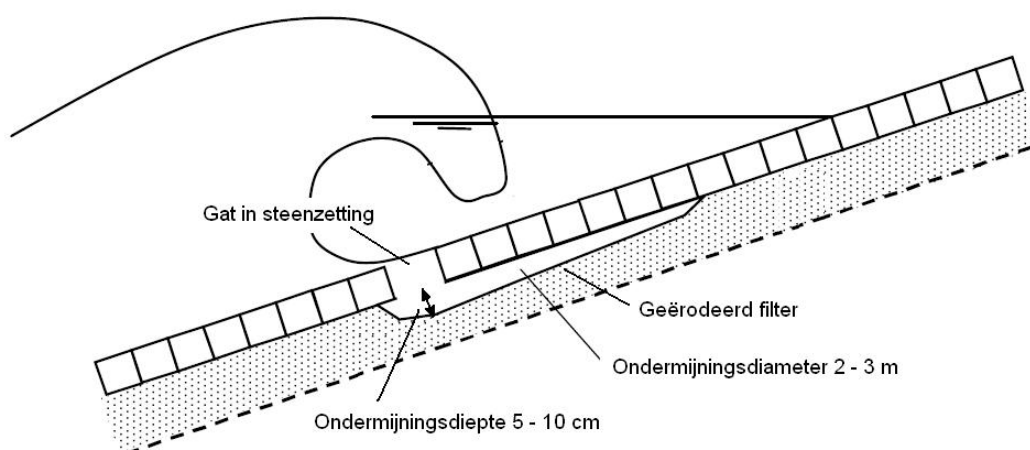
- Blokken op klei (met eventueel een geotextiel): Het groeien van het gat in de toplaag is essentieel voor de daarop volgende klei-erosie. De tijdsduur kan variëren van ca. 15 minuten tot enkele uren. Vervolgens erodeert de kleilaag. De kleierosie is afhankelijk van de kleikwaliteit.
- Zetting op steenslag (± 5 cm) op 50 cm mijnsteen (op geotextiel) op zand: Aan het begin van het bezwijkproces staan twee mogelijke schademechanismen: (i) Aan de rand van het gat raken stenen uit het verband en worden vervolgens weggeslagen door golven

en (ii) de toplaag raakt ondermijnd door uitspoeling van de filter en stort na verloop van tijd in. Het eerste mechanisme treedt vooral bij weinig klemming tussen de stenen op; bij matig ingeklemde stenen treedt soms het ene en soms het ander mechanisme op (zie Figuur 3.1 en Figuur 3.3). De ondermijningsdiepte is altijd klein (5 a 10 cm), de ondermijningsdiameter moet altijd 2 à 3 m zijn alvorens en overspanning van goed ingeklemde stenen instort. De ondermijningsdiameter na ca. 100 minuten golfbelasting kan geschat worden met:

$$D_0 = 0.028 \frac{H_s}{\Delta D_{f50}} \quad (3.3)$$

Hierin zijn Δ en D_{f50} de korrelgrootte en de relatieve volumieke massa van de filterkorrels. In een later onderzoek is deze formule verbeterd.

De erosie van de filter start als er een gat van meer dan 1 m^2 in de toplaag is geslagen. De erosiediepte kan berekend worden met het programma Breakwat. Klein Breteler concludeert uit Breakwat berekeningen dat een filter van 0.5 à 1 m dikte een langdurige en zware golfaanval kan weerstaan. In paragraaf 3.4 is uitgelegd dat Breakwat waarschijnlijk een overschatting van de reststerkte geeft.



Figuur 3.3 Ondermijning van een steenzetting

Na de oriënterende bureaustudie is er een kleinschalig modelonderzoek uitgevoerd in de Scheldebak van WL (De Vroeg, 1992). Het onderzoek was gericht op de ondermijning van de steenzetting. In dit onderzoek is de toplaag weergegeven als een doorzichtige perspex plaat met gaatjes, zodat de doorlatendheid van de toplaag overeenkwam met een steenzetting. In de toplaag waren gaten met verschillende afmetingen en verschillende hoogte t.o.v. de stilwaterlijn aangebracht. Vervolgens zijn proeven uitgevoerd met loodrecht invallende golven en schief invallende golven. Dit heeft geleid tot formules waarmee de ondermijning als functie van de tijd kan worden berekend, gegeven de geometrie en de golfcondities (zie ook Klein Breteler & Eysink, 2007):

- Formules voor de ondermijningsdiameter als functie van gatgrootte, plaats van het gat (ten opzichte van SWL) en golfcondities;
- Formules voor de erosiediepte als functie van ondermijningsdiameter en gatgrootte.

Klein Breteler (1992) (geciteerd in Klein Breteler, 1994) stelt dat er alleen sprake is van enige reststerkte van een granulaire filterlaag onder een steenzetting als de filterlaag en de toplaag voldoen aan (voor loodrechte golfaanval):

$$\text{Toplaag: } \frac{H_s}{\Delta D} < 10 \xi_{0p}^{-2/3} \quad \text{en goed geklemd} \quad (3.4)$$

$$\text{Filter: } b > 0.2 + 0.023 \frac{H_s}{\sqrt{s_{0p}}} \quad (\text{of een geotextiel}) \quad (3.5)$$

Hierin is b de dikte van de filterlaag.

Het eerste criterium voor de toplaag ($H_s/\Delta D < 10 \xi_{0p}^{-2/3}$) komt voort uit de gedachte dat de steenzetting niet te erg overbelast mag zijn, omdat anders verwacht mag worden dat de steenzetting zeer snel en op vele plaatsen tegelijk zal bezwijken.

De minimale filterlaagdikte houdt verband met het te verwachten mechanisme waarbij er een ondermijning van de toplaag ontstaat. Als het filter erg dun is, zal tijdens het ontstaan van de ondermijning direct het gehele filter weg zijn en begint dus al de erosie van de ondergrond. Later is daaraan toegevoegd dat het ook goed is als er een geotextiel is toegepast, want dan wordt de erosie van de ondergrond tijdens het groeien van de ondermijning tegengegaan door het geotextiel.

Bovenstaande formule is toepasbaar voor loodrechte golfaanval; voor scheve golfaanval is een grotere laagdikte vereist.

Als voldaan is aan deze voorwaarden, dan is de reststerkte (bij loodrechte golfaanval) gelijk aan:

$$t_{Rs} = 54 \cdot 10^3 T_p \exp \left[-\frac{0.38 H_s}{\sqrt{s_{0p}}} \right] \quad (\text{seconde}) \quad (3.6)$$

Merk op dat de constante 0,38 de dimensie 1/m heeft.

Deze formule sluit aan op het hart van de puntenwolk.

Ook voor scheve golfaanval zijn empirische formules voor de reststerkte van een goed geklemd toplaag van gezette steen met filter afgeleid (Klein Breteler, 1992).

We zien in deze empirische formule dat de invloed van de korrelgrootte van het filter niet aanwezig is. Kennelijk is de invloed van deze parameters betrekkelijk gering. De taludhelling is ook niet aanwezig, maar dat komt omdat deze in het onderzoek niet gevarieerd is. Er is alleen gewerkt met de meestvoorkomende taludhelling van steenzettingen in Nederland. Onderstaand is vermeld dat deze formule later verbeterd is (zie formule 3.9).

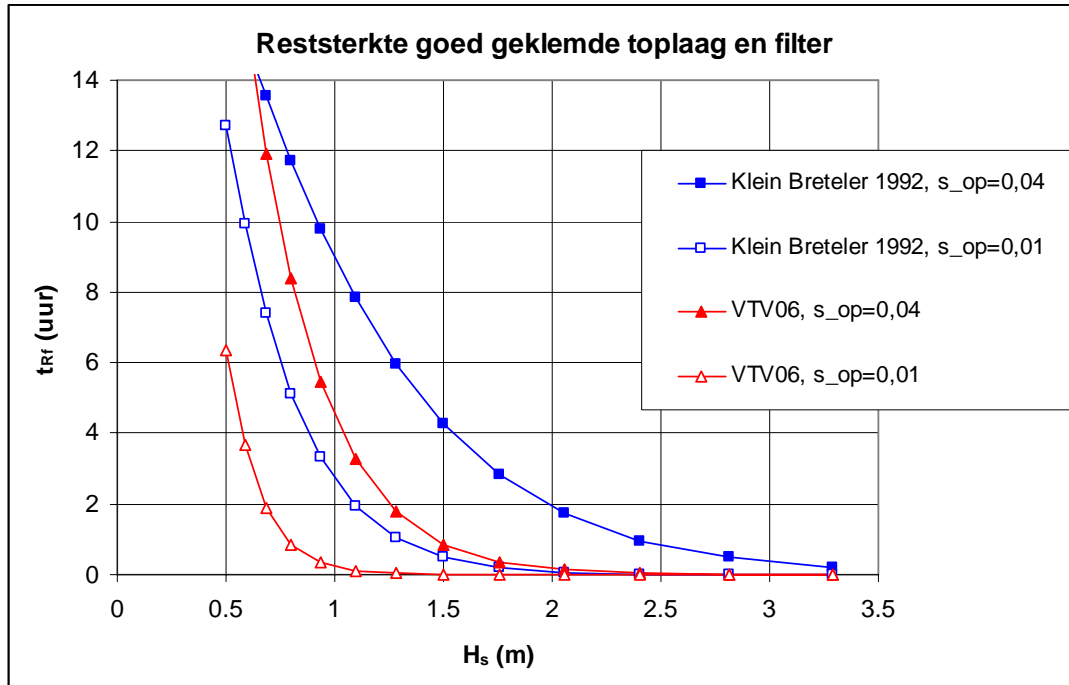
Volgens de VTV (2006) moet er ook voldaan zijn aan:

- De toplaag zal niet afschuiven en er is geen materiaaltransport vanuit de granulaire laag door de toplaag;
- Er zijn geen losse toplaagelementen;

In de VTV2006 is een veilige (conservatieve) formule gegeven, die afgeleid is van bovenstaande formule (t_{Rs} in seconde):

$$t_{Rs} = 1.63 \cdot 10^5 T_p \exp \left[-0.74 \sqrt{H_s L_{0p}} \right] = 1.63 \cdot 10^5 T_p \exp \left(\frac{-0.74 H_s}{\sqrt{s_{0p}}} \right) \quad (3.7)$$

Bovenstaande formules zijn grafisch weergegeven in Figuur 3.4.



Figuur 3.4 Reststerkte van filter en steenzetting (s_{op} = golfsteilheid)

Ook tijdens het "Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen" van dit decennium is onderzoek gedaan naar de reststerkte van de toplaag en filterlaag. Hoewel het onderzoek gericht was op het bepalen van de golfcondities bij initiële schade, is na het optreden van schade ook nog enige tijd doorgegolfd. Daarnaast zijn er ook proeven uitgevoerd met kunstmatige schade.

In dit kader concluderen Klein Breteler & Eysink (2007) uit metingen dat de erosie in het begin iets minder snel gaat, maar later langer blijft toenemen dan op basis van de oude formule (3.6), die opgesteld was op basis van de kleinschalige proeven van De Vroeg. De orde van grootte van de ondermijning wordt door de oude formule (3.6) wel goed voorspeld. Verder bleek uit de nieuwe proeven in de Deltagoot (Klein Breteler & Eysink, 2007) dat er omstandigheden zijn waarbij erosie en ondermijning nauwelijks optreden.

De analyse van de oude en de nieuwe proeven heeft tot de volgende formule geleid, waarmee de grootte van de ondermijning geschat kan worden (uitsluitend voor loodrechte golfaanval):

$$\text{Als } \frac{D_G}{D} \left(\frac{H_s}{D_{f50}} \right)^{1/3} < 8.79: D_0 = 0$$

$$\text{Als } \frac{D_G}{D} \left(\frac{H_s}{D_{f50}} \right)^{1/3} > 8.79:$$

$$\frac{D_0}{H_s} = N^{0.15+0.5 \frac{D}{D_G}} \left[-0.67 + 0.71 \log \left(\frac{D_G}{D} \left(\frac{H_s}{D_{f50}} \right)^{1/3} \right) \right] \exp \left(-80 \left(\frac{z_g}{H_s \xi_{0p}} + 0.35 \right)^4 \right) \quad (3.8)$$

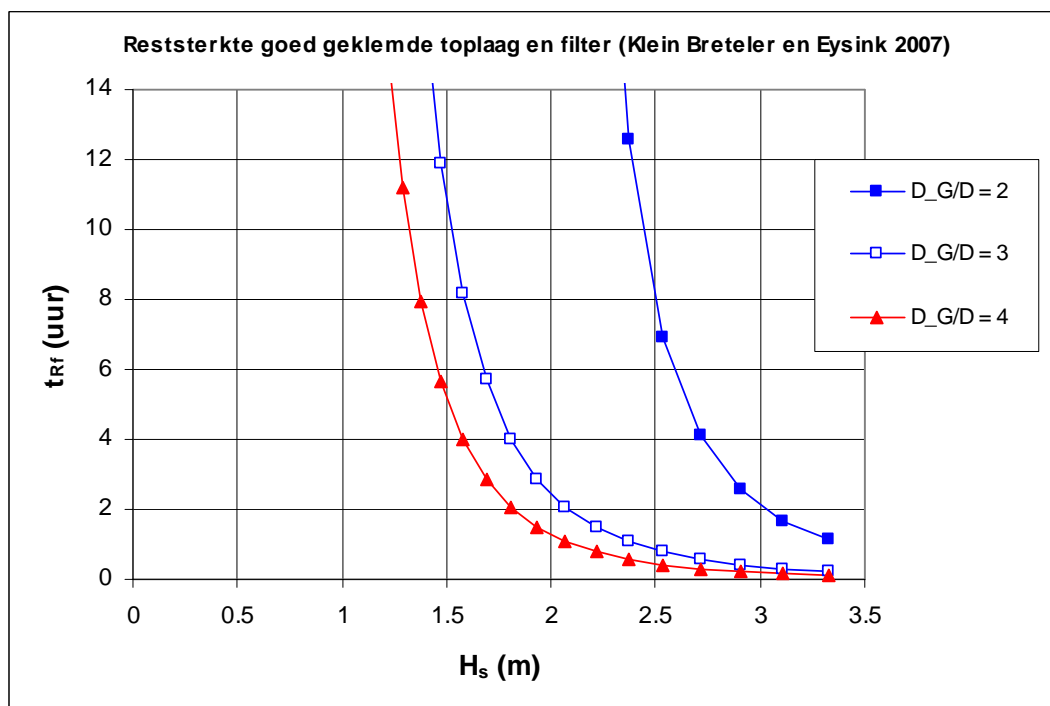
Hierin is N de stormduur (aantal golven), D_G de gatgrootte, D de dikte van de toplaag, D_{f50} de korrel diameter van het filter en z_G het niveau van het gat t.o.v. de SWL. Als $D_G/D (H_s/D_{f50})^{1/3} < 8.79$, dan is er geen ondermijning te verwachten. Klein Breteler & Eysink (2007) concluderen dat formule (3.8) beperkte geldigheid heeft omdat de golfaanval loodrecht op het talud aankwam, de parameter $D_G/D (H_s/D_{f50})^{1/3}$ een vrij lage waarde had, de taludhelling 1:3.5 was en de om het gat liggende zuilen goed vast bleven zitten.

Klein Breteler & Eysink (2007) hebben met formule (3.8) ook een formule afgeleid voor de reststerkte van de toplaag, aannemende dat het gat in de toplaag op een ongunstige locatie zit ($z_g/H_s/\xi_{op} = -0,35$), er loodrechte golfaanval is en dat $D_G/D (H_s/D_{f50})^{1/3} > 8.79$ (best guess formule):

$$t_{Rs} = \frac{T_p}{4000} \left[\frac{D_{0,cr}}{H_s \left[-0.67 + 0.71 \log \left(\frac{D_G}{D} \left(\frac{H_s}{D_{f50}} \right)^{1/3} \right) \right]} \right]^{0.15 \frac{D_G}{D_G + 0.5 D}} ; (t_{Rs} \text{ in uren}) \quad (3.9)$$

Hierin is t_{Rs} de reststerkte na het ontstaan van een gat in de toplaag (uur) en $D_{0,cr}$ de ondermijningsdiameter bij falen. Deze formule is grafisch weergegeven in Figuur 3.5 met $D_{0,cr} = 3$ m. Het valt op dat er een grote invloed is van de initiële diameter van het gat in de toplaag (grootte van de initiële schade). Verder is de reststerkte volgens deze formule beduidend groter dan die volgens Formule (3.6), zie Figuur 3.4. Er is geen verklaring gevonden voor dit grote verschil.

In de formule valt op dat de brekerparameter ξ_{op} niet is opgenomen. Bij de analyse van de metingen bleek deze een ondergeschikte invloed te hebben.



Figuur 3.5 Reststerkte van filter en steenzetting (D_G = initiële gatdiameter; D = toplaagdikte)

Ook in de praktijk is veelvuldig constateert dat een of twee stenen uit de steenzetting zijn geslagen, zonder dat dit uitspoeling van het filter en/of ondermijning van de toplaag veroorzaakte. Mede daarom wordt er meer waarde gehecht aan formule (3.9) en dan aan formule (3.6) en (3.7).

Peters (2007) heeft uit een theoretische beschouwing over de stabiliteit van een steenzetting, waarin één steen ontbreekt, een formule afgeleid voor de kritieke ondermijning $D_{0,cr}$ waarbij een goed geklemde zuilenbekleding instort: (veilige benadering):

$$D_{0,cr} = \min \left\{ 5.4 D; \max \left\{ 0.9 D; 0.18 \left(z_B + 0.4 H_s \xi_{0p} \right) + 3.5 D - 0.57 \right\} \right\} \quad (3.10)$$

Hierin is z_B het niveau van de bovenste overgangsconstructie of berm ten opzichte van de stilwaterlijn (onderste van deze is maatgevend) en $(-0.4 H_s \xi_p)$ beschrijft het niveau van de schade (ten opzichte van de stilwaterlijn). Over de klemming in een steenzetting waaruit één steen ontbreekt zijn weinig experimentele gegevens of ervaringsgegevens uit de praktijk beschikbaar. Uit een Deltagootonderzoek en een praktijkschade is gebleken dat bij zuilen $D_{0,cr}$ ca. 3 m is; de formule van Peters geeft maximaal $D_{0,cr} = 1.6$ à 2.7 m (en is daarom waarschijnlijk conservatief).

In CUR/TAW (1992) wordt op basis van Deltagootonderzoek de volgende ordegroute van tijd gegeven voor het schadeverloop aan een gezette bekleding (Calle et al., 2002):

- Matig geklemde blokken op uitvullaag-mijnsteen-zand: Na het uitlichten van een steen ontstaat na ca. 1 a 2 uur een zodanig ondermijning van de toplaag dat deze instort en korte tijd daarna wordt weggeslagen. Het is onbekend of mijnsteen nog enige weerstand tegen golfaanval kan bieden.
- Matig geklemde basalt op uitvullaag-vlijlagen-goede klei: Na het uitlichten van een steen ontstaat binnen 1 uur een groot gat in de toplaag. Daarna kan vooral de goede klei nog vele uren een zware golfaanval weerstaan.
- Slecht geklemde blokken direct op matige klei: Na het uitlichten van het eerste blok volgen er snel meer. De erosiediepte van de klei schrijdt daarna voort met een snelheid van ca. 5 a 10 cm/uur.

Deze relatief lage reststerkte ten opzichte van Figuur 3.5 is waarschijnlijk het gevolg van de geringe klemming in deze toplagen.

PC-Ring

De formules in PC-Ring zijn gericht op het berekenen van de gemiddelde reststerkte (inclusief spreiding, in tegenstelling tot de VTV, die een afschatting geeft van de minimale reststerkte (veilige waarde)).

In PC-Ring is de reststerkte van de steenzetting op een granulair filter afhankelijk van de piekperiode, de golfsteilheid en de richting van de golfaanval (schuin of loodrecht):

$$t_{Rs} = 57 \cdot 10^3 T_p \exp \left[- \frac{H_s}{r \sqrt{s_{0p}}} \right] \quad (t_{Rs} \text{ in s}) \quad (3.11)$$

De coëfficiënt r is afhankelijk van de hoek van golfaanval (als $\beta \leq 20^\circ$ dan geldt $r = 1,58$ à $3,29$ met $\mu = 2,4$ m en $\sigma = 0,43$ m; als $\beta > 20^\circ$ dan geldt $r = 1,16$ à $1,89$ met $\mu = 1,5$ m en $\sigma = 0,18$ m). Als $r = 2,6$ komt deze formule ongeveer overeen met formule (3.6), terwijl in PC-Ring voor loodrechte golfaanval een verwachtingswaarde van 2,4 wordt gehanteerd. Dit verschil is echter klein, zeker gezien de grote spreiding in de meetpunten.

FLOODsite Task 4

In het FLOODsite Task 4 rapport is formule (3.7) aanbevolen voor het berekenen van de reststerkte van een steenzetting met granulair filter.

Erosie van een granulair filter door gat in de toplaag

Er is in het verleden ook onderzoek gedaan naar de uitspoeling van granulair materiaal uit kleine gaten in de toplaag van gezette steen. Hoewel dit was gericht op relatief kleine gaten kunnen de resultaten toch relevant zijn voor het reststerkte-onderzoek.

De erosie van granulair materiaal door open taludbekledingen is onderzocht door Verheij (1989). Hij heeft empirische formules afgeleid van de maximale erosiediepte Z_e als functie van de gatgrootte D_G , die door het hart van de puntenwolk gaat:

$$\frac{Z_e}{D_G} = 0.23 \left(\frac{H_s}{D_{f50}} \right)^{1/3} \quad ; \quad D_G > 0.1\text{m} \quad (3.12)$$

$$\frac{Z_e}{D_G} = 0.04 \left(\frac{H_s}{D_{f50}} \right)^{1/2} n^{-3/4} \quad ; \quad D_G < 0.1\text{m}$$

Hierin is n porositeit van de toplaag (het open oppervlak van de zetting per m^2) en D_{f50} een karakteristieke korreldiameter van het granulair materiaal. Boven SWL +0.2 m is de maximale erosiediepte volgens Verheij (1989) ca. 20% kleiner. Vooral bij kleine gaten is er een groot verschil tussen de erosiediepte onder en boven de stilwaterlijn. Onder SWL wordt de erosie veroorzaakt door stroming uit het talud (i.v.m. verschildruk over de zetting). Boven de waterlijn is er nauwelijks sprake van verschildrukken en moet de erosie veroorzaakt worden door stroming op het talud (Klein Breteler, 1989). Als de maximale erosiediepte groter is dan de blokdikte (de dikte van de toplaag) dan is ondermijning van de blokken zeer waarschijnlijk. De mate van ondermijning is niet onderzocht. In het onderzoek zijn verder empirische formules voor de maximale watersnelheid op het talud (op- en neerwaarts gericht) als gevolg van brekende golven afgeleid (Klein Breteler, 1989).

De resultaten van dit onderzoek zijn ook door Klein Breteler en Eysink (2007) meegenomen bij het afleiden van Formule (3.8). Daarbij is als gatgrootte aangenomen dat enkele stenen uit de steenzetting ontbreken. Bovenstaande formule is voor zo'n situatie niet afgeleid. Deze was bedoeld voor gaten in stenen ten behoeve van het vergroten van de doorlatendheid van de steenzetting.

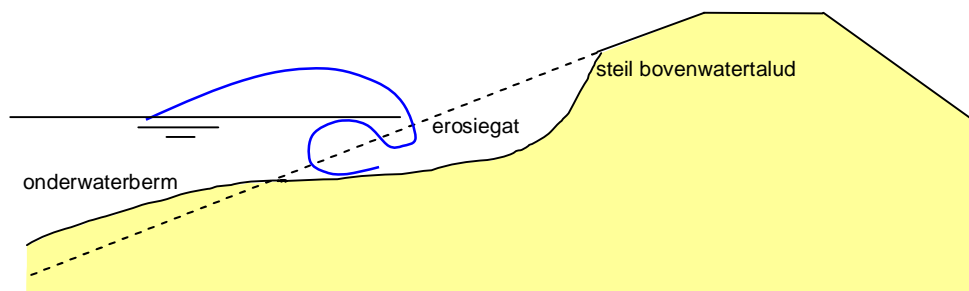
3.4 Reststerkte van granulair filter

In de meeste gevallen heeft een steenzetting een dunne granulaire filterlaag (uitvullaag) van minder dan 20 cm dikte en zal de reststerkte hiervan waarschijnlijk verwaarloosbaar zijn. De algemene opbouw van zo'n steenzetting is gegeven in Figuur 1.1.

In sommige gevallen is er echter geen kleilaag toegepast, en dan kan het voorkomen dat er een filterlaag is van vele tientallen centimeters.

Klein Breteler (1991) heeft met oriënterende berekeningen met Breakwat laten zien dat zo'n filterlaag, ondanks de vrij kleine korrelgrootte (5 à 50 mm) toch een aanzienlijke reststerkte kan hebben. Bij een golfhoogte van 1,5 m en een talud van 1:3 treedt er een

evenwichtsprofiel op waarbij de maximale erosiediepte slechts 0,7 à 0,8 m wordt. Het bleek dat een filterlaag die dikker is dan 80 cm in zo'n geval een reststerkte heeft van ruim 20 uur. Bij een talud van 1:4 was de maximale erosiediepte zelfs nog minder (ca 0,5 m), maar bij een talud van 1:5 ontstond geen evenwicht en groeide de erosie in 20 uur tot een diepte van 80 cm.



Figuur 3.6 Geërodeerd materiaal uit erosiegat heeft lager op het talud een onderwaterberm gevormd (S-profiel)

Het is echter de vraag of Breakwat wel juist is voor deze toepassing. Bij relatief steile taluds (1:3,5 en steiler) ontstaat er een erosiegat volgens de berekeningen, en daar onder hoopt al het geërodeerde materiaal op en wordt er een berm gevormd. Dit leidt tot een S-profiel zoals geschetst in Figuur 3.6. Bij loodrechte golfaanval op een zeer brede dijk waar overal de steenzetting van verwijderd is, klopt dit waarschijnlijk.

Als echter een relatief klein gat in de steenzetting is ontstaan (bijvoorbeeld 10 à 20 m breed), of als er scheve golfaanval is, zal de onderwaterberm niet gevormd worden, omdat al het geërodeerde materiaal langs de dijk verspreid wordt (materiaaltransport evenwijdig aan de dijkas). Naar verwachting zal de erosie dan groter zijn.

In vervolgonderzoek zouden de formules die ten grondslag liggen aan Breakwat aangepast kunnen worden. Als in de massabalans ervoor gezorgd wordt dat er geen rekening gehouden wordt met een onderwaterberm, zal de erosie boven water sterker zijn volgens de formules. Wellicht wordt dan een betrouwbaarder resultaat verkregen.

3.5 Reststerkte van het geotextiel

Er is geen informatie in de literatuur terug te vinden over de reststerkte van een geotextiel onder een steenzetting. Naar verwachting vertraagt het geotextiel de erosie van het eronderliggende materiaal (bijvoorbeeld klei) aanzienlijk.

Er is slechts één aanwijzing dat de aanwezigheid van een geotextiel de erosie van het onderliggende zand aanzienlijk vertraagt. Dat betreft de proefvakken op de Houtribdijk bij Lelystad. In paragraaf 3.3 van deel 7 van dit rapport is een beschrijving gegeven van de schade die daar is opgetreden. Tijdens enkele stormen is de toplaag zwaar overbelast geweest, maar mede doordat het geotextiel nog redelijk op z'n plek bleef, is de erosie van het zand beperkt gebleven. Zelfs vijf jaar na het optreden van de eerste zware storm die schade heeft gegeven, is de erosie van het zand beperkt.

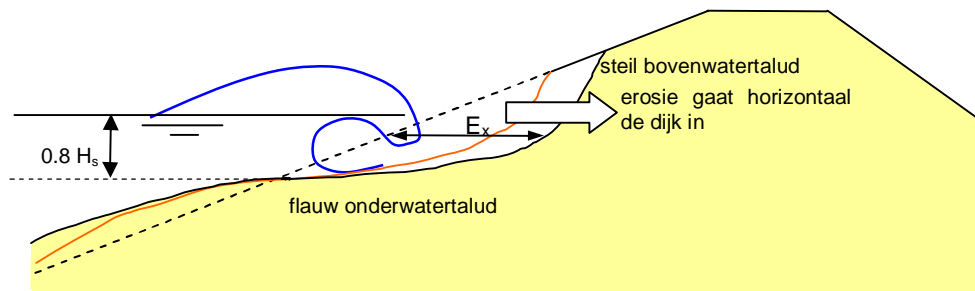
3.6 Reststerkte van de kleilaag

De reststerkte van de kleilaag is nader uitgewerkt in deel 6 van dit verslag.

Samenvattend kan gesteld worden dat de erosiegevoeligheid van de klei voor een deel bepaald wordt door de samenstelling van de klei (zoals lutumfractie: gehalte aan deeltjes < 2 μm) en voor een deel door de structuurvorming in de klei. Dit laatste betreft een proces dat zich in de loop der jaren in de klei voltrekt waarbij steeds meer scheuren in de klei ontstaan. Klei met een bodemstructuur bestaat uit een samenstel van grotere en kleinere, meestal hoekige brokken; de zogenaamde bodemaggregaten. De grotere aggregaten vallen vaak weer uiteen in kleinere aggregaten. De kleinste aggregaten met afmetingen van minder dan 2 mm worden in en direct onder een graszode aangetroffen. Grotere aggregaten kunnen een afmeting hebben van 20 cm. De aggregaten hebben meer of minder onderlinge samenhang doordat ze aan elkaar kleven of doordat ze door bijvoorbeeld wortels aan elkaar verbonden zijn.

De aanwezigheid van een bodemstructuur domineert de meeste civieltechnische eigenschappen van klei. De doorlatendheid wordt er volledig door bepaald en het heeft belangrijke negatieve invloed op de erosiebestendigheid. In het algemeen heeft alle klei in dijken in meer of mindere mate een bodemstructuur.

Nadere informatie hierover is te vinden in het Technisch Rapport Klei voor Dijken (TAW 1996), dat is samengevat in deel 6 van dit verslag.



Figuur 3.7 Schematische weergave van erosieproces, dat horizontaal voortschrijdt (Wolters en Klein Breteler, 2007).

Doordat de bodemstructuur zo belangrijk is, is het noodzakelijk om de erosiebestendigheid van klei te bepalen op vrij grote monsters. Bij onderzoek naar de erosie van een kleilaag in de Deltagoot is het essentieel dat de klei in ongeroerde staat in de modelopstelling wordt aangebracht. Dit maakt de proeven relatief duur, en zijn dit soort proeven in het verleden nog niet veel uitgevoerd. Tijdens het onderzoek van 1992/93 is dit voor het eerst in de Deltagoot uitgevoerd (Wouters 1993), maar toen nog met een vrij gebrekkige methode om klei te steken, waardoor het veel te lijden had voordat het in de Deltagoot stond. Die proefresultaten zijn daardoor conservatief (de erosie ging sneller). De proeven met keileem van 2006/07 waren echter zeer succesvol (Wolters en Klein Breteler 2007).

Het erosieproces onder invloed van golfbelasting blijkt zich in horizontale richting uit te breiden, zoals geschetst in Figuur 3.7.

De mate van erosie kan weergegeven worden met de parameter E_x , die erosielengte wordt genoemd. De erosielengte is gedefinieerd als de grootste horizontale afstand tussen het oorspronkelijke profiel en het geërodeerde profiel. Deze grootste afstand zit meestal iets onder de waterlijn.

In de literatuur zijn een aantal formules gevonden voor het berekenen van de erosiesnelheid of reststerkte van klei (zie deel 6). De meeste formules hebben parameters waarvan de grootte niet of nauwelijks vast te stellen is, waardoor ze minder bruikbaar zijn.

Op basis van een heranalyse van Deltagootproeven is voorlopig de volgende formule opgesteld voor de reststerkte van een kleilaag, die aansluit op de meetpunten:

$$t_{Rk} = \left(\frac{d_k}{C_{klei} H_s \sin \alpha} \right)^2 \quad \text{met } t_{Rk} \text{ in uren} \quad (3.14)$$

- α = taludhelling (-)
 H_s = significante golfhoogte bij de teen van de dijk (m)
 C_{klei} = kleikwaliteit (-)
 d_k = dikte van de kleilaag (m)

De waarde van C_{klei} is vervolgens zodanig bepaald dat de spreiding van de metingen ten opzichte van de berekende trend zo klein mogelijk is. Dat heeft geresulteerd in:

- Ongeroerde vette klei (ongestructureerde klei): $C_{klei} = 0,10$
- Ongeroerde schrale klei (ongestructureerde klei): $C_{klei} = 0,40$
- Perkpolder klei (gestructureerde klei): $C_{klei} = 0,85$
- Kruiningen klei (gestructureerde klei): $C_{klei} = 1,25$
- Keileem van Wieringermeerdiijk. $C_{klei} = 1,40$

De ongestructureerde klei komt voor in de tijzone en daaronder, terwijl de gestructureerde klei (Perkpolder en Kruiningen) voorkomt boven GHW + 1 m. Keileem is een duidelijk ander materiaal dan klei en heeft een kleinere erosiebestendigheid.

In vergelijking tot de VTV2006 geeft deze formule een beduidend grotere reststerkte. Ten opzichte van de formule in PC-Ring is deze Formule duidelijk anders. Alleen de evenredigheid met H_s^2 is hetzelfde.

Geconcludeerd moet worden dat de basis voor deze formule zwak is, maar beter dan de formule uit PC-Ring en de tabel uit de VTV. Vele aspecten die waarschijnlijk een belangrijke invloed hebben op de reststerkte zijn er niet in opgenomen, zoals de taludhelling, de golfsteilheid, berm in het talud, etc.. Verder moet de waarde van C_{klei} bepaald worden voor een breder scala aan kleisoorten. Nu is het met betrekking tot gestructureerde klei (het meest voorkomend in Nederland) alleen bekend voor de klei die gestoken is bij Perkpolder en Kruiningen, terwijl de steekmethode toen nog gebrekkig was. Daardoor is de uit die proeven bepaalde waarde van C_{klei} waarschijnlijk te laag.

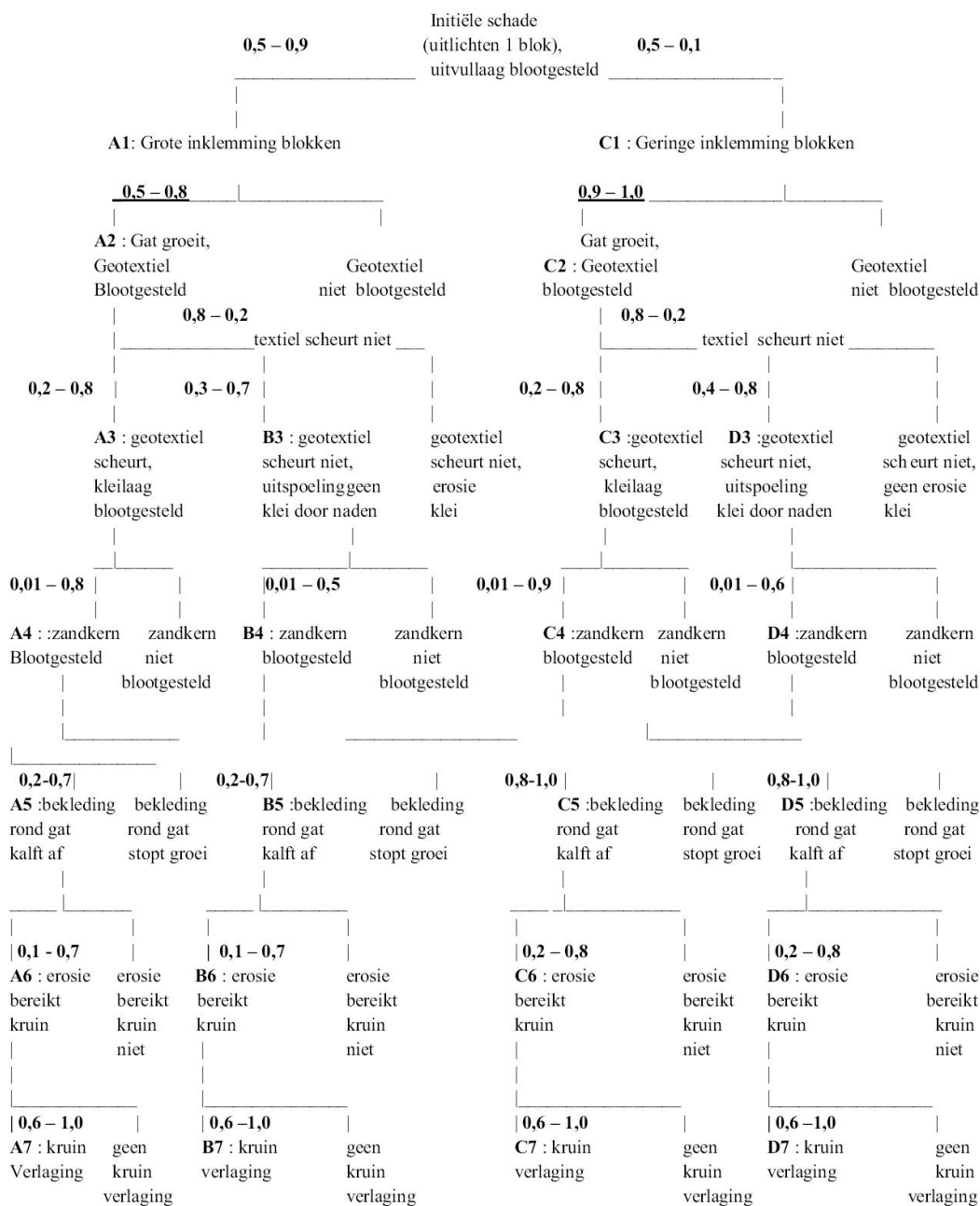
Plannen voor vervolgonderzoek op het gebied van de reststerkte van klei zijn gegeven in hoofdstuk 6. Een gedetailleerde rapportage van de inventarisatie met betrekking tot de reststerkte van klei is gegeven in deel 6 van deze rapportage.

3.7 Reststerkte van de zandkern

De reststerkte van de zandkern van een dijk is helaas nog nooit goed onderzocht in modelonderzoek, en geschikte gegevens uit de praktijk ontbreken eveneens. Dat maakt het noodzakelijk om een schatting van de reststerkte te maken op basis van een analogie met duinen of dynamisch stabiele breuksteentaluds. Maar als de dijk beschouwd wordt als een duin, wordt in feite voorbijgegaan aan het feit dat de dijk een schil van klei heeft en bijvoorbeeld een weg op de berm, die beide de erosie flink kunnen vertragen.

Er zijn diverse rekenmodellen gevonden, die uiteenlopende resultaten geven. Afhankelijk van het toegepaste rekenmodel wordt voor de reststerkte van de dijk kern een waarde gevonden tussen 5 uur en 25 uur voor een concreet dijkprofiel. Op basis daarvan wordt geconcludeerd dat de reststerkte van de kern van de dijk zeker niet verwaarloosbaar is. Ook op proefvakken op de Houtribdijk is vastgesteld dat de reststerkte zeer aanzienlijk kan zijn.

Dit is nader uitgewerkt in deel 7 van dit verslag. Door het ontbreken van een goede basis zijn de opgestelde formules waarschijnlijk niet erg betrouwbaar.



Opmerking: Overgangskansen bij doodlopende takken zijn niet aangegeven

Figuur 3.8 Overgangskansen voor schadeverloop (Calle et al., 2002)

3.8 Samenhang tussen de componenten

Door het erosieproces op te splitsen in allerlei losse componenten, wordt voorbijgegaan aan de mogelijke invloed van de ene component op de andere. Voor het bepalen van de reststerkte van een afzonderlijke component, wordt voorlopig uitgegaan van een standaard opbouw van de dijk. Maar als bijvoorbeeld de kleilaag ontbreekt, is het denkbaar dat de reststerkte van bijvoorbeeld het geotextiel anders is dan wanneer er wel een kleilaag aanwezig is.

Het is daarom goed om zicht te houden op het hele proces en de samenhang tussen de componenten.

Dit is nader uitgewerkt door Calle et al. (2002), die een eenvoudig model voor het berekenen van de reststerkte van een zanddijk met kleilaag en steenzetting geschetst heeft, en daarmee een gebeurtenissenboom heeft opgesteld. Hij gaat uit van:

- Bezwijken van de steenzetting en erosie van de filterlaag door het gat in de toplaag: Empirische formules voor het erosieproces (Klein Breteler, 1992);
- Volledige erosie van de filterlaag na het instorten van de toplaag: Schatting van de tijd die dit kost met programma Breakwat;
- Invloed van geotextiel op erosie van kleilaag is door Calle et al (2002) voorlopig verwaarloosd
- Erosie van de kleilaag: Schatting in Figuur 3.8 op basis van Deltagootmetingen of met conservatieve formules uit PC-Ring.
- Erosie van de zandkern: Berekening met programma Durosta, methode van Van der Meer (2000) of formules uit PC-Ring.

Calle et al. (2002) stellen een gebeurtenissenboom op met geschatte overgangskansen voor de verschillende mechanismen voor een dijk met een zandkern en een bekleding bestaand uit een steenzetting met uitvullaag, geotextiel en een kleilaag. De gebeurtenissenboom is weergegeven in Figuur 3.8. Zij geven een indicatie van de betrouwbaarheid van de geschatte overgangskansen. Op basis van de geschatte overgangskansen is een schatting van de reststerkte-faalkans mogelijk. De uitkomsten worden mede bepaald door de keuzes welke gemaakt worden op de vertakking naar alternatieve mechanismen binnen de gebeurtenissenboom.

Hoewel er enkele berekeningen aan ten grondslag liggen, zijn de meeste overgangskansen geschat op basis van gevoel (engineering judgement). Nader onderzoek, bijvoorbeeld met een complete dijk in de Deltagoot, moet de basis voor dergelijke exercities versterken.

Voor een schatting van de overgangskansen voor het mechanisme “erosie buitentalud” bij een rivierdijk wordt verwezen naar Fugro (1997). Ook die schatting is op weinig gebaseerd.

4 Voorlopig rekenmodel

In het vorige hoofdstuk is de reststerkte opgesplitst in een aantal sterktecomponenten, aansluitend op het te verwachten erosieproces. Voor elk van deze componenten is de huidige stand van de kennis weergegeven. Helaas is gebleken dat er nog veel concrete informatie ontbreekt om de reststerkte-componenten te kunnen kwantificeren. In dit hoofdstuk zijn voor elke component de beste formules nog eens op een rij gezet, en is voor een concreet geval de reststerkte geschat.

Ten opzichte van de modellering in PC-Ring zijn al een aantal verbeteringen in de formules opgenomen, maar doordat er nog allerlei essentiële kennis ontbreekt, is het rekenresultaat helaas nog slechts een zeer ruwe schatting.

Reststerkte van de toplaag van gezette steen

De reststerkte van de toplaag van gezette steen, nadat één of enkele stenen uit de toplaag zijn geslagen, kan berekend worden met (Klein Breteler & Eysink, 2007) (aannemende dat het gat in de toplaag op een ongunstige locatie zit, de gatdiameter kleiner is dan 1 m en er loodrechte golfaanval is):

- als $D_G/D (H_s/D_{f50})^{1/3} > 8,79$:

$$t_{Rs} = \frac{T_p}{4000} \left[\frac{D_{0,cr}}{H_s \left[-0.67 + 0.71 \log \left(\frac{D_G}{D} \left(\frac{H_s}{D_{f50}} \right)^{1/3} \right) \right]} \right]^{0.15 D_G + 0.5 D} \quad (4.1)$$

- als $D_G/D (H_s/D_{f50})^{1/3} \leq 8,79$:
 t_{Rs} is groot, bijvoorbeeld 10 uur.

Met:

z_g = niveau van het initiële gat in de steenzetting (onder water $z_g < 0$) (m)

H_s = significante golfhoogte bij de teen van de dijk (m)

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

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

α = taludhelling ($^\circ$)

D = toplaagdikte (m)

D_G = diameter van de initiële schade in de toplaag (m)

D_{f50} = korrelgrootte van het filter (onderschrijdingswaarde van 50% op basis van het gewicht) (m)

t_{Rs} = reststerkte van de toplaag na het ontstaan van een gat (uur)

$D_{0,cr}$ = kritieke ondermijningsdiameter bij falen (m)

Er is helaas weinig bekend over de ondermijningsdiameter. Voorlopig wordt gerekend met $D_{0,cr} = 3$ m.

Als de grootte van het initiële gat groter is dan 1 m, is de reststerkte doorgaans klein (0 à 1 uur?).

Verder kan bovenstaande formule tot een zeer grote waarde van t_{RS} leiden. Zonder dat hier exacte informatie over beschikbaar is, wordt voorlopig gesteld dat de reststerkte van de toplaag nooit meer dan 10 uur zal zijn.

Sporadisch komen er nog slecht geklemde steenzetting voor van plat geplaatste rechthoekige betonblokken. Bij deze zullen direct na het uitgelicht raken van de eerste stenen er meer stenen gaan volgen. De stenen langs de randen van het gat ondervinden relatief grote golfkrachten, en hebben relatief weinig steun aan stenen in de buurt. De reststerkte van zo'n steenzetting is waarschijnlijk gering (0 à 1 uur?).

Reststerkte van de granulaire filterlaag

De meeste moderne steenzettingen worden tegenwoordig aangelegd met een dunne granulaire filterlaag (uitvullaag) met 10 à 15 cm dikte. Dan zal de reststerkte verwaarloosbaar zijn.

Er zijn echter ook vele locaties waar de granulaire laag dik is, tot een dikte van wel 1 m. In dat geval is er een aanzienlijke reststerkte te verwachten. De grootte ervan kan mogelijk geschat worden met het rekenmodel Breakwat, waarbij het vermoeden bestaat dat de reststerkte erdoor flink overschat wordt.

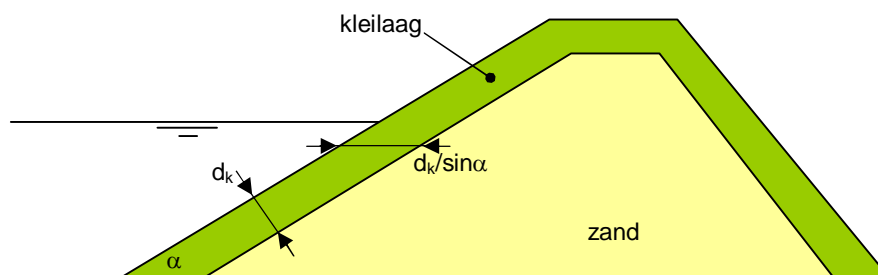
Reststerkte van het geotextiel

De reststerkte van het geotextiel is helaas onbekend. De verwachting is echter dat het geotextiel nog geruime tijd de erosie van de klei eronder verhindert. Zonder dat hierover enige informatie beschikbaar is, wordt voorlopig geschat dat de reststerkte 1 uur bedraagt.

Reststerkte van de kleilaag

Op basis van een heranalyse van Deltagootproeven is voorlopig de volgende formule opgesteld voor de reststerkte van een kleilaag:

$$t_{Rk} = \left(\frac{d_k}{C_{klei} H_s \sin \alpha} \right)^2 \quad \text{met } t_{Rk} \text{ in uren} \quad (4.2)$$



Figuur 4.1 Dikte van de kleilaag (d_k) en horizontaal gemeten kleilaag-“breedte” ($d_k/\sin\alpha$)

De waarde van C_{klei} is vervolgens zodanig bepaald dat de spreiding van de metingen ten opzichte van de berekende trend zo klein mogelijk is. Dat heeft geresulteerd in:

- Ongeroerde vette klei: $C_{klei} = 0,10$
- Ongeroerde schrale klei: $C_{klei} = 0,40$
- Perkpolder klei: $C_{klei} = 0,85$
- Kruiningen klei: $C_{klei} = 1,25$
- Keileem van Wieringermeerdijk. $C_{klei} = 1,40$

In bovenstaande formule lijkt ook de invloed van de taludhelling netjes opgenomen te zijn. Hier gaat het echter alleen om de invloed van de taludhelling op de horizontale gemeten kleilaag-“breedte” (zie Figuur 4.1). Dat de hydraulische belasting zwaarder is bij een steiler talud, is nog niet in de formule opgenomen.

Geconcludeerd moet worden dat de basis voor deze formule zwak is, maar beter dan de formule uit PC-Ring en de tabel uit de VTV. Vele aspecten die waarschijnlijk een belangrijke invloed hebben op de reststerkte zijn er niet in opgenomen, zoals de taludhelling, de golfsteilheid, berm in het talud, etc.. Verder moet de waarde van C_{klei} bepaald worden voor een breder scala aan kleisoorten. Nu is het met betrekking tot gestructureerde klei (het meest voorkomend in Nederland) alleen bekend voor de klei die gestoken is bij Perkpolder en Kruiningen, terwijl de steekmethode toen nog gebrekkig was. Daardoor is de uit die proeven bepaalde waarde van C_{klei} waarschijnlijk te hoog en is de gemeten waarde van de erosiesnelheid groter geweest dan in werkelijkheid te verwachten is.

Reststerkte van de zandkern

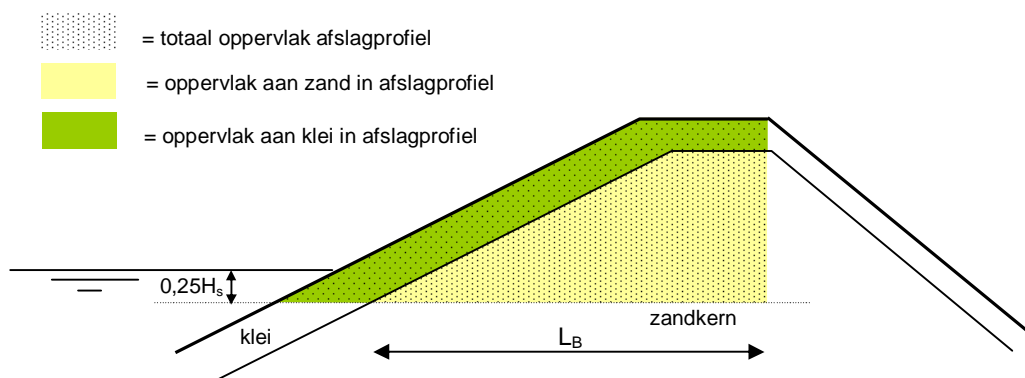
De reststerkte van de zandkern is nog nooit goed onderzocht, en daarom zijn de verschillende formules uit de literatuur zeer verschillend, met zeer uiteenlopende resultaten. Als voorbeeld wordt hier de formule van Van der Meer gegeven:

$$t_{RB} = \frac{0,4 L_B c_{RB}}{r^2 H_s^2} \quad (4.3)$$

$$c_{RB} = \frac{c_{RK}}{(1 + \alpha_z r_z)} \quad (4.4)$$

met

- t_{RB} = reststerkte van de dijkkern (nadat bovenliggende kleilaag is bezweken) tot binnenkruinlijn (s)
- L_B = horizontale breedte van de zandkern op $0,25H_s$ onder de waterlijn, tot de binnenkruinlijn (zie Figuur 4.2) (m)
- c_{RK} = coëfficiënt voor de erosiebestendigheid van klei:
= $7 \cdot 10^3 \text{ m}^2\text{s}$ (slechte klei) – $54 \cdot 10^3 \text{ m}^2\text{s}$ (goede klei)
- c_{RB} = coëfficiënt voor de erosiebestendigheid van zand (m^2s)
- r = reductiefactor scheve golfval ($r = \cos\beta$?) (-)
- r_z = verhouding tussen oppervlak aan zand in het afslagprofiel en het totale oppervlak van het afslagprofiel (gerekend in een dwarsdoorsnede) (zie Figuur 4.2) (-)
- α_z = verhouding tussen de erosiesnelheid in zand en die in klei (-)



Figuur 4.2 Definities met betrekking tot rudimentair erosiemodel

Voorbeeldberekening

Als voorbeeld wordt de reststerkte berekend van een dijk zoals getekend in Figuur 4.3.

Het betreft een dijk met talud van 1:3,5 met een kleilaag aan de buitenzijde van 1 m dikte. De dikte van de kleilaag is ter plaatse van het gras 70 cm. Onder de berm is het buitentalud verdedigd met een steenzetting van Basalton (laagdikte = 30 cm) op een filterlaag van 10 cm dikte ($D_{50} = 25$ mm). Tussen de klei en de steenslag is een geotextiel aangebracht.

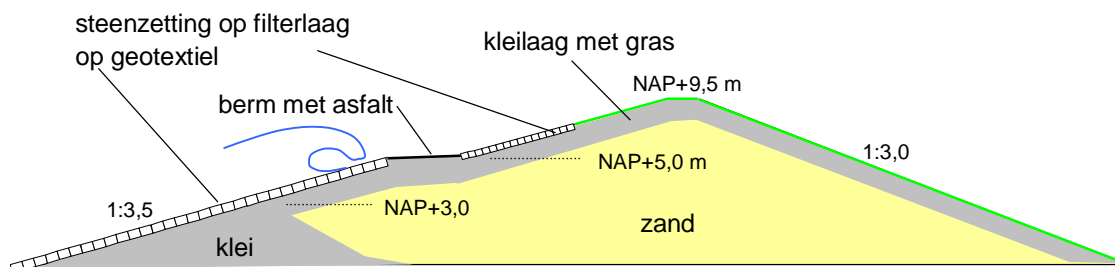
Ter plaatse van de 5 m brede berm is er 8 cm dikke asfaltlaag aangebracht op een laagje fosforslakken. De berm ligt op toetspeil, namelijk NAP+5,0 m.

De steenzetting boven de berm bestaat uit Basalton met dikte van 15 cm op een 5 cm dikke laag steenslag. Onder de steenzetting is de dikte van de kleilaag 80 cm.

Het gras en de klei op de kruin en het binnentalud is van goede kwaliteit.

De kleikade bij de teen van de dijk heeft een kruin op NAP+3,0 m.

Het binnentalud is 1:3,0 en heeft een kleilaag van 70 cm dikte.



Figuur 4.3 Verticale dwarsdoorsnede van dijk met steenzetting in de golfaanvalzone en gras op de kruin en binnentalud

In dit voorbeeld wordt uitgegaan van een constante waterstand op NAP+5,0 m en constante golfcondities met $H_s = 2,0$ m en $T_p = 6,0$ s.

Voor de initiële schade aan de steenzetting wordt uitgegaan van een gat in de toplaag met een diameter van 1 m ($D_G = 1$ m). Voor het berekenen van de reststerkte van de toplaag geldt verder: $T_p = 6$ s, $H_s = 2$ m, $D_{o,cr} = 3$ m, $D = 0,3$ m, $D_{f50} = 25$ mm en loodrechte golfaanval. Met bovenstaande formule (4.1) resulteert dit in een reststerkte van de toplaag van 3,1 uur.

De reststerkte van de granulaire filterlaag wordt verwaarloosd. De reststerkte van het geotextiel wordt daarentegen geschat op 1 uur.

De formule voor de reststerkte van de kleilaag gaat uit van een talud zonder berm. Aannemende dat hier goede klei is toegepast met $C_{klei} = 0,8$, wordt met formule (4.2) een reststerkte berekend van 5,2 uur. Wat de berm hieraan toevoegt, is niet bekend. Voorlopig wordt geschat dat de reststerkte erdoor toeneemt tot totaal 7 uur.

Voor de reststerkte van de zandkern wordt eerst de waarde van L_b berekend: 16,7 m. Het totale oppervlak boven $SWL - 0,25H_s$ bedraagt 56,3 m², waarvan 39,3 m² uit zand bestaat. Daardoor is $r_z = 0,70$. Met $\alpha_z = 3$ en $c_{RK} = 54 \cdot 10^3$ m²s (goede klei) volgt $c_{RB} = 17,5 \cdot 10^3$ m²s. De reststerkte van de zandkern wordt daarmee 8,1 uur (Formule (4.3)).

De totale reststerkte van deze dijk is dus:

- Reststerkte van de toplaag: 3 uur
 - Reststerkte van het geotextiel: 1 uur
 - Reststerkte van de kleilaag: 7 uur
 - De reststerkte van de zandkern: 8 uur
- Totaal: 19 uur.

De onzekerheid omtrent dit rekenresultaat is vrij groot. Zonder dat dit nader is onderzocht wordt geschat dat de reststerkte van de toplaag tussen 2 en 4 uur ligt, die van het geotextiel tussen 0 en 2 uur, die van de kleilaag tussen 4 uur en 11 uur, en die van de zandkern tussen 4 uur en 16 uur. Het totaal van de reststerkte van de dijk komt hierdoor op 9 à 33 uur.

Conclusie

Uit het overzicht van de beschikbare formules en het rekenvoorbeeld zijn twee conclusies te trekken:

- op basis van het rekenvoorbeeld lijkt de reststerkte vrij aanzienlijk te zijn, met de reststerkte van de kleilaag en de zandkern als grootste bijdrage.
- er zijn nog veel kennisleemtes die een betrouwbare kwantificering van de reststerkte in de weg staan, waarbij de onzekerheid in de reststerkte van de kleilaag en de zandkern de grootste bijdrage leveren aan de totale onzekerheid. In hoofdstuk 6 wordt nader ingegaan op het onderzoek dat nodig is om meer kennis hierover te vergaren.

5 Relevantie voor de Nederlandse praktijk

Het reststerkteonderzoek van een dijk met steenzetting levert een bijdrage aan de nieuwe overstromingskansbenadering, de Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV) en aan de berekening van overstromingskansen (verbetering van bijvoorbeeld PC-Ring).

5.1 Bijdrage aan VTV

Het wettelijke instrumentarium voor het uitvoeren van de toetsing op veiligheid bestaat uit het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV) en de Hydraulische Randvoorwaarden (HR). Het VTV is het voorschrift hoe de toetsing dient te worden uitgevoerd:

- De waterkeringbeheerder kan eerst een z.g. 'eenvoudige' toetsing uitvoeren. Een dergelijke procedure is met betrekkelijk beperkte inspanningen uit te voeren. Deze toetsing is echter 'weinig onderscheidend'.
- Een waterkering die op basis van een eenvoudige toetsing nog geen score krijgt, kan vervolgens met een 'gedetailleerde' methode worden getoetst. Voor het toepassen van de gedetailleerde toetsing wordt gebruik gemaakt van de door TAW en ENW uitgegeven Leidraden en Technische Rapporten.
- Leidt ook deze methode niet tot een score, dan kan een 'geavanceerde' methode nog uitkomst bieden. Dit komt neer op maatwerk, inzet van specialisten, het gebruik van geavanceerde rekenmodellen en vaak aanvullend veldonderzoek.

De systematiek van de VTV is gericht op het, waar mogelijk, goedkeuren van de veiligheid van de waterkering. Tot afkeuring zal alleen worden besloten bij evidente gebreken, en bij de meeste toetssporen pas na het toepassen van een geavanceerde toetsing. Is het de beheerder door gebrek aan gegevens, doorlooptijd of middelen niet gelukt om een score te bepalen, dan is het resultaat 'geen oordeel'.

De tweede toetsronde heeft een hoog percentage keringen opgeleverd met als toetsresultaat 'geen oordeel'. In de derde toetsronde is door de staatssecretaris de specifieke beleidskeuze gemaakt om het hoge percentage van de beoordelingen met 'geen oordeel' te halveren. Hierover is een bestuurlijk akkoord met de waterkeringbeheerders gesloten (zie RH, 2007).

De score "geen oordeel" wordt gegeven door waterkeringbeheerders als zij volgens de methodiek van het VTV geen score kunnen bepalen. In de Landelijke Rapportage Toetsing (LRT) (geciteerd in RH, 2007) zijn zeven oorzaken onderscheiden die tot de score "geen oordeel" hebben geleid: (1) VTV niet duidelijk, (2) toetsmethode ontbreekt, (3) nader/geavanceerd getoetst, (4) HR ontbreken, (5) gegevens ontbreken, (6) niet getoetst en (7) geen reden opgegeven. Het aantal km waterkeringen in de eerste drie categorieën kan worden teruggebracht door verheldering, aanvulling of verbetering van het VTV. De categorieën 5 t/m 7 hebben een oorzaak buiten VTV en HR. Het reduceren van het aantal km waterkeringen met de score "geen oordeel" in deze categorieën begint bij overleg met de beheerders.

Het aantal km dijk met steenzetting met score "geen oordeel" is weergegeven in Tabel 5.1 (RH, 2007).

	Categorie	Aantal km met score "geen oordeel"
VTV niet duidelijk	1	0 km
Toetsmethode ontbreekt	2	59 km
HR ontbreken	3	84 km
Nader/geavanceerd getoetst	4	137 km
Totaal VTV/HR	1 t/m 4	280 km
Andere oorzaken	5 t/m 7	237 km
Totaal	1 t/m 7	517 km

Tabel 5.1 Aantal km dijk met steenzetting met score "geen oordeel" (RH, 2007)

Totaal 137 km waterkeringen met steenzetting hebben de score "geen oordeel" omdat nader of geavanceerd moet worden getoetst. Hiervoor is specialistische beoordeling nodig. RH (2007) concluderen dat de eenvoudige en gedetailleerde rekenregels niet tot voldoende schifting leiden. Zij adviseren om de gedetailleerde rekenregels – zo mogelijk – uit te breiden of zodanig aan te passen dat de beheerder eerder tot een eindoordeel komt.

59 km waterkeringen met steenzetting hebben de score "geen oordeel" omdat een toetsmethode ontbreekt. De achterliggende tekorten worden in RH (2007) niet gespecificeerd.

In totaal hebben 517 km waterkeringen een score "geen oordeel". Het SBW-onderzoek is erop gericht het aantal dijken met een score "geen oordeel" te verkleinen.

Een score "geen oordeel" was in veel gevallen een gevolg van het ontbreken van informatie over de waterkering of het tekortschieten van de toetsmethoden voor het initiële schademechanisme. Anderzijds is dat ook een gevolg van het te vroeg stoppen van de toetsing. De toetsing wordt namelijk vrijwel volledig gericht op het al dan niet optreden van het initiële schademechanisme (blok uit de steenzetting). Als de criteria hiervoor zijn overschreden, kan de dijk niet direct het toetsresultaat "goed" krijgen. Maar als de criteria maar weinig zijn overschreden, wordt er ook geen onvoldoende gegeven. De dijk is dan twijfelachtig en krijgt "geen oordeel" en moet geavanceerd getoetst worden. Sinds alle nieuwe kennis is opgenomen in Steentoets2008, levert een geavanceerde toets echter ook weinig op en blijft het "geen oordeel" staan.

Door de reststerkte van de constructie mee te nemen in de toetsing, kan beoordeeld worden in hoeverre een kleine overschrijding van de criteria ernstige gevolgen zal hebben. Het kwantificeren van de reststerkte maakt helder hoeveel veiligheid er nog aanwezig is. Soms zal het uitgelicht raken van een blok uit de steenzetting vrij snel tot desastreuze gevolgen leiden, maar vaak is er nog zoveel reststerkte dat een dijkdoorbraak uitgesloten kan worden. Daardoor wordt het mogelijk om de dijken met geen oordeel toch een eindoordeel te geven, te weten "voldoende" of "onvoldoende".

Voorlopig lijkt het vooral haalbaar om reststerkte in te zetten als er verwacht kan worden dat hiermee de dijk ruimschoots een voldoende kan krijgen. Dit kan bijvoorbeeld het geval zijn als er sprake is van een relatief brede dijk, en/of een erosiebestendige kern en/of relatief geringe golfbelasting.

Het meetellen van de reststerkte maakt het nodig de belastingduur te bepalen vanaf het moment dat het initiële mechanisme is opgetreden, tot het einde van de storm. Deze belastingduur wordt vergeleken worden met de reststerkte, die ook uitgedrukt wordt in uren.

Juist als de toetscriteria voor de initiële mechanismen slechts weinig worden overschreden, zal het mechanisme relatief laat in de toetsstorm optreden, en is de belastingduur die weerstaan moet worden door de reststerkte relatief kort.

Onderkend wordt dat het meenemen van de reststerkte voorlopig nog vrij gecompliceerd zal zijn. Er is vrij veel informatie over de dijk nodig en de uiteindelijke afweging of de reststerkte voldoende is, zou ook lastig kunnen zijn. Daarom wordt ervan uitgegaan dat in de toetsrondes van 2011 en 2016 de reststerkte nog een onderdeel zal zijn van de geavanceerde toetsing. Wel zullen er eenvoudige criteria afgeleid moeten worden op basis waarvan de kans op een 'voldoende' in een geavanceerde toetsing kan worden ingeschat.

Door de nieuwe Delta-commissie is het concept van de Deltadijken naar voren geschoven. Dit zijn dijken die zo hoog, breed of sterk zijn dat de kans op een oncontroleerbare overstroming praktisch nihil is. Deze worden omarmd in de Ontwerp Beleidsnota Waterveiligheid (22 december 2008) omdat ze mogelijkheden bieden de overstromingsrisico's nog beter te beheersen.

Als dijken in dit kader extra breed gemaakt worden, neemt de reststerkte aanzienlijk toe en biedt dit ook mogelijkheden om soepelere criteria te hanteren voor de dijkbekledingen, zoals steenzettingen.

Dit maakt dat het reststerkte-onderzoek ook relevant is voor Deltadijken.

5.2 Bijdrage aan overstromingskansberekening

Het onderzoek naar de kwantificering van reststerkte van dijken levert ook een belangrijke bijdrage aan de overstap van de huidige wijze van toetsen naar de nieuwe methode op basis van een overstromingskansbenadering.

De huidige benadering van het ontwerp van de waterkeringen is ontwikkeld door de Delta-commissie, die in 1960 haar eindrapport uitbracht. Centraal in deze benadering staat de zogenaamde maatgevende hoogwaterstand (MHW). Dit is een extreem hoge waterstand, die volgt uit een statistische extrapolatie van de opgetreden waterstanden tot de in de Wet op de Waterkering genoemde norm voor de overschrijdingskans.

Het voornemen is om binnen enkele jaren over te stappen op een norm gebaseerd op de overstromingskans van een dijkkring. In de Ontwerp Beleidsnota Waterveiligheid (22 december 2008) wordt dit als volgt omschreven: "Centraal in het waterveiligheidsbeleid staat het overstromingsrisicobeheer, met als belangrijkste opgave verstandig omgaan met onzekerheden. Het kabinet kiest op basis van een risicobenadering voor een duurzame aanpak, door inzet op meerlaagsveiligheid". Voor de normering wordt in deze beleidsnota gekozen voor een overstap naar een overstromingskans op dijkkringniveau.

Voor het kunnen berekenen van de overstromingskans is het nodig te weten wat de kans is op een bres in de dijk, gegeven het optreden van een initieel mechanisme.

In het project Onzekerheidsanalyse (ONIN, geciteerd in TAW 2000) zijn de onzekerheden bij een overstromingskansberekening geanalyseerd. Hieruit is een aantal aanbevelingen gekomen. Belangrijke aanbeveling was om, naast de onzekerheden over de belasting, ook (beter) te kijken naar de onzekerheden over de reststerkte van de dijk.

Het reststerkteonderzoek van een dijk met steenzetting is van groot belang voor het berekenen van overstromingskansen. In het rekenmodel PC-Ring heeft de reststerkte van een zeedijk na het falen van de steenzetting al expliciet een plaats gekregen, vooruitlopend

op het goed kwantificeerbaar worden van reststerkte in de toekomst. De berekeningen in PC-Ring zijn echter nog gebaseerd op een te eenvoudig reststerktemodel, dat op vrijwel niets is gebaseerd.

Het reststerkteonderzoek zal een gevalideerd rekenmodel opleveren van de reststerkte van een dijk met steenzetting en kleilaag na initiële schade aan de steenzetting, inclusief de invloed van het geotextiel, granulaire laag en zandkern. De meetgegevens uit het reststerkteonderzoek en het nieuwe reststerktemodel kunnen gebruikt worden in de reststerkte-module van PC-Ring.

Het is nog niet mogelijk om het effect van het reststerkteonderzoek op de betrouwbaarheid en op de nauwkeurigheid van de resultaten van PC-Ring te voorspellen. Het is wel zeker, dat het reststerkteonderzoek tot een betere onderbouwing van de overstromingskansberekening zal leiden. Het onderzoek binnen dit deelproject levert daarmee vooral een bijdrage aan een nieuwe veiligheidsbenadering die zich niet op overschrijdingskansen maar op overstromingskansen richt. Daarvoor is een betrouwbare methodiek ter voorspelling van de reststerkte van groot belang.

6 Voorstellen voor vervolgonderzoek

De beschikbare kennis over reststerkte van een dijk met steenzetting en kleilaag is in fase 1 van dit onderzoeksproject geïnventariseerd (zie het onderhavige verslag). Er is geconcludeerd dat veel aanvullend onderzoek nodig is om een bruikbaar reststerktemodel te kunnen ontwikkelen.

Om de kennisleemtes adequaat te kunnen invullen is modelonderzoek onontbeerlijk. Andere onderzoeksmiddelen, zoals numerieke berekeningen en onderzoek in de praktijk, zijn daarvoor niet geschikt. Voor de numerieke modellen geldt dat ze de fysica niet, of onvolledig, kunnen weergeven, omdat ze er nooit voor gemaakt zijn en de ontbrekende fysieke kennis nou juist het onderwerp van onderzoek is. Voor onderzoek in de praktijk geldt dat dit zeer duur is, en bovendien nauwelijks uitvoerbaar omdat stormen niet besteld kunnen worden. Verder willen we zien hoe een waterkering volledig erodeert, en dat zal een dijkbeheerder in Nederland niet toestaan.

De resulterende formules moeten bij voorkeur eenvoudig, robuust en veilig zijn. Het onderzoek richt zich daarom op een globale kwantificering van de reststerkte, zonder al te veel energie in het onderzoeken van details te steken. Dit alles moet leiden tot een grove doch bruikbare kwantificering van de reststerkte.

Met modelonderzoek is het mogelijk om de fysica van deelprocessen en het hele erosieproces van een bezwijkende dijk te onderzoeken. Voorgesteld wordt drie soorten modelonderzoek te gebruiken:

- Detailonderzoek naar de erosie van klei als gevolg van langsstromend water: Roto-erosiemeter van Deltares Geo-Lab. Hierin worden de kleimonsters van enkele centimeters doorsnede beproefd.
- Kleinschalig modelonderzoek in de Scheldegoot van Deltares, gericht op de invloed van taludhelling, golfsteilheid, golfhoogte, etc. op de erosiesnelheid van klei. Omdat in de Scheldegoot slechts golven van ca 20 cm hoogte kunnen worden gemaakt, moet gebruik gemaakt worden van kunstklei.
- Grootschalig modelonderzoek in de Deltagoot van Deltares, gericht op het gehele erosieproces van een bezwijkende dijk met toplaag van gezette steen, uitvullaag van steenslag, geotextiel, kleilaag en zandkern in de golfaanvalzone, en een kleilaag met gras op de kruin en het binnentalud.

Voorgesteld wordt om het onderzoek op te splitsen in de volgende delen:

- Inventarisatie van huidige kennis (huidige verslag)
- Modelonderzoek, gericht op het meten van de reststerkte
- Vertalen van de gemeten reststerkte naar een rekenmodel/formules
- Verificatie van het reststerktemodel
- Veiligheidsbeschouwing in samenwerking met andere deelprojecten in SBW-reststerkte.

Ter ondersteuning van de interpretatie van de modelonderzoeksresultaten kan gebruik gemaakt worden van het numerieke rekenmodel ComFlow.

In de volgende paragrafen wordt nader ingegaan op de verschillende delen van het onderzoek.

De basis van het reststerkteonderzoek zijn modelproeven op grote schaal (in de Deltagoot) en op kleine schaal (in de Scheldegoot en in het Geo-Lab). Het volgende onderzoek is gepland:

- Referentieproef in de Deltagoot: Grootschalige modelproef (Deltagoot) met representatieve dijk, inclusief bekleding;
- Parameterstudie in de Scheldegoot: Invloed van diverse parameters (dijkgeometrie, golfhoogte, golfsteilheid, stormverloop, etc.) kwantificeren;
- Roto-erosiemeter: karakterisering van de klei;
- Parameterstudie in de Deltagoot: Invloed van de kleikwaliteit op de reststerkte kwantificeren en link tussen kleinschalig en grootschalig onderzoek leggen;
- Verificatieproef in de Deltagoot: Verifiëren van het opgestelde rekenmodel in een modelproef met een representatieve dijk, inclusief bekleding.

Het onderzoek wordt gefaseerd uitgevoerd. De volgende fasen worden onderscheiden:

Fase 2: Eerste fase Modelonderzoek

Referentieproef in de Deltagoot en kleinschalige parameterstudies (Roto-erosiemeter en Scheldegoot);

Verbeteren van het voorlopige rekenmodel.

Fase 3: Tweede fase Modelonderzoek

Afronding van kleinschalige parameterstudies (Geo-Lab en Scheldegoot) en modelproeven in de Deltagoot. Dat laatste is alleen gericht op kleierosie, met verschillende soorten klei;

Opzet van het definitieve rekenmodel en opstellen van een voorlopige toetsprocedure;

Fase 4: Verificatiefase

Grootschalige modelproef (Deltagoot) met volledige dijk, inclusief bekleding;

Verifiëren van het opgestelde rekenmodel en uitwerken van de toetsmethode.

Veiligheidsbeschouwing afronden.

Elke fase wordt afgesloten met een rapportage, waarbij het opgestelde rekenmodel steeds beter wordt. Flankerend wordt er gewerkt aan de veiligheidsbeschouwing.

6.1 Kleinschalig onderzoek

Het onderzoek met de Roto-erosiemeter in het Geo-Lab richt zich vooral op het karakteriseren van de klei ten aanzien van de erodeerbaarheid. Daarbij gaat het o.a. om de eigenschappen van de klei die in de Deltagoot en in de Scheldegoot getest wordt. Voor het onderzoek in de Scheldegoot moet er een kunstklei geproduceerd worden, die op kleine schaal (bij een stroomsnelheid van ca. 0.5 m/s) erodeerbaar is. Dit is een van de voornaamste opgaven van het onderzoek in het GEO-Lab in fase 1 en 2. We gaan er daarbij van uit dat de erosiesnelheid in de Roto-erosiemeter een indicatie is van de erosiesnelheid tijdens golfaanval in het prototype. Dit wordt geverifieerd tijdens het grootschalig modelonderzoek in de Deltagoot. Als de erosiesnelheid van de kunstklei onder dezelfde omstandigheden gelijk is aan die gemeten wordt in de Deltagoot, dan is dat een goede aanwijzing dat de kunstklei bruikbaar is. Daarbij moet ook aandacht zijn voor het mechanisme van de erosie, namelijk het loskomen van brokken klei (aggregaten).

Het kleinschalig onderzoek in de Scheldegoot wordt uitgevoerd om de invloed van verschillende parameters op de reststerkte van een dijk met zandkern en kleilaag te bepalen. De modelproeven in de Scheldegoot worden in fase 2 en 3 van het project uitgevoerd. Het onderzoek richt zich in eerste instantie op de reststerkte van een dijk met zandkern en kleilaag na het falen van de toplaag (steenzetting en granulair filter met geotextiel zijn al weg).

Hoewel we het vertrouwen hebben dat we hiermee een belangrijke bijdrage kunnen geven aan het onderzoek, is er altijd een kans dat het niet lukt omdat bijvoorbeeld het tegenvalt om goede kunstklei te maken. Desondanks is het aantrekkelijk om dit te proberen, gezien de relatief lage kosten ten opzichte van grootschalig modelonderzoek.

De proeven omvatten de volledige erosie van de kleilaag en van de zandkern tot aan de binnenkant van de kruin. De invloed van de volgende parameters op de reststerkte wordt onderzocht:

- invloed van het dijktalud;
- invloed van een berm (variatie van bermniveau en bermbreedte);
- invloed van de waterstand (variatie van de waterstand tijdens een proevenserie);
- invloed van de golfsteilheid
- Invloed van de golfhoogte

Het resultaat van dit onderzoek zijn de trends, zoals de invloed van de taludhelling op de erosiesnelheid. Deze trends zijn belangrijk om later de resultaten van de Deltagootproeven breder toepasbaar te maken. Het is de bedoeling om de trends 'op te hangen' aan de resultaten van de Deltagootproeven.

Het kleinschalige onderzoek wordt gefaseerd uitgevoerd:

- Maken van kunstklei en vaststellen van de erosiegevoeligheid van kunstklei in het GEO-Lab;
- Uitvoering van een aantal kleinschalige modelproeven met kunstklei in de Scheldegoot (voorstudie) om de erosie van kunstklei onder golfaanval in beeld te brengen;
- Optimalisatie van de kunstklei in het GEO-Lab (op basis van de uitkomsten van het modelonderzoek);
- Uitvoering van een omvattende modelstudie met kunstklei in de Scheldegoot (parameterstudie).

Kunstklei voor kleinschalig onderzoek

Ten behoeve van het verkrijgen van een zwakke, erosiegevoelige kleisoort ten behoeve van de kleinschalige proeven in de Scheldegoot is uitgegaan van een mengsel van kleipoeder (illiet) en droog zand (AF100). Deze materialen zijn goed verkrijgbaar en mengsels zijn dus op willekeurige momenten te maken.

Er is een kort vooronderzoek uitgevoerd.

Er zijn verschillende mengverhoudingen toegepast, beginnende bij 10% kleipoeder en 90% zand. Deze mengverhouding is gekozen omdat ongeveer hierbij de overgang van niet-cohesief naar cohesief materiaal zou plaatsvinden (NEN 5104). Echter, bij de eerste proeven op dit mengsel bleek het materiaal zich volstrekt niet-cohesief te gedragen; het was niet mogelijk om hierop een plasticiteitsindex uit te voeren. Uiteindelijk zijn twee mengsels verder getest, te weten:

Monster	Illietgehalte	Zandgehalte
1	35%	65%
2	40%	60%

Tabel 6.1 Samenstelling van de beproefde mengsels

Pas bij bovenvermelde mengverhoudingen bleek het mogelijk een plasticiteitsindex te bepalen. Lagere kleipercentages leverde een onvoldoende consistent monster op.

Op basis van de resultaten van de plasticiteitsindex zijn per mengsel 2 monsters met verschillende watergehalten aangemaakt, uitgaande van consistentie-indexen van 0.6 tot 0.9. Een consistentieindex van 0.6 is de grens vanaf waarvan klei in de kern van een dijk kan worden toegepast, 0.9 een praktische grens gezien de verwerkbaarheid. Boven een consistentieindex van 1.0 wordt het materiaal brokkelig en moeilijk te verwerken.

In Tabel 6.2 is een overzicht gegeven van de gemeten plasticiteitsindexen en de watergehalten.

Monster	Vloei-grens w_L	Uitrol-grens w_P	Plasticiteits-index I_P	Consistentie-index I_c	Water-gehalte w
1a	19.4	15.2	4.2	0.6	16.9
1b	19.4	15.2	4.2	0.9	15.6
2a	21.2	13.8	7.4	0.6	16.8
2b	21.2	13.8	7.4	0.9	14.5

Tabel 6.2 Overzicht van de eigenschappen van de beproefde monsters

De in Tabel 6.3 beschreven monsters zijn in malletjes gestampt en vervolgens in het roto-erosieapparaat overgebracht en beproefd. Hierbij is de zogenaamde 'lange procedure' aangehouden, waarbij het toerental van het apparaat in stappen van 100 toeren per minuut wordt verhoogd. Elke stap wordt 5 minuten aangehouden. Bij een toerental van 600 t/m wordt deze 30 minuten aangehouden.

Van de uitgangsmaterialen en beide mengsels zijn korrelverdelingen gemaakt, die zijn weergegeven in bijlage A.

De resultaten van de erosieproeven zijn samengevat in Tabel 6.3.

Monster	Nat volume gewicht γ_n [kN/m ³]	Water-gehalte w	Droog volume gewicht γ_d [kN/m ³]	Consistentie-index I_c [-]	Max. tijdsduur proef t_{max} [min]	Max. toerental rpm_{max} [t/m]
1a	19.52	17.3%	16.64	0.50	85	900
1b	20.11	15.9%	17.35	0.84	55	600
2a	19.82	17.2%	16.91	0.54	65	700
2b	20.31	14.2%	17.78	0.95	55	600

Tabel 6.3 Resultaten roto-erosieproeven

Een toerental van 600 t/m komt met een snelheid van de trommel van ca. 5 m/s overeen, een toerental van 900 t/m met ca. 7 m/s. Deze snelheden komen weer overeen met

stroomsnelheden van ca. 0.6 m/s tot 0.9 m/s. Daarmee blijken de kleimonsters een matige tot goede erosiebestendigheid te hebben en geschikt te zijn voor het Scheldegootonderzoek. Op het eerste gezicht lijkt de erosiebestendigheid gecorreleerd te zijn aan de consistentie-index van het materiaal: hoe lager de consistentie-index (d.w.z. hoe hoger het watergehalte) hoe erosiebestendiger het materiaal.

Verder onderzoek moet verbanden tussen dichtheid, water- en kleigehalte enerzijds en erosiebestendigheid anderzijds nader invullen.

Opgemerkt moet worden dat in de praktijk de belasting van een dijkbekleding beduidend minder regelmatig zal zijn dan bij de proeven. Om dit in enige mate te simuleren is de zogenaamde 'golfprocedure' ontwikkeld. Bij deze procedure wordt regelmatig en met relatief hoge snelheid van draairichting gewisseld.

Er zijn drie processen die de bruikbaarheid van de kunstklei kunnen beïnvloeden, die onderstaand nader toegelicht worden:

- Aging: verandering van de erosiegevoeligheid in de loop van de tijd
- Verbrokkelen onder water
- Wateropname door zuigspanningen, waardoor de klei zich kapot zwelt

De sterkte van een kleimonster kan in de tijd toenemen als het volledig verkneed is geweest, een proces dat aging wordt genoemd. In dit geval zijn de monsters vrijwel direct na het stampen beproefd en is het effect van aging niet meegenomen. Dit zou in het vervolgonderzoek ook meegenomen moeten worden.

Naast de uitvoering van de roto-erosieproeven zijn ook twee cilindrische monsters op stabiliteit onder stilstaand water getest (1b en 2a). De hierbij geteste monsters zijn de drogere, minder erosiebestendige monsters.

Vrijwel direct na plaatsing onder water begonnen kleine brokjes van de rand af te vallen. Na een uur of twee was dit vrijwel ten einde gekomen. Na ongeveer 3 uur waren de monsters veranderd in kleine piramides, waarvan de kernen overigens nog redelijk sterk waren.

Dergelijk gedrag is overigens normaal van zandrijke kleimonsters. Mogelijk dat de nattere monsters langer stabiel blijven omdat deze lagere zuigspanningen zullen ontwikkelen. Door deze zuigspanningen neemt het monster water op, als gevolg waarvan deze mogelijk zichzelf kapot zwelt.

Het is de verwachting dat de kunstklei zo kan worden gefabriceerd dat bovenstaande problemen niet optreden.

Op basis van deze eerste proefresultaten met kunstklei is geconcludeerd dat het waarschijnlijk mogelijk is om een weinig erosiebestendige klei te maken voor het kleinschalige reststerkte-onderzoek in de Scheldegoot. Uit de proeven is verder gebleken hoe belangrijk het is om het protocol voor het maken van kunstklei en voor het reststerkteonderzoek met kunstklei zorgvuldig en in detail uit te werken, om de herhaalbaarheid van de resultaten te waarborgen.

Als de proeven met kunstklei in de Scheldegoot goed lukken, kan ook overwogen worden om dergelijke proeven te doen in het Deltabassin. Daar is het mogelijk om ook de reststerkte bij scheve golfaanval te meten. Voorlopig wordt dit buiten het plan gehouden, omdat loodrechte golfaanval waarschijnlijk meer erosie geeft dan scheve golfaanval. Door dus alleen loodrechte golfaanval te beschouwen, blijven we met de resultaten aan de conservatieve kant.

6.2 Grootschalig onderzoek

Het grootschalige modelonderzoek in de Deltagoot omvat een referentieproef (in fase 2), een parameterstudie (in fase 3) en een verificatieproef (in fase 4).

De referentieproef in de Deltagoot (fase 2) is een modelproef met een representatieve dijk, met zandkern, kleilaag en bekleding bestaande uit een geotextiel, een granulair filter, en een toplaag van gezette steen. Het bovenste deel van de golfoploopzone, de kruin en het binnentalud zal bestaan uit gras op een kleilaag. De test zal de reststerkte van een typische Zeeuwse dijk met steenzetting in beeld brengen.

Het doel van de modelproef is het schadeproces van initiële schade tot erosie van de kruin van een typische zeedijk onder toetsomstandigheden in beeld te brengen en daarmee een referentie te genereren voor het latere reststerkteonderzoek met meer geschematiseerde dijkprofielen.

De opbouw van de kleilaag in de dijk vereist veel zorg, omdat het doel is om de klei in ongeroerde staat aan te brengen. Dit is noodzakelijk om de structuur van de klei, die in de loop der jaren is ontstaan, te behouden. We zijn daarom van plan dezelfde methode te hanteren als uitgevoerd is met de keileem voor de Wieringermeerdijk.

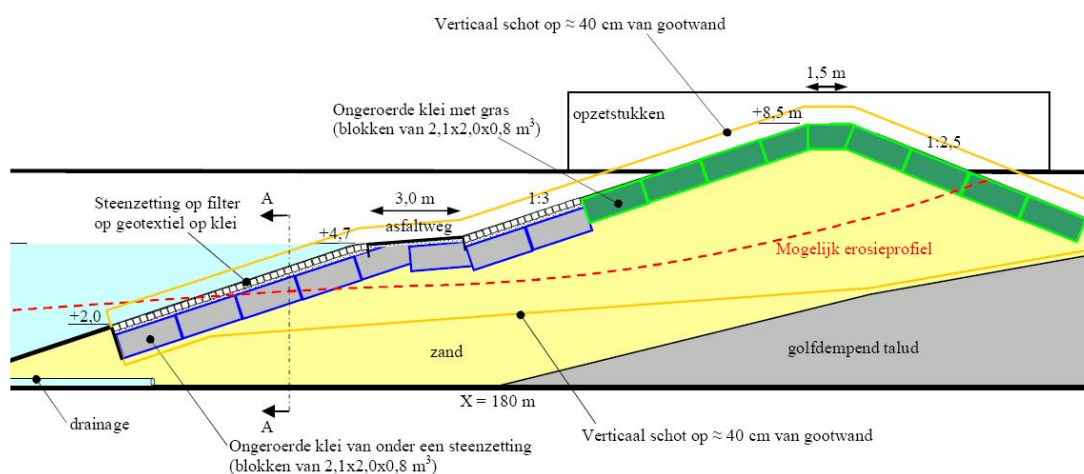
Voor de opbouw van de kleilaag worden blokken keileem van ongeveer 9000 kilo op een dijk gestoken met de hulp van stalen mallen (zie Figuur 6.1). De blokken kunnen vervolgens vervoerd worden naar de Deltagoot en daar tegen elkaar op de zandkern geplaatst worden.



Figuur 6.1 Links: stalen mal wordt op de dijk in de keileem gestoken. Rechts: blok keileem geplaatst in de Deltagoot

Het speciale ontwerp van de mallen maakt het mogelijk om de blokken klei stijf tegen elkaar aan te drukken, waardoor er een vrijwel naadloze kleilaag kan worden opgebouwd.

Bij het onderzoek in 1991/92 is ook klei in ongeroerde staat naar de Deltagoot gebracht (vanuit twee dijken in Zeeland). Helaas was de klei tijdens het winnen te droog en was er nog geen goede steekmethode voorhanden, waardoor het relatief veel te lijden had tijdens het steken, het transport en de plaatsing in de Deltagoot. Daardoor zijn de resultaten van dat onderzoek maar matig bruikbaar.



Figuur 6.2 Modelopstelling in de Deltagoot

Figuur 6.2 toont een schets van de beoogde modelopstelling. Het resultaat van dit modelonderzoek is de erosiesnelheid van de verschillende onderdelen van de constructie bij een constante waterstand en golfcondities, waaruit de reststerkte van de verschillende reststerktecomponenten zal worden afgeleid.

De parameterstudie in de Deltagoot (fase 3) is een modelproef met een geschematiseerde dijk met zandkern en kleilaag en zonder bekleding (i.e. zonder geotextiel, granulaire filter en steenzetting). Er worden meerdere tests uitgevoerd, waarschijnlijk 2 of 4 met verschillende kleikwaliteiten. In de Deltagoot kunnen twee kleikwaliteiten tegelijk onderzocht worden door de linker helft van het dijkmodel op te bouwen met de ene klei en in de andere helft de andere klei. De parameterstudie heeft twee doelstellingen:

- De invloed van de kleikwaliteit op de reststerkte kwantificeren: Ervan uitgaand dat de reststerkte in grote mate beïnvloed wordt door de kleikwaliteit zijn tests met diverse soorten klei voorzien om het verband tussen de reststerkte van de kleilaag en de kleikwaliteit te kwantificeren.
- Een link tussen kleinschalig en grootschalig onderzoek leggen: De resultaten van de parameterstudie in de Deltagoot zijn nodig om de uitkomsten van het kleionderzoek in het GEO-Lab en van de kleinschalige modelproeven in de Scheldegoot te kunnen interpreteren met betrekking tot reststerkte. Daarbij zal de dijkgeometrie overeen komen met de dijkopbouw in een van de kleinschalige modelproeven en de kleieigenschappen zullen het hele spectrum van goede tot slechte klei omvatten.

Eventueel kunnen deze proeven in de Deltagoot nog uitgebreid worden, door bijvoorbeeld een toplaag van gezette steen, filter en een geotextiel op de klei aan te brengen. Dat geeft de mogelijkheid additionele kennis te vergaren over de reststerkte van de steenzetting.

De verificatieproef in de Deltagoot (fase 4) is een modelproef met een representatieve dijk, met zandkern, kleilaag en bekleding bestaand uit granulaire filter, geotextiel en een steenzetting. Deze proef zal gericht worden op specifieke kennisleemtes die in die fase van het onderzoek nog resterend zijn.

De proef wordt verder ook uitgevoerd om het opgestelde rekenmodel te verifiëren.

6.3 Numerieke berekeningen met ComFlow

ComFlow is een numeriek model op basis van de 'volume of fluid methode' waarmee de waterbeweging op o.a. constructies kan worden doorgerekend (driedimensionaal). Dit rekenmodel kan gezien worden als de opvolger van Skylla. De ontwikkeling ervan is een samenwerking van Marin, Deltares, de Universiteit van Groningen en enkele andere partners uit onder andere de olie-industrie.

Het rekenmodel biedt de mogelijkheid om de belasting op een beschadigde dijk te berekenen. Door berekeningen te maken met het profiel van de dijk in verschillende stadia van de erosie kan bepaald worden in hoeverre de hydraulische belasting afneemt rond de waterlijn naarmate er een S-profiel wordt gevormd (zie Figuur 3.6). Deze afname is te verwachten omdat net onder water er een zeer flauw talud zal worden gevormd tijdens de erosie, waar golven op breken, terwijl de erosie zich concentreert in het steile talud rond de waterlijn. Daar zal naar verwachting de waterbeweging minder heftig zijn omdat de golven al gebroken zijn op het flauwe onderwatertalud.

Dit deelproject is slechts bedoeld als ondersteuning van de analyse van de modelonderzoekresultaten en is daarom ook klein in financiële zin.

6.4 Veiligheidsbeschouwing

Het onderzoek leidt enerzijds tot een rekenmodel waarmee de reststerkte kan worden gekwantificeerd, en anderzijds tot inzicht in de onzekerheden rond dit rekenmodel. Samen met onzekerheden omtrent de opbouw van de dijk in het prototype die getoetst moet worden, maakt dat de reststerkte nooit exact bekend zal zijn.

Verder is het moment waarop de initiële schade aan de dijk ontstaat, en het verloop van de belasting tijdens de storm niet precies bekend.

Om met deze onzekerheden goed te kunnen omgaan, is het nodig een veiligheidsbeschouwing op te zetten. Hiermee wordt het mogelijk om criteria voor de reststerketoetsing op te stellen die ervoor zorgen dat er altijd voldoende restveiligheid overblijft.

In de veiligheidbeschouwing zou ook de problematiek van een tweede storm opgenomen kunnen worden. Er zijn namelijk dijkbeheerders die menen dat na de toetsstorm nog een tweede storm met bijvoorbeeld frequentie van 1/1 jaar of 1/10 jaar moet kunnen worden weerstaan. Dit is omdat de dijk mogelijk pas in de zomer na het optreden van de toetsstorm zal worden gerepareerd. Deze tweede storm zou expliciet meegenomen kunnen worden, of verdisconteerd kunnen worden in de restveiligheid.

In de loop van het onderzoek zal deze veiligheidbeschouwing nader uitgewerkt gaan worden. In elke fase van het onderzoek wordt hieraan aandacht besteed.

7 Haalbaarheid vervolgonderzoek

Het doel van het vervolgonderzoek is het verkrijgen van bruikbare resultaten. De verschillende modelonderzoeken dragen daar in belangrijke mate aan bij. Zoals gebleken is in het onderzoek naar de reststerkte van de keileem in de Wieringermeerdijk is het mogelijk om de proefresultaten te gebruiken voor het opstellen van formules. Deze formules geven de relatie tussen de eigenschappen van de dijk en de grootte van de reststerkte. Daarbij wordt onderscheid gemaakt tussen de verschillende reststerktecomponenten (zoals de reststerkte van de toplaag, zie Formule (4.1)). Een tussenresultaat van het onderzoek is een aantal formules voor de verschillende reststerktecomponenten, waarmee voor een concreet geval de reststerkte deterministisch berekend kan worden. Deze formules worden vervolgens gebruikt in de veiligheidsbeschouwing (zie paragraaf 7.6 in Deel 1).

In de veiligheidsbeschouwing wordt uiteindelijk rekening gehouden met de diverse onzekerheden en daarmee wordt het mogelijk een concreet toetscriterium af te leiden.

De concrete opzet van het onderzoek en de ervaring uit het verleden met dergelijk onderzoek, maakt dat met vertrouwen gesteld kon worden dat de eindresultaten goed bruikbaar zullen zijn.

De technische haalbaarheid van het onderzoek is in het vervolg van dit hoofdstuk geïnventariseerd voor de volgende onderdelen:

- Grootschalig modelonderzoek in de Deltagoot met ongeroerde klei
- Kleinschalig modelonderzoek in de Scheldegoot met kunstklei
- Numerieke berekeningen met ComFlow

Grootschalig modelonderzoek

In de Deltagoot is een ruime ervaring met het beproeven van dijkbekledingen en andere constructies. Er is meerdere malen een volledige dijk met hoogte van 8 à 9 m opgebouwd en beproefd. Bijzonder aan de proeven voor dit reststerkte-onderzoek is de ongeroerde klei die in een laag op de zandkern moet worden aangebracht. Deze is voor een deel afkomstig van onder een steenzetting en voor een deel van een grastalud.

In de negentiger jaren is een dergelijk onderzoek uitgevoerd zonder dat er een goede methode was om de klei in ongeroerde staat naar de Deltagoot te vervoeren. Daardoor zijn de resultaten van dat onderzoek maar matig bruikbaar gebleken. Tijdens het reststerkte-onderzoek met keileem voor de Wieringermeerdijk is een nieuwe methode gehanteerd, die uitstekend bleek te werken (zie ook Wolters en Klein Breteler, 2007). De speciale stalen mallen maakten het mogelijk om een laag ongeroerde keileem aan te brengen waarin nauwelijks nog naden van de afzonderlijke keileemblokken waren te zien.

De klei van onder een steenzetting en met gras kan waarschijnlijk uit Zeeland gehaald worden. Het Projectbureau Zeeweringen en de waterschappen hebben aangegeven hieraan te willen meewerken.

Ten aanzien van het meten van de invloed van het geotextiel op de reststerkte kan eenvoudig gewerkt worden met geotextiel dat vastgemaakt is aan de gootwand. Dat simuleert schade aan de steenzetting op grote afstand van de (verticale) naden in het geotextiel. Als het geotextiel aan één zijden wordt losgemaakt, simuleert dit schade aan de steenzetting in de

buurt van een verticale naad. Het is dus goed haalbaar om de invloed van het geotextiel op de reststerkte te meten in de Deltagoot.

Op grond hiervan kan gesteld worden dat het grootschalig modelonderzoek in de Deltagoot goed haalbaar is.

Kleinschalig modelonderzoek

Ook in de Scheldegoot heeft Deltares ruime ervaring met het beproeven van constructies. In het huidige reststerkte-onderzoek is het plan om de erosie van kunstklei te onderzoeken. Deze kunstklei moet zodanig erosiegevoelig zijn dat het erodeert bij kleine golven van orde 20 cm, en bovendien moet het erosiegedrag ervan overeenkomen met die van echte klei met golven op prototypeschaal.

Om de haalbaarheid hiervan te onderzoeken zijn verschillende soorten kunstklei beproefd in de Roto-erosiemeter van Deltares.

Op basis van deze eerste proefresultaten met kunstklei is geconcludeerd dat het waarschijnlijk mogelijk is om een weinig erosiebestendige klei te maken voor het kleinschalige reststerkte-onderzoek in de Scheldegoot. Uit de proeven is verder gebleken hoe belangrijk het is om het protocol voor het maken van kunstklei en voor het reststerkteonderzoek met kunstklei zorgvuldig en in detail uit te werken, om de herhaalbaarheid van de resultaten te waarborgen.

De resultaten van het vooronderzoek naar kunstklei is zodanig bemoedigend dat voorlopig gesteld kan worden dit onderzoek goed haalbaar.

In de tweede fase van het onderzoek zal een korte proef gedaan worden in de Scheldegoot om te kijken of de kunstklei inderdaad aan de eisen voldoet. Pas als we tevreden zijn over deze proef, zal het volledige proevenprogramma in de Scheldegoot uitgevoerd worden.

Numerieke berekeningen

Deltares is een van de ontwikkelaars van het programma ComFlow en heeft daarom ruime ervaring met het uitvoeren van berekeningen hiermee. De inschatting is dat deze berekeningen geen problemen gaan opleveren, en dus haalbaar zijn.

Conclusie

Uit het bovenstaande blijkt dat de drie belangrijkste pijlers waarop de onderzoeksresultaten gebaseerd zullen worden, namelijk het grootschalige modelonderzoek in de Deltagoot, het kleinschalig onderzoek in de Scheldegoot en de numerieke berekeningen, waarschijnlijk goed haalbaar zijn.

8 Conclusie

Deze inventarisatiestudie is gericht op de reststerkte van dijken die in de golfaanvalzone beschermd zijn met een steenzetting (toplaag van gezette steen op een granulaire uitvullaag/filterlaag en geotextiel) op een kleilaag. De kruin en het binnentalud zijn bekleed met gras op een kleilaag, terwijl de dijk kern uit zand bestaat.

De reststerkte is het waterkerend vermogen dat overblijft na initiële schade van een dijk. In dit geval gaat het om de tijd tussen schade aan de steenzetting (steen uit de bekleding) en het ontstaan van een bres in de dijk.

Het doel van het reststerkte-onderzoek is enerzijds het kwantificeren van het proces na het optreden van initiële schade tot het optreden van een bres in de dijk, en anderzijds hiermee een toetsmethodiek en toetscriteria afleiden op basis van een veiligheidsbeschouwing.

In deze studie zijn eerst de dijkprofileringen van Nederlandse dijken met steenzettingen geïnventariseerd (hoofdstuk 2) en is in een literatuurstudie gezocht naar de beschikbare kennis en informatie over reststerkte (hoofdstuk 3).

Er is vastgesteld dat er een aantal reststerktecomponenten te onderscheiden zijn:

- 1 reststerkte van de toplaag van gezette steen
- 2 reststerkte van de granulaire filterlaag
- 3 reststerkte van het geotextiel
- 4 reststerkte van de kleilaag
- 5 reststerkte van de zandkern

In de literatuur zijn beschrijvingen van modelonderzoek en de resulterende formules, beschrijvingen van praktijkschades, en rekenmodellen gevonden. Deze informatie vormt een waardevolle start van het onderzoek, maar is nog geenszins een antwoord op de onderzoeksvraag.

Voor een kwantificering van de reststerkte is nog veel onderzoek nodig, omdat:

- vastgesteld is dat het niet bekend is wanneer een ondermijnde toplaag van gezette steen bezwijkt;
- er nog vrijwel niets bekend is over de reststerkte van slecht geklemde steenzettingen;
- de reststerkte van dikke filterlaag waarschijnlijk flink wordt overschat door Breakwat;
- de invloed van het geotextiel op de reststerkte nog nooit is onderzocht;
- de reststerkte van klei sterk beïnvloed wordt door de structuurvorming. Dat vergt dat in modelproeven gewerkt wordt met ongeroerde klei, en dat soort proeven zijn zeldzaam. De enige keer dat dit is toegepast was in 1991/92 in de Deltagoot, maar toen was de wijze van steken van de klei nog vrij gebrekkig, waardoor de proefresultaten slechts matig bruikbaar zijn. In 2007 is een betere steekmethode toegepast met keileem die zeer goede resultaten opleverde.
- De reststerkte van de zandkern is nog onbekend, en wijkt waarschijnlijk flink af van de resultaten van duinafslagberekeningen.

Gezien deze vele kennisleemtes is een plan voor vervolgonderzoek opgesteld (hoofdstuk 6). Daarbij wordt gebruik gemaakt van de Deltagoot om de reststerkte van de gehele dijk en de kleilaag op grote schaal te onderzoeken, en de Scheldegoet om op kleine schaal met

kunstklei de invloed van diverse parameters op de reststerkte van klei te bepalen. Het modelonderzoek wordt ondersteund met berekeningen met het numerieke rekenmodel ComFlow. Het onderzoeksprogramma het tot een gevalideerd rekenmodel voor het kwantificeren van de reststerkte.

In hoofdstuk 7 is vastgesteld dat dit vervolgonderzoek goed haalbaar is.

Flankerend aan het onderzoek dat gericht is op de kwantificering van de reststerkte wordt gewerkt aan een veiligheidsbeschouwing. Uiteindelijk moet dit leiden tot toetscriteria met voldoende restveiligheid.

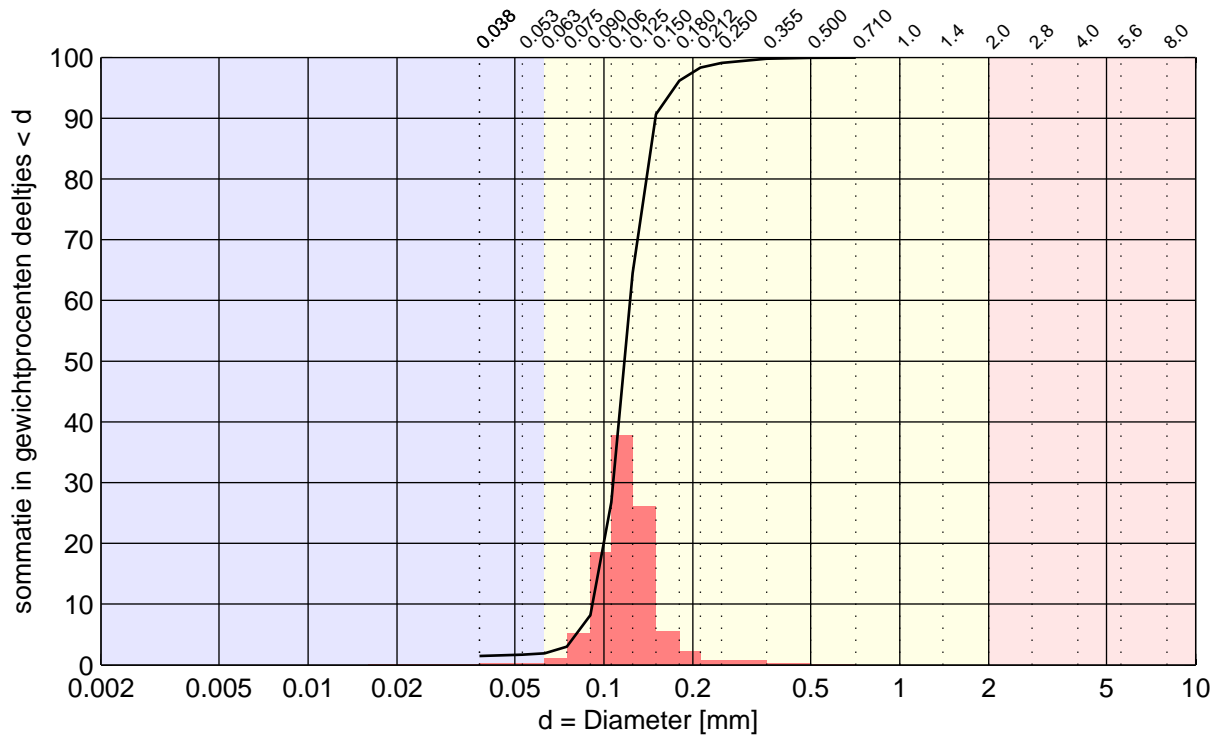
9 Literatuur

- Allsop, W.; A. Kortenhaus; M. Morris (2007): Failure Mechanisms for Flood Defence Structures. FLOODsite Project, Task 4, Report T04_06_01, revisie 4_1_P01.
- Burger, A.M. (1985): Sterkte Oosterschelde dijken onder geconcentreerde golfaanval (Provoonderzoek). Onderzoek naar de stabiliteit van enkele veelvoorkomende taludverdedigingen onder langdurige golfaanval bij een vaste waterstand. WL | Delft Hydraulics, verslag M 2036, maart 1985.
- Calle, E.O.F.; M. Klein Breteler; P. Waarts; A.L.T.C.M. Bizzarri; J.G. Knoeff (2002): Dijkdoorbraakprocessen – Beschrijving, doorbraakprocessen en reststerkte. Delft Cluster, rapport 720201/39, maart 2002.
- CUR / TAW (1992): Handboek voor dimensionering van gezette taludbekledingen. Rapport 155, 1992.
- Fugro (1997): Discussie notitie reststerkte. Rapport M-0429C, januari 1997.
- GeoDelft (1986). Onderzoek van kleibekleding van dijken langs IJssel en Pannerdens Kanaal voor het ontwikkelen van keuringseisen voor klei, CO-275921. Delft, GeoDelft: 73.
- GeoDelft (1988). Onderzoek naar het beoordelen van de geschiktheid van kleigrond voor bekleding van dijken met grasbedekking, CO-275925. Delft, GeoDelft: 79.
- GeoDelft (1990). Erosieproeven op klei en keileem: 25.
- GeoDelft (1994). Eerste analyse van Deltagootproeven op een grastalud, CO-335530, GeoDelft: 64.
- GeoDelft (1995). Bodemgesteldheid onder gezette steen op Nederlandse dijken (deel 1), CO-346150. Delft, GeoDelft: 104.
- GeoDelft (1997). "Erosieproeven op klei beïnvloed door weer en wind, CO-374100/32." 25.
- GeoDelft (1997). Inventarisatie sterkte gezette taludbekledingen in Zeeland. Delft: 39.
- Klein Breteler M.; Bezuijen A. (1991) Simplified design method for block revetments. Proc. Conf on Coastal Structures & Breakwaters, ICE, Thomas Telford, London.
- Klein Breteler, M. (1989a): Erosie door open taludbekledingen – praktijkgericht onderzoek dijken. Bijlage C – verslag modelonderzoek Deltagoot. Waterloopkundig Laboratorium, rapport H0657-C, juli 1989.
- Klein Breteler, M. (1989b): Erosie door open taludbekledingen – snelheden op het talud door brekende golven. Bijlage F – verslag modelonderzoek. Waterloopkundig Laboratorium, rapport H0657-F, juli 1989.
- Klein Breteler, M. (1991): Taludbekledingen van gezette stenen – oriënterende bureaustudie reststerkte. Waterloopkundig Laboratorium, Rapport N500, juni 1991.
- Klein Breteler, M. (1992a): Handboek voor dimensioneren van gezette taludbekledingen. CUR/TAW, rapport 155.
- Klein Breteler, M. (1992b): Taludbekledingen van gezette steen. Praktische grafieken voor reststerkte toetsing van het filter. Waterloopkundig Laboratorium, TAW-A2, concept notitie N652, december 1992.
- Klein Breteler, M. (1992c): Reststerkte van dijkbekledingen. Black-box model voor reststerkte van klei. Waterloopkundig Laboratorium, TAW-A2, concept notitie N665, december 1992.

- Klein Breteler, M. (1994): Case studie Noord Schuddeland – betrouwbaarheidsfunctie voor dijkbekledingen, inclusief reststerkte. Waterloopkundig Laboratorium, Rapport H1687, februari 1994.
- Klein Breteler, M. (1998): Alternatieve open taludbekledingen. Annex 1 t/m 8. WL | Delft Hydraulics, rapport H1930, rev. 1, juni 1998.
- Klein Breteler, M. (2005): Rekenhart van ANAMOS, Specificatie van de software. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Rijkswaterstaat, april 2005.
- Klein Breteler, M., I van der Werf en I Wenneker (2006): Kwantificering golfbelasting en invloed lange golven – Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen. Verslag Deltagootonderzoek. WL | Delft Hydraulics, rapport H4421, juni 2006.
- Klein Breteler, M.; Eysink, W.D. (2007): Reststerkte van steenzetting met zuilen na initiële schade – Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen. Verslag Deltagootonderzoek. WL | Delft Hydraulics, rapport H4327, juni 2007.
- Klein Breteler, M., Wolters, G. (2008): Reststerkte van de Wieringermeerdijk. Geavanceerde toetsing op basis van Deltagootonderzoek. WL | Delft Hydraulics, definitief verslag 4739, maart 2008.
- Klein Breteler, M.; van der Werf, I. (2009): Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen – Validatie Steentoets2008. Deltares, Rapport H4846, februari 2009.
- Knoeff, J.G.; Bizarri, A.; Klein Breteler, M. (2004): Residual strength of dike after failure of cover layer. ASCE, Proceedings International Conference on Coastal Engineering (ICCE), pp. 3494 – 3506.
- Larson, M.; Erikson, L.; Hanson, H. (2004): An analytical model to predict dune erosion due to wave impact. Elsevier Science Ltd., Coastal Engineering, vol. 51, no. 11, pp. 675-696.
- Peters, D.J. (2007): Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen. Onderdeel 2 en 3: formules belasting golf front en golfklap. Haskoning, conceptrapport, maart 2007.
- Pilarczyk, K.W. (1985): Taludbekleding van gezette steen. Klei onder steenzetting. Verslag literatuur- en bureaustudies. WL | Delft, Laboratorium voor Grondmechanica, Deltadienst Rijkswaterstaat, Rapport M1795 / M1881 deel XIII, februari 1985.
- Royal Haskoning (2007): Plan van Aanpak VTV/HR2011. Eindconcept, Haskoning Nederland b.v., Kust & Rivieren, Auteurs: R. Moll en L. van Nieuwenhuijzen, Projectnummer 9S9073.B0, 30 november 2007.
- Schiereck, G.J. (2003): Introduction to Bed, Bank and Shore Protection: Engineering the Interface of Soil and Water. Taylor & Francis, 399 pagina's.
- TAW (1996). Klei voor dijken, Technisch Rapport, TAW, mei 1996.
- TAW (2000): Van overschrijdingskans naar overstromingskans – Achtergrondrapport. Technische Adviescommissie Waterkeringen, juni 2000.
- TAW (2003): Technisch rapport steenzettingen; Deel: Achtergronden. Technische Adviescommissie Waterkeringen, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Rijkswaterstaat, DWW-2003-097, december 2003.
- Van der Meer (2000): Erosiemodellen voor dijken bij golfaanval – Verdere modellering in het kader van SPRINT en het programma PC-Ring. INFRAM, rapport i157, maart 2000.
- Vellinga, P. (1986): Beach and Dune Erosion During Storm Surges. Technical University Delft (thesis), also Delft Hydraulics Communications, 372.
- Verheij, H.J. (1989): Erosie door open taludbekledingen – samenvattend verslag. Waterloopkundig Laboratorium, rapport H0657, juli 1989.

- Vroeg, J.H. de (1992): Reststerkte van dijkbekledingen; deel II: granulaire filters. WL | Delft Hydraulics, H195, verslag modelonderzoek in Scheldebak, juli 1992
- VTV (2006): Voorschrift toetsen op veiligheid primaire waterkeringen. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, sept. 2007.
- Wolters, G., Klein Breteler, M. (2007): Deltagootproeven met keileem van de Wieringermeerdijk. WL | Delft Hydraulics, verslag 4739, december 2007.
- Wouters, J. (1993): Reststerkte van dijkbekledingen en stabiliteit van steenzetting en klei-onderlaag. WL | Delft Hydraulics, Rapport H195, juni 1993.
- Wouters, J. (1993): Reststerkte van Dijkbekledingen, deel III. Meetverslag Deltagoot onderzoek. WL | Delft Hydraulics, verslag H195, juni 1993.
- Wroth, d. C. P. a. W., dr. D.M. (1978). "The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils." Canadian Geotechnical Journal 15: 6.

A Resultaten korrelverdelingen



Silt	Zand	Grind
------	------	-------

Kengetal	Waarde
d_{10} [mm]	0.091
d_{15} [mm]	0.096
d_{50} [mm]	0.117
d_{60} [mm]	0.123
d_{60}/d_{10} [-]	1.3
d_{90}/d_{10} [-]	1.6
C_c [-]	1.03
M_{63} [μ m]	118
M_{2000} [mm]	-
D_m [mm]	0.119
F_m [-]	0.36
U [-]	86.1

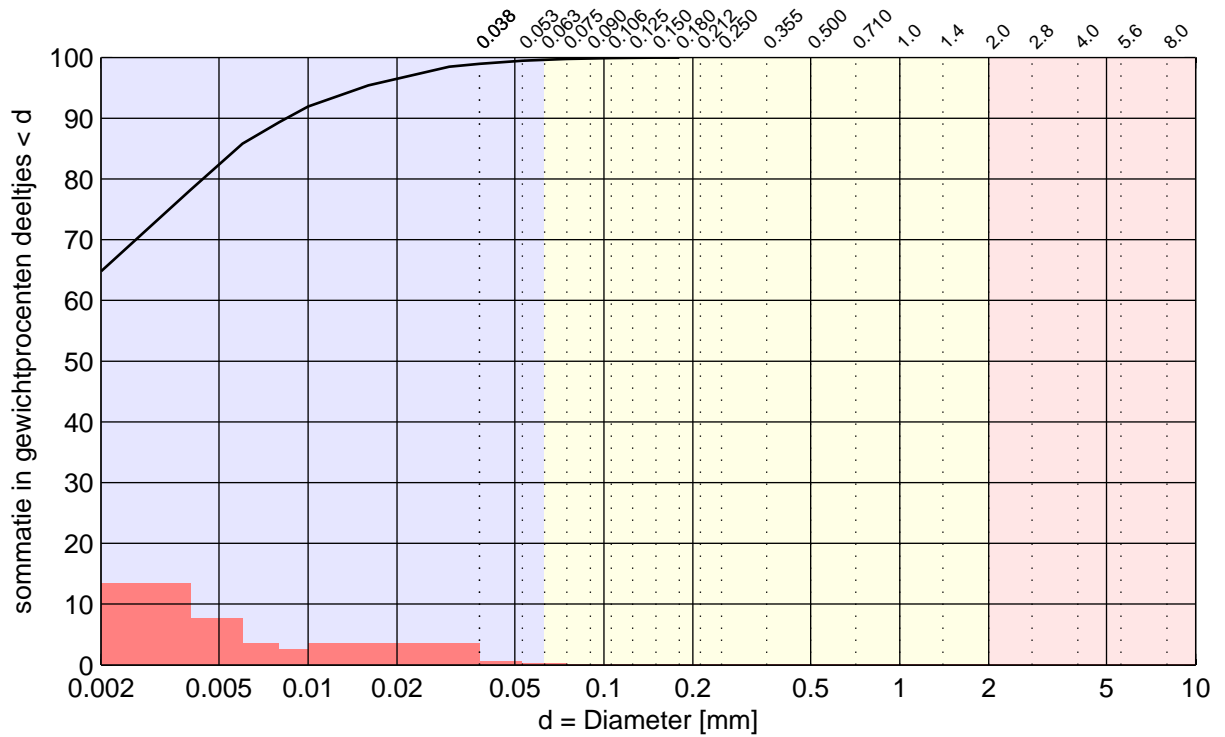
Legenda	Boring	Monster	Diepte in m-MV
—	ZAND	1	0-0

Bepaling fijn		Zandzeving: 100.54 g				Grind: 0.00 g	
d [mm]	%	d [mm]	%	d [mm]	%	d [mm]	%
-	-	-	-	0.180	96.2	-	-
0.001	-	0.038	1.5	0.212	98.3	2.8	-
0.002	-	0.053	1.7	0.250	99.1	4.0	-
0.004	-	0.063	1.9	0.355	99.8	5.6	-
0.006	-	0.075	3.0	0.500	99.9	8.0	-
0.008	-	0.090	8.2	0.710	100.0	11.2	-
0.010	-	0.106	26.8	1.0	-	16.0	-
0.016	-	0.125	64.5	1.4	-	31.5	-
0.030	-	0.150	90.6	2.0	-	63.0	-

Beschrijving uitvoering proef
 Beschrijving volgens NEN5104: Zand, zwak siltig
 Volumieke massas $2.65 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$. Aangenomen waarde
 Methode: Deltares
 Bepaling fijne fractie: Geen
 Bepaling grove fractie: droge zieving

Commentaar
 Analyse uitgevoerd door: Deltares
 Boormethode: Andere boormethode
 Mengmonster: Nee
 Zand AF100

Deltares	Postbus 177, 2600 MH Delft Stieltjesweg 2, 2628 CK Delft	Telefoon 088 335 7200 Telefax 015 261 0821	Homepage: www.deltares.nl	datum 2009-02-19	get. bjl
	SBW Reststerkte Reststerkte steenbekledingen KORRELVERDELING			CO - 1001588/1	gez. *)
Bijl. K1				form. A4	



Silt	Zand	Grind
------	------	-------

Kengetal	Waarde
d_{10} [mm]	-
d_{15} [mm]	-
d_{50} [mm]	-
d_{60} [mm]	0.001
d_{60}/d_{10} [-]	-
d_{90}/d_{10} [-]	-
C_c [-]	-
M_{63} [μ m]	55
M_{2000} [mm]	-
D_m [mm]	0.004
F_m [-]	0.00
U [-]	-

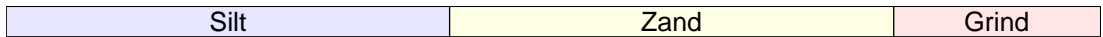
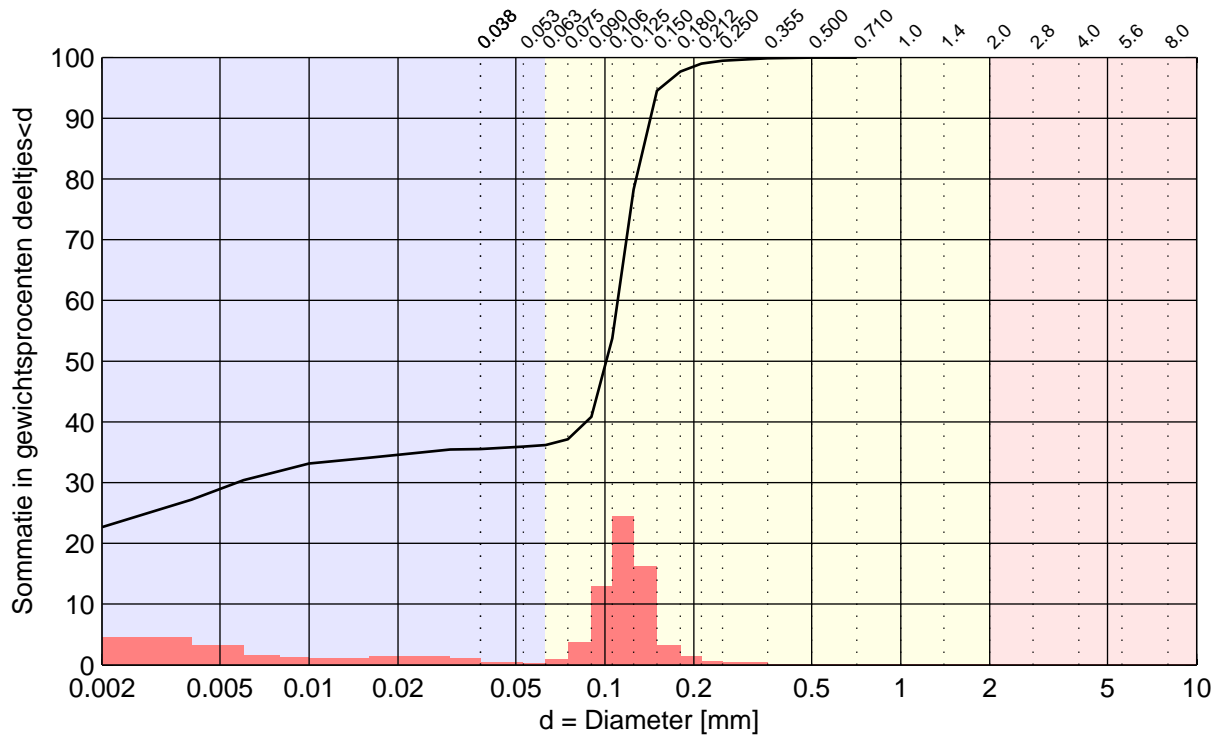
Legenda	Boring	Monster	Diepte in m-MV
—	ILLIET	2	0-0

Bepaling fijn		Zandzeving: 101.56 g				Grind: 0.00 g	
d [mm]	%	d [mm]	%	d [mm]	%	d [mm]	%
-	-	-	-	0.180	100.0	-	-
0.001	53.5	0.038	99.0	0.212	-	2.8	-
0.002	64.8	0.053	99.5	0.250	-	4.0	-
0.004	78.2	0.063	99.6	0.355	-	5.6	-
0.006	85.8	0.075	99.8	0.500	-	8.0	-
0.008	89.4	0.090	99.8	0.710	-	11.2	-
0.010	91.9	0.106	99.9	1.0	-	16.0	-
0.016	95.4	0.125	100.0	1.4	-	31.5	-
0.030	98.5	0.150	100.0	2.0	-	63.0	-

Beschrijving uitvoering proef
 Beschrijving volgens NEN5104: Klei, zwak siltig
 Volumieke massas $2.65 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$. Aangenomen waarde
 Methode: Deltares
 Bepaling fijne fractie: sedigraph
 Bepaling grove fractie: droge zieving

Commentaar
 Analyse uitgevoerd door: Deltares
 Boormethode: overige
 Mengmonster: Nee
 Illiet

Deltares	Postbus 177, 2600 MH Delft Stieltjesweg 2, 2628 CK Delft	Telefoon 088 335 7200 Telefax 015 261 0821	Homepage: www.deltares.nl	datum 2009-02-19	get. bjl
	SBW Reststerkte Reststerkte steenbekledingen KORRELVERDELING			CO - 1001588/1	gez. *)
Bijl. K2				form. A4	



Kengetal	Waarde
d_{10} [mm]	-
d_{15} [mm]	-
d_{50} [mm]	0.101
d_{60} [mm]	0.111
d_{60}/d_{10} [-]	-
d_{90}/d_{10} [-]	-
C_c [-]	-
M_{63} [μ m]	116
M_{2000} [mm]	-
D_m [mm]	0.087
F_m [-]	0.22
U [-]	-

Legenda	Boring	Monster	Diepte t.o.v. maaiveld
—	ZAND	5pc	0 - 0

Fijne fractie		Zandzeving: 100.02 g				Grind fractie: 0.00 g	
d [mm]	%	d [mm]	%	d [mm]	%	d [mm]	%
-	-	-	-	0.180	97.7	-	-
0.001	18.9	0.038	35.5	0.212	99.0	2.8	-
0.002	22.7	0.053	35.9	0.250	99.5	4.0	-
0.004	27.2	0.063	36.2	0.355	99.9	5.6	-
0.006	30.4	0.075	37.1	0.500	100.0	8.0	-
0.008	31.9	0.090	40.8	0.710	100.0	11.2	-
0.010	33.1	0.106	53.8	1.0	-	16.0	-
0.016	34.1	0.125	78.3	1.4	-	31.5	-
0.030	35.5	0.150	94.5	2.0	-	63.0	-

Beschrijving proefuitvoering
Beschrijving volgens NEN5104: Klei, zwak zandig
Volumieke massa 2.65×10^3 kg/m ³ . Aangenomen waarde
Methode: Deltares
Bepaling fijne fractie: Geen
Bepaling grove fractie: Geen

Commentaar
Analyse uitgevoerd door: Deltares
Boormethode: Andere boormethode
Mengmonster: nee
35% Illiet

Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Stieltjesweg 2, 2628 CK Delft

Telefoon 088 335 7200
Telefax 015 261 0821

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2009-03-27

get.
bjl

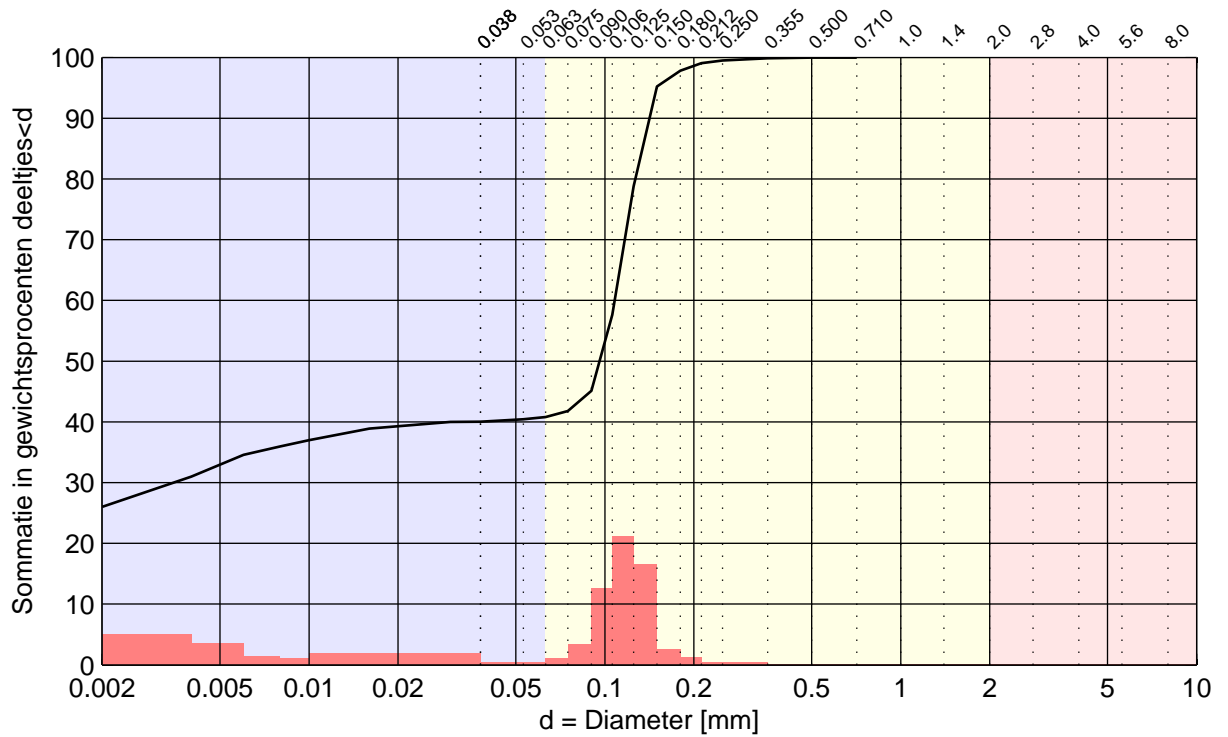
SBW Reststerkte
Reststerkte steenbekledingen
KORRELVERDELINGSDIAGRAM

@project
1001588.001

gez.
*)

Bijl.
K5pc

form.
A4



Silt	Zand	Grind
------	------	-------

Kengetal	Waarde
d_{10} [mm]	-
d_{15} [mm]	-
d_{50} [mm]	0.096
d_{60} [mm]	0.108
d_{60}/d_{10} [-]	-
d_{90}/d_{10} [-]	-
C_c [-]	-
M_{63} [μ m]	117
M_{2000} [mm]	-
D_m [mm]	0.090
F_m [-]	0.22
U [-]	-

Legenda	Boring	Monster	Diepte t.o.v. maaiveld
—	ILLIET	6pc	0 - 0

Fijne fractie		Zandzeving: 101.24 g				Grind fractie: 0.00 g	
d [mm]	%	d [mm]	%	d [mm]	%	d [mm]	%
-	-	-	-	0.180	97.8	-	-
0.001	21.5	0.038	40.0	0.212	99.1	2.8	-
0.002	26.0	0.053	40.4	0.250	99.5	4.0	-
0.004	31.0	0.063	40.8	0.355	99.9	5.6	-
0.006	34.6	0.075	41.8	0.500	100.0	8.0	-
0.008	35.9	0.090	45.1	0.710	100.0	11.2	-
0.010	37.0	0.106	57.6	1.0	-	16.0	-
0.016	38.9	0.125	78.8	1.4	-	31.5	-
0.030	40.0	0.150	95.2	2.0	-	63.0	-

Beschrijving proefuitvoering
Beschrijving volgens NEN5104: Klei, sterk siltig
Volumieke massa 2.65×10^3 kg/m ³ . Aangenomen waarde
Methode: Deltares
Bepaling fijne fractie: Geen
Bepaling grove fractie: Geen

Commentaar
Analyse uitgevoerd door: Deltares
Boormethode: overige
Mengmonster: ja
40.0% Illiet

Deltares

Postbus 177, 2600 MH Delft
Stieltjesweg 2, 2628 CK Delft

Telefoon 088 335 7200
Telefax 015 261 0821

Homepage:
www.deltares.nl

datum
2009-03-27

get.
vrt

SBW Reststerkte
Reststerkte steenbekledingen
KORRELVERDELINGSDIAGRAM

@project
1001588.001

gez.
*)

Bijl.
K6pc

form.
A4

B Inventarisatie dwarsprofielen

Waddenzeedijk gedeelte Harlingen – Koehool

Uit de beschikbaar gestelde dwarsprofielen 1 t/m 14 van het Waterschap Fryslan is het volgende gemiddelde beeld verkregen van de taludbekleding en opbouw van de dijk. Volgens opgave van het waterschap is dit het enige traject waarbij een steenzetting onderdeel is van het dijkprofiel

Op het buitentalud ligt tot ca. NAP+5.00m een steenzetting overwegend bestaande uit basalt en in mindere mate natuursteen. Onder deze basaltbekleding ligt een laag puin met daaronder een kleilaag.

Van NAP+ca. 5.00m tot ca. NAP+7.00m is waterbouwasfaltbeton (WBAB) aangebracht met daaronder een puin/zand cunet.

Van NAP+ ca 7.00m tot max. 9.70m is een klinkerbestrating aanwezig.

De helling van het talud bedraagt 1:3.8

De kruin van de dijk ligt hier overal op NAP+9.75m.

De dikte van de toplaag bedraagt hier 0.30 tot 0.50m.

Zeeweringen van Zeeuws Vlaanderen,

Voor de zeewering van Zeeuws Vlaanderen zijn een aantal situaties en dwarsprofielen beschikbaar gesteld (zie verderop in deze bijlage). Ook hieruit is het volgende gemiddelde beeld verkregen van de taludbekleding en de opbouw van de dijk.

Nieuw Othenepolder

Het dwarsprofiel 80 van de Nieuw Othenepolder geeft een gemiddeld representatief beeld van dit deel dijk (dp 0 tot dp 77 en tot dp 82+80m).

Deze dijk heeft helling van gem. 1: 4 en heeft een kleikern.

Op buitentalud is aan de onderzijde (\pm NAP) over een lengte van 15 tot 20 m breuksteen aangebracht.

Daaronder ligt geotextiel type 2 met rietmat.

Van ca.NAP tot NAP+2.0m een steenzetting bestaande uit betonblokken, daaronder geotextiel type 1.

Tot NAP+5.7m zijn polygoonzuilen aangebracht met daaronder eveneens geotextiel type 1.

Hier op aansluitend ligt een onderhoudsweg voorzien van asfalt en is ca 3.20 m breed.

Van NAP+5.8m tot NAP+6.1m ligt over een lengte van ca 4.5m een grasbekleding. Daarop aansluitend over een lengte van ca. 1 m vlakke betonblokken.

Van NAP+6.2 tot 7.3m liggen over een lengte van 4m zogenaamde koperslakblokken.

Aansluitende tot aan de kruin van de dijk (NAP+9.2) ligt over een lengte van 11m een grasbekleding.

Margarethapolder

Dwarsprofiel 12+20m (zie bijlage ...pdf) is representatief voor de Magarethapolder (gedeelte dp 0 tot dp19 , dp 19 tot dp 0 en dp 0 tot +58m)

Deze dijk heeft helling van gem. 1: 4 en heeft eveneens een kleikern.

Van NAP-1.8 tot -1.4m ligt stortsteen. Tot NAP-0.5m Doornikse bloksteen.

Van NAP-0.5 tot +3.0m ligt over een lengte van ca 13m basalt met gietasfalt. Aansluitend tot NAP+5.6m hydrobetonblokken met daaronder een geotextiel type 1 op een laag steenslag.

Van NAP+5.6m tot 5.9m ligt grindasfaltbeton (lengte ca. 3m) met daaronder geotextiel (non woven type1 en fosforslakken).

Hier op aansluitend over een lengte van ruim 4m betonblokken tot een hoogte van NAP+6.2m.

Vervolgens tot NAP+7.4m liggen basaltbeton,- koperslak,- en betonblokken. Daaronder steenslag en geotextiel type 1.

Tot aan de kruin ligt een grasbekleding.

Eendragt polder

Voor dit gedeelte van de zeewering zijn de dwarsprofiel 10 en 20 (zie figuur aan het eind van deze appendix) representatief.

Deze dijk heeft helling van gem. 1:4 en heeft een kleikern.

Dwarsprofiel 10 (gedeelte dp4 tot dp14+40m):

Van NAP-1.1m tot -0.5m is stortsteen aangebracht met daaronder geotextiel type2 met rietmat.

Aansluitend tot NAP+1.6m over een lengte van ca 4.5m betonblokken op z'n kant met daaronder een laag steenslag.

Van NAP+1.6 tot + 5.8m liggen polygoonzuilen over een lengte van ca. 18m. Daaronder ligt geotextiel type 1 en een laag steenslag.

Van NAP+5.8m tot +6.0m lengte 3.1m ligt grindasfaltbeton met daaronder geotextiel type2 en fosforslakken. Aansluitend lijkt tot NAP+6.25 over een lengte van ca 3.5m grasbekleding te liggen.

Van NAP+6.25 tot +7.5m liggen vlakke betonblokken over een lengte van 3.8m, onder deze laag blokken ligt een geotextiel type 1 en een laag steenslag. Daarna ligt tot op de kruin een grasbekleding.

Dwarsprofiel 20 (gedeelte dp14+40m tot dp26)

Van NAP-0.7m tot +0.4 ligt een laag stortsteen. Aansluitend over een lengte van ca. 7.5m en tot NAP+2.9m basalt plaatselijk met koperslakblok.

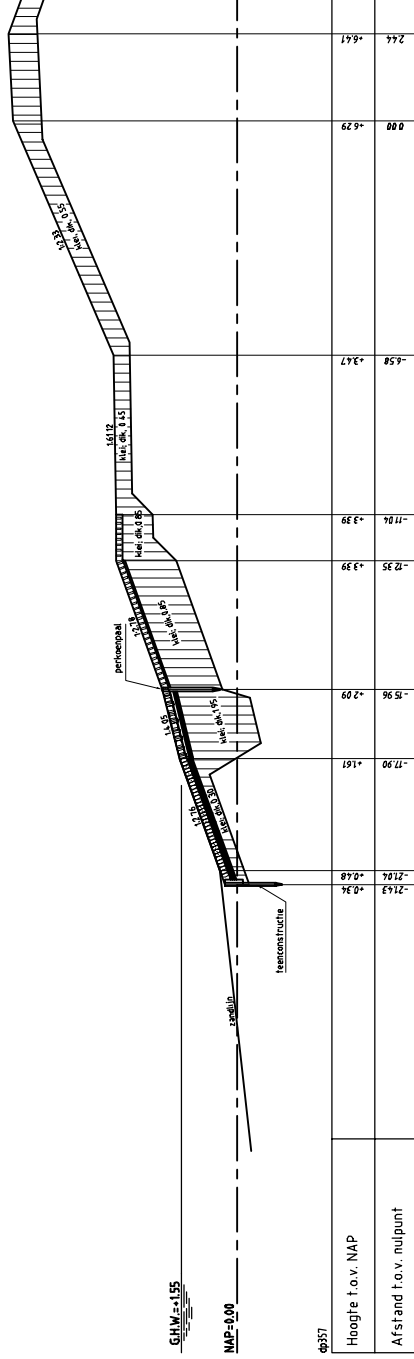
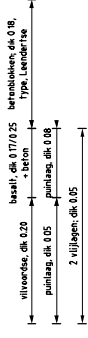
Van NAP+2.9 tot 5.4m liggen betonblokken op z'n kant. Daarna tot NAP+5.8m polygoonzuilen.

Onder deze beide bekleding ligt een geotextiel type 1 en een laag steenslag.

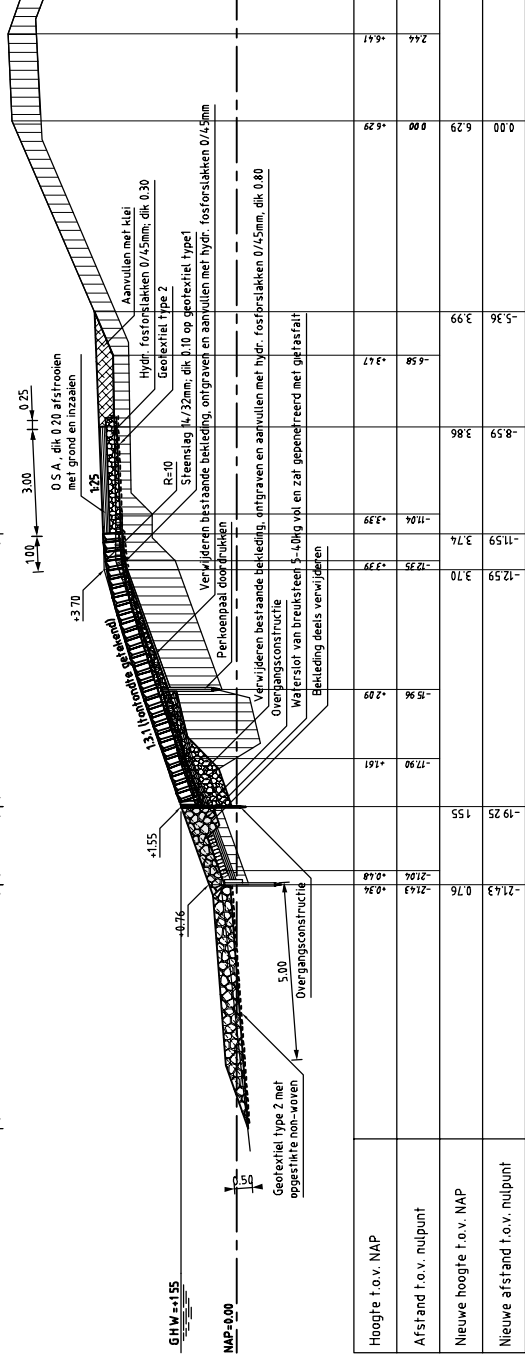
Van NAP+5.8 tot +6.0m ligt grindasfaltbeton met daaronder een geotextiel type2 en fosforslakken.

Het overige deel tot aan de kruin van de dijk lijkt een grasbekleding.

Figuur 13

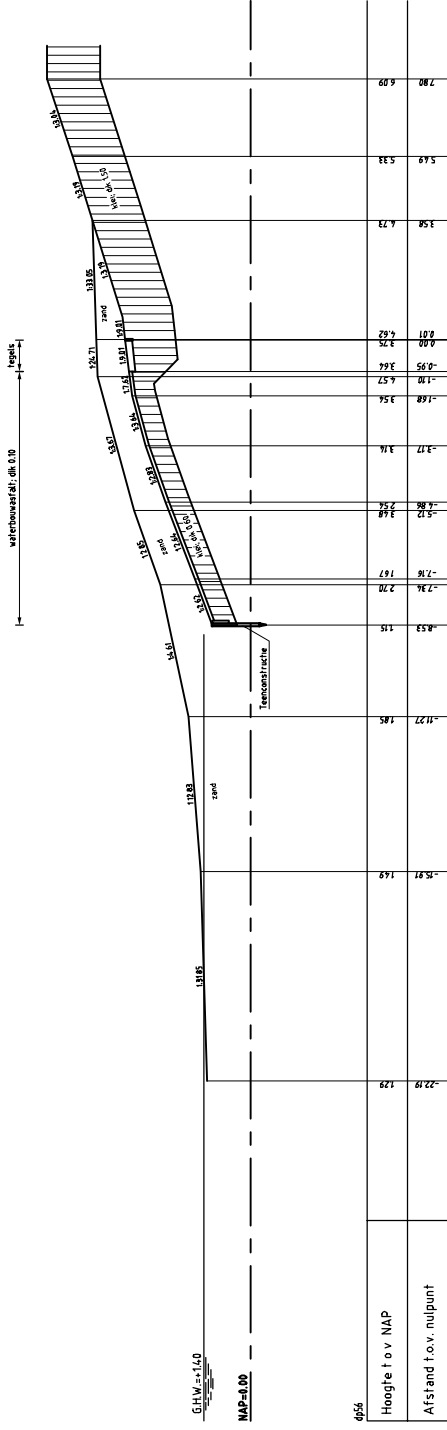


DWARSPROFIEL 5 bestaand

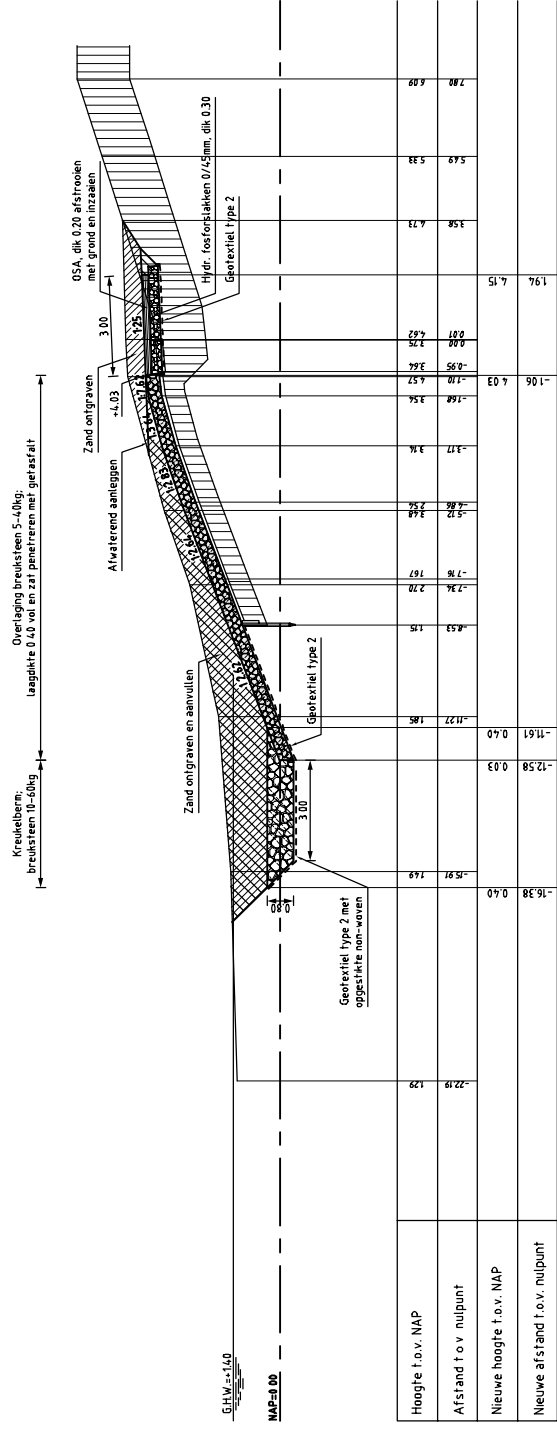


DWARSPROFIEL 5 nieuw Van dp352 tot dp361+20m



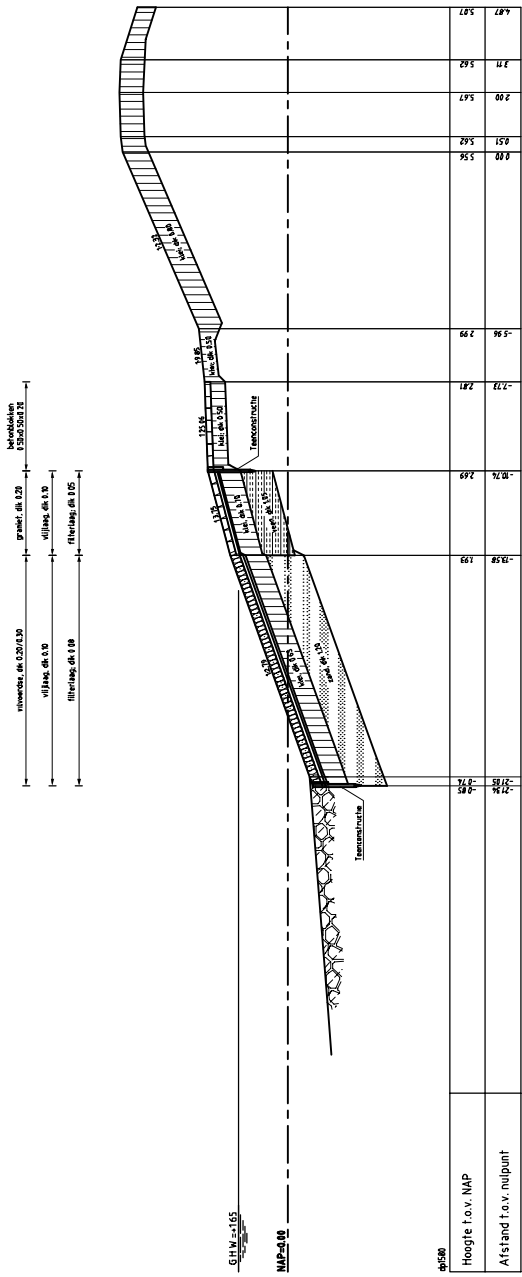


DWARSPROFIEL 5 bestaand
 schaal 1:175

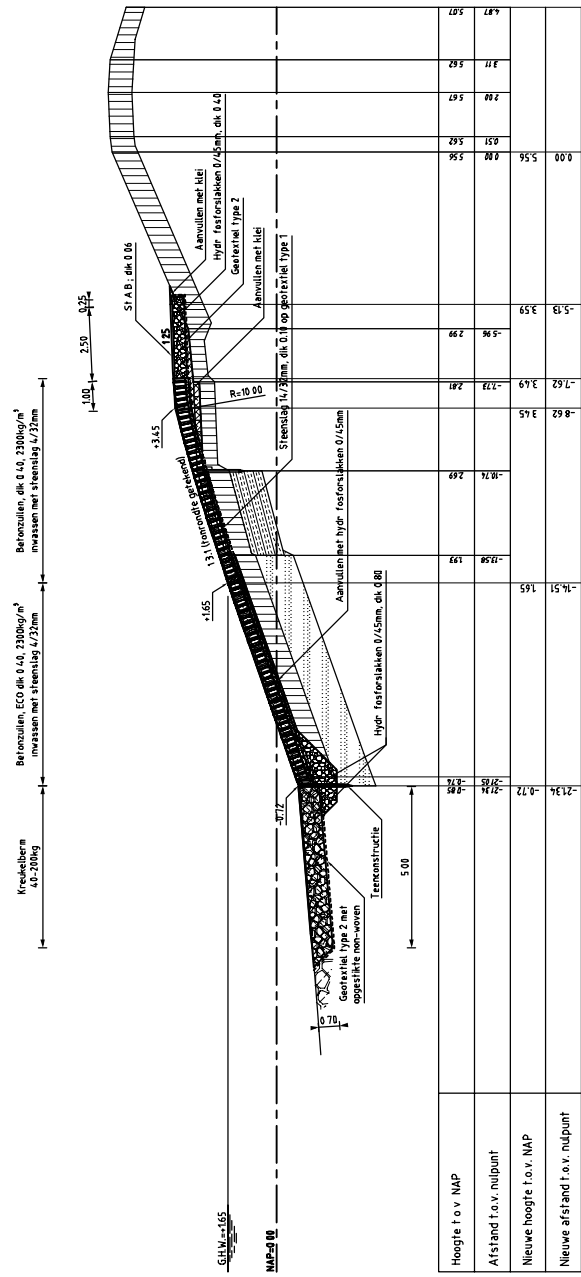


DWARSPROFIEL 5 nieuw van dpps-60m tot dpps-40m
 schaal 1:175





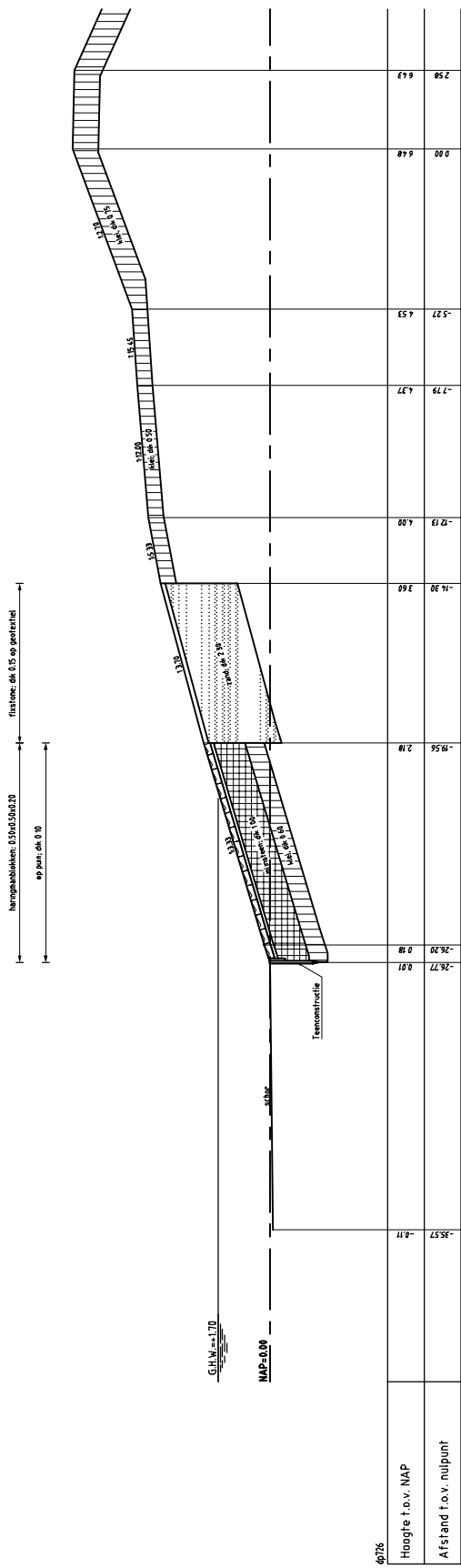
DWARSPROFIEL 1 bestaand



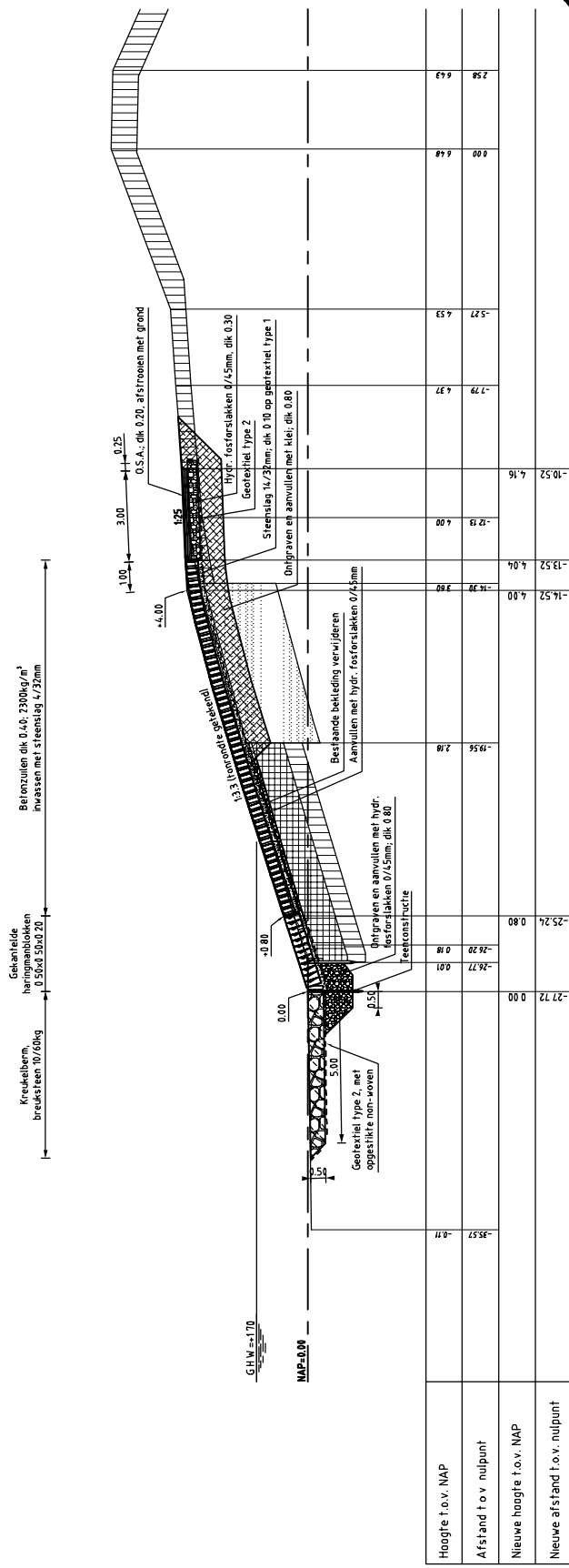
DWARSPROFIEL 1 nieuw op 87% tot op 500+50m



Figuur 9



DWARSPROFIEL 1 bestaand



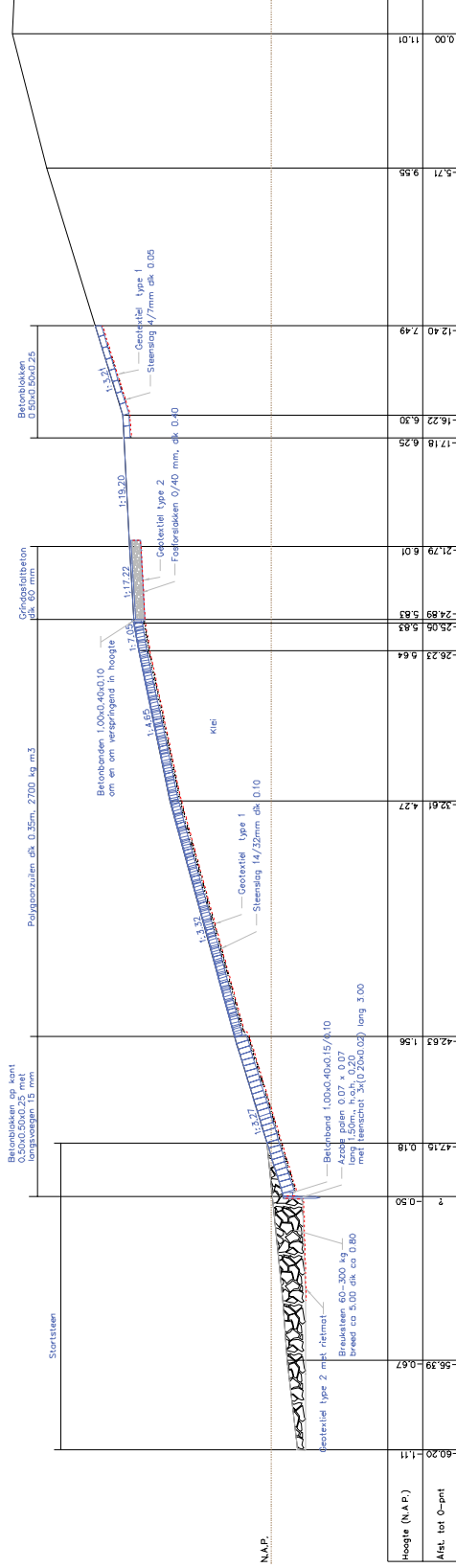
DWARSPROFIEL 1 nieuw



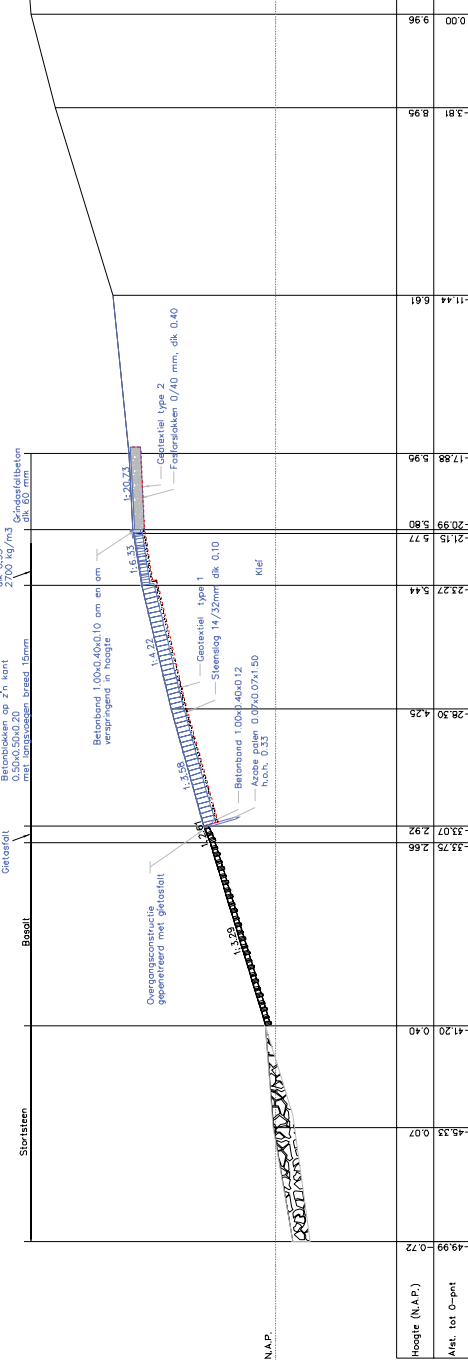
Waterschap Zeeuwse Eilanden
Datum: 23-10-2007

van Haaftepolder/Hollarepolder

Profiel dwp10 (Eendragtspolder)
dit geldt van dp6 tot dp14+40m



Profiel dwp20 (Eendragtspolder)
dit geldt van dp14+40m tot dp26

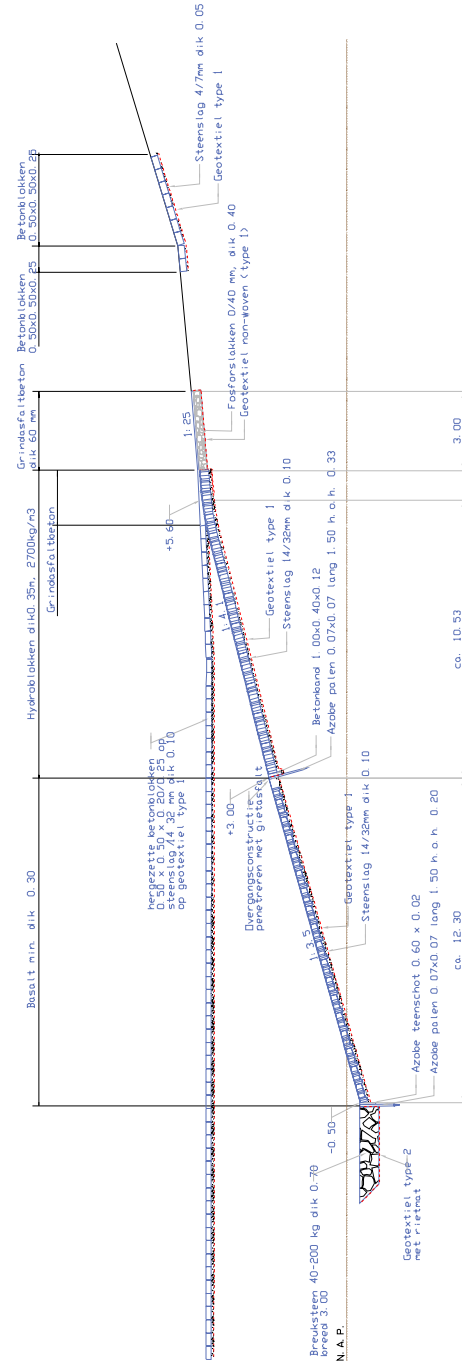
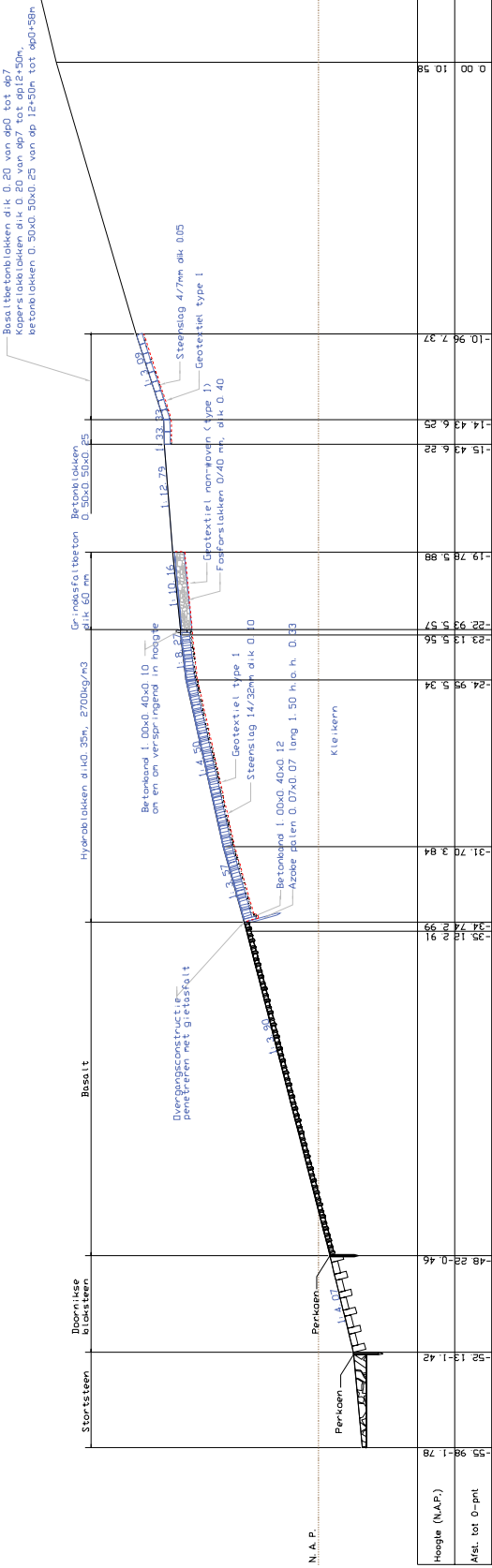


Legendo

- Betrandende situatie
- Gemaakt werk
- Maten in meters, bij anders is aangegeven
- Hoogtematen in meters Lo.v. N.A.P.
- Basalt
- Polypoorsulzen
- Betonblokken
- Betonblokken op zijn kant
- Starststeen
- Foelersblokken 0,40 mm

rijkswaterstaat		a/deling nwt	
directie zeebad		Project Zeewerken	
		Eendragtspolder	
		Doorsprofielen dwp10 en dwp20	
revisie		ZL-4568	
parceel 3			
ontwerp	M. Sijpe	controle	1 : 100
getekend	L. Vrijland	controle	10
gemaakt	G. Houtje	controle	ZLNW 2001-1088
afgekeurd		afgekeurd	

Profiel dwp 12+20 Margarethopolder
 dit getot van dp0 (Margarethopolder) tot dp19, dp19 tot dp0 en dp0 tot 0+58m (Kleinhuizenspolder)



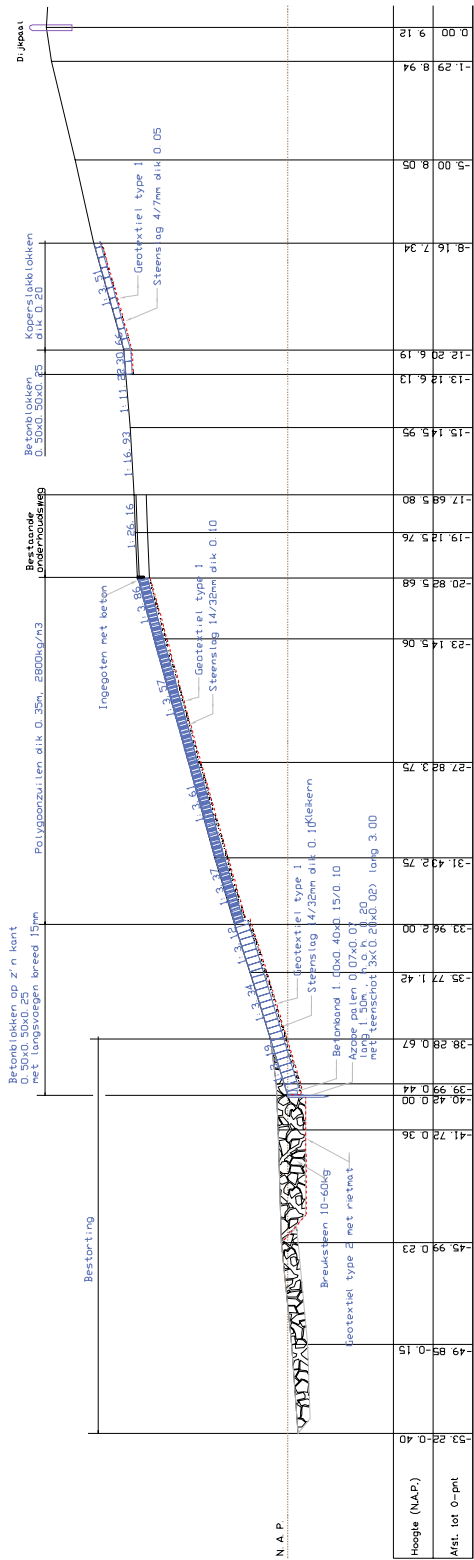
Doorsnede A

Legenda

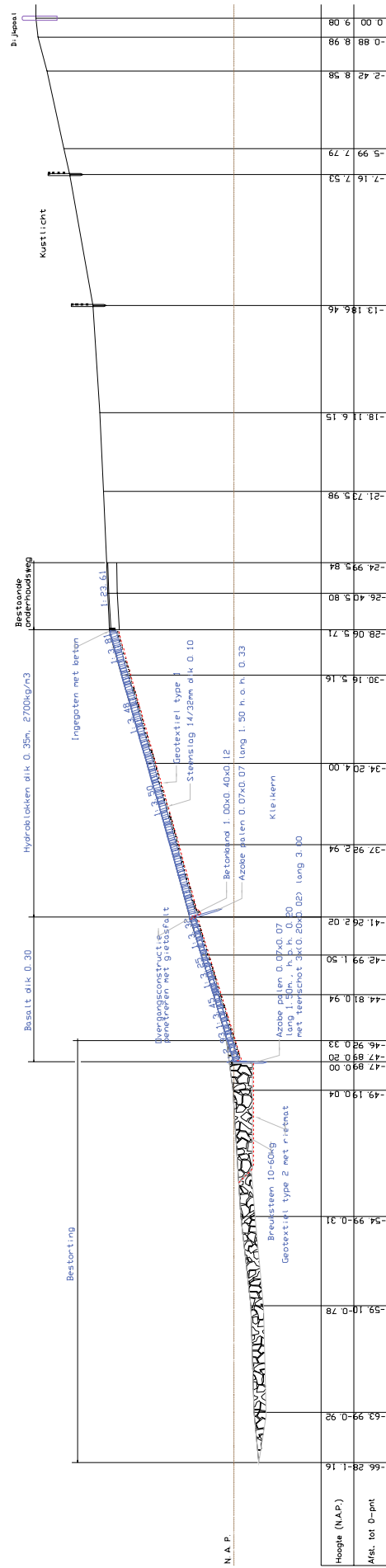
- Bestaande situatie
- Gemaakt werk
- Meten in meters, tenzij anders is aangegeven
- Hoogtematen in meters t.o.v. N.A.P.
- Doornikse
- Basalt
- Hydroblokken
- Betonblokken
- Koperslabbok
- Biestoring
- Ferroblokken 0/40

rijkswaterstaat directie zeeeland	afdeling nwl	revisie ZL-4568 perceel 1
Project Zeeweringen Margarethopolder Dwarsprofiel dp 12+20n en doorsnede A		
geteekend N. Sijm 15-08-01	aan 15-08-01	schaal 1:100
ontworpen P. Huisst 15-08-01	aan 15-08-01	n 10 oasen, las nr. 9
gekeurd dat 02-06-03	gekeurd dat 02-06-03	AI ZLINW 2001-1087

Profiel dwp 80 Nieuw Dthenepolder
 dit geldt van dp0 tot dp77 en tot dp82+80m



Profiel dwp 80 Nieuw Dthenepolder



Legenda

- Bestaande situatie
- Gemaakt werk
- Maten in meters, tenzij anders is aangegeven
- Hoogtenoten in meters t.o.v. N.A.P.
- Betonblokken op z'n kant
- Polygoonzuilen
- Betonblokken
- Koperslabblokken
- Basalt
- Hydrablokken
- Bestorting

rijkswaterstaat
 directie zeeeland

afdeling nwl

Project Zeeweringen
 Nieuw Dthenepolder
 Dwersprofiel van dp 80 en dp 83

revisie
 ZL-4568
 perceel

geteekend	N	Samen	aan	15-08-00
ontworpen	W	van der	aan	15-08-00
gecorrigeerd	P	Wijngaert	aan	15-08-00
getekend	dat	02-06-03	W	02-06-03
getekend	dat	02-06-03	W	02-06-03

schaal 1:100
 in 10 oasen, naar nr. 8
 AI ZLINW 2001-1086

Deel 3

Reststerkte van dijk met asfalt op zand

Robert 't Hart

Inhoud

Symbolenlijst	iii
1 Inleiding	1
2 Kader en aanpak van het onderzoek	3
2.1 Sterkte, reststerkte en restlevensduur asfaltbekleding	3
2.2 SBW-reststerkte en het overige asfaltonderzoek	6
2.3 Motivatie reststerkteonderzoek zanddijken met asfaltbekledingen	7
2.4 Aanpak reststerkte zanddijken met asfaltbekledingen	8
3 Literatuur falen dijk met asfaltbekledingen op zand	11
3.1 Laboratoriumonderzoek ontwikkeling schade aan asfaltconstructies	11
3.2 Bureaustudies met betrekking tot het ontwikkelen van schade	14
3.2.1 Dijkdoorbraakprocessen, Delft Cluster	15
3.2.2 Workshop faalkansanalyse	17
3.2.3 Nabeschouwing bureaustudies schadeontwikkeling	18
3.3 Bureaustudies met betrekking tot deelprocessen die in de ontwikkeling van schade een rol spelen	19
3.3.1 Erosie zandondergrond onder invloed van golven door horizontale scheur in asfaltplaat	19
3.3.2 Afbreken van plaatrand bij ondermijning ter plaatse van horizontale openstaande scheur	19
3.3.3 Scheur ten gevolge van golfbelasting in een al gescheurde asfaltbekleding	21
3.4 Inventarisatie stormschades	22
3.5 Conclusies en aanbevelingen literatuurstudie	25
4 Typen asfaltbekledingen en schades	27
4.1 Asfaltbekledingen	27
4.2 Constructie en randvoorwaarden	28
4.3 Schades	29
5 Analyse schadeontwikkeling	33
5.1 Inleiding	33
5.2 Globale gebeurtenissenboom	34
5.3 Verweking	35
5.4 Bezwijken onderste overgangsconstructie als gevolg van afschuiven asfaltbekleding	37
5.5 Bijzondere belastingen	41
5.6 Nabeschouwing analyse schadeontwikkeling	43
6 Nadere beschrijving van de meest waarschijnlijke sequentie van processen in de gebeurtenissenboom	45
6.1 Proces blootstelling aan dagelijkse omstandigheden	45
6.2 Beheer: inspectie en onderhoud	46
6.3 De schadeontwikkeling bij een asfaltbekleding met initiële schade	47
6.4 Lokale erosie ondergrond	48
6.4.1 Start erosieproces	49
6.4.2 Erosieproces voor spleet evenwijdig aan de dijkas	50

6.4.3	Erosieproces voor spleet loodrecht op dijkas (door gradiënten tegen het talud op aangedreven erosieproces)	51
6.4.4	Erosieproces voor gat	52
6.4.5	Vergelijking van verschillende typen schade op grond van erosie	53
6.4.6	Wisselwerking tussen de erosie en de vervormingen van de ondermijnde plaat	55
6.4.7	Afbreken asfaltplaat	56
6.4.8	Erosie van het dijklichaam	58
6.4.9	Conclusies ten aanzien van lokale erosie van de ondergrond	61
6.5	Kwalitatieve inschatting consequenties voor reststerkte bij een alternatieve constructieopbouw	62
6.5.1	Asfalt op mijnsteen	62
6.5.2	Asfalt op klei	63
7	Verkenning mechanismen	65
7.1	Invloed ruwheid scheuren	65
7.2	Vervormen uitkragende plaatrand	66
7.3	Het ritseffect: oplichten plaat onder scheur door golfterugloop.	71
7.4	Afbreken plaatrand boven lange scheur	72
7.5	Schematisatie in verticaal vlak of in 3D	73
8	Vervolgonderzoek Reststerkte van dijk met asfalt op zand	77
8.1	Te kwantificeren deelprocessen	77
8.2	Verificatie met proeven van beschreven deelprocessen	80
8.3	Eindresultaat van reststerkteonderzoek van een zanddijk met asfaltbekleding	82
9	Conclusies en aanbevelingen	85
	Literatuur	89
Bijlage A:	FZK-onderzoek beschadigde asfaltbekleding in het GWK (Hannover 1986)	91
Bijlage B:	Schade Roggeplaat aan de Noordzee-zijde	103

Symbolenlijst

b	breedte openstaande scheur	[m]
C_z	coëfficiënt uit vergelijking voor de zakking	[-]
C_ψ	coëfficiënt uit vergelijking voor de hoekverdraaiing	[-]
d_0	diepte van de ontgrondingskuil	[m]
D	dikte van de asfaltplaat	[m]
D_K	diameter van de ontgrondingskuil	[m]
D_{50}	diameter die door 50% van de korrelverdeling wordt overschreden	[m]
E	elasticiteitsmodulus (effectief) van het asfalt	[N/m ²]
F_z	eigengewicht van elementje van de bekleding	[N/m ¹]
f_w	wrijvingscoëfficiënt tussen asfalt en ondergrond	[-]
H	breedte belasting door golfklap	[m]
H_s	significante golfhoogte	[m]
h	diepte onder de grondwaterstand	[m]
h_s	diepte onder de grondwaterstand waar de scheur in de toplaag zal optreden	[m]
I	buigtraagheidsmoment van het asfalt	[m ⁴ /m ¹]
q	gelijkmatig verdeelde belasting op de asfaltplaat	[N/m ²]
L	lengte	[m]
L_{spleet}	lengte van de scheur voor zover niet-zanddicht	[m]
l	lengte van de uitkraging van de asfaltplaat	[m]
$l_{kritiek}$	lengte van de uitkraging van de asfaltplaat waarbij de plaatrand een bekledingsdikte is gezakt	[m]
M	buigendmoment ter plaatse van de inklemming van de asfaltplaat	[Nm]
n	cotan van de taludhelling	[-]
P	druk	[N/m ²]
q	gelijkmatig verdeelde belasting	[N/m ²]
s	spleetbreedte	[m]
t	tijd	[s]
T	golfperiode	[s]
u_A	verplaatsing in het vlak van de plaat van de bovenrand van uitkragende plaat	[m]
$u_{Akritiek}$	verplaatsing bovenrand van uitkragende plaat waarbij plaatrand een bekledingsdikte is gezakt	[m]
W	weerstandsmoment van de asfaltplaat	[m ³ /m ¹]
z	verplaatsing loodrecht op het vlak van de plaat	[m]
$z_{2\%}$	niveau van de golfoploop ten opzichte van de stilwaterlijn dat door 2% van de golven wordt overschreden	[m]
α	hoek tussen talud en horizontaal	[rad]
ΔL	lengte van elementje van de bekleding	[m]
δ	breedte openstaande scheur	[m]

ρ	soortelijke massa	[kg/m ³]
ρ_{asfalt}	soortelijke massa van asfalt	[kg/m ³]
ρ_{water}	soortelijke massa van water	[kg/m ³]
σ'	grondspanning	[N/m ²]
ψ	hoekverdraaiing van het uiteinde van de uitkragende plaat	[rad]
ϕ	hoek geschematiseerde ontgrondingskuil	[rad]
ν	dwarscontractiecoëfficiënt van het asfalt	[-]

Lijst van begrippen

Begrip	Omschrijving
Belastingduur	De tijdsduur dat een bepaald onderdeel van de dijk belast wordt door golven of stroming.
Bezwijken	Het optreden van ontoelaatbaar grote vervormingen van een constructie zodanig dat de samenhang daarvan verloren gaat.
Bresgroei	Het breder worden van het gat in de dijk als gevolg van het de polder instromende water. Bresgroei begint als de reststerkte is opgebruikt en een initiële bres is ontstaan. Het is een niet te stoppen proces en leidt tot inundatie.
Daglas	Scheiding in de asfaltbekleding waar verschillende dagproducties aan elkaar grenzen, veelal uitgevoerd als liplas.
Dijkdoorbraak	Het moment waarop de kruin zo laag geworden is ten opzichte van de waterstand dat een niet te stoppen proces van bresgroei leidt tot inundatie.
Falen	De dijk faalt als de kruinhoogte door erosie/afslagprocessen is gereduceerd tot de buitenwaterstand. De bekleding faalt als het zandbed wordt blootgesteld aan golven door het verdwijnen van ten minste 1 m ² van de bekleding.
Initiële schade	Zodra de hydraulische belasting zodanige schade heeft veroorzaakt dat er onderhoud nodig is, omdat anders een relatief snel voortgaand proces van degeneratie kan optreden.
Initieel mechanisme	Een fysisch proces dat optreedt als gevolg van de hydraulische belasting, en dat initiële schade tot gevolg heeft.
Minersom	Het effect van herhaalde bewegingen of belastingen van het asfalt wordt uitgedrukt in de minersom. Elke belasting/beweging verhoogt dit getal omgekeerd evenredig met de hoeveelheid belastingen/bewegingen van deze omvang die de constructie maximaal kan weerstaan.
Naad	Het deel van de daglas dwars op het oppervlak van de bekleding, waar twee dagproducties elkaar raken. Dit is een relatief zwakke plek, waar de hechting het soms af laat weten, waardoor een open staande naad ontstaat. Doordat een daglas normaliter als liplas is uitgevoerd, wil dat nog niet zeggen dat de bekleding dan niet meer zanddicht is. Dat is pas het geval als ook de lip doorscheurd en deze scheur open gaat staan: de doorgescheurde naad.
Oversterkte	Het verschil tussen de sterkte volgens de huidige rekenmodellen (met een veiligheidsmarge) en de werkelijk aanwezige sterkte.
Reststerkte	De tijdsduur tussen initiële schade en dijkdoorbraak (initiële bres).
Reststerktecomponent	Een deel van reststerkte van de dijk, die verzorgd wordt door een onderdeel van de dijk. Voorbeelden van reststerktecomponenten zijn de reststerkte van de kleilaag of van de toplaag van gezette steen. De reststerkte van de dijk wordt aangenomen gelijk te zijn aan de som van alle relevante reststerktecomponenten. De reststerkte van een component is

Restveiligheid	in die zin een bijdrage aan de reststerkte van de dijk. De kans op een dijkdoorbraak als het toetscriterium is overschreden.
Ritseffect	Door stromingsdruk die onder het asfalt komt via een scheur, wordt het asfalt losgetrokken van zijn ondergrond (zie paragraaf 6.3).
Schade	Het teruglopen in kwaliteit van de bekleding als gevolg van belastingen. Enerzijds gaat het daarbij om concrete mechanische belastingen wiellasten en golfklappen, maar anderzijds ook om minder evidente belastingen als de invloed van weer en wind. Schade kan zichtbaar worden in de vorm van beschadigingen, bijvoorbeeld als gevolg van rietdoorgroei of scheepsstrandings, maar kan ook optreden in de vorm van het teruggelopen van de materiaalkwaliteit als gevolg van bijvoorbeeld veroudering, wat niet visueel waarneembaar is.
Scheur	Grillig lijnvormige schade aan het asfalt ontstaan door het overschrijden van de treksterkte. Zie ook Spleet.
Spleet	Scheur of naad over de volledige dikte van het asfalt, zodanig dat de bekleding daar niet zanddicht is. De lengte van deze schade bedraagt ten minste vijf maal de dikte van het asfalt ter plaatse van de schade, terwijl in de richting loodrecht daarop de afmeting van schade maximaal $\frac{1}{3}$ van die dikte bedraagt. Alle overige niet-zanddichte schades die over de volledige asfaltdikte doorgaand zijn, worden aangeduid als gaten.
Stormduur	Ten aanzien van waterkeringen langs de kust: de totale duur dat de stormopzet groter is dan nul. Ten aanzien van waterkeringen in het rivierengebied: totale duur dat de windsnelheid groter is dan normaal.
Stuwdruk	Stromingsdruk van het water als gevolg van vermindering van de snelheid of richtingsverandering
Veiligheidsbeschouwing	Een risico-analyse door het inventariseren van mogelijke gebeurtenissen, kansen en gevolgen, en het meewegen van onzekerheden. Dit kan bijvoorbeeld door middel van probabilistische berekeningen en het kwantificeren van de faalkans, maar ook door middel van scenario-analyses. Het kan daarbij ook een afweging inhouden van wat acceptabel is.

1 Inleiding

Waterkeringen in Nederland worden eens per 5 jaar beoordeeld op sterkte. Daarvoor zijn voor de verschillende bezwijk/faalmechanismen toetsregels vastgelegd in het VTV2006 (VenW 2007A). Die regels zijn, gegeven de beschikbare kennis, zodanig opgesteld dat er op een effectieve wijze tot een oordeel wordt gekomen. Daarbij moet vanwege de veiligheid de kans op “ten onrechte goedkeuren” klein zijn, maar moet anderzijds de kans op “ten onrechte afkeuren” ook niet al te groot zijn, omdat dat oordeel tot onnodige kosten voor de reconstructie leidt. Veelal is de toetsing daarom opgedeeld in de eenvoudige toetsing, die met een paar vuistregels of op basis van een aantal constructiekenmerken een grove schifting aanbrengt tussen goed en onvoldoende en een restcategorie die in aanmerking komt voor nader onderzoek. Als tweede stap is er veelal de gedetailleerde toetsing, waarbij op grond van aan de constructie bepaalde parameters wordt gerekend aan de sterkte. Levert dat onvoldoende duidelijkheid op ten aanzien van goed of afkeuren, dan volgt een geavanceerde toetsing, waarvoor specialistische kennis moet worden gemobiliseerd.

Ook voor asfaltbekledingen is sprake van die getrapte toetsing. Op grond van nomogrammen kan voor redelijk nieuwe asfaltbekledingen tot een eenvoudig oordeel worden gekomen. Voor oudere bekledingen moet met een rekenmodel gedetailleerd worden beoordeeld, waartoe eerst de materiaalkwaliteit en bekledingsdikte moeten worden vastgesteld. De gedetailleerde rekenregel gaat uit van de aanname dat de bekleding, afgezien van verminderde materiaalkwaliteit, nog geen schade kent. Dat impliceert echter dat de aanwezige resterende sterkte van de bekleding de benodigde sterkte volgens het rekenmodel moet overtreffen. Dit wordt nader uitgewerkt in de volgende paragraaf. Als de gedetailleerde toetsing geen uitsluitel geeft, is er als laatste stap de geavanceerde toetsing.

Het hier gerapporteerde onderzoek met betrekking tot reststerkte van asfaltbekledingen maakt deel uit van het onderzoek SBW-reststerkte. Dit bestaat uit zeven deelprojecten:

1. reststerkte van dijk met keileemkern
2. reststerkte van dijk met steenzetting en kleilaag
3. reststerkte van dijk met asfalt op zand
4. reststerkte van klei dijk met gras
5. rol van micro-instabiliteit bij reststerkte van dijken met zandkern
6. reststerkte van kruin en binnentalud van gras na schade door golfoverslag
7. communicatietraject en samenvattend verslag

Het eerste deelproject is reeds in 2006/2007 uitgevoerd. Het onderzoek is daarna in november 2008 van start gegaan met een inventarisatiefase voor deelprojecten 2 tot en met 5 en een communicatieplan voor deelproject 7.

De onderhavige rapportage betreft de inventarisatiefase van het deelproject 3.

Voor een gedetailleerd overzicht van de werkzaamheden wordt verwezen naar het projectplan door Klein Breteler (2008).

Het onderzoek met betrekking tot reststerkte van asfaltbekledingen start niet vanaf nul. RWS (programmering Stuurboord) heeft in samenwerking met de STOWA een onderzoeksprogramma op het gebied van beheersmethoden en veiligheidsbeoordeling van asfalt lopen (2007- 2009), waarin ook enige aandacht is besteed aan faalkans en reststerkte.

In paragraaf 2.2 wordt kort ingegaan op de voorgeschiedenis van het in dit plan voorgestelde onderzoek. In paragraaf 2.3 wordt teneinde de effectiviteit van het onderzoek te motiveren, ingegaan op een kosten–baten–afweging.

In paragraaf 2.4 wordt een globale omschrijving gegeven van de aanpak het voorgestelde onderzoek.

Het belang van het onderzoek naar de reststerkte van asfalt volgt onder andere uit de constatering dat asfaltdijken uit uitsluitend zand bestaan, met een vaak relatief dunne laag asfalt erop van 15 à 30 cm dikte. Deze opbouw maakt dat bij schade aan de asfaltbekleding direct erosie van het zand uit de kern gaat optreden. Omdat zand zeer erosiegevoelig is, kan deze constructie vergeleken worden met constructies die bros bezwijken. Zodra de sterkte wordt overschreden, is het goed denkbaar dat snel falen volgt. Men kan zich daarom afvragen of dit type dijken, die relatief goedkoop zijn, voldoende veiligheid bieden.

Verder worden asfaltbekledingen toegepast op de dijken met de grootste golfbelasting, zoals de Westkappelse Zeedijk ($H_s = 4,6$ m), Hondsbossche Zeewering ($H_s = 4,6$ m), Pettemer Zeewering ($H_s = 4,45$ m), Roggeplaat ($H_s = 3,2$ m) en Helderse Zeewering ($H_s = 3,05$ m).

De ENW heeft in 2009 vastgesteld dat er nog geen geaccepteerde toetsmethode is voor asfaltbekledingen met $H_s > 3$ m.

De problematiek van asfalt begint al bij het dagelijks onderhoud en beheer. In de loop der tijd ontstaan er scheuren in asfalt, die op tijd ontdekt en gerepareerd moeten worden. Het huidige onderzoek heeft daarom ook een duidelijke samenhang met het bovengenoemde onderzoek in opdracht van de Stowa en RWS.

De opbouw van dit deel van het rapport is als volgt:

- > Hoofdstuk 2 schetst het kader en geeft de globale aanpak van het onderzoek.
- > In hoofdstuk 3 is een literatuuroverzicht gegeven met betrekking tot de stabiliteit en mogelijke schade. Het betreft enkele grootschalige modelonderzoeken, rapportages van praktijkschades, en enkele bureaustudies. In een van de bureaustudies is een overzicht gegeven van de mogelijke schades die in de loop der jaren kunnen ontstaan als gevolg van veroudering, en hoe die tijdens een extreme storm kunnen uitgroeien totdat bezwijken volgt.
- > In hoofdstuk 4 zijn enkele typen asfaltbekledingen gegeven, en de schades die behandeld worden in de VTV2006.
- > In hoofdstuk 5 wordt nader ingegaan op diverse schadeprocessen. Een van die processen start met een scheur waarna uitspoeling van zand volgt. Anderzijds kan schade ontstaan door verweking van de ondergrond, of afschuiving als gevolg van een onvoldoende ondersteuning bij de overgangsconstructie/teenconstructie.
- > Hoofdstuk 6 focust op het belangrijkste mechanisme, namelijk het ontstaan van scheuren en scheurpatronen, en er wordt nader ingegaan op de fysica tijdens het eroderen van het zand door de scheur.
- > Als er na het ontstaan van scheuren zand is uitgespoeld, gaat het asfalt buigen in de ontstane erosiekuil. Na verloop van tijd zal de plaat asfalt afbreken. Dit proces wordt behandeld in hoofdstuk 7.
- > In hoofdstuk 8 worden de belangrijkste kennisleemtes opgesomd, en wordt aangegeven hoe het vervolgonderzoek kan worden aangepakt.
- > Tenslotte geeft hoofdstuk 9 de conclusies weer.

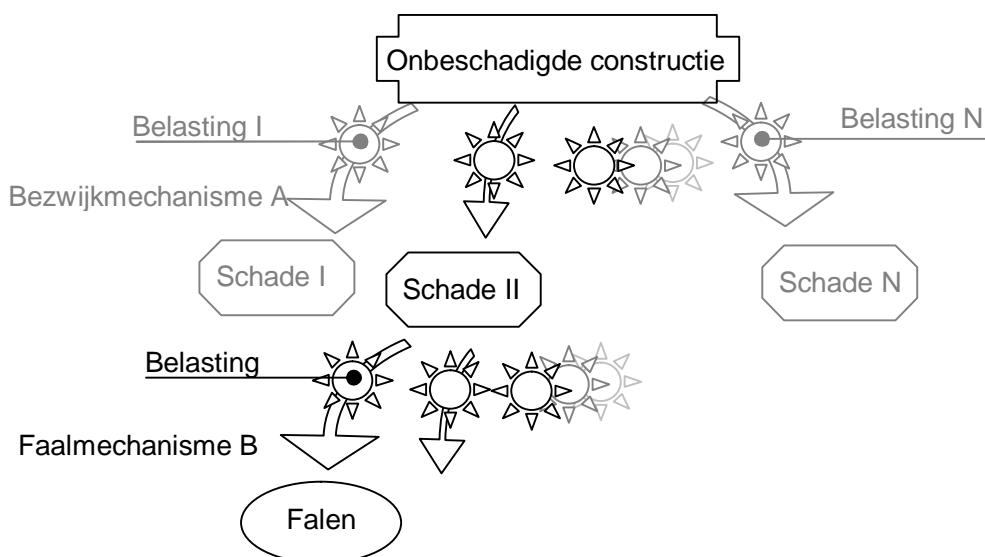
2 Kader en aanpak van het onderzoek

2.1 Sterkte, reststerkte en restlevensduur asfaltbekleding

Het begrip reststerkte kent verschillende definities, waarbij in dit verband wordt uitgegaan van de tijdsduur tussen het ontstaan van de initiële schade en het falen van de dijk. Feitelijk komt dit neer op het complement van de sterkte met betrekking tot initiële schade. Allereerst dient dus de sterkte te worden gedefinieerd.

De sterkte is de weerstand tegen belasting die kan worden geleverd tot het schadecriterium is overschreden. Aangezien er meerdere vormen van belasting mogelijk zijn, zijn er veelal ook meerdere bezwijkmechanismen mogelijk. Als een schadecriterium is overschreden ontstaat er dus schade aan de constructie, de dijk of het betreffende onderdeel van de constructie, in dit geval de asfaltbekleding.

Dat er schade is ontstaan wil echter nog niet zeggen dat de constructie of het betreffende onderdeel ook daadwerkelijk faalt. Pas als de schade dusdanig is dat de constructie of het betreffende onderdeel zijn functie niet meer naar behoren vervult, is er sprake van falen. Alvorens falen optreedt, kan het dus nodig zijn dat verschillende belastingen op de constructie inwerken, waarbij verschillende stadia van proces van toenemende schade worden doorlopen. Het zal afhankelijk zijn van de sterkte ten aanzien van de verschillende schade-, danwel faalmechanismen en van de belastingsvolgorde hoe de constructie zal falen, zie figuur 2.1.



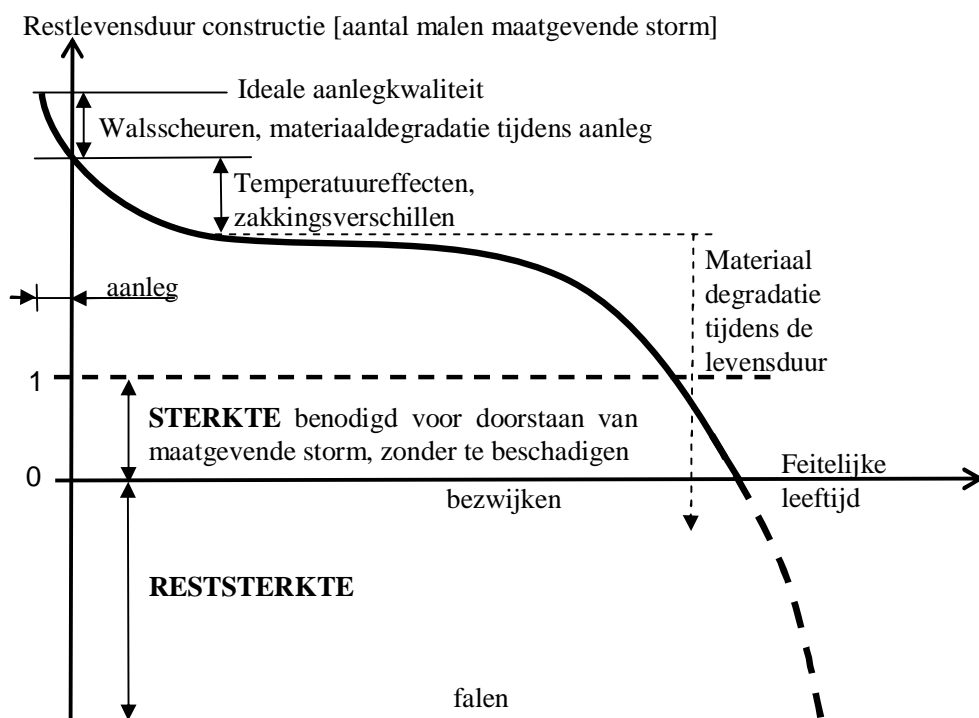
figuur 2.1 Schematische weergave schadeontwikkeling

Een heel gebruikelijke definitie voor de reststerkte van een **bekleding** luidt: de reststerkte is de sterkte die resteert vanaf het moment dat er **schade** ontstaat aan de bekleding volgens het rekenmodel dat de sterkte beschrijft, tot het moment dat de bekleding **faalt**. Voor een asfaltbekleding betreft het belangrijkste sterktemodel de (vermoeiings)sterkte ten gevolge van de golfbelasting tijdens de maatgevende storm. Het sterktemodel berekent de relatieve schade, die elke golfklap op de constructie teweegbrengt. Als de sommatie over alle

belastingen, de Minersom, gelijk wordt aan 1, dan wordt de bekleding verondersteld te gaan scheuren als gevolg van een maatgevende storm.

Het moge duidelijk zijn dat als de asfaltbekleding begint te scheuren als gevolg van golfbelastingen dat de bekleding dan nog niet faalt. Van falen is immers pas sprake als de bekleding de (zand) ondergrond niet meer effectief beschermt tegen erosie. Alvorens het zover is, zal de beginnende scheurvorming uit moeten groeien tot een scheur die volledig door de asfaltlaag heen gaat; zal de scheur open moeten gaan staan en zal er door erosie een zodanige holte onder de bekleding moeten ontstaan dat er een plaat uit de bekleding breekt. Pas als die stadia van schadeontwikkeling zijn doorlopen, faalt de asfaltbekleding: de ondergrond wordt direct blootgesteld aan erosie door golven.

In de praktijk zal een bekleding vele jaren aan weer en wind blootstaan, voordat hij wordt belast met de maatgevende storm, als die storm überhaupt al tijdens de levensduur van de bekleding optreedt. De sterkte van de bekleding is dan al teruggelopen ten opzichte van de ideale kwaliteit bij aanleg, zie figuur 2.2. Merk op dat het hier niet alleen gaat om de sterkte of kwaliteit van het materiaal asfalt, maar om de bekleding als geheel in relatie tot de belasting die moet kunnen worden weerstaan. Deze sterkte wordt daarom aangeduid als restlevensduur met als eenheid het aantal malen dat de ontwerp- of toetsstorm kan worden weerstaan.



figuur 2.2 Principeschets leeftijd en levensduur van een asfaltbekleding

Men kan zich echter afvragen of het sterktecriterium niet slechts een rekenregel is, die eigenlijk niet helemaal aansluit op de praktijk. In de praktijk kan namelijk niet goed worden signaleerd of de bekleding niet al gedeeltelijk van onderaf is doorgescheurd, danwel of de sterkte eigenlijk niet al is overschreden door temperatuureffecten, zettingen of (over)belastingen door onderhoudsvoertuigen. Sterker nog in oudere bekledingen blijken er

soms al scheuren, zonder dat er een maatgevende storm aan te pas is gekomen. Daar waar scheuren niet of niet goed zijn gerepareerd, is in feite dus de sterkte al ruimschoots overschreden voordat er sprake is van (de maatgevende) golfbelasting. De scheur is eventueel zelfs al doorgaand tot aan het oppervlak. In alle gevallen dient dan alleen de resterende sterkte voldoende te zijn om falen van de bekleding te voorkomen. Nu zal zolang scheuren niet open staan/gaan er geen erosie van de ondergrond optreden en dus ook falen uitblijven.

Opgemerkt dient te worden dat in definities van reststerkte vaak veel nadruk wordt gelegd op het feit dat reststerkte wordt uitgedrukt in een tijdsduur: de tijdsduur tussen het ontstaan van initiële schade en het falen van de dijk. Daarbij wordt er aan voorbij gegaan dat dit ook voor de meest actuele sterktemodellen voor bekledingen niet anders is. Voor een asfaltbekleding geldt dat als voor de Minersom de waarde 2,0 wordt bepaald, dat dan na $\frac{1}{2}$ maal de stormduur het sterktecriterium wordt overschreden. In figuur 2.2 is de verticale as dan ook als een tijdas opgegeven, die het aantal malen aangeeft dat de maatgevende storm kan worden doorstaan. Dagelijkse omstandigheden zullen de kwaliteit van de bekleding terug doen lopen, maar voor het falen van de constructie zal uiteindelijk toch een stormbelasting bepalend zijn.

Voor alle bekledingen op het buitentalud is er eigenlijk al sprake van het optreden van enige (interne) schade voordat de toplaag als bezweken wordt beschouwd. Bij een grasmat slijten bovengrondse delen van de vegetatie weg en begint de wortelzone te eroderen alvorens de grasmat als bezweken wordt beschouwd. Bij een asfaltbekleding brengt elke golfklap wat vermoeiingsschade aan, pas na de laatste golfklap, waarbij het vermoeiingscriterium wordt overschreden, zal de bekleding beginnen te scheuren. Ook steenzettingen blijken bij langdurige belasting een beperktere golfaanval te kunnen weerstaan dan bij een kortdurende belasting. Ook dit duidt op een geleidelijke opbouw van interne schade die uiteindelijk tot toplaaginstabiliteit leidt. Voor alle bekledingen kan dus ook de sterkte worden uitgedrukt in een tijd. Het gaat dan om de tijdsduur gedurende welke de maatgevende belasting kan worden weerstaan voordat het sterktecriterium wordt overschreden. Voor geringe golfbelastingen in vergelijking met de sterkte kan die tijdsduur uiteraard naar oneindig gaan.

De reststerkte van een asfaltbekleding wordt binnen dit onderzoek opgevat als de sterkte die resteert nadat schade aan de bekleding is opgetreden. Omdat een scheur volgens de huidige richtlijnen acceptabel kan zijn zolang hij maar zanddicht is, dient de reststerkte groter te zijn dan de sterkte volgens ons huidige rekenmodel, wat veronderstelt dat de bekleding nog niet is gescheurd.

Als de bekleding faalt, dan wordt de reststerkte van het resterende dijklichaam aangesproken. De reststerkte van het resterende dijklichaam is de tijdsduur tussen het falen van de bekleding en het falen van de dijk. Tussen het moment van bezwijken en falen van de bekleding zal lokaal al enige erosie van het dijklichaam optreden, deze is echter dusdanig beperkt dat deze op het totaal van de reststerkte van het dijklichaam kan worden verwaarloosd.

De reststerkte van een dijk met asfaltbekleding op zand kan zodoende worden bepaald door sommatie van de reststerkte van de bekleding en de reststerkte van het zandlichaam (boven de nog aanwezige bekleding).

2.2 SBW-reststerkte en het overige asfaltonderzoek

Het SBW-reststerkte-onderzoek-asfaltbekledingen past binnen een groter geheel van onderzoek naar asfaltbekledingen, waarbij in de laatste jaren vooral aandacht is voor beheer en onderhoud. Het toetsen maakt daar onderdeel van uit, maar meer specifieke onderwerpen betreffen inspectiemethoden (visueel en niet-destructief signaleren van zwakke plekken), materiaalonderzoek (bepaling breuksterkte in combinatie met vermoeiingseigenschappen) en de berekeningswijze (implementatie breuksterkte in GOLFKLAP).

Als onderdeel van de faalkansanalyse is een gebeurtenissenboom opgesteld waarin reststerkte niet expliciet is benoemd, maar door de vervolgschades te benoemen, is de reststerkte wel degelijk mede beschreven door 't Hart (2008A). Maar er is ook, ten behoeve van het kwantificeren van de faalkans dan wel de normstelling bij het toetsen, in een drietal deelonderzoeken al enige aandacht besteed aan specifiek de reststerkte.

Zo is in een eerste verkenning getracht af te schatten wat het belang is voor de reststerkte van de doorgroei van de scheuraanzet vanaf de onderzijde van de asfaltlaag naar het oppervlak bij een belasting door golfklappen. Deze scheurdoorgroefase lijkt volgens de voorlopige conclusie door Van de Ven (2008) zeer lang in vergelijking met een stormduur, zodat geconcludeerd mag worden dat het zeer onwaarschijnlijk is golfklapbelasting leidt tot doorgaande scheuren.

Het tweede deelonderzoek betreffende reststerkte is een literatuurscan die is uitgevoerd door Wolters (2008) met betrekking tot de uitspoeling van granulair materiaal door spleten en scheuren in de toplaag. Daarbij zijn geen aanvullende nieuwe zaken gevonden in vergelijking met het onderzoek van ca. 15 jaar geleden.

Als derde en voorlopig laatste deelonderzoek: in een bureaustudie door 't Hart (2008C) is nagegaan of incidentele scheuren/naden die om de een of andere reden al in de bekleding aanwezig zijn de sterkte van de bekleding negatief beïnvloeden.

Naast deze deelstudies loopt parallel aan de inventarisatiefase van dit reststerkteonderzoek een inventarisatie van schadegevallen door Weijers (2009). De resultaten hiervan zijn ook opgenomen in deze inventarisatiefase.

Als afsluiting van een grootschalig modelonderzoek naar de rekken en verplaatsingen als gevolg van golfklappen op een asfalttalud, is in 1991 in de Deltagoot ook een kijkproef uitgevoerd met betrekking tot reststerkte. Die proef is gerapporteerd door Derks (1992). Met een betonzag zijn kunstmatig verschillende beschadigingen aangebracht en die bekleding is onderworpen aan zware golfaanval.

In vervolg op deze proeven zijn in de 5 jaren daarna enige rudimentaire rekenmodellen ontwikkeld die zijn beschreven door Stoutjesdijk (1993), Van der Weide et al (1995) en Meijers (1995). Die rekenmodellen hebben toen, door gebrek aan voldoende onderbouwende metingen niet geleid tot een bruikbare beschrijving van de reststerkte.

Geconstateerd mag worden dat er inmiddels al enige fundamenten zijn gelegd voor het reststerkteonderzoek met betrekking tot asfaltbekledingen, waarop kan worden voortgebouwd. In hoofdstuk 3 wordt iets dieper op de belangrijkste literatuur ingegaan.

2.3 Motivatie reststerkteonderzoek zanddijken met asfaltbekledingen

Voor het onder SBW vallende reststerkteonderzoek komen drie typen motivatie in aanmerking: het terugbrengen van de categorie “geen oordeel” en het terugbrengen van de categorie “ten onrechte afgekeurd” en het terugbrengen van de categorie “ten onrechte goedgekeurd”.

Uitgaande van de huidige VTV-tekst voor asfaltbekledingen kan “geen oordeel” eigenlijk slechts voortkomen uit gebrek aan randvoorwaarden of het nog niet volledig doorlopen hebben van een geavanceerde toetsing. Dat laatste geval, problemen met de geavanceerde toetsing, vereist echter niet zozeer reststerkteonderzoek alswel verbeteringen van de inspectietechnieken in combinatie met gericht materiaalonderzoek.

De motivatie van het onderzoek vanuit het terugbrengen van de categorie “ten onrechte afgekeurd” kan vrij eenvoudig worden vertaald naar een kosten–baten–afweging. Het idee daarachter is dat “ten onrechte afkeuren” van bekledingen de levensduur bekort en dat kost geld voor reconstructie van de bekleding.

Anderzijds kan het zijn dat nu ten onrechte asfaltbekledingen worden goedgekeurd, terwijl er al scheuren aanwezig zijn. Het feit dat deze scheuren thans geaccepteerd worden, wil niet zeggen dat men weet dat de reststerkte voldoende is. Het is goed denkbaar dat de reststerkte niet voldoende is. Dat is uiteraard een hoogst ongewenste situatie, zodat het kwantificeren van de reststerkte van gescheurde bekledingen uit dien hoofde ook wenselijk is.

Als de reststerkte kan worden gekwantificeerd, dan is het de verwachting dat een bekleding langer als betrouwbaar kan worden aangemerkt, zodat in feite een verlenging van de effectieve levensduur van de bekleding wordt verkregen. Dit vertaalt zich in geld en materiaalbesparing.

De baten worden zichtbaar gemaakt met een berekening op basis van het huidige prijspeil uitgaande van vervangingskosten.

Voor deze berekening is uitgegaan van de volgende basisgegevens:

- 600 km¹ dijk waar asfalt voorkomt;
- 4 m is het gemiddelde hoogteverschil waarover de asfaltbekleding voorkomt;
- 3,5 is de gemiddelde cotan van de taludhelling van de betreffende dijken;
- 70 €/m² zijn de gemiddelde kosten voor vervanging van een asfaltbekleding;
- 40 jaar werkelijke gemiddelde veilige levensduur van Waterbouwasfaltbeton;
- 10 jaar gemiddeld eerder ten onrechte aftoetsen door onvoldoende rekening te houden met reststerkte, dus de effectieve gemiddelde levensduur is 30 jaar.

Het totale areaal aan asfaltbekledingen betreft uitgaande van deze basisgegevens $8,7 \cdot 10^6$ m² wat een totale vervangingswaarde van 610 M€ oplevert. Gemiddeld zullen de jaarlijkse vervangingskosten dus 20 M€ bedragen. Als er nooit sprake is van “ten onrechte afkeuren” bedragen de gemiddelde jaarlijkse vervangingskosten 15 M€.

Dat betekent dat idealiter er gemiddeld een jaarlijkse besparing op vervangingskosten mogelijk is van 5 M€.

De bovenstaande berekening pretendeert een 100% slaagkans van het onderzoek wat alle onzekerheidsmarges in de reststerkte wegneemt. Nu is het niet realistisch te veronderstellen dat alle “ten onrechte afkeuren” kan worden voorkomen door nieuwe kennisontwikkeling. Een halvering door onderzoek van de “10 jaar eerder ten onrechte afkeuren” naar 5 jaar lijkt realistisch. De jaarlijkse besparing op gemiddelde vervangingskosten is in dat geval 2,5 M€.

Oudere asfaltbekledingen vergen relatief meer onderhoudskosten dan nieuwe bekledingen. Een verlenging van de gebruiksduur van de bekleding leidt daarmee ook tot iets hogere gemiddelde onderhoudskosten, waardoor de winst iets minder wordt dan bovenstaande berekening suggereert.

De leeftijdsopbouw van het huidige areaal aan asfaltbekledingen is voor zover bekend niet evenwichtig, het merendeel van de bekledingen is aangelegd in de periode 1960-1980: relatief veel oudere bekledingen. In de komende 15 jaar zullen dus relatief veel bekledingen aan vervanging toe zijn, wat het belang van het onderzoek weer groter maakt.

Zolang de totale kosten van het onderzoek binnen de jaarlijkse besparing op de gemiddelde vervangingskosten liggen, is het onderzoek waarvan de slaagkans reëel is, zeker lonend. De kosten van het onderzoek zijn immers een eenmalige post terwijl de baten jaarlijks terugkeren.

2.4 Aanpak reststerkte zanddijken met asfaltbekledingen

De waterbouw is een redelijk empirische discipline waar het niet ongebruikelijk is om een parameterstudie uit te voeren door een groot aantal (schaal)proeven te doen en deze te fitten.

Om de reststerkte van asfaltbekledingen te bepalen, is deze aanpak minder geschikt omdat een groot aantal parameters van belang is, het probleem met al zijn aspecten niet goed te verschalen is en ook de tijdsduur een parameter is, waardoor een enkele proef al lang duurt. Dat betekent dat voor een parameterstudie veel grootschalige proeven met duur in de orde van de stormduur nodig zijn, hetgeen uitermate kostbaar is.

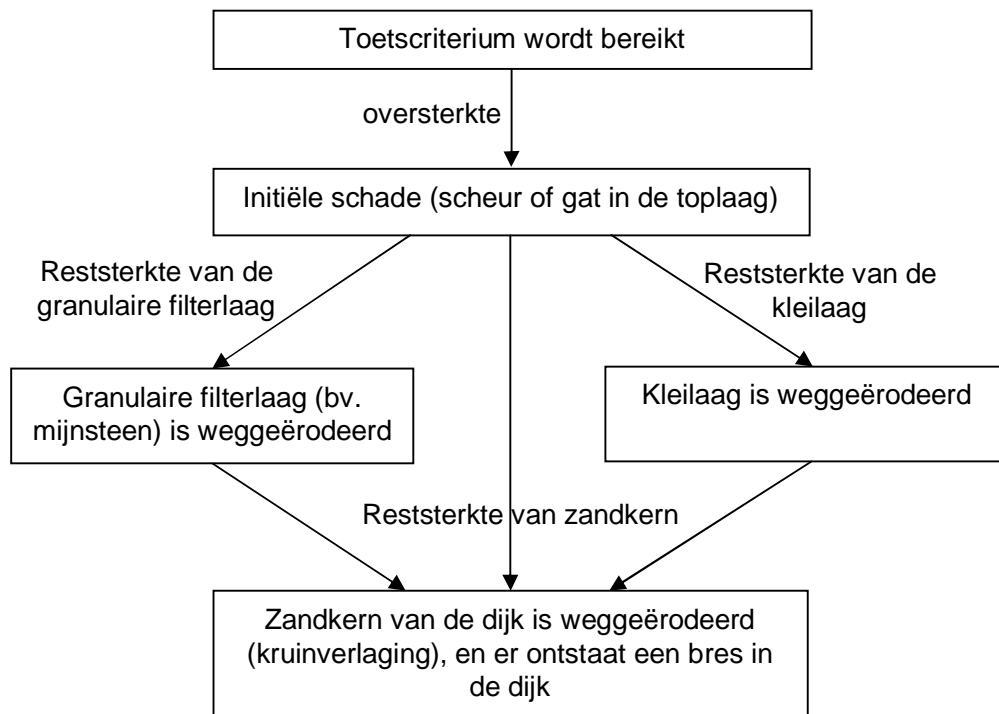
Daarom wordt het bezwijkgedrag geanalyseerd en uiteengerafeld in deelprocessen die stuk voor stuk kunnen worden gekwantificeerd. Risico bij deze aanpak is dat één of meer van de deelprocessen over het hoofd worden gezien die wel maatgevend zijn. Daarom moeten zoveel mogelijk praktijkschades worden geanalyseerd en zal op zijn minst een enkele representatieve grootschalige proef moeten worden uitgevoerd om verrassingen vanwege modelonvolkomenheden voor de belangrijkste praktijksituaties uit te sluiten.

Niet alleen de deelprocessen betreffende de schadegroei in de asfalttoplaag moeten nader onderzocht worden, maar ook de erosie van de rest van de dijk. Alleen dan ontstaat een kwantitatief beeld van het hele traject van initiële schade (scheur of gat in het asfalt) tot aan het ontstaan van een bres in de dijk. Hierbij zijn een aantal reststerktecomponenten te onderscheiden, zoals weergegeven in figuur 2.3.

In deze inventarisatiefase is in de literatuur nagegaan welke kennis al aanwezig is, welke (deel)mechanismen in de praktijk en modelproeven zijn geconstateerd. Dit is beschreven in hoofdstuk 3. In Hoofdstuk 4 wordt de constructie en de mogelijke initiële beschadigingen beschreven waar dit reststerkteonderzoek zich op richt. De gebeurtenissenboom is geanalyseerd in hoofdstuk 5 en de relevante deelprocessen zijn geïdentificeerd en omschreven in hoofdstuk 6. In hoofdstuk 7 is een aantal deelmechanismen uitgewerkt teneinde te bepalen in hoeverre zij relevant zijn. Hoofdstuk 8 gaat in op onderwerpen die in de volgende fase van dit SBW-onderzoek aan de orde zouden kunnen komen.

De conclusies en aanbeveling uit deze inventarisatiefase staan verwoord in hoofdstuk 9.

De reststerkte van de kleilaag wordt behandeld een deel 6 van deze rapportage, en die van de zandkern in deel 7.



figuur 2.3

Stadia vanaf het overschrijden van het toetscriterium tot aan het ontstaan van een bres in de dijk, en de reststerktecomponenten (meestal is er geen granulaire filterlaag of kleilaag)

3 Literatuur falen dijk met asfaltbekledingen op zand

Ten aanzien van het falen van een dijk met asfaltbekledingen op zand blijken er een aantal bronnen te zijn:

1. Grootschalig laboratoriumonderzoek, al dan niet gerapporteerd.
2. Bureaustudies betreffende het ontwikkelen van schade, uiteindelijk resulterend in falen van de bekleding;
3. Bureaustudies betreffende deelprocessen die in de ontwikkeling van schade aan de bekleding een rol spelen.
4. Inventarisaties van in de praktijk opgetreden beschadigingen.

Onder punt 1 is bewust ook verwezen naar niet schriftelijk gerapporteerde schadeproeven, omdat een interessante case bekend is die nooit (goed) gerapporteerd is. Het grootschalig laboratoriumonderzoek is in dit overzicht voorop gezet, omdat het niet zozeer onderzoek is geweest ter verificatie van theorie, maar het zijn meer kijkproeven geweest, waarbij inzicht is verkregen in mogelijke schadevormen. In de bureaustudies is op die mechanismen vervolgens dieper ingegaan. In de volgende paragrafen wordt achtereenvolgens op de aanwezige literatuur ingegaan. Voor het literatuuroverzicht met betrekking tot de reststerkte van de zandkern wordt verwezen naar deel 7 van deze rapportage.

3.1 Laboratoriumonderzoek ontwikkeling schade aan asfaltconstructies

Voor zover bekend zijn een tweetal laboratoriumonderzoeken uitgevoerd waarbij een beschadigde asfaltbekleding is onderworpen aan forse golfbelastingen. Het betreft de beproeving van een asfaltbekleding in het Grosse Wellen Kanal (GWK) in 1986, en in 1991 een asfaltbekleding in de Deltagoot beschreven door Derks (1992). Daarnaast is in 1997 een Basaltonzetting op een onderlaag van zandasfalt onderzocht, daarbij is doorgegolfd tot er een significant deel van het zandbed bloot lag. Dit onderzoek is gerapporteerd door Klein Breteler (2000).

Alle onderzoeken hadden als primair doel een ander dan het onderzoeken van de reststerkte, maar omdat de bekleding toch ter beschikking stond, is de reststerkte van het (zand)asfalt ook nog onderzocht. Bij het onderzoek in het GWK, beschreven door Wehner (1987), ging het primair om het bestuderen van de doordringing van golfklappen in de ondergrond. Door perforaties van de asfaltlaag konden die golfklappen wellicht nog op een wat andere manier in de ondergrond doordringen. Bij het onderzoek in de Deltagoot in 1991 ging het primair om de sterkte en vervormingen van de asfalttoplaag. Als extra om inzicht te verkrijgen in schademechanismen is na afloop van het reguliere proevenprogramma een kijkproef uitgevoerd op de ingezaagde bekleding. Het doel van het betreffende Deltagootonderzoek in 1997 was het bepalen van de sterkte van mogelijke reconstructie-varianten.

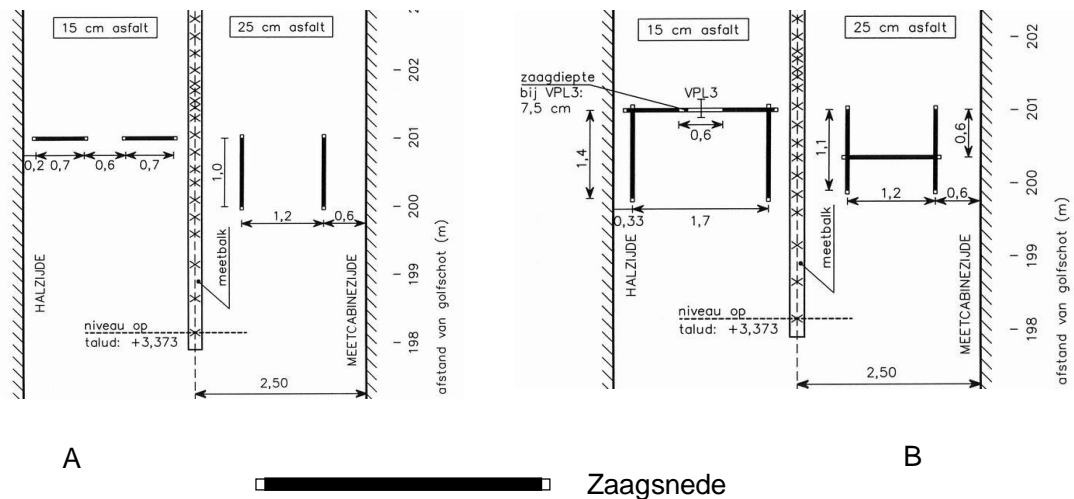
De proef met betrekking tot de beschadigde bekleding in het GWK is nooit gerapporteerd als onderzoek naar reststerkte, dat paste niet binnen de onderzoeksdoelstelling. Op verzoek om inlichtingen betreffende deze proef is een groot aantal foto's van deze proeven beschikbaar gekomen. Op grond van dit beeldmateriaal en een aantal verslagen van besprekingen tussen onderzoekers uit Hannover en uit Nederland is een zo goed mogelijke beschrijving van deze proef gemaakt die is opgenomen in bijlage 1. Die kan mogelijk in de vervolgfase worden gebruikt als case om een erosiemodel te ijken.

De kunstmatige schade in deze proef bestond aanvankelijk uit een perforatie met drie rijen gaten $\varnothing 2,5$ cm. Later zijn ook op verschillende hoogten gaten in de vorm van boorkernen $\varnothing 20$ cm aangebracht. Uiteindelijk is de bekleding zwaar ondermijnd, maar niet bezweken door de golfbelasting. De bekleding is pas ingestort na afloop van de proef, zie figuur 3.1.



figuur 3.1 Ingestorte asfaltbekleding in GWK, Hannover

De schade bij de proef uitgevoerd in de Deltagoot (Derks 1992) is ook in verschillende stappen aangebracht (zie figuur 3.2), maar bij dit onderzoek is gekozen voor simulatie van scheuren in de vorm van zaagsneden. Inzagen tot de halve bekledingsdikte (A) heeft geen uitbreiding van schade, te weten doorscheuren, te zien gegeven. Bij de volgende stap is het patroon van de zaagsneden hetzelfde (A), maar door de volledige toplaag gezaagd. Bij een beperkte golfbelasting ($H_s = 0,76$ m, $T_p = 2.98$ s) bleek dit niet tot erosie van het zandbed te leiden. Bij de maximaal haalbare golfbelasting ($H_s = 1,49$ m, $T_p = 8.65$ s) bleek wel enige erosie op te treden, maar er was sprake van een stabilisatie van deze erosie door geometrische niet-lineariteit. Voor een principe-schets daarvan wordt verwezen naar paragraaf 7.2, figuur 7.2.

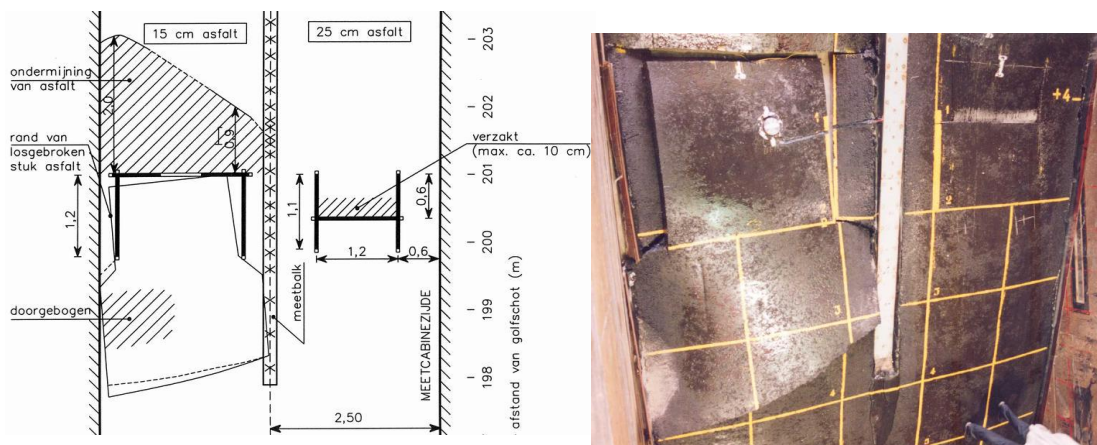


figuur 3.2 Kunstmatige schade, namelijk zaagsneden, aangebracht in twee stadia, A en B.

Ten slotte is schade aangebracht in de vorm van loodrecht op elkaar staande zaagsneden, waarbij ook de oorspronkelijke dicht gezakte zaagsneden weer zijn open gezaagd, zie figuur 3.2, B. Daarna is nogmaals 1,25 uur gegolfd ($H_s = 1,49$ m, $T_p = 8,65$ s). Daarbij bleek het erosieproces beduidend sneller te verlopen waardoor er boven de horizontale zaagsnede een significante verzakking van het talud is opgetreden, zodanig dat bij golfterugtrekking de run-down mogelijk onder de plaat onder de horizontale zaagsnede kon schieten. Uiteindelijk is een plaat met een totale lengte van ca. 3 meter losgescheurd, zie figuur 3.3 en figuur 3.4.



figuur 3.3 Schade na afbreken asfaltschol. De waterstand is verlaagd, zodat schade zichtbaar is.



figuur 3.4 Schade na afbreken asfaltschol: tekening en foto na schoonspuiten talud (bovenaanzicht)

De proef in 1997 betrof een Basaltonzetting op een onderlaag van zandasfalt 10 cm dik. Nadat schade aan de toplaag is opgetreden is doorgegolfd op de restanten van de zetting. De zandasfaltlaag is uiteindelijk bezweken door uitspoeling van zand bij een kabeldoorvoer. Uit eigen waarneming is gebleken dat, nadat een beperkte beschadiging was ontstaan (gat ca. 0,5 x 0,5 m²) deze na een 5-tal golven zich ontwikkelde tot een schade van enkele m². Deze brosse bekleding brak daarbij in relatief kleine stukken, zoals blijkt uit figuur 3.5.



figuur 3.5 Schade aan zandasfaltonderlaag, links aanzicht vanaf ondertalud (voor het schoonspuiten) en rechts bovenaanzicht (na schoonspuiten)

3.2 Bureaustudies met betrekking tot het ontwikkelen van schade

In de loop der jaren zijn diverse pogingen ondernomen om te komen tot een beschrijving van de ontwikkeling van schade in een asfaltbekleding, die uiteindelijk resulteert in het falen van de dijkbekleding, gevolgd door erosie van de ondergrond en uiteindelijk het falen van de waterkering. Diverse van deze studies hadden overigens als eindpunt het falen van de bekleding. De schadeontwikkeling wordt meestal gevat in een gebeurtenissen- of foutenboom. Om op basis van zo een gebeurtenissenboom tot een faalkans te komen, moeten overgangskansen worden toegekend aan de overgang van het ene stadium naar een volgend stadium. Door de rekenregels van de logica toe te passen kan uit die kansen

uiteindelijk een faalkans voor de asfaltbekleding of de waterkering worden berekend, gegeven een beginsituatie en een (maatgevende) stormbelasting.

In het verleden is vanuit diverse fora een dergelijke exercitie uitgevoerd:

- > TAW-A4, Werkgroep asfaltbekledingen (Oranjewoud 1996)
- > Delft Cluster onderzoek (Calle 2002)
- > Workshop faalkansanalyse ('t Hart 2008B)

TAW-A4 is niet veel verder gegaan dan het opstellen van een gebeurtenissenboom. Gezien de latere ontwikkelingen is behandeling daarvan niet zinvol.

In het kader van het Delft Cluster onderzoek is een gedetailleerde gebeurtenissenboom beschreven en zijn ook overgangskansen geschat. Bij de beschrijving van de schadeontwikkeling wordt uitgesloten dat er initieel al schade aanwezig is "als gevolg van achterstallig onderhoud".

De beschrijving samengesteld in de Workshop faalkansanalyse is nog iets completer dan die van het Delft cluster onderzoek. Ook bij die gebeurtenissenboom zijn overgangskansen geschat door een forum van deskundigen. De resultaten van deze twee onderzoeken wordt in de volgende twee paragrafen samengevat.

Hierbij moet in gedachten gehouden worden dat het belangrijkste proces van schade ontstaat met het ontstaan van een scheur in het asfalt. De scheur kan in de loop der jaren ontstaan door veroudering, of door golfklappen tijdens een zeer zware storm. De golfklappen treden alleen op in de zone vlak onder de waterstand van de betreffende storm.

Vervolgens gaat een proces van uitspoeling van zand starten. Hierbij maakt het niet uit of de scheur ontstaan is door veroudering of door golfklappen. In het eerste geval kan de scheur ook in de golfoploopzone zitten. Het uitspoelen is vooral alarmerend als dit optreedt tijdens een storm met behoorlijke golfbelasting. Het proces gaat dan relatief snel en in dat geval is ingrijpen door de beheerder ook moeilijker dan wanneer de erosie in de loop van vele maanden door neerslag gebeurt.

Als het uitspoelen van zand tot een behoorlijke ondermijning heeft geleid, zou de golfbelasting (golfklappen of golfneerloop) kunnen leiden tot het afbreken van asfaltschollen.

Uiteindelijk kunnen deze asfaltschollen door de golven worden weggevoerd waarna erosie van de dijkkern aanvangt.

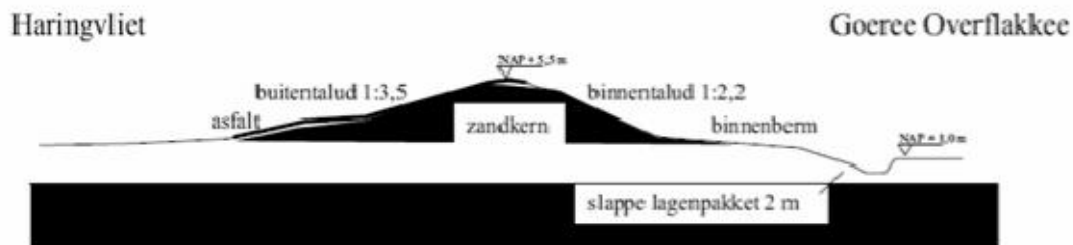
3.2.1 Dijkdoorbraakprocessen, Delft Cluster

Calle (2002) maakt voor de beschouwing van de reststerkte onderscheid in dijktypen. Voor wat betreft dijken met asfaltbekledingen worden er twee watersystemen genoemd waar ze voorkomen: het benedenrivierengebied, zie figuur 3.6 en de (wadden)kust, zie figuur 3.7. De dijken met een asfaltbekleding in het benedenrivierengebied betreffen de oude zeedijken van voor de sluiting van de zeearmen in de zuidwestelijke delta van Nederland.

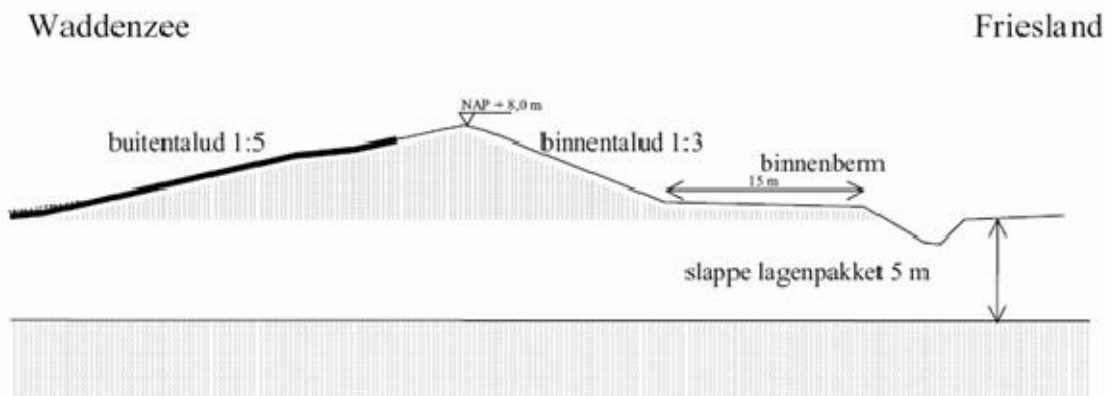
In grote lijnen betreft het zanddijken met een buitentalud van 1:3,5 tot 1:6, meestal met een buitenberm. Het binnentalud is veel steiler, waarden van 1:2,2 tot 1:3 zijn in gepresenteerde profielen opgenomen.

Ten aanzien van *afschuiven buitentalud* en *buitenwaartse stabiliteit* onder invloed van toegenomen waterspanningen wordt verondersteld dat die slechts optreden onder omstandigheden waarbij niet direct gevaar is voor overstromingen van het achterland. De instabiliteit treedt immers op bij daling van de buitenwaterstand. Aangenomen is dat de kans op een tweede hoogwatergolf nadat de eerste hoogwatergolf is opgetreden zodanig klein is dat de overgangskans tussen het primair bezwijken en een dijkdoorbraak verwaarloosbaar klein is. Gezien de mechanismebeschrijving die erop volgt gaat het hier eigenlijk alleen over

afschuivingen met een wat dieper gelegen glijvlak en niet over het afschuiven van de bekleding.



figuur 3.6 Dijk benedenrivierengebied uit Calle (2002)



figuur 3.7 Zeedijk uit Calle (2002)

Bij de behandeling van de erosie van het buitentalud wordt voor asfaltbekledingen uitgegaan van de meest voorkomende situatie, waarbij de bekleding boven de tijzone ligt, waardoor afschuiving van dit type bekleding buiten beschouwing kan blijven.

In de mechanismebeschrijving voor het schadeverloop bij initiële schade hoog op het buitentalud, zie figuur 3.8, onderscheidt Calle de volgende stappen:

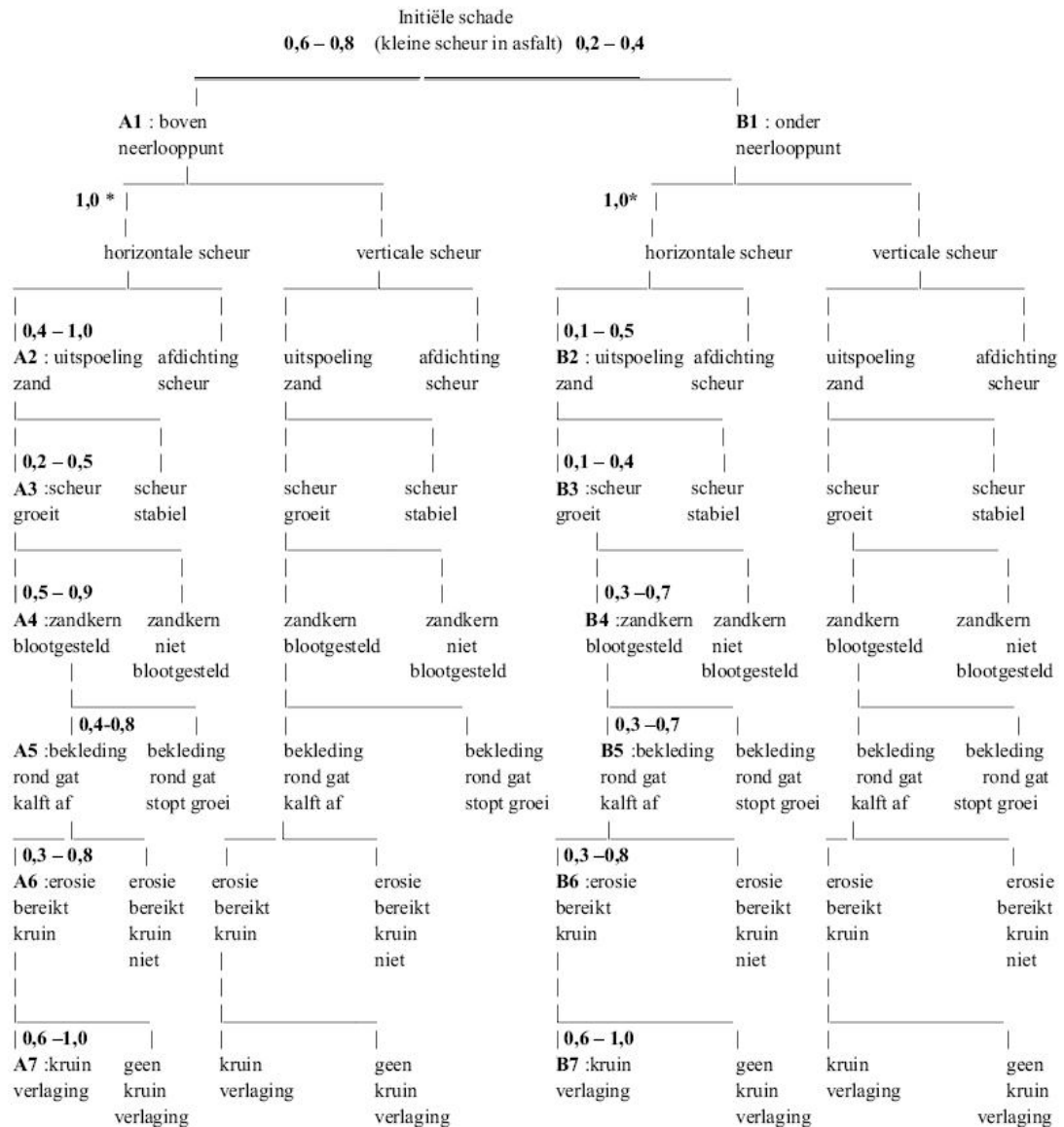
- 1 initiële schade (scheurtje door de gehele dikte van het asfaltpakket heen);
- 2 erosie zand door de scheur;
- 3 vervorming asfalt en scheurgroei;
- 4 asfalt wordt lokaal opgelicht;
- 5 asfaltbekleding faalt: erosie zandkern door golfaanval tot aan de kruin;
- 6 erosie zandkern verlaagt de kruin tot aan de buitenwaterstand;
- 7 initiële bres: falen dijk.

Op grond van de geschatte overgangskansen wordt de reststerkte faalkans voor deze gebeurtenissenboom geschat in de range van 0,0018 – 0,25.

Expliciet worden als kennisleemten voor de reststerkte van asfalt op zand benoemd:

- > De scheurgroei als functie van de ondermijning van de asfaltbekleding, omdat hiervoor geen modellering bekend is;
- > De gatgroei na het bloot komen van de zandkern: ofwel het gat groeit snel doordat de rond het gat liggende asfaltbekleding snel wordt ondermijnd en afbrokkelt, ofwel de gatgroei

remt of stopt omdat door de ondermijning van de rond om het gat liggende asfaltbekleding deze als een deken over het gat gaat liggen.
 Op het eerste punt wordt in paragraaf 7.5 teruggekomen. In paragraaf 6.4.8 wordt een mechanisatiebeschrijving gegeven van het tweede punt.



figuur 3.8 Gebeurtenissenboom voor asfaltbekleding op zandkern bij initiële schade hoog op het talud, met overgangskansen volgens Calle (2002)

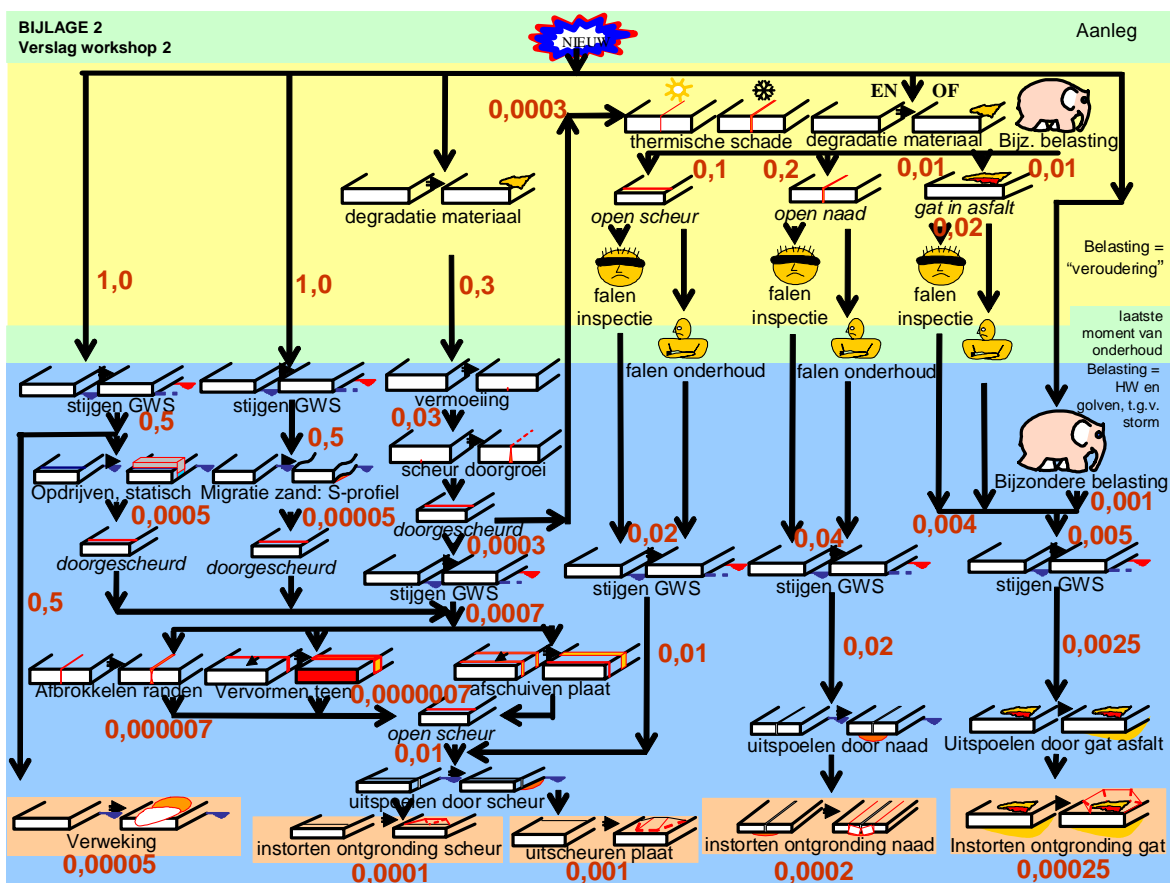
3.2.2 Workshop faalkansanalyse

In 2007 en 2008 is in twee bijeenkomsten met deskundigen op het gebied van asfaltbekledingen de degradatie van een bekleding van waterbouwasfalt op zand beschreven tot aan het moment van falen van deze bekleding. Dit is gerapporteerd door 't Hart (2008B). Dit heeft geleid tot een zeer gedetailleerde gebeurtenissenboom. Door de processen in deze boom ook van een schatting van (overgangs)kansen te voorzien, kon uiteindelijk grofweg de kans op falen gegeven de maatgevende storm worden bepaald ($2 \cdot 10^{-3}$), zie figuur 3.9. Aan de

absolute waarde van de aldus bepaalde faalkans kan niet al te veel waarde worden toegekend, maar de verhouding van de bijdrage van de verschillende takken aan de totale faalkans is wel een interessant gegeven.

Dat leidt tot de belangrijke conclusie dat de staat van onderhoud bij aanvang van de storm (het stormseizoen) bepalend is voor de faalkans. Schades die bij aanvang van de storm aanwezig zijn, zijn veelal het gevolg van andere belastingen dan golfbelastingen.

Het ontstaan van een eerste scheur in de asfaltbekleding als gevolg van golfbelastingen is niet als relevant voor de faalkans naar voren gekomen. Doorscheuren als gevolg van wateroverdrukken tijdens de storm is als meest waarschijnlijke mechanisme aangemerkt voor de bekleding zonder initiële schade. Maar ook aan die tak zijn kleinere kansen toegekend dan aan de takken waarbij initiële schade bij het begin van de storm aanwezig is.



figuur 3.9 Gebeurtenissenboom voor asfaltbekleding op zand met per niveau de kansen van optreden gegeven een maatgevende storm ('t Hart 2008B)

3.2.3 Nabeschooving bureaustudies schadeontwikkeling

Opmerkelijk is dat Calle (2002) veronderstelt dat de initiële schade het gevolg is van golfklappen en de rapportage suggereert dat na het optreden van een scheur er direct sprake is van de mogelijkheid van erosie. Kennelijk wordt verondersteld dat een scheur die door golfklappen wordt veroorzaakt, direct gaat openstaan. Dit is in lijnrechte tegenspraak met de resultaten van de workshops vastgelegd door 't Hart (2008B).

Gezien het feit dat het recentste werk gebaseerd is op het oordeel van een breed forum van asfaltdeskundigen, wordt dit werk in geval van tegenspraak als leidend aangehouden.

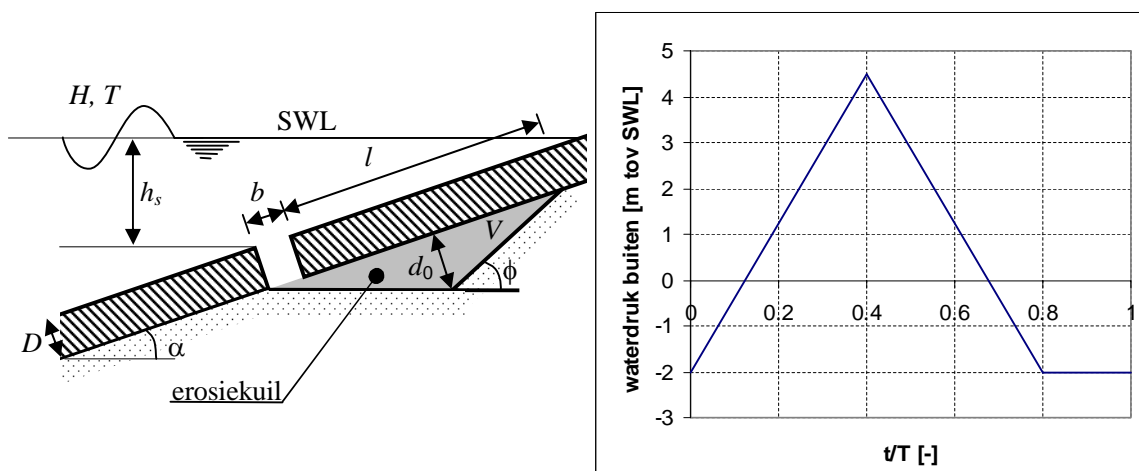
3.3 Bureaustudies met betrekking tot deelprocessen die in de ontwikkeling van schade een rol spelen

In de bureaustudies met betrekking tot het ontwikkelen van schade aan asfaltbekledingen waarin diverse deelprocessen zijn uitgewerkt, heeft de nadruk gelegen op de situatie zoals die in de proef in de Deltagoot (Derks 1992) tot schade heeft geleid. Deze deelprocessen zijn kwalitatief beschreven en deels ook gevat in formules. De processen waar het om gaat zijn de erosie van de zandondergrond door een horizontale scheur (Wolters 2008) en het afscheuren van een van de plaatgedeeltes grenzend aan een ontgrondingsholte bij horizontale scheur of naad.

3.3.1 Erosie zandondergrond onder invloed van golven door horizontale scheur in asfaltplaat

Voor wat betreft dit deelmechanisme is in 2008 door Wolters een literatuurstudie (Wolters 2008) uitgevoerd, waar in dit kader gebruik van is gemaakt.

Wolters concludeert dat eigenlijk alleen Van der Weide en Smith (1995) een aanzet hebben gegeven voor een rekenmodel, uitgaande van een specifieke geometrie van de beschadigde bekleding en schematisatie van de golfbelasting, zie figuur 3.10. Het gaat in het bijzonder om de horizontale openstaande scheur in het asfalttalud op zand, aangevallen door golven. Onderkend wordt dat het model slechts een grove indicatie van de erosiediepte op kan leveren. Verdere verfijning en vooral ijking met proefresultaten wordt aanbevolen.



figuur 3.10 Schematisatie schade met ontgraving en schematisatie hydraulische belasting door Van der Weide et al (1995)

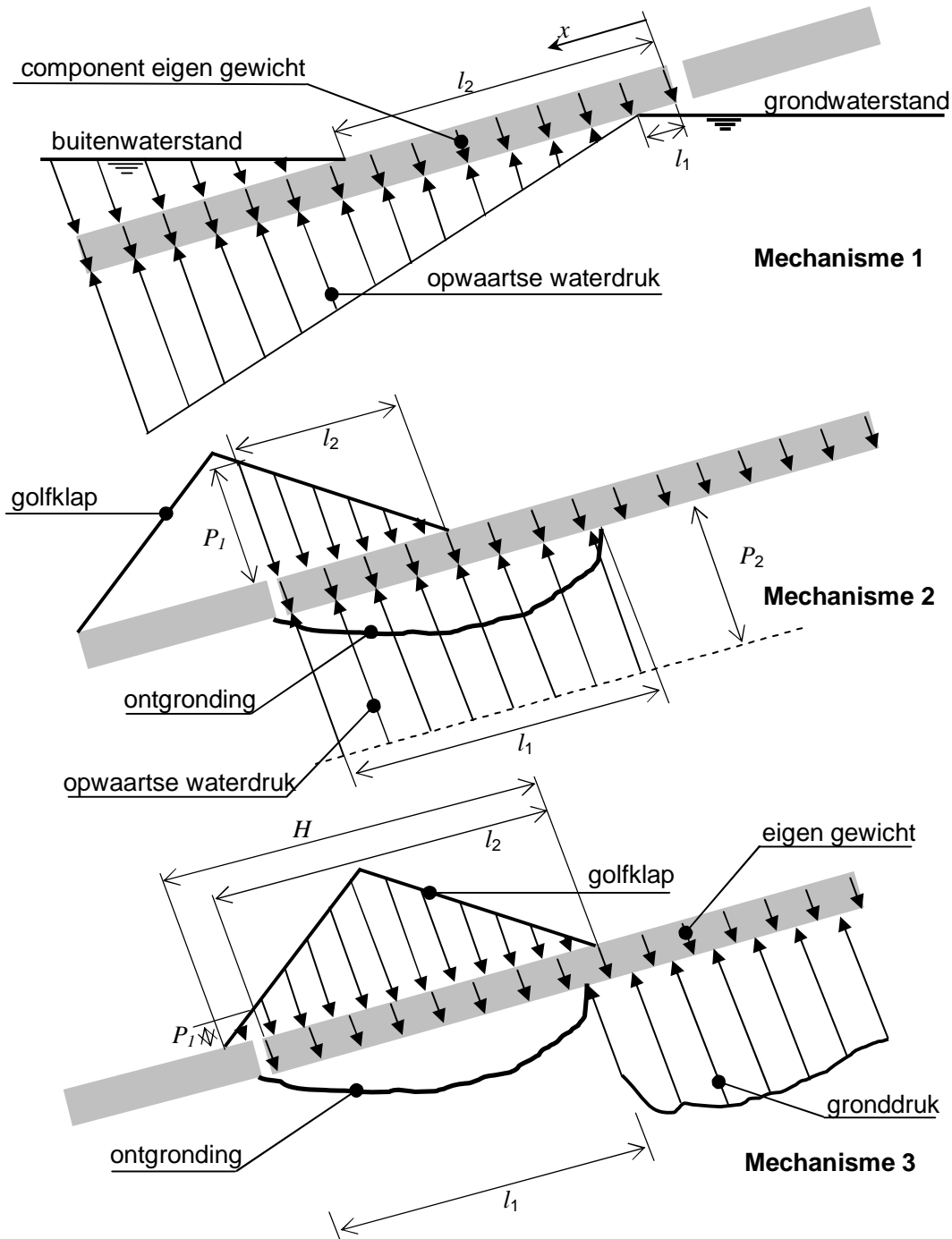
Gebleken is dat de software die Smith voor zijn analyse heeft ontwikkeld, verloren is gegaan, zodat vooralsnog alleen van de door hem gerapporteerde bevindingen gebruik kan worden gemaakt.

3.3.2 Afbreken van plaatrand bij ondermijning ter plaatse van horizontale openstaande scheur

Het deelproces afbreken van een plaatrand bij een ondermijning ter plaatse van een horizontale openstaande scheur of naad is onderwerp geweest van een tweetal opeenvolgende bureaustudies beschreven door Stoutjesdijk (1993) en Meijers (1995). Door Stoutjesdijk wordt mechanisme 1 als meest waarschijnlijke mechanisme aangemerkt: het

uitlichten van het plaatgedeelte beneden de schade, zie figuur 3.11. Als grove indicatie wordt gesteld dat plaatbreuk kan optreden bij een stijghoogteverschil tussen binnen- en buitenwaterstand van orde grootte 2 meter.

In de tweede studie, door Meijers (1995), zijn voor drie mechanismen, zie figuur 3.11, rekenregels afgeleid voor het bepalen van de lengte van de stukken van de asfaltbekleding die zullen afbreken.



figuur 3.11 De drie onderscheiden mechanismen

Uitgangssituatie is wederom de asfaltbekleding met een horizontale scheur, waarbij er vooral sprake is van een ondermijning van het plaatgedeelte boven de scheur. Drie schademechanismen zijn behandeld:

1. Oplichten van de asfaltbekleding onder de scheur door de statische opwaartse waterdruk
2. Opwaarts bezwijken van de asfaltbekleding boven de scheur door een golfklap
3. Neerwaarts bezwijken van de asfaltbekleding boven de scheur door een golfklap

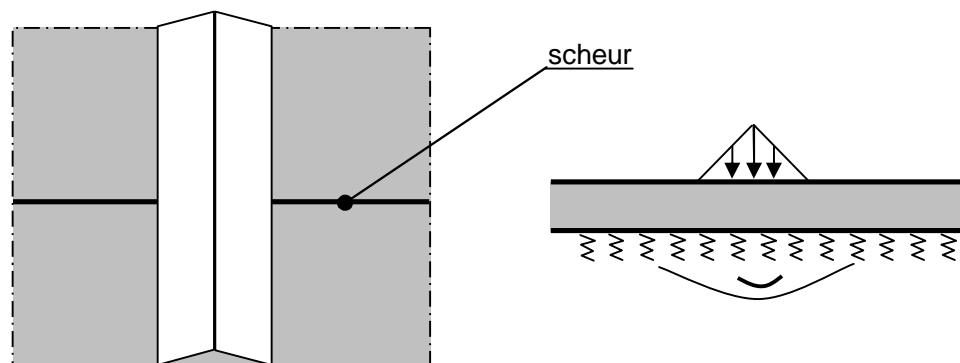
Het zogenaamde "ritseffect" wordt beschreven voor mechanisme 1, zie ook paragraaf 7.3 en figuur 7.4. Door de opwaartse waterdruk wordt de bekleding net onder de scheur iets opgelicht, wat er in resulteert dat er lokaal een spleet ontstaat tussen asfalt en zandbed. Dat leidt ertoe dat verder oplichten niet afhankelijk is van toestroming van grondwater door het zandbed, maar dat het water kan toestromen door de steeds in lengte en breedte toenemende spleet.

Bij deze beschrijving wordt aangetekend: "denkbaar is dat in de beginsituatie de stuwdruk niet voldoende is om de spleet te laten ontstaan. In dat geval zal het "ritseffect" niet optreden. Als het ritseffect niet zal optreden, kan mechanisme 1 dus komen te vervallen.

Opmerkelijk is dat het buigend moment dat tot breuk van de asfaltplaat leidt, dan wel de toelaatbare buigtrekspanningsspanning, in deze studies als een vast gegeven wordt beschouwd. De belasting is echter een combinatie van statische belasting, het eigen gewicht, en dynamische belasting, de golfdrukken. Aangezien asfalt een visceus-plastisch materiaalgedrag kent, verdient de materiaalkarakterisering meer aandacht.

3.3.3 Scheur ten gevolge van golfbelasting in een al gescheurde asfaltbekleding

In een recente bureaustudie door 't Hart (2008C) is aan de hand van toegepaste mechanica modellen nagegaan of incidentele scheuren/naden die om de een of andere reden al in de bekleding aanwezig zijn de sterkte van de bekleding negatief beïnvloeden. Als er al een scheur in de bekleding aanwezig is, ontstaat er dan door een storm in die situatie eerder een volgende scheur, of is er voor wat betreft de sterkte van de bekleding geen verschil met de ongescheurde situatie? Het blijkt dat een al aanwezige scheur de sterkte niet significant beïnvloedt. Daarbij is overigens uitgegaan van de aanname dat de al aanwezige scheur niet zodanig wijd openstaat dat er sprake kan zijn van uitspoelen van de ondergrond of significante beïnvloeding van de grondwaterstand in de dijk. In die laatste gevallen verandert het mechanisme volgens welke de bekleding wordt belast wezenlijk en is het aannemelijk dat de situatie met openstaande scheur ongunstiger is.



figuur 3.12 Bovenaanzicht en doorsnede van plaat met scheur loodrecht op de prismatische belasting

In de meeste gevallen zullen relevante scheuren bij goed beheer al een behandeling hebben gehad, zodat in ieder geval de zanddichtheid en mogelijk zelfs de waterdichtheid afdoende is.

3.4 Inventarisatie stormschades

Om reststerkte van asfaltbekledingen op een veilige manier mee te kunnen nemen in de beoordeling van de bekleding, is het noodzakelijk dat de verschillende manieren waarop asfaltbekledingen beschadigd kunnen raken ook daadwerkelijk bekend zijn. Immers het initiële schademechanisme kan heel bepalend zijn voor de uitgangssituatie voor het reststerkte-traject.

Een bron van mogelijke kennis is de ervaring met stormschade in de praktijk. Een inventarisatie van stormschades in Nederland door Weijers (2009) heeft geleerd dat er een aantal verschillende oorzaken van schade kunnen worden geïdentificeerd:

- 1 (Water)overdrukken onder de dichte bekleding
- 2 Erosie door scheuren, naden en gaten
- 3 Wateroverdrukken tussen asfaltlagen
- 4 Bezwijken aangrenzende bekleding en overgangsconstructie
- 5 Rollende stenen

Ad 1 Wateroverdrukken zijn als oorzaak genoemd voor een aantal significante schades. Daarbij kan overigens onderscheid worden gemaakt in een aantal verschillende mechanismen. Allereerst is er het schadebeeld waarbij de overdruk een lokale afschuiving in het talud heeft veroorzaakt, zie figuur 3.13.



figuur 3.13 *Nieuwe Veerhaven te Breskens: 8 cm asfaltbeton op 15 cm zandasfalt op klei: afgeschoven bekleding door wateroverspanning en verweking van de klei in de tijzone, 1958 (RWS 1990)*

Daarnaast is in een aantal gevallen sprake van oplichten en/of opbollen van horizontale delen (diep gelegen berm; kruin van havendam).

Als wateroverdrukken leiden tot een lokale afschuiving dan zal dit normaliter optreden na de top van de storm. De buitenwaterstand moet immers eerst hoog zijn geweest om de grondwaterstand te laten oplopen en moet vervolgens flink dalen om de wateroverdruk te laten ontstaan. Het is echter niet ondenkbaar dat er sprake is van een “twee-toppige” storm. De schade aan de toplaag in dit soort situaties kan zeer aanzienlijk zijn, waardoor dit een

potentieel zeer gevaarlijke situatie oplevert, omdat de erosie van de dijk kern door een dergelijke schade zeer snel kan gaan. In de workshop faalkansanalyse asfaltbekledingen, zie paragraaf 3.2 is dit mechanisme opgenomen en van een kansschatting voorzien.

In geval van oplichten of opbollen van horizontaal gelegen taludelen wordt de schade veroorzaakt door ingesloten lucht of wateroverspanning, die bij vrij geringe schade al tot ontlasten leidt. Na ontsnappen van de overdruk zal het opgelichte deel van een toplaag op een horizontaal deel eerder op zijn oorspronkelijke plek terugvallen dan als vergelijkbare situaties zich voordoen op een talud. De ondergrond zal hierbij niet snel verplaatsen. Het oplichten en/of opbollen van horizontaal gelegen delen van het dijkprofiel wordt daarom als een veel minder bedreigende vorm van schade gezien in vergelijking met de situatie op een talud.

Ad 2 Erosie door scheuren, naden en gaten leidt tot ondermijning van de toplaag en uiteindelijk tot wegslaan van de bekleding.

De scheuren en naden kunnen door verschillende oorzaken ontstaan. Te denken valt aan temperatuursinvloeden, krimp en zettingsverschillen. Omdat deze processen, die tot de initiële schade (scheuren, open naden) hebben geleid, los staan van de stormbelasting, is de uitgangssituatie bij aanvang van de storm bepalend. Gaten kunnen, evenals de lijnvormige schades, ontstaan door oorzaken die los staan van de stormbelasting. Maar voor gaten zijn er ook oorzaken die een duidelijke correlatie hebben met de stormomstandigheden: bijvoorbeeld strandingen van containers en schepen.

In de workshop faalkansanalyse asfaltbekledingen, zie paragraaf 3.2 is dit mechanisme opgenomen en zijn initiële schades van een kansschatting voorzien.

Ad 3 Wateroverdrukken tussen asfaltlagen kunnen optreden als er sprake is van slechte hechting tussen asfalt dat in verschillende lagen is aangebracht. Het kan dan gaan om een oorspronkelijke bekleding die daadwerkelijk in verschillende lagen is aangelegd. Een voorbeeld van een vroeger veel gebruikte opbouw bestaat uit een onderlaag van zandasfalt, met daarop een laag waterbouwasfaltbeton. Maar het kan ook gaan om een bekleding die is gerepareerd of verbeterd. Voor reparaties worden er wel aangetaste plekken uitgefreesd, waarna met een nieuwe laag het uitgefreesde vak wordt opgevuld: de zogenaamde inlay.



figuur 3.14 Schade strekdam Delfzijl in 2006: gebrekkige hechting tussen gefreesd vak en overlaging.

Verbetering van een oude bekleding kan ook plaatsvinden door op de bestaande bekleding een nieuwe toplaag aan te leggen. In alle gevallen geldt: als de hechting tussen onderlaag en toplaag niet goed is, bestaat de mogelijkheid dat de toplaag wordt losgedrukt door water wat via een rand of naad tussen beide bekledingsdelen komt. De belasting door golven zal uiteindelijk de losse toplaag weg kunnen slaan.

Opvallend is dat bij de stormschades in deze categorie de bekleding weliswaar fors is beschadigd, de toplaag is over soms flinke oppervlakken verdwenen, maar de bekleding heeft niet gefaald. De onderlaag bleek in alle gevallen voldoende om significante erosie van het dijklichaam te voorkomen.

De mate waarin de resterende onderlaag nog zanddicht is, is bepalend voor het optreden van vervolgschade. Daarmee is de reststerkte na het optreden van dit initiële mechanisme pas aan de orde als ook sprake is van erosie door scheuren, naden en gaten (oorzaak 2). De onderlaag waarop de toplaag wordt aangelegd zal normaliter wel zanddicht zijn. Immers als zich dit schademechanisme kan ontwikkelen is de onderlaag dusdanig waterdicht dat zich voldoende waterdruk kan ontwikkelen tussen de top- en onderlaag. Daardoor is het zeer onwaarschijnlijk dat het afdrukken van een toplaag nog wordt gevolgd door erosie door scheuren, naden en gaten. De kans dat de combinatie van schademechanismen optreedt, is verwaarloosbaar klein ten opzichte van het optreden van erosie door scheuren, naden en gaten. Aan het afdrukken van een toplaag van een onderlaag wordt daarom verder geen aandacht meer geschonken in dit onderzoek.

Ad 4 Als een aangrenzende bekleding bezwijkt en faalt, dan is een overgangsconstructie veelal niet in staat om de erosie van de ondergrond tot de aangrenzende bekleding te beperken. De overgangsconstructie heeft normaliter slechts een beperkte diepte en ontleent zijn stabiliteit veelal ook aan de ondergrond die juist door erosie wordt weggeslagen. Faalt de overgangsconstructie, dan zal ondermijning van de asfaltbekleding bij langdurige belasting onvermijdelijk tot vervolgschade aan en falen van de asfaltbekleding leiden.

Deze vorm van falen van een asfaltbekleding kan slechts worden voorkomen door alle door golven aangevallen delen van het talud afdoende met een bekleding te beschermen. Bij dit deelproject zal deze vorm van falen vooralsnog buiten beschouwing blijven.

In theorie kan de schade ook ontstaan bij de overgangsconstructie. In de praktijk gebeurt dit echter zelden, omdat het vrij gemakkelijk is om met normaal beheer en onderhoud de overgangsconstructie op voldoende sterkte te houden.

Ad 5 Rollende stenen, bijvoorbeeld afkomstig uit de teenbestorting of een beschadigde bekleding, dan wel stukken drijfhout kunnen daarvoor gevoelige asfaltbekledingen beschadigen. Het gaat dan vooral om open-steenasfaltbekledingen (OSA) en zandasfalt. Zandasfalt wordt als toplaag eigenlijk alleen als tijdelijke bekleding toegepast. Voor beide bekledingen geldt: niet toepassen in de zone waar rollende stenen langdurig beschadigend aanwezig kunnen zijn. Daarbij moet men met name denken aan relatief laag gelegen bermen en de strook grenzend aan de teenbestorting. De bouwput Schaar is hier een mooi voorbeeld van schade als gevolg van dagelijkse belastingen (foto's op pagina 60 en 61 van (RWS 1990)).

Als de rollende stenen afkomstig zijn uit een bezweken steenzetting, dan is de kans op falen hierdoor al weer orden kleiner. Immers de kans dat een steenzetting elders op het talud bezwijkt behoort al zeer klein te zijn.

Voor gebruikelijke locaties en bekledingen kan dit schademechanisme buiten beschouwing blijven.

Al met al moet worden geconstateerd dat voorsnog de beperkte afschuiving geïnitieerd door wateroverspanningen (1) en de erosie door schade (2) (scheuren, open staande naden en gaten) als serieuze bedreiging voor het falen van de bekleding moeten worden gezien. De overige stormschaden zijn of relatief onbelangrijk of moeten door voldoende sterkte van aangrenzende bekledingen worden voorkomen.

3.5 Conclusies en aanbevelingen literatuurstudie

Er zijn geen aanwijzingen dat golfklappen op een bekleding die nog op het zandbed ligt tot doorgaande, of zelfs openstaande, scheuren in de bekleding kan leiden.

Scheuren waarbij geen erosie van de ondergrond optreedt, beïnvloeden de sterkte van de toplaag niet negatief.

Alleen schade aan de asfaltbekleding waarbij erosie van de ondergrond op kan treden, leidt onder (maatgevende) stormomstandigheden tot verdere ontwikkeling van de schade.

De veronderstelling dat het faalmechanisme Golfklap, zoals dat in de VTV is beschreven, de initiële schade veroorzaakt, wordt door de praktijk gelogenstraft. Niet de initiële schade door golfklappen, maar schade aanwezig bij het begin van de (maatgevende) belasting, dient uitgangspunt te zijn voor deelproject 3: reststerkte van dijk met asfalt op zand.

De schade aanwezig bij het begin van de (maatgevende) belasting wordt bepaald door de kwaliteit van het beheer en onderhoud en de criteria die bij inspectie worden gesteld, Goed beheer en onderhoud en de juiste criteria ten aanzien van toelaatbare schades zijn dus van essentieel belang.

In de literatuur is al een aantal relevante deelprocessen van schadeontwikkeling met modellen beschreven. De schade in de uitgangssituatie is daarbij steeds een horizontale openstaande scheur geweest. Beschreven is de erosie door stroming die wordt aangedreven door drukwisselingen als gevolg van golven. Deze erosie van zand door de scheur laat de ontgrondingsholte groeien. Daarnaast is ook het bezwijkmechanisme van de asfaltplaat onder en boven de scheur in vrij groot detail uitgewerkt.

Helaas is gebleken dat alle rekenmodellen die daarbij zijn opgesteld (spreadsheets) verloren zijn gegaan, zodat er nu slechts kan worden beschikt over de toen gerapporteerde vergelijkingen en berekeningsresultaten.

Om te komen tot te valideren rekenregels voor reststerkte zullen beschreven mechanismen opnieuw moeten worden geïmplementeerd in een spreadsheet.

Geconcludeerd is dat voor het uitbreken van een plaat onder een horizontale scheur (mechanisme 1) het zogenaamde ritseffect moet optreden, zie paragraaf 7.3 en figuur 7.4. Daarom is het wenselijk de beginsituatie voor het ritseffect bij mechanisme 1 te analyseren. Wellicht kan bezwijkmechanisme 1 buiten beschouwing blijven omdat het ritseffect niet zal optreden. Gezien het bezwijkmechanisme dat is geconstateerd in de Deltagoot is het uitsluiten van het ritseffect echter niet aannemelijk.

Het sluiten van scheuren en naden door geometrische effecten dient nog nader te worden uitgewerkt. Dit kan onderbouwing leveren voor in de praktijk toelaatbare schades.

De sterkte van de uitkragende plaat boven een ontgrondingskuil is in de literatuur niet uitgewerkt. Slechts de momenten die moeten worden opgenomen zijn beschreven. De sterkte en stijfheid als functie van statische (eigen gewicht uitkraging) en dynamische belasting (golven) moet nader worden uitgewerkt aangezien asfalt een visceus-plastisch materiaalgedrag kent, wat daardoor ook nog temperatuursafhankelijk is.

Het deelmechanisme “Erosie door een openstaande naad” loodrecht op de dijkas is tot op heden niet gekwantificeerd. Gezien het feit dat dit type schade op de Nederlandse dijken wel degelijk voor kan komen, dient deze leemte te worden opgevuld.

De kans op initiële schade in de vorm van gaten waardoor erosie kan optreden, wordt een orde kleiner ingeschat dan de kans op bijvoorbeeld spleten. Zij kunnen echter ook door bezwijkmechanismen onder invloed van belastingen worden gevormd. Alhoewel de kans van voorkomen relatief klein blijft, zullen gaten al snel een zodanige omvang (met diameter van orde decimeters) hebben zodat de schadeontwikkeling mogelijk vrij snel verloopt. De modellering van erosie door het gat mag daardoor niet buiten beschouwing blijven.

4 Typen asfaltbekledingen en schades

Asfaltbekledingen komen in allerlei verschijningsvormen voor op de Nederlandse dijken. Het reststerkteonderzoek moet zich beperken tot de meest relevante asfaltbekleding. Daartoe zal een keuze worden gemaakt voor een bepaalde constructieopbouw en de verschillende schades die voorkomen.

4.1 Asfaltbekledingen

Het onderzoek richt zich op de reststerkte van asfalt als dijkbekleding. Alvorens wordt ingezoomd op een representatieve bekleding is het goed om eerst de volledige range van de asfaltbekledingen te benoemen. Dit levert een groot aantal constructies op, die uiteraard niet allemaal kunnen worden onderzocht. Op grond van enerzijds de schadegevoeligheid, anderzijds het belang (km^1 en/of m^2 dijkbekleding) van de bekleding zal een keus moeten worden gemaakt voor het type bekleding dat wordt onderzocht. Overigens, als kan worden beredeneerd dat de reststerkte voor andere typen beslist niet minder is dan voor het onderzochte type dan kunnen de resultaten ook veilig worden gebruikt voor die bekledingen.

Asfalt komt in bekledingen vooral in de volgende vormen voor:

- > Asfaltbeton;
- > Gietasfalt;
- > Open steenasfalt;
- > Zandasfalt.

Zandasfalt werd vroeger wel gebruikt als onderlaag voor een asfaltbekleding. Verder is en wordt het wel toegepast als een tijdelijke bekleding. In een enkel geval krijgt de tijdelijke bekleding als gevolg van gewijzigde plannen soms feitelijk de status van permanente bekleding. Het meest bekende voorbeeld daarvan was de Markermeerzijde van de Houtribdijk. Gezien het geringe belang wordt zandasfalt als toplaag verder buiten beschouwing gelaten.

Open steenasfalt (OSA) is een doorlatende toplaag die op diverse minder zwaar aangevallen zeedijken en een aantal rivierdijken kan worden aangetroffen.

Gietasfalt wordt veel als penetratiemortel voor stortsteen gebruikt: de vol en zat gepenetreerde stortsteenbekleding die veel nabij de teen van de dijk is toegepast. Daarnaast worden Mastiek-slabben wel als vooroverbescherming gebruikt.

Asfaltbeton zoals in de waterbouw toegepast als dijkbekledingsmateriaal wordt meestal aangeduid als Waterbouwasfaltbeton (WAB). Dit betreft normaliter een mengsel met steenslag en een beduidend hoger bitumenpercentage dan gebruikelijk is voor dicht asfaltbeton deklagen in de wegenbouw. Als grind is gebruikt in het mengsel wordt dit meestal aangeduid als Grindasfaltbeton (GAB). Grindasfaltbeton is voor oudere bekledingen regelmatig toegepast als onderlaag voor WAB, slechts in een vrij beperkt aantal gevallen bestaat de toplaag uit GAB.

In tabel 4.1 wordt een overzicht van het aantal km^1 asfaltdijkbekledingen op waterkeringen gegeven zoals dat uit een inventarisatie in 2005-2006 op grond van bestekken naar voren is gekomen. Geschat wordt dat in dit overzicht ca. 80% van de asfaltbekledingen op de Nederlandse waterkeringen voorkomen.

Asfalttype	Omvang toepassing
Asfaltbeton (WAB en GAB)	360 km ¹
Open Steenasfalt (OSA)	40 km ¹
Gietasfalt (gepenetreerde stortsteen)	175 km ¹
Totaal	573 km ¹

tabel 4.1 Toepassing van verschillende typen asfaltbekleding

Daarnaast is er nog ca. 100 km¹ aan zandasfalt uit die inventarisatie naar voren gekomen. Dat betreft veelal onderlagen, o.a. ook bij steenzettingen of breuksteen, of tijdelijke bekledingen, o.a. de Houtribdijk aan de Markermeer-zijde.

Voorts dient nog te worden vermeld dat een aantal km¹ dijk dubbel in de tabel voor zullen komen omdat hoog op het talud bijvoorbeeld asfaltbeton ligt, terwijl aan de teen een strook geopenetreerde breuksteen is gelegd.

Gezien het feit dat WAB als toplaag de meest voorkomende asfaltbekleding is en dat dit in vrijwel alle gevallen de asfaltbekleding in de zwaarst aangevallen zone op de dijk betreft, is dit het bekledingstype waar in dit deelproject de nadruk op komt te liggen.

4.2 Constructie en randvoorwaarden

Bij de verdere analyse in dit onderzoek wordt als representatieve constructie uitgegaan van een zanddijk waarvan het buitentalud in de golfaanvalzone is voorzien van een bekleding van waterbouwasfaltbeton (WAB).

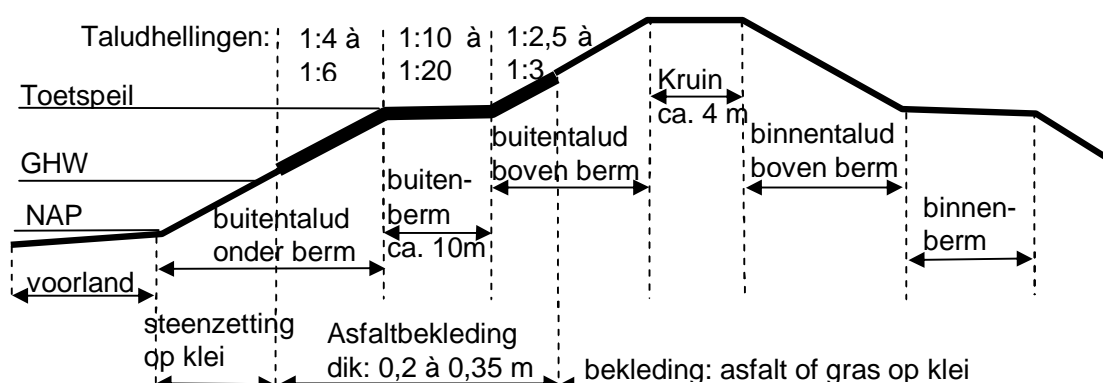
In Nederland liggen bekledingen van waterbouwasfaltbeton hoofdzakelijk op zeedijken en de verbindende waterkeringen in de afgesloten zeearmen in zuidwest Nederland. In dit deelproject wordt daarom een zeedijk als representatief aangenomen, zodat de buitenwaterstand door een combinatie van getij en stormopzet wordt bepaald. De tabel 4.2 geeft voor een aantal zwaar aangevallen dijkvakken de actuele toetspeilen en golftrandvoorwaarden.

Locatie	Toetspeil [m + NAP]	GHW/GLW [m + NAP]	H _s [m]	T _p [s]
Vlissingen Boulevard de Ruyter	5,3	2,05 / -1,81	2,7	6,7
Westkappelse Zeedijk	4,9	1,79 / -1,57	4,6	9,6
Veersedam stroomgeul	5,2		2,4	7,1
Roggeplaat	5,2		3,2	7,4
Brouwersdam damvak Goeree	5,0	1,44 / -1,06	2,6	7,5
Flauwe Werk	5,0		2,9	10,2
Hondsbossche Zeewering (Petten zuid)	4,8	0,81 / -0,80	4,6	12,2
Friese Waddenzeedijken nabij Harlingen	4,9	0,95 / -0,95	2,1	-

tabel 4.2 Hydraulische randvoorwaarden voor aantal dijkvakken (zee) met asfalt (VenW 2007B), (RIKZ 1994)

De bekleding onder en boven de golfaanvalzone, de kruin en het binnentalud is niet nader gedefinieerd, maar er wordt verondersteld dat die niet als eerste zullen falen. Vervolgens kan worden aangenomen dat in geval van erosie van het dijklichaam van zand deze bekledingen geen wezenlijke invloed zullen hebben op de processen die aan het falen van de dijk vooraf gaan. Die aanname is een versimpeling van de werkelijkheid die conservatief maar in ieder geval veilig is.

De grondwaterstand in de dijk zal door het peil achter de kering, eventuele extreme neerslag en door het verloop van de buitenwaterstand worden bepaald. De doorlatendheid van de ondergrond en de laag op het buitentalud gelegen bekleding is onbekend. Dat leidt tot een brede range van mogelijke grondwaterstanden gedurende de storm. Daartoe zal bij de ontwikkeling van de rekenmethoden rekening worden gehouden met een hoge en een lage grondwaterstand ten opzichte van de schade. Maar gezien het feit dat asfaltbekledingen (WAB) vrijwel altijd hoog op de dijk liggen, mag verwacht worden dat schade onder de grondwaterstand toch een uitzondering zal vormen.



figuur 4.1 Principe profiel zanddijk bekleed met asfalt in golfaanvalzone

In paragraaf 6.5 wordt teruggekomen op een aantal aannamen betreffende de constructieopbouw door een kwalitatieve inschatting van consequenties voor reststerkte te maken voor alternatieven voor de constructieopbouw.

4.3 Schades

De toestand van asfaltbekledingen in de praktijk en de schades die aanwezig zijn, zijn van groot belang voor de weerstand die de bekleding onder stormomstandigheden kan leveren. Voor een goed aangelegde, nieuwe WAB-bekleding vormt de maatgevende golfbelasting geen enkele bedreiging.

Van oudsher wordt veel aandacht besteed aan visueel waarneembare schades. In de Schadecatalogi voor dijkbekledingen (RWS 1990) en voor asfaltbekledingen (RWS 2005) worden o.a. voor de verschillende typen asfaltdijkbekledingen allerlei schadebeelden op een rij gezet. Voor de asfaltbeton bekleding gaat het om: Vervorming talud, Aantasting oppervlak, Oppervlakte scheuren (niet doorgaand), Open daglassen, Doorgaande scheuren, Zanduittrekking en Gat in asfalt.

Formeel geeft de VTV2006 (VenW 2007A) nu de normen ten aanzien van acceptabele schades. Het betreffen dezelfde schades als in (RWS 1990) maar nu iets anders ingedeeld: Scheuren in de bekleding, Open staande naden, Aangetast oppervlak, Schade door constructiefouten of bijzondere belastingen en Begroeiing op de bekleding.

Afhankelijk van de ernst van een schade, bijvoorbeeld breedte van een scheur, zie tabel 4.3, en omvang, bijvoorbeeld de lengte van de scheur, zie tabel 4.4, leidt dit tot goed of afkeuren. Overigens is deze methodiek uit de VTV een vereenvoudigde weergave van (Oranjewoud 1993).

Grote lijn ten aanzien van het niveau van geaccepteerde schade is dat schade die tot uittreden van zand kan leiden of heeft geleid niet acceptabel is. Open staande scheuren al dan niet met uittreding van zand en gaten in de bekleding zijn reden tot afkeuren.

Schadebeeld	Klasse voor de ernst van de schade		
	Licht (L)	Matig (M)	Ernstig (E)
Scheuren	br ≤ 3 mm	3 mm < br < 10 mm	• br ≥ 10 mm of; • doorgaande scheur of; • zanduittrekking uit scheur
Openstaande naden	br ≤ 3 mm	3 mm < br < 10 mm	• br ≥ 10 mm of; • doorgaande naad of; • zanduittrekking uit naad
Gaten	-	-	in alle gevallen
Begroeiing	-	-	• rietbegroeiing (minimaal 5 m ²); • houtvormende gewassen

tabel 4.3 Klassenindeling voor de ernst van de schade volgens Tabel 8-3.2 (VenW 2007A)

Lengte van de scheur of naad	Klasse voor de ernst van de schade		
	Licht (L)	Matig (M)	Ernstig (E)
l ≤ 3 m	g	g	o
3 < l < 6 m	g	t	o
l ≥ 6 m	t	o	o

tabel 4.4 Toetsingsregels voor ernst en omvang van de schade volgens Tabel 8-3.3 (VenW 2007A)

Indien de scheuren een niet al te grote lengte hebben (l < 3 m.) is een scheurbreedte tot 10 mm wel acceptabel, mits zij niet doorgaand zijn. In de praktijk is het echter visueel vaak niet vast te stellen of een scheur over de volledige dikte van de bekleding doorloopt.

Daarbij dient te worden bedacht dat dit slechts de formele criteria betreffen. Aan de hand van een inspectie dient eens in de vijf jaar de toestand te worden vastgesteld. Dit kan gebeuren in het zomerseizoen wanneer door thermische uitzetting scheuren wat worden dichtgedrukt, terwijl formeel gesproken pas over 5 jaar weer wordt gekeken of de scheuren nog binnen de marges vallen van wat acceptabel is.

Een goed beheerder zal uiteraard vaker inspecteren en als hij constateert dat er structureel wat aan de hand is reparaties uitvoeren alvorens dit soort formele criteria zijn overschreden.

Voor het op gang komen van erosieprocessen, die samenhangen met de aftakeling van de bekleding na een eerste schade, is de vorm van de schade bij aanvang van de maatgevende golfbelasting van groot belang.

Gedacht kan worden aan de volgende (combinaties van) schades:

- spleet tegen talud op
- spleet evenwijdig aan de kruinlijn
- spleet "diagonaal" over het talud
- twee of meer parallelle spleten tegen het talud op
- twee of meer parallelle spleten evenwijdig aan de kruinlijn
- elkaar snijdende spleten
- gat
- meerdere gaten naast elkaar
- meerdere gaten boven elkaar

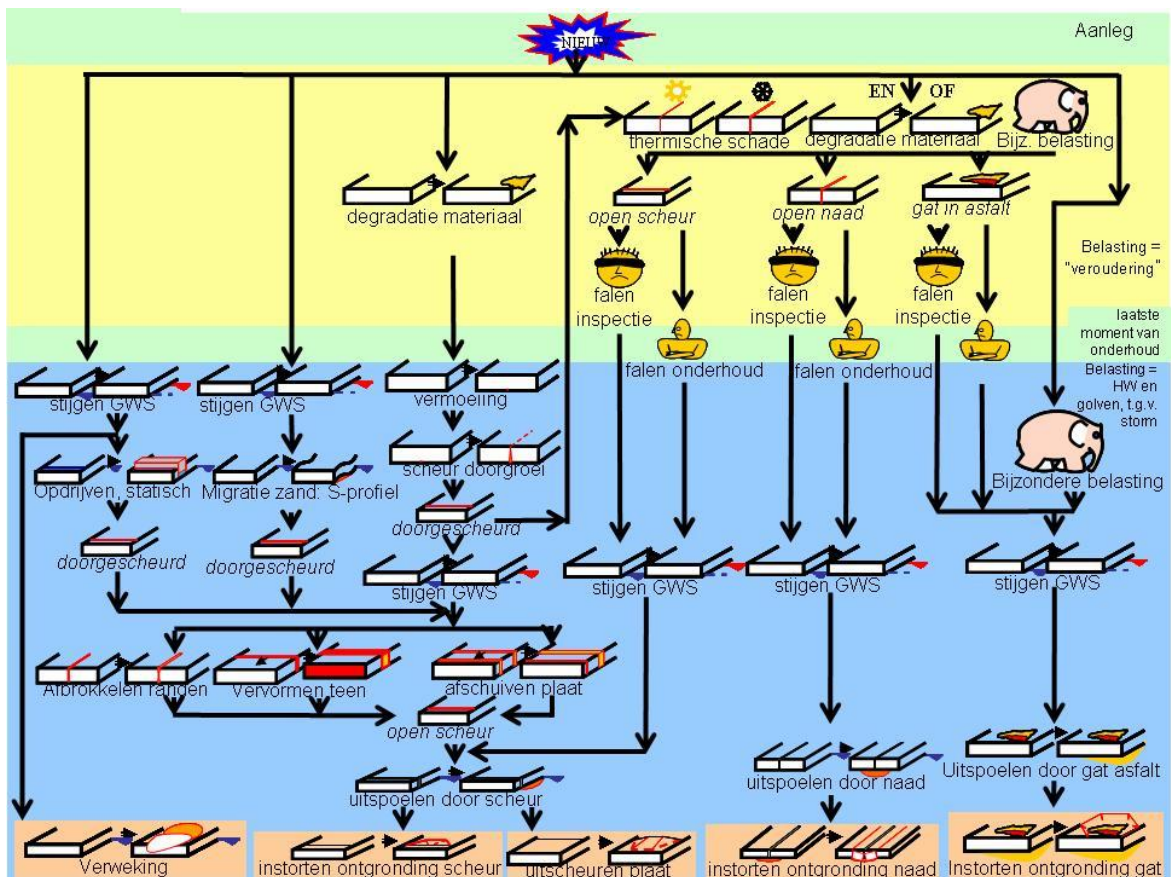
In paragraaf 6.4 wordt nagegaan in hoeverre met één of enkele kritieke situaties van de bovengenoemde schades kan worden volstaan. Daarbij wordt gekeken naar de waarschijnlijkheid van de betreffende schades en de vraag of het aannemelijk kan worden gemaakt dat de (combinaties van) schades minder ernstig zijn dan de kritieke situatie. De conclusies uit deze vrij omvangrijke paragraaf worden gegeven in paragraaf 6.4.9.

5 Analyse schadeontwikkeling

5.1 Inleiding

Voor de bestudering van de reststerkte is het noodzakelijk dat er een goed beeld bestaat van de processen en stadia via welke uiteindelijk de dijk faalt. Een wijze om dit systematisch weer te geven is een gebeurtenissenboom. Daarin wordt geschematiseerd weergegeven door welke processen van stadium tot stadium uiteindelijk falen van de dijk optreedt. Daarbij moet uiteraard duidelijk zijn wat als falen wordt aangemerkt. In deze studie wordt de volgende definitie gehanteerd:

De dijk faalt als de kruinhoogte door erosie/afslagprocessen zodanig is gereduceerd dat zich een bres vormt.



figuur 5.1 Gebeurtenissenboom voor asfaltbekleding op zandbed beschreven door 't Hart (2008B)

Dit falen van de dijk wordt als eindpunt voor deze analyse aangehouden, omdat verondersteld wordt dat vanaf dat moment substantiële hoeveelheden water de dijk gaan passeren. Daarbij versnelt de erosie omdat een nieuw proces, bresgroei, waarschijnlijk al snel de overhand krijgt. Al met al is de situatie dan dusdanig dat een overstrooming van het achterliggende land vrijwel onvermijdelijk is geworden.

In deze analyse wordt voortgeborduurd op kennis opgedaan in de workshops faalkansanalyse asfaltbekledingen ('t Hart 2008B). In die workshops is een zeer gedetailleerde gebeurtenissenboom opgesteld. Om dat detail te bereiken moesten er echter

ook beperkingen worden opgelegd: er werd uitsluitend gekeken naar het functioneren van de asfaltbekleding gelegen op een zandbed en daarbij werd dus de invloed van overgangsconstructies en de reststerkte van het dijklichaam buiten beschouwing gelaten. Die workshops hebben geleid tot de gebeurtenissenboom weergegeven in figuur 5.1.

In dit hoofdstuk wordt eerst globaal de gebeurtenissenboom beschreven aan de hand van de meest waarschijnlijke tak die uit de faalkansworkshops naar voren is gekomen. Daarna wordt aandacht besteed aan andere, minder relevant geachte mechanismen.

De maatgevende tak wordt daarna in het volgende hoofdstuk (6) uitgedetailleerd en de te onderscheiden processen worden beschreven.

5.2 Globale gebeurtenissenboom

De gebeurtenissenboom voor een asfaltbekleding op een zanddijk begint met het gereedkomen van de asfaltbekleding op de dijk. In deze begintoestand zijn de materiaaleigenschappen van het asfalt optimaal. Voor de asfaltbekleding begint vanaf dat moment de aftakeling. Diverse processen kunnen op de bekleding inwerken tot uiteindelijk **bezwijken van de bekleding** optreedt.

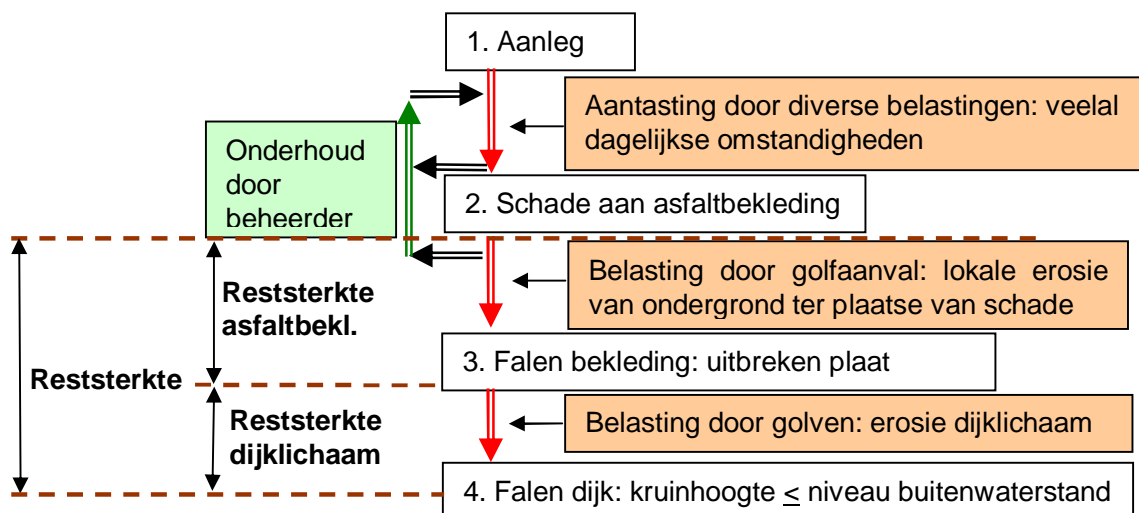
Voor de definitie van bezwijken wordt geciteerd uit de begrippenlijst van “Grondslagen voor waterkeren” (TAW 1998): “het optreden van ontoelaatbaar grote vervormingen van een constructie zodanig dat de samenhang daarvan verloren gaat”. Concreet voor een asfaltbekleding betekent dit dat er **schade** waarneembaar wordt: aantasting van het oppervlak, gaten en/of scheuren.

De beheerder van de waterkering volgt als alles voorspelbaar verloopt, de verandering van de toestand en voert normaliter tijdig onderhoud uit. Daardoor wordt de bekleding weer in goede staat gebracht.

Mocht dit onverhoopt niet gebeuren dan wil dat nog niet zeggen dat er geen enkele (maatgevende) storm kan worden doorstaan. De primaire functie van de asfaltbekleding is het beschermen van de ondergrond tegen (significante) erosie van het dijklichaam. Schade betekent dan ook nog niet meteen het falen van de asfaltbekleding. Een scheur die dichtgedrukt is op het moment van de golfaanval, zal niet tot erosie van het dijklichaam leiden. Significante erosie treedt pas op als een noemenswaardig oppervlak van het dijktafvlak niet meer wordt beschermd door de bekleding. Voordat dat gebeurt, zal eerst **lokale erosie** moeten optreden en er een **asfaltplaat afbreken en wegspoelen**. Dan is er sprake van **falen van de bekleding**.

Faalt de bekleding dan treedt er significante erosie van het dijklichaam op, wat tot verder instorten van de asfaltbekleding en eventuele daarboven liggende bekledingen leidt, tot uiteindelijk het niveau van de kruin zodanig is gedaald dat het gelijk is aan de buitenwaterstand. Vanaf dat moment zal het buitenwater over de verlaagde kruin gaan stromen: **de dijk faalt**.

In figuur 5.2 is deze globale gebeurtenissenboom weergegeven.



figuur 5.2 Geschematiseerde gebeurtenissenboom, meest waarschijnlijke faaltak

In deze boom is als reeks die tot falen van de bekleding leidt “Schade aan asfaltbekledingen”, “falen inspectie en onderhoud”, “lokale erosie” en “uitbreken plaat” opgenomen. In de faalkansworkshop zijn er echter ook andere takken genoemd die tot falen van de bekleding kunnen leiden, zie figuur 5.1:

- Verweking ondergrond
- Bezijken teenconstructie / afschuiven plaat
- Bijzondere belastingen

Deze worden eerst globaal behandeld in de volgende paragraaf. Daarna wordt in hoofdstuk 6 gefocust op de tak die uit de faalkansworkshops naar voren is gekomen als de maatgevende. Daarbij is een schade aanwezig die is ontstaan door niet nader gedefinieerde belastingen en die schade is door beheer en onderhoud niet (afdoende) onderkend en/of hersteld. De bekleding met die schade krijgt een (maatgevende) storm te verwerken, waardoor verdere schadeontwikkeling uiteindelijk tot falen van de bekleding leidt. De daarna veel snellere erosie van de zandkern kan uiteindelijk tot falen van de dijk leiden (zie ook deel 7).

5.3 Verweking

Als een slecht verdicht, met water verzadigd zandbed onder een asfaltbekleding wordt blootgesteld aan golfaanval, bestaat de mogelijkheid dat door de golfklap de korrelspanning kortstondig wegvalt waardoor de ondergrond als een vloeistof reageert. De ondergrond heeft de neiging om naar beneden en naar buiten toe weg te vloeien waardoor er een grote druk op de bekleding ontstaat. Hierdoor kan de bekleding ineens bezwijken waardoor een groot gat in de bekleding ontstaat aan de bovenrand van het verweekte gebied. De mate van verdichting van het zandbed onder het asfalt bepaalt in sterke mate of dit mechanisme op kan treden.

Dit faalmechanisme voor de asfaltbekleding zal alleen optreden als er sprake is van enerzijds een hoge grondwaterstand (de ondergrond die verweekt moet namelijk verzadigd zijn), anderzijds als er sprake is van een significante golfbelasting. Daarnaast is al aangegeven dat er sprake moet zijn van onvoldoende verdichting van de ondergrond. Als grenswaarde wordt hiervoor meestal een relatieve dichtheid van 45% genoemd (Hölscher 1992).

De gebeurtenissenboom voor het geval verweking het faalmechanisme is, is weergegeven in figuur 5.3.



figuur 5.3 Gebeurtenissenboom, faaltak met verweking ondergrond

Bij dit mechanisme is het niet noodzakelijk dat in een eerder stadium al schade aan de asfaltlaag is opgetreden. Het mechanisme verweking leidt zowel tot bezwijken als tot een aanzienlijk gat in de asfaltbekleding: falen van de bekleding. De reststerkte wordt in dit geval alleen bepaald door de erosie van het dijklichaam. De uitgangssituatie voor de reststerkte is een gat dat al meteen een aanzienlijke omvang heeft. Afhankelijk van de omvang van de verweking kan de onderrand van het gat diep liggen, mogelijk zelfs nauwelijks boven de teen van de dijk. De reststerkte is in dit geval slechts de reststerkte van het dijklichaam.

Een vergelijkbaar verschijnsel is een lokale afschuiving (zie Weijers (2009)), die in de praktijk niet goed is te onderscheiden van een beperkte, lokale vloeiing. De lokale afschuiving kan voortkomen uit de situatie waarbij de statische wateroverdrukken over de bekleding groter worden dan het eigengewicht van de bekleding. De bekleding wordt dan lokaal opgelicht, waarbij het direct onder de bekleding gelegen zandbed wordt verstoord. Als dit lokaal oplichten bij verschillende waterstanden optreedt, kan over grotere oppervlakten een losser gepakte zandlaag direct onder de bekleding ontstaan, waarbinnen zich mogelijk een lokale afschuiving kan ontwikkelen.

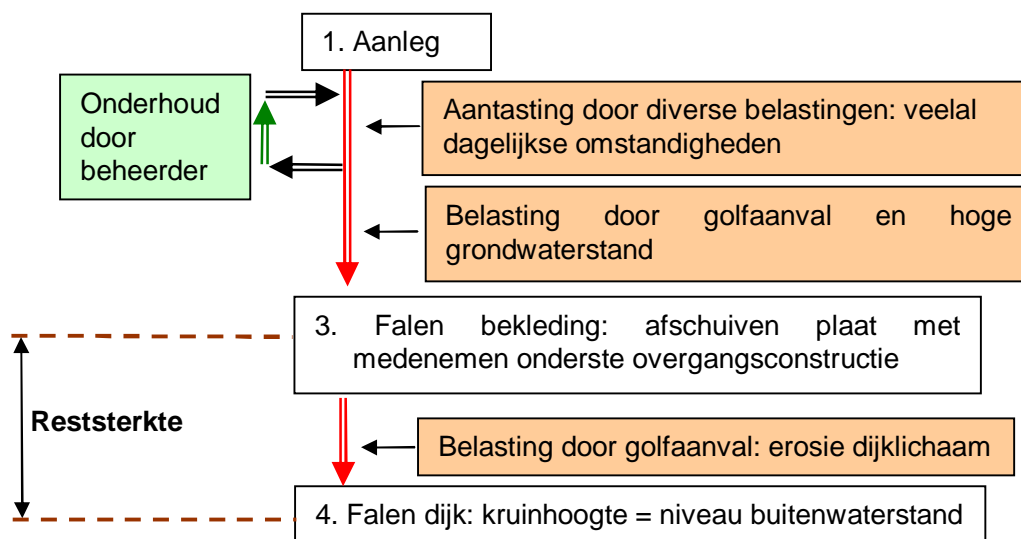
Deze schade-vorm treedt alleen op bij relatief lage buitenwaterstanden. De schade zal zich altijd op een niveau onder de grondwaterstand in de dijk voordoen, bij zakkende buitenwaterstand. Die zakkende buitenwaterstand maakt dat de golfbelasting in eerste instantie nog zal afnemen, terwijl de lage buitenwaterstand maakt dat het dijklichaam dat moet eroderen alvorens de kruin hetzelfde niveau heeft als de buitenwaterstand relatief omvangrijk is. Daarmee is de reststerkte van het dijklichaam vrij groot.

Daarnaast is voor deze schade-vorm een relatief los gepakt zandlichaam noodzakelijk, wat laag op het talud door dagelijkse omstandigheden waarschijnlijk eerder zal verbeteren dan verslechteren. Dit gevoegd bij het feit dat relatief laag op het talud de bekleding frequent wordt belast is het aannemelijk te veronderstellen dat deze vorm van beschadigen zal optreden bij één van de eerste forse stormen na aanleg van de bekleding. De kans dat dit de maatgevende storm betreft, is uitermate gering.

5.4 Bezijken onderste overgangsconstructie als gevolg van afschuiven asfaltbekleding

Dit mechanisme is niet expliciet in de Workshop Faalkansanalyse asfaltbekledingen meegenomen en daarom wordt dit mechanisme iets uitgebreider beschreven. Daarbij is een 2D verticale schematisatie gehanteerd. In geval van lokale schade aan de onderste overgangsconstructie zal boogwerking in het vlak van de bekleding optreden en de uitwerking aanzienlijk gecompliceerder zijn dan bij een 2D-schematisatie.

De onderste overgangsconstructie vormt de begrenzing van de dichte (asfalt)bekleding met een andere, lager op het talud gelegen bekleding of met het voorland. In dat laatste geval wordt de overgangsconstructie meestal aangeduid als teenconstructie. Veelal ligt er lager op het talud (in de tijzone) onder een dichte WAB-bekleding een open taludbekleding in de vorm van een steenzetting. Omdat steenzettingen meestal een onderlaag van klei hebben wil “open taludbekleding” niet per se zeggen dat het zandlichaam van de dijk via deze bekleding in open verbinding staat met het buitenwater.



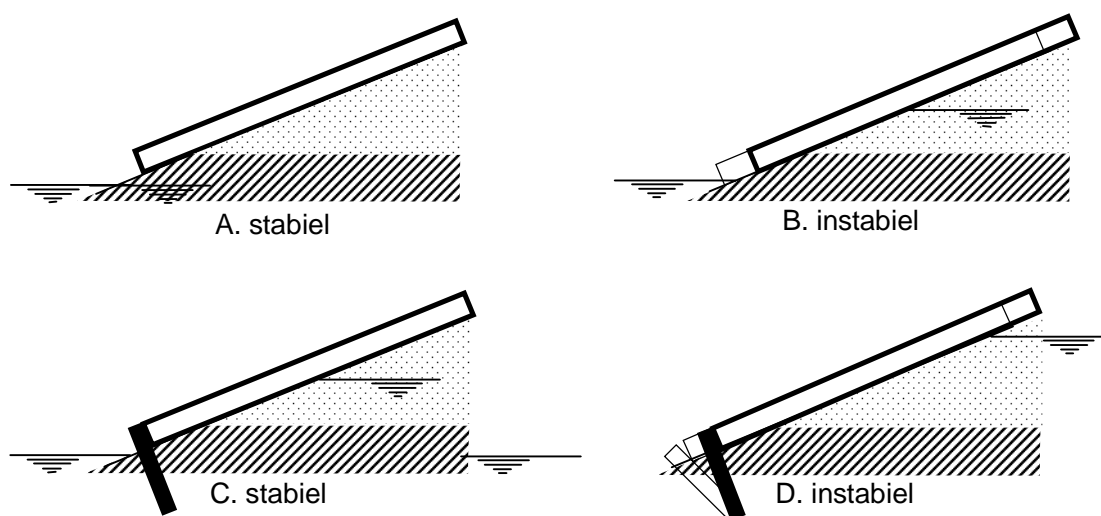
figuur 5.4 Gebeurtenissenboom, faaltak met afschuiven asfalt met bezijken onderste overgangsconstructie

Uitgangspunt is de situatie met een niet al te steile taludhelling, die voor asfaltbekledingen gebruikelijk is. Daarbij is een asfaltbekleding zonder overdrukken vanuit de ondergrond stabiel op wrijving met de ondergrond, ook zonder steun van een overgangsconstructie zie situatie A. in figuur 5.5. Als de taludhelling zodanig steil is dat de stabiliteit zonder overgangsconstructie niet gegarandeerd is, dan schuift de bekleding bij het bezijken van de overgangsconstructie uiteraard vanaf de bovenzijde mee naar beneden.

De aandrijvende kracht bij het mechanisme afschuiving is uiteraard het eigengewicht van de bekleding. Deze aandrijvende kracht wordt tegengewerkt door de wrijving met de ondergrond en de steun van een eventuele onderste overgangsconstructie. Een hoge grondwaterstand, in combinatie met een voldoende lage buitenwaterstand, reduceert de wrijving met de ondergrond waardoor die situatie tot instabiliteit kan leiden, zie situatie B. Bij diezelfde grondwaterstand is de bekleding met steun van de overgangsconstructie nog wel stabiel.

Stijgt de grondwaterstand verder, dan is er mogelijk een hoger niveau van de grondwaterstand waarbij alsnog schade optreedt omdat de overgangsconstructie onvoldoende steun kan leveren en dus bezwijkt, D in figuur 5.5.

Om het voorbeeld simpel te houden is gekozen voor een situatie waarbij het grondwater niet naar de teen van de dijk toe kan afstromen. Voor een open teen bestaan vergelijkbare situaties, maar daarbij zijn de overdrukken vanuit de ondergrond dan mede afhankelijk van het niveau van de buitenwaterstand.



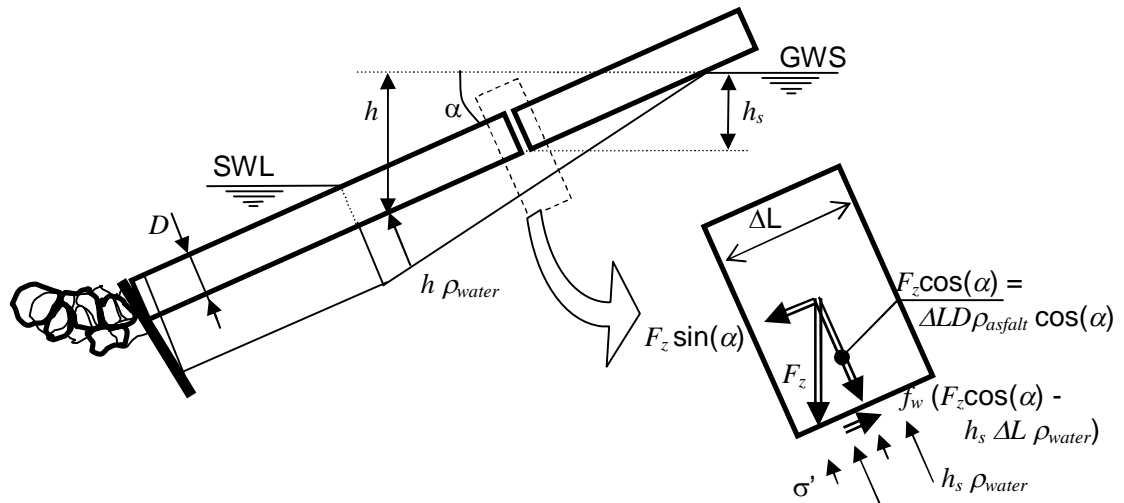
figuur 5.5 Stabiliteit asfalttoplaag met dichte teen onder invloed van grondwaterspiegel en overgangsconstructie

Bezwijken van de overgangsconstructie als gevolg van afschuiven van de asfalttoplaag treedt op als de overgangsconstructie de neerwaartse kracht langs het talud die de bekleding erop uitoefent niet meer kan opnemen. Het gevolg voor de asfaltbekleding is dat die niet meer de steun krijgt die hij nodig heeft en het onderste deel van de bekleding dat onvoldoende wrijving met de ondergrond kent, wil dus afschuiven. Als de asfaltplaat tot hoog op het talud doorloopt waar de wrijving nog voldoende is, dan zullen er trekspanningen optreden tussen het hoog- en het laaggelegen deel van de asfaltplaat. Als die trekspanningen de breuksterkte bereiken, dan zal de plaat scheuren en het onderste gedeelte afschuiven. Is de wrijving die het hooggelegen deel kan leveren niet voldoende om afschuiving te verhinderen, dan zal de asfaltbekleding als geheel afschuiven.

Een overgangsconstructie naar een lager gelegen bekleding zal normaliter alleen substantieel mee kunnen geven als de eronder gelegen bekleding al bezweken is. In dat geval is deze vorm van schade aan de asfaltbekleding dus afhankelijk van de sterkte van de eronder gelegen bekleding en overgangsconstructie. Het lijkt reëel om te eisen dat elke strook van de bekleding op het talud voldoende sterkte moet hebben om falen te voorkomen. Falen van de asfaltbekleding als gevolg van het falen van een overgangsconstructie naar een onder gelegen bekleding mag dus buiten beschouwing blijven.

De evenwichtssituatie waarbij een teenconstructie bezwijkt, verdient, omdat aan teenconstructies eigenlijk nooit serieus wordt gerekend, wel enige aandacht. De situatie is weergegeven in figuur 5.6.

De scheur die ontstaat aan de bovenrand van de afschuiving kan worden gekarakteriseerd door een afstand h_s onder de grondwaterstand.



figuur 5.6 Evenwichtsbeschouwing elementje uit de bekleding in geval van dichte overgangconstructie

Het punt waar net wel / net niet evenwicht is in de richting langs het talud, als de buiging en de trekkracht in de bekleding worden verwaarloosd, kan worden bepaald uit het evenwicht van een elementje met lengte ΔL :

$$f_w (F_z \cos(\alpha) - h_s \Delta L \rho_{water}) = F_z \sin(\alpha)$$

Waarin:

- f_w = wrijvingscoëfficiënt tussen asfalt en ondergrond [-]
- F_z = eigengewicht van elementje van de bekleding [N/m^1]
- α = hoek tussen talud en horizontaal [rad]
- h_s = diepte onder de grondwaterstand waar de scheur in de toplaag zal optreden [m]
- ΔL = lengte van elementje van de bekleding [m]
- ρ_{water} = soortelijke massa van water [kg/m^3]

Omwerken leert dat:

$$h_s \Delta L \rho_{water} = F_z \cos(\alpha) - F_z \sin(\alpha)/f_w$$

Als gebruik wordt gemaakt van:

$$F_z = \Delta L D \rho_{asfalt}$$

Waarin:

- D = dikte van de asfaltplaat [m]
- ρ_{asfalt} = soortelijke massa van asfalt [kg/m^3]

Dan is kan h_s ook worden geschreven als:

$$h_s = D (\cos(\alpha) - \sin(\alpha)/f_w) \rho_{asfalt}/\rho_{water}$$

In deze uitwerking is de parameter h_s gebruikt omdat juist op dat punt de bekleding moet scheuren. Immers het elementje rechts van het element dat net wel / net niet in evenwicht is, kan nog net op wrijving blijven hangen, maar lijkt door zijn benedenbuur toch naar beneden het talud af te worden getrokken. Echter, de netto kracht in de richting van het talud {wrijving met ondergrond minus $F_z \cos(\alpha)$ } maakt dat hij op zijn beurt met een net iets kleinere kracht aan zijn rechterbuur trekt. Bij het zakken van de buitenwaterstand, waarbij de krachten en

vervormingen zich opbouwen, moet de trekkracht in het asfalt dus de kritieke waarde bereiken op de plek waar er een elementje juist op het punt staat om te gaan schuiven. Hierbij is uiteraard aangenomen dat de kritieke trekkracht (het product van bezwijkspanning en bekledingsdikte) in de bekleding overal even groot is.

De mate waarin de teenconstructie vervormt, bepaalt de breedte van de scheur in de bekleding die als gevolg van de afschuiving kan ontstaan. Daarbij is het belangrijk vast te stellen of de scheur tot een wezenlijke terugval in de belasting kan leiden omdat de waterdruk onder het talud via de scheur kan ontsnappen. Met andere woorden, beperkt het ontstaan van de scheur de vervorming?

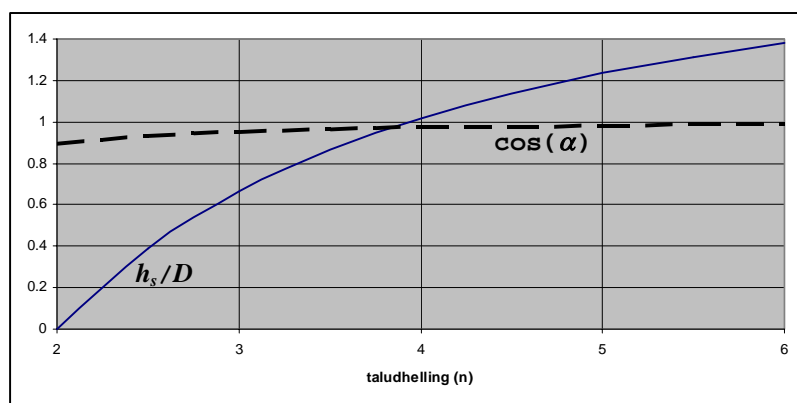
Die vraag kan worden beantwoord als voor het gemak wordt uitgegaan van de volgende realistische kentallen:

$$\rho_{\text{asfalt}}/\rho_{\text{water}} = 2,1; f_w = 0,5.$$

De locatie van de scheur wordt dan beschreven door:

$$h_s = 2,1 D (\cos(\alpha) - 2\sin(\alpha)).$$

In figuur 5.7 wordt de met de bekledingsdikte D genormeerde grafiek gegeven van h_s als functie van de taludhelling. Het blijkt dat voor de gebruikelijke taludhellingen van 1:3,5 tot 1:6 de hoogte ten opzichte van de grondwaterstand in dezelfde orde van grootte ligt als de verticale hoogte van de scheur ($D \cos(\alpha)$). Door de scheur zal dus geen groot verval ontstaan. Voor een talud van ca. 1: 3,8 manifesteert de scheur zich dus aan het oppervlak van de bekleding op dezelfde hoogte als het niveau van de grondwaterstand. Is het talud wat steiler, dan manifesteert de scheur zich lager dan de grondwaterstand; is het talud wat minder steil dan 1:3,8 dan manifesteert de scheur zich hoger dan de grondwaterstand.



figuur 5.7 Lokatie scheur als functie van de taludhelling (aanname: $\rho_{\text{asfalt}}/\rho_{\text{water}} = 2,1; f_w = 0,5$)

Het blijkt dat het bezwijken van de asfaltlaag de afschuiving niet wezenlijk afremt. Eerder is sprake van het tegendeel: door de scheur valt de trekkracht weg die het asfalt op het benedentalud nog op zijn plek hielt. De overgangsconstructie krijgt dus ook de bezwijkkracht van de scheur als extra belasting te verwerken.

Zakt in de situatie die is weergegeven in figuur 5.6 de buitenwaterstand nog verder dan het punt waarbij er net evenwicht is langs het talud, dan neemt de overdruk laag op het talud verder toe en zal de belasting op de overgangsconstructie nog verder toe kunnen nemen met de steeds verder wegvallende wrijving met de ondergrond. Zodra de druk echter zo hoog is opgelopen dat het evenwicht loodrecht op het talud niet meer gewaarborgd is, zal de bekleding worden opgelicht en overdrukken gaan ontsnappen. Verondersteld wordt dat dit stadium eerder wordt bereikt door de invloed van golven dan op grond van SWL en GWS mag worden verwacht.

Deze situatie is niet nader uitgewerkt. Als er eenmaal vervormingen optreden is het zeer waarschijnlijk dat er in de derde dimensie een herverdeling van krachten gaan optreden. Daarbij moet worden opgemerkt dat in deze uitwerking is gekozen voor een makkelijke, maar wel erg conservatieve uitwerking uitgaande van een volledig dichte teenconstructie. Uitwerking van 3D en/of een doorlatende teenconstructie is te gecompliceerd voor deze inventarisatiefase. Mocht voor fase 2 hiertoe worden besloten dan kan wellicht nog gebruik worden gemaakt van een eerder door Vastenburger (2006) uitgewerkte situatie voor de afschuiving van steenzettingen op het scheidingsvlak van klei en zand.

Er zijn uit de praktijk wel schadegevallen bekend die zijn toegeschreven aan wateroverdrukken, zie paragraaf 3.4. Het gaat daarbij echter om andere vormen van afschuiven en bezwijken, die niet mogen worden verwacht bij een asfaltbekleding op een zanddijk.

De afschuiving zal pas na een ongebruikelijk hoge grondwaterstand optreden en de scheur in de bekleding die daar het gevolg van is, zal altijd boven de actuele buitenwaterstand ontstaan. Daardoor is de kans op een rampzalige vervolgschade beperkt. Het moment van beschadigd raken van de bekleding is namelijk na het hoogtepunt van de storm, want de buitenwaterstand moet al weer flink zijn gedaald. Dat de scheur onder de grondwaterstand ligt, betekent dat de schade in ieder geval een flink stuk onder de maatgevende buitenwaterstand optreedt. De reststerkte van het dijklichaam is daarmee dus relatief groot.

Voorts moet worden opgemerkt dat deze vorm van afschuiven gepaard gaat met het omduwen van de overgangsconstructie. Oftewel eerst de constructie vóór deze overgangsconstructie moet bezwijken. Dat betekent dat of de teenbestorting niet in orde was, in geval van een teenconstructie, of dat de onderliggende bekleding eerst is bezweken. Gebruikmakend van de inschattingen gedaan in de workshop faalkansanalyse ('t Hart 2008B) is er een kans van 0,001 op een kleine of grote vervorming van de teenconstructie. Daarbij gevoegd de kans op een (extreem) hoge grondwaterstand, de noodzaak dat er sprake is van een meertoppige storm en de relatief grote reststerkte van het dijklichaam, levert dit een kans die in ieder geval een orde kleiner is dan kansen bij andere takken uit de gebeurtenissenboom.

Het is daarom verleidelijk om evenals in (Calle 2002) dit mechanisme verder buiten beschouwing te laten. Pas als de reststerkte van het dijklichaam bij schade laag op het talud bekend is ten opzichte van die bij schade hoog op het talud, zal de definitieve keuze gemaakt worden om deze tak buiten beschouwing te laten.

5.5 Bijzondere belastingen

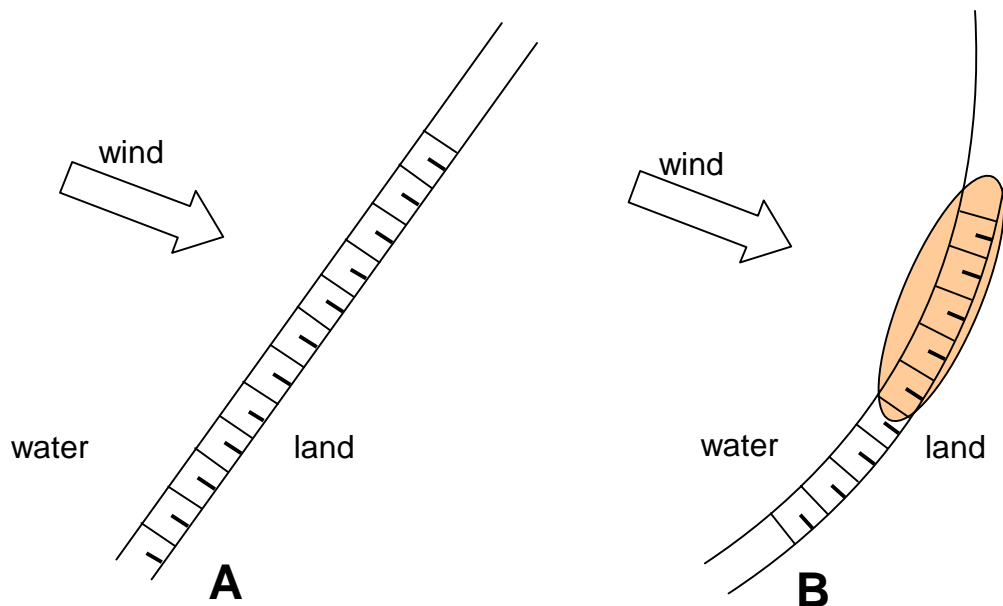
Bijzondere belastingen op de bekleding kunnen zich zowel tijdens een (extreme) storm voordoen als onder normale omstandigheden gedurende de gebruiksfase. Voorbeelden van bijzondere belastingen gedurende de gebruiksfase die tot schade kunnen leiden zijn: te zwaar (onderhouds)materieel op de dijk, graverij door dieren onder de bekleding, kruidend ijs etc. Daarnaast zijn er nog bijzondere situaties in of rond de bekleding die tot schade kunnen leiden: niet waterkerende objecten waarvan aansluitingen op de bekleding ondoordacht zijn uitgevoerd. Als dit soort situaties tot schade aan de bekleding leidt, kan door tijdig ingrijpen door een beheerder de bekleding nog weer worden hersteld. Deze bijzondere belastingen kunnen worden geschaard onder de "diverse belastingen" als weergegeven in figuur 5.2.

Er zijn echter ook bijzondere situaties die zich vooral tijdens een (maatgevende) storm voordoen. Voorbeelden daarvan zijn het stranden van over boord geslagen scheepscontainers of zelfs van een compleet schip. Schade die hierdoor aan de bekleding ontstaat, zal niet tijdens een maatgevende storm kunnen worden gerepareerd.

Er zijn diverse typen asfaltbekleding op onze dijken aanwezig die in meer of mindere mate kwetsbaar zijn voor het bijzondere belastingsgeval "drijvende objecten". In volgorde van kwetsbaarheid worden behandeld: Open SteenAsfalt (OSA), WaterbouwAsfaltBeton (WAB) en vol en zat gepenetreerde breuksteen. Die kwetsbaarheid wordt enerzijds bepaald door de laagdikte waarin het materiaal wordt toegepast, anderzijds door de samenhang in het materiaal en de flexibiliteit van de bekleding.

Open SteenAsfalt (OSA) is vrij kwetsbaar. De beperkte samenhang binnen het materiaal is daarvoor de reden. Drijvend wrakhout kan al stenen wegslaan uit het oppervlak en als dat lang genoeg doorgaat, dan kan dat uiteindelijk tot gaten leiden. Daarom dient dit type bekleding niet te worden toegepast op plaatsen waar sprake kan zijn van langdurige blootstelling aan drijvend wrakhout. Dit type bekleding dient dus niet te worden gebruikt op concave dijkvakken, zie figuur 5.8, en rond het niveau waar dagelijks forse golfaanval optreedt.

Is er rekening gehouden met deze voorwaarden, dan is een bekleding van OSA weliswaar iets kwetsbaarder dan die van WAB, maar de kans op een gat als gevolg van drijvende objecten lijkt niet wezenlijk groter.



figuur 5.8 *Recht (A) en concaaf dijkvak (B), met zone met verhoogde kans op meervoudige schade door drijvende objecten bij gegeven windrichting*

Bekledingen van waterbouwasfaltbeton (WAB) zijn veelal vrij dun in vergelijking met andere bekledingen (vanaf ca. 0,20 m, terwijl een steenzetting-op-filter-op-klei of een grasmat op klei vanaf 1,0 m), maar met name de dunnere lagen worden in verband met het mechanisme opdrijven alleen hoog op het talud toegepast. Om een gat in een WAB bekleding te kunnen slaan dient de massa ten minste in de orde van een lege zeecontainer te zijn. (Containergewichten: 3 m ca. 1500 kg; 6 m ca. 2250 kg; 12 m ca. 3500 kg.)

Als dit soort objecten op de dijk slaan, dan zullen zij schade toebrengen aan een beperkte zone onder de SWL, afhankelijk van hun diepgang. Grofweg kan worden gesteld dat het gaat om de plek waar de meeste golven inslaan. Op een recht stuk dijk zal een drijvend object niet

lang op eenzelfde plek op de dijk blijven beuken, maar al snel met de altijd iets schuin invallende golven naar een andere plek op de dijk worden meegevoerd. Dat betekent dat schade als gevolg van strandingen op rechte dijkvakken eigenlijk slechts op een enkel niveau zullen optreden. De kans dat er in een andere fase van het getij of de storm wederom een bijzondere belasting aangrijpt en een gat slaat op een iets ander niveau is dusdanig veel kleiner dat daar geen rekening mee hoeft te worden gehouden. Gaten als gevolg van bijzondere belastingen op een recht dijkvak zullen dus op zijn hoogst op enige afstand naast elkaar optreden, maar er hoeft dus niet te worden gerekend op meer dan één gat in dezelfde raai loodrecht op de dijk.

Voor concave dijkvakken, waarbij drijvende objecten voor langere tijd in hetzelfde dijkvak aanwezig blijven, moet, gegeven een stranding van een zwaar drijvend object, eigenlijk wel rekening worden gehouden met schade op meerdere niveaus.

Hieruit wordt de voorlopige conclusie getrokken dat met het rekenen met reststerkte in geval van gaten in concave dijkvakken er meer veiligheid moet worden ingebouwd dan in geval van rechte dijkvakken.

Omdat WAB in verband met het risico op overdrukken veelal hoog op het talud wordt toegepast, zal een dergelijke schade normaliter boven de grondwaterstand optreden.

Een bekleding van gepenetreerde stortsteen kent veelal een grotere laagdikte dan die van WAB. De gepenetreerde stortsteen wordt meestal toegepast laag op de dijk, waar de dikte van een WAB bekleding te kort schiet gelet op het mechanisme wateroverdrukken. Schade door strandingen zullen door het lage niveau waar dit type bekleding wordt toegepast vrijwel zeker optreden beneden de hoogste grondwaterstand. Door de opbouw uit stortsteen en vrij plastische penetratiemortel is de flexibiliteit van dit type van de asfaltbekledingen het grootst. Om een gat in een gepenetreerde stortsteenbekleding te kunnen slaan dient de massa eerder in de orde van een beladen zeecontainer te zijn (>10.000 kg).

Strandingen van (zee)schepen zullen elke bekleding ernstig kunnen beschadigen. Deze beschadigingen zullen, omdat schepen relatief diep steken, altijd relatief laag op het talud plaatsvinden. Door de plasticiteit van een gepenetreerde stortsteen bekleding zal deze relatief goed een eventuele erosiekuil blijven afdekken. Het te eroderen zandvolume is, bij een schade zo laag op het talud ook relatief groot, waardoor de reststerkte van het dijklichaam ook relatief groot is.

Kwalitatief kan worden gesteld dat bijzondere belastingen die grote schade veroorzaken relatief zeldzaam zijn, terwijl bij dit soort schades, laag op het talud, de reststerkte relatief groot zal zijn. Uitspoelen zal immers pas plaatsvinden bij relatief lage waterstanden en dus gezien de waterstand dient relatief veel zand te worden weggeslagen voordat er sprake is van kruinverlaging en de bekledingsresten dekken de schade relatief goed toe.

Wellicht kan door middel van duinafslagsommen worden vastgesteld of het niveau van de schade werkelijk substantiële verschillen in reststerkte van het zandlichaam oplevert (zie ook deel 7 van deze rapportage).

5.6 Nabeschouwing analyse schadeontwikkeling

Voor concave dijkvakken is het risico aanzienlijk dat gegeven de stranding van een object dat schade aan de bekleding kan aanbrengen, dat dit object het talud op meerdere niveaus beschadigt.

Schades door zowel verweking, afschuiving bij teenconstructie als door strandingen zijn enerzijds zeldzaam. Anderzijds leidt dit meestal tot een dusdanige schade dat de reststerkte van de toplaag aanzienlijk kleiner zal zijn dan bij de schades die bij dagelijks beheer niet-gerepareerd blijven. Daar staat tegenover dat deze schades juist laag op het talud optreden

als de buitenwaterstand dalend is. De reststerkte van het resterende dijklichaam is in die gevallen dus relatief groot.

Op grond van een bepaling van de reststerkte van de zandkern bij hoge en lage buitenwaterstand zal moeten worden besloten of het onderzoek zich kan beperken tot de tak van de gebeurtenissenboom, waarbij de schades die bij dagelijks beheer niet-gerepareerd blijven.

6 Nadere beschrijving van de meest waarschijnlijke sequentie van processen in de gebeurtenissenboom

6.1 Proces blootstelling aan dagelijkse omstandigheden

Als eerste proces in de meest waarschijnlijke gebeurtenissenboom van figuur 5.2 wordt blootstelling aan weer en wind, zakkingen etc. genoemd. Dit is een vergaarbak voor tal van invloeden, waarbij het asfalt kan vervormen, chemisch worden aangetast, verouderen en degraderen. Omdat asfaltbekledingen (WAB) meestal vrij hoog op het buitentalud worden toegepast, is belasting door golven onder dagelijkse omstandigheden normaliter niet aan de orde.

Voor vervormen zijn er diverse redenen te geven:

- > Temperatuurswisselingen tussen dag en nacht, maar ook tussen de seizoenen zijn voor de bekleding aanleiding om uit te zetten en te krimpen. Afhankelijk van geometrie en materiaaleigenschappen kan dit leiden tot verschuiving van de bekleding over zijn ondergrond. Veelal worden de vervormingen verhinderd, waardoor alleen spanningen optreden. Als de temperatuur-trekspanningen te groot worden zal dit leiden tot scheuren en dus vervormingen en eventueel tot open staande scheuren: spleten.
- > Zettingen leiden tot vervormingen. Vooral de verschilzettingen kunnen buigvervormingen opleveren. Zettingsverschillen moeten echter extreem groot zijn wil dit alleen tot open staande scheuren leiden.
- > Plasticiteit van het mengsel in combinatie met een te steil talud (instabiel mengsel).

Omdat de hiervoor genoemde vervormingen steeds traag verlopen, zal de vervormingscapaciteit groot zijn en zullen deze processen bij een goed mengselontwerp normaliter niet snel tot schade, oftewel scheuren van de bekleding, leiden.

Vervormingen en chemische aantasting kunnen ook plaatsvinden door biologische processen. Plantengroei geeft enerzijds een mechanische belasting. Wortels, wortelstokken en in het ergste geval stammen van houtige gewassen kunnen het asfalt op verschillende schaal uiteen drukken. Maar in de wortelzone van planten spelen ook tal van chemische processen een rol waarvan sommige de degradatie van asfalt kunnen bevorderen.

Verouderen gaat bij asfalt gepaard met het reageren van fracties uit het bitumen met zuurstof. Daardoor wordt het bitumen "harder" en de constructie per saldo stijver. De vervormingscapaciteit neemt bij veroudering af zodat temperatuurswisselingen eerder tot schade kunnen leiden.

Degraderen van asfalt vindt vooral plaats door het verlies van binding tussen bitumen en de steenfractie in het asfalt, meestal onder langdurige inwerking van vocht. De zuurgraad, o.a. beïnvloed door processen in de wortelzone, speelt hierbij ook een rol. Hierdoor verliest het asfalt langzaam maar zeker zijn samenhang. Ook uitzetting van binnengedrongen water als gevolg van vorst kan de samenhang in de toplaag verstoren. Naarmate het asfalt minder goed is verdicht, is de wisselwerking met de atmosfeer groter en dus zullen veroudering en degradatie eerder en in sterkere mate optreden.

De praktijk leert dat na verloop van vele jaren er schades ontstaan: thermische scheuren, zakkingscheuren en/of openstaande daglassen. Deze schaden moeten bij inspectie worden onderkend en door het verrichten van onderhoud worden gerepareerd.

Onder deze categorie wordt in deze studie ook gerekend de bijzondere belastingen en bijzondere situaties die niet aan stormomstandigheden gebonden zijn. Zie daarvoor paragraaf 5.5.

De blootstelling aan dagelijkse omstandigheden leidt dus, na verloop van jaren, enerzijds tot schades. Die schades vormen voor dit onderzoek de beginsituatie ten opzicht waarvan van de reststerkte wordt beoordeeld. Daarnaast leidt de blootstelling aan dagelijkse omstandigheden tot een verandering van de materiaaleigenschappen ten opzichte van de aanleg. Idealiter zouden deze materiaaleigenschappen als functie van de leeftijd van de bekleding kunnen worden bepaald. Een dergelijk levensduurmodel is helaas nog niet ontwikkeld. Dat betekent dat ook de materiaaleigenschappen van verouderd asfalt voor het reststerkteonderzoek het vertrekpunt moeten vormen.

6.2 Beheer: inspectie en onderhoud

De beheerder van de dijk controleert de toestand van de dijk (inspectie) en voert zo nodig (preventief) onderhoud uit.

Het signaleren van de achteruitgang in kwaliteit gebeurt hoofdzakelijk nog door middel van (visuele) inspectie. Heeft de bekleding een zekere ouderdom bereikt, dan worden voor de vijfjaarlijkse toetsing ook destructieve en niet-destructieve onderzoekstechnieken ingezet. Met valgewicht-deflectiemetingen wordt de stijfheid van de constructie en met radar de bijbehorende laagdikte bepaald. Door mechanisch onderzoek aan monsters verkregen uit boorkernen worden de vermoeiingseigenschappen van het asfalt bepaald.

Alleen als schaden vroegtijdig worden gesignaleerd, kunnen er passende herstelmaatregelen worden uitgevoerd. Als schade niet wordt onderkend of waargenomen, faalt de inspectie. Het niet onderkennen van schade kan het gevolg zijn van onvoldoende scholing van de inspecteur. Het falen van de visuele inspectie kan echter ook worden veroorzaakt doordat omstandigheden een goede inspectie onmogelijk maken. Zo heeft een visuele inspectie niet veel zin als er recentelijk een oppervlakbehandeling is aangebracht. Ook zullen slechte weersomstandigheden en de aanwezigheid van (stuif)zand op de bekleding de effectiviteit van visuele inspectie verminderen. Voorts is het denkbaar dat sommige schades niet als zodanig bekend zijn. Zo is onlangs lokale opbolling als nieuw schadebeeld geïntroduceerd voor vergaande aantasting van het asfalt onder een oppervlaktebehandeling. De criteria die bij de inspectie worden gehanteerd ten aanzien van het niveau van schade wat acceptabel is, kunnen overigens ook niet correct gesteld zijn. Juist dit reststerkte onderzoek zou er toe kunnen leiden dat deze criteria worden bijgesteld.

Voor wat betreft onderhoud, kunnen twee vormen worden onderscheiden. Allereerst is er het preventief onderhoud, het periodiek oplappen van de bekleding voordat er structurele schade zichtbaar is. Er zal normaliter bij preventief onderhoud nog geen sprake zijn van schade aan van de bekleding. Het meest bekende voorbeeld van preventief onderhoud is het om de 5 à 10 jaar aanbrengen van een oppervlaktebehandeling op de asfaltbekleding. Preventief onderhoud beperkt degradatie en veroudering van het asfalt.

De tweede vorm van onderhoud betreft het herstel van schade die is geconstateerd bij inspecties. Als significante schade aan de dijk(bekleding) is gesignaleerd, is onderhoud waarbij deze schade afdoende wordt hersteld noodzakelijk. Door onwetendheid, het onvoldoende onderkennen van de aard van de schade, is het mogelijk dat de verkeerde herstelmaatregel wordt getroffen of dat de herstelmaatregel niet goed wordt uitgevoerd waardoor de zwakke plek in de constructie aanwezig blijft.

Ook is het denkbaar dat het noodzakelijk onderhoud niet vóór de volgende zware storm wordt uitgevoerd omdat de middelen (geld of capaciteit) niet snel genoeg kunnen worden gemobiliseerd.

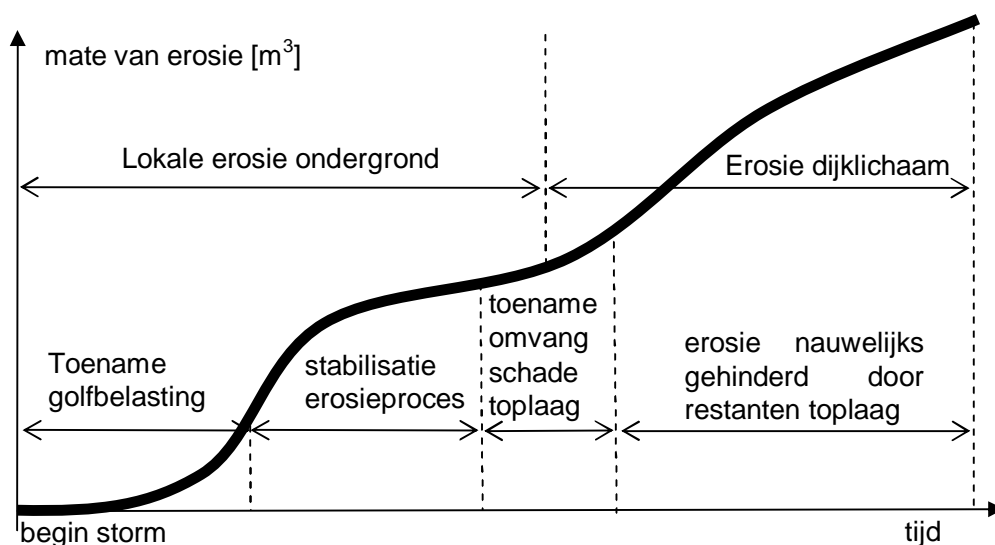
In die gevallen faalt het onderhoud.

Uit de Workshop Faalkansanalyse asfaltbekledingen is het oordeel naar voren gekomen dat de kans op significante schade aan het begin van het stormseizoen als gevolg van het falen van inspectie en onderhoud enkele ordes groter is dan de kans op vergelijkbare schade door stormomstandigheden. Het lijkt aantrekkelijk om te stellen dat als inspectie en onderhoud worden geperfectioneerd, dat initiële schade aan het begin van een storm dan kan worden uitgesloten. Wellicht kan er in de praktijk nog wat verbeteren, maar bedacht moet worden dat inspectie en onderhoud mensenwerk blijft. En mensenwerk is relatief duur en mensen zijn niet onfeilbaar. Dat betekent dat voor dit reststerkteonderzoek naast schade die nu als acceptabel wordt gezien ook schaden die ongewild door het beheer heen slippen in beschouwing moeten worden genomen.

6.3 De schadeontwikkeling bij een asfaltbekleding met initiële schade

De initiële schade wordt verondersteld te zijn ontstaan door een andere oorzaak dan de golfbelasting bij de betreffende storm. Bovendien dient de schade zo ernstig te zijn dat de bekleding niet meer volledig zanddicht is.

De golfbelasting op de schadeplek neemt toe als de storm toeneemt doordat of de golfhoogte toeneemt, of doordat de SWL door het getij of stormopzet zodanig wijzigt dat de schade die aanvankelijk niet of nauwelijks werd belast, bij de hogere waterstanden wel wordt belast. Dit laatste zal meestal het geval zijn omdat asfaltbekledingen (WAB) eigenlijk altijd zodanig hoog op het talud liggen dat zij alleen worden belast door golfklappen als er sprake is van stormcondities met een forse stormopzet.



figuur 6.1 *Principe schets van verloop van de erosie (de schaling is niet per se lineair.)*

Wordt de schadeplek eenmaal blootgesteld aan golfbelasting (door oploop, golfklappen en/ of golfterugtrekking) dan kan er in principe erosie van de ondergrond gaan optreden.

Is de belasting groot genoeg om erosie op gang te brengen, dan zal bij een hoge grondwaterstand het erosieproces relatief vlot verlopen. Door de erosie neemt de afstand toe tussen het zandbed en de opening waardoor het zand verdwijnt, waardoor de erosiesnelheid iets terug loopt. De erosie ondermijnt het aan de schade grenzend plaatveld. Doordat de bekleding iets vervormt naar aanleiding van de ontgronding is het bij kleine spleetvormige schades mogelijk dat de schade (scheur) zich sluit. Afhankelijk van de grootte van de initiële schade is het dus mogelijk dat de erosiesnelheid door deze twee effecten nihil wordt. Vervormingen van het ondermijnde plaatveld zijn echter niet per se positief. Door de wisselende belasting door golven zullen wisselende vervormingen van de ondermijnde plaat optreden die bij voldoende ondermijning uiteindelijk kunnen leiden tot afbreken van de ondermijnde rand. Daardoor neemt de schade en het erosieproces progressief toe, tot, in het limietgeval, de omvang van duinafslag.

Uiteraard kan in elke fase van de schadeontwikkeling zoals weergegeven in figuur 6.1 een stabilisatie optreden als de golfbelasting ter plaatse van de schade afneemt door afnemende stormomstandigheden, getij of opzet.

6.4 Lokale erosie ondergrond

Een schade (spleet of gat) die tot gevolg heeft dat de bekleding niet meer zanddicht is, kan tot lokale erosie van de ondergrond leiden. Spleten worden gedefinieerd als schaden waarvan de lengte tenminste de asfaltdikte bedraagt, terwijl in de richting loodrecht daarop (scheurbreedte) de afmeting van schade maximaal $\frac{1}{3}$ van die dikte bedraagt. Spleten zijn normaliter scheuren of naden die open staan. Alle overige schades die over de volledige asfaltdikte doorgaand zijn, worden aangeduid als gaten.

Ook al is er initiële schade, erosie treedt alleen op als er ook daadwerkelijk een hydraulische belasting van voldoende hoog niveau aanwezig is.

Een geringe erosie kan in bijzondere gevallen al onder dagelijkse omstandigheden, door hemelwater optreden. Maar daarbij is geconcentreerde afstroming van hemelwater eigenlijk al een vereiste. Dit soort bijzondere gevallen zal bij inspectie moeten worden gesignaleerd.

Serieuze lokale erosie zal optreden bij stormbelastingen, waarbij de schadeplek in de golfloopzone komt te liggen, of erger nog, in de golfklapzone.

Bij de lokale erosie van de ondergrond worden twee fasen onderscheiden: de initiële erosie, waarbij het erosieproces het eerste ontgrondingskuiltje vormt, en de uitbreiding van de erosiekuil.

De erosie ontstaat doordat zand wordt meegevoerd door stromend water, meestal veroorzaakt door brekende golven, omdat de stroming langs de dijk als gevolg van getij of debiet door de rivier meestal verwaarloosbaar is. Bij de stroming dienen een tweetal oriëntaties te worden onderscheiden. Allereerst is er stroming in een vlak evenwijdig aan het talud (golfloop en golfterugtrekking, alsmede stroming als gevolg van verhangen langs het asfaltoppervlak door brekende of scheef invallende golven). Vervolgens is er stroming loodrecht op het vlak van de bekleding (uittredend water).

De stroming in het vlak van het talud vormt de belasting voor de initiële erosie, de stroming van de ontgrondingskuil door de schade naar het buitenwater veroorzaakt de uitbreiding van de erosiekuil.

6.4.1 Start erosieproces

Om te komen tot falen van de bekleding is ondermijning essentieel: het erosieproces dient daartoe eerst op gang te komen. Bij beperkte spleetbreedtes, waarbij de spleten evenwijdig aan de dijkas zijn, zal het erosieproces mogelijk niet op gang komen.

De initiële erosie moet plaatsvinden op een moment dat er nog geen (significante) ontgrondingskuil aanwezig is. De turbulente stroming over het zandbed ter plaatse van de schade levert de transportcapaciteit die tot erosie moet leiden.

Infiltratie van buitenwater richting grondwater zal het grensvlak tussen water en zand stabiel maken terwijl het tegendeel, uittreden van grondwater naar het buitenwater, het erosieproces juist zal bevorderen. Het verschil in niveau van de grondwaterstand en het niveau van de schade is dus een belangrijke parameter.

Aangezien asfaltbekledingen meestal hoog op het talud liggen is in de praktijk infiltratie eerder regel dan uitzondering.

Het evenwicht, en als dat niet meer is gegarandeerd de transportcapaciteit, is dus afhankelijk van de stroomsnelheden evenwijdig en loodrecht op het grensvlak van water en zand.

Bij stroming langs het talud is de vorm en oriëntatie van de schade ten opzichte van de stroming relevant. Qua schades wordt onderscheid gemaakt in enerzijds gaten en anderzijds spleten. Gecombineerde schades kunnen bij aanvang van het erosieproces nog buiten beschouwing worden gelaten, zij zullen elkaar niet onderling beïnvloeden.

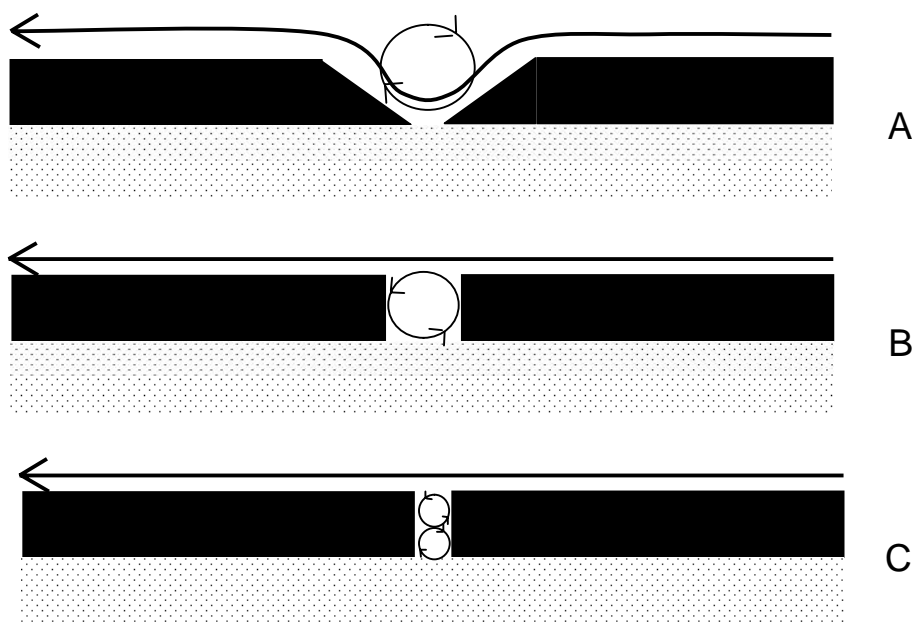
De stroomsnelheid evenwijdig wordt bepaald door de gradiënten op het talud. Hoog in de golfoploopzone is die gradiënt op het moment dat er water op het talud staat grofweg gelijk aan de taludhelling. In geval van een spleet die tegen het talud oploopt is de dikte van de bekleding, de breedte van de spleet en de ruwheid van de spleetwand dus bepalend voor de erosie.

Komt een spleet die tegen het talud oploopt in de golfklapzone terecht, dan kunnen de gradiënten op het talud als gevolg van de grootschalige turbulentie vele malen groter worden en zullen ook de stroomsnelheden een andere orde van grootte krijgen.

Bestaat de schade uit een horizontale spleet, dan zijn er in de golfoploopzone langs de lengte van de scheur geen gradiënten van betekenis en zal het initiële erosieproces niet op gang komen. Bij hogere waterstanden komt de schade in de golfaanvalzone en treden er langs de scheur grotere gradiënten op die het erosieproces, afhankelijk van de spleetbreedte en – diepte wel op gang kunnen brengen.

In geval van een gat, zal de breedte-diepte-verhouding bepalen bij welke gradiënten op het talud het initiële erosieproces op gang kan komen. De turbulenties die op het asfaltoppervlak aangrijpen, bereiken afhankelijk van de vorm van het gat in meer of mindere mate ongedempt het zandbed. Weinig demping zal optreden als het gat breed trechtervormig is; iets meer demping treedt op als het gat even breed als diep is, zie figuur 6.2. Als de breedte-diepte-verhouding voldoende klein is, zal er geen erosie optreden: een boorgat van Ø20 mm in een 0,2 m dikke asfaltbekleding kan niet tot significante erosie leiden als gevolg van golfaanval.

Als het zandbed onder het gat door de erosie een verdiepte ligging krijgt, wordt de effectieve breedte-diepte-verhouding kleiner en zal het erosieproces minder snel verlopen. Verwacht wordt dat uiteindelijk het erosieproces door het water dat gat in- en uitstroomt onder invloed van de drukwisseling door de golven dominant wordt.



figuur 6.2 *Principe schets erosie door turbulentie. A: trechtersvormig gat met effectief grote breedte-diepteverhouding; B: gat met breedte-diepteverhouding = 1; C gat met kleine breedte-diepteverhouding.*

Het gat in de bekleding, volgens het VTV een schade die leidt tot afkeuren, zal normaliter niet bij aanvang van een storm in de bekleding aanwezig zijn. Maar het zijn juist de uitzonderingen die niet tijdig zijn gerepareerd: gaten ten gevolge van verwijderde of weggerotte paaltjes of houtige gewassen. Niet uitgesloten mag worden dat door bijzondere belastingen (stranding van schepen of zeecontainers) er een of meerdere gaten ontstaan. In de literatuurstudie zijn tot op heden geen geschikte modelleringen gevonden. Door het probleem op te splitsen in een aantal meer elementaire fysische processen moet het toch mogelijk zijn om tot een beschrijving te komen.

Het gaat in eerste instantie om de beschrijving van de stroming in een spleet als gevolg van gradiënten op het oppervlak van het talud. Uitgaande van die stroming is een beschrijving van het evenwicht van de korrels op het grensvlak zand-water nodig en vervolgens het transport van zand door de stroming. Dit zijn evenwichtsbeschouwingen en zandtransportprocessen zoals die ook zijn beschreven voor piping en hydraulisch dichte filters. Door die kennis te mobiliseren is de initiële erosie in principe te beschrijven.

6.4.2 Erosieproces voor spleet evenwijdig aan de dijkas

Afgezien van het initiële erosieproces, waarvoor nog geen beschrijving in de literatuur is gegeven is de ontwikkeling van de erosiekuil in principe door Van der Weide et al (1995) gemodelleerd, zie paragraaf 3.3.1.

In die modellering is er vanuit gegaan dat de drukwisselingen op het talud de stroming door de spleet naar de ontgrondingskuil aandrijven. Niet gemodelleerd is het feit dat de stroming loodrecht over de scheur de stroming loodrecht op het vlak van de bekleding kan gaan aandrijven. Van een dergelijke aandrijving is vooral sprake als er een hoogteverschil over de scheur is ontstaan. De overtrekkende stroming zal leiden tot een stuwdruk of juist een zuiging in de scheur. Dat maakt dat de opgestelde modellering voor beperkte kuilen waarbij de uitkragende asfaltplaat nog nauwelijks doorbuigt bruikbaar is, maar dat voor de situatie

waarbij de uitkragende plaat significant gaat doorbuigen de geschematiseerde hydraulische belasting, zie figuur 3.10, moet worden heroverwogen.

6.4.3 Erosieproces voor spleet loodrecht op dijkas (door gradiënten tegen het talud op aangedreven erosieproces)

In de literatuur is het erosieproces voor een spleet die van onder naar boven op het talud loopt wel benoemd, maar nog niet gemodelleerd. Veelal zal een dergelijke spleet voortkomen uit een daglas, die is doorgescheurd. Dit soort schade komt geregeld voor op Nederlandse dijken en worden bij goed onderhoud tijdig en afdoende hersteld.

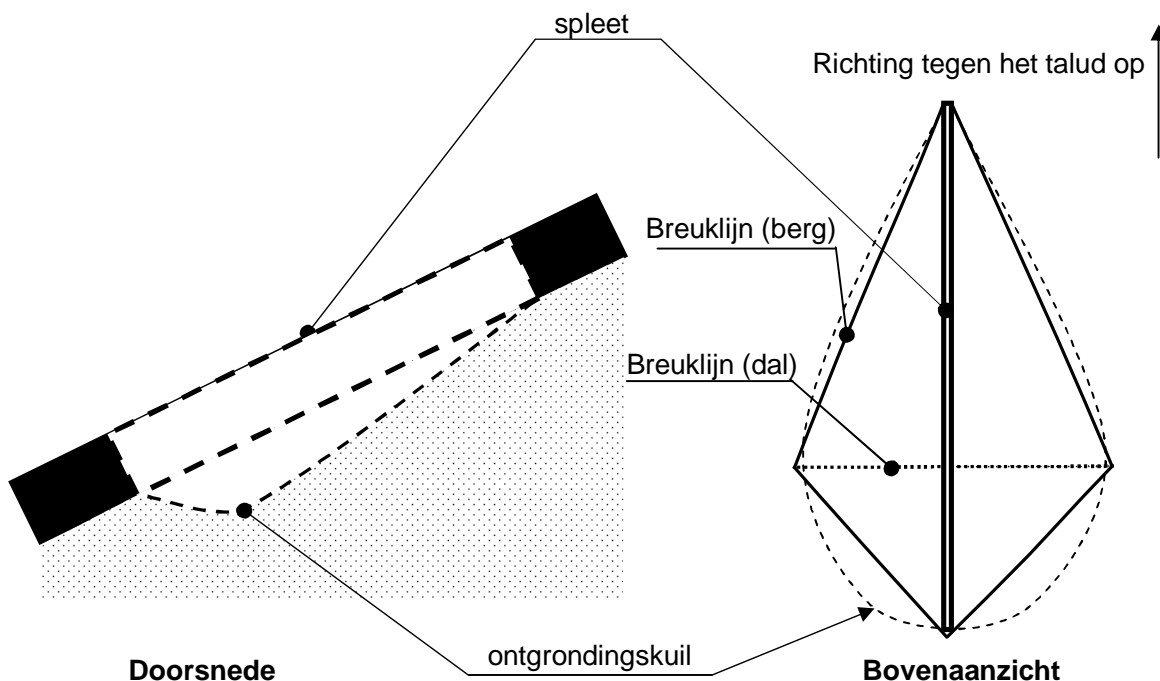


figuur 6.3 *Inspectie van openstaande daglas op de Lauwersmeerdijk*

De belasting wordt in dit geval bij lage waterstanden ten opzichte van de schade gevormd door de golfloop, die de spleet inloopt, onder de asfaltplaat naar beneden stroomt en weer uitreedt via het laagste punt van de spleet. De stroomsnelheid in de spleet volgt uit de spleetbreedte, de wandruwheid in de spleet en de taludhelling. Het is die evenwichtssnelheid die bepaalt of het erosieproces op gang komt. Bij een scheur zijn de spleetwanden normaliter grillig en ruw, een open staande daglas zal mogelijk deels gladdere spleetwanden kennen, waardoor bij gelijke gaping een grillige scheur in principe tot iets minder erosie zal leiden. In geval van daglassen in asfaltbetonbekledingen mag voor het reststerkteonderzoek worden verondersteld dat de freatische lijn altijd lager ligt dan de schade.

Bij hogere waterstanden, wanneer de spleet in de golfaanvalzone komt, worden de verhangen niet meer bepaald door de taludhelling maar door de grotere gradiënten die samenhangen met golfklappen. De stroming evenwijdig door de spleet wordt daardoor groter. Als er zich een ontgrondingsholte rond de spleet onder de bekleding heeft gevormd, dan is de aandrijvende belasting het water wat lokaal door de spleet de ontgrondingsholte instroomt en elders of later bij lage(re) druk weer door de spleet naar buiten stroomt. De drukwisselingen, in tijd en plaats drijven het erosieproces aan. Zolang de in- en uitstroom nog tegelijkertijd op verschillende niveaus op het talud plaatsvindt, onderscheidt dit proces zich van de situatie bij een horizontale spleet.

Als echter de spleetlengte beperkt is ten opzichte van de gradiënten en drukwisselingen op het talud, dan zal er geen sprake zijn van tegelijkertijd in- en uitstromen en is het erosieproces vergelijkbaar met dat bij een gat met een vergelijkbaar oppervlak.



figuur 6.4 Ontgraving in geval van een spleet tegen het talud op, met mogelijk breuklijnenpatroon

De vorm van de ontgrondingskuil in dwarsdoorsnede is afhankelijk van de grondwaterstand. Als de grondwaterstand hoog is ten opzichte van de buitenwaterstand, dan worden taluds van de kuil al snel instabiel. Het ligt dan voor de hand om te veronderstellen dat de kuil zich ook uitbreidt naar niveaus die hoger liggen dan de instroming door de spleet. Dat kan een kuilvorm opleveren die vergelijkbaar is met die bij een korte horizontale schade of gat. Aangezien asfaltbekledingen relatief hoog op het talud liggen, is het zeer waarschijnlijk dat de GWS lager ligt dan het onderste punt van de spleet. De taluds van de ontgrondingskuil zijn dan door capillaire spanningen veel stabiel. Mogelijk dat zelfs vrijwel verticale wanden onder het hoogste intreepunt ontstaan.

6.4.4 Erosieproces voor gat

Het erosieproces voor een gat is in de literatuur nog niet gemodelleerd. Het principe komt echter sterk overeen met de modellering die door Van der Weide en Smith (1995) is uitgewerkt voor de horizontale spleet. In die modellering is uitgegaan van de veronderstelling dat er in elke snede loodrecht op de spleet dezelfde processen optreden.

De situatie met een gat is analoog te schematiseren, alleen de erosiekuil strekt zich ook uit in de richting van de dijkas. Stel dat de erosiekuil in geval van een gat kegelvormig is, in plaats van prismatisch zoals bij de horizontale spleet is verondersteld. Bij gelijke kuildiepte en uitkragingslengte (diameter l) is de verhouding in hoeveelheid zand die moet eroderen tussen situatie met gat en spleet grofweg: $0,5l/b$, en waarin b de spleetbreedte, resp. de gatdiameter is. Bedacht moet worden dat de uitkragingslengte waarbij bezwijken gaat optreden altijd ten minste een orde groter zal zijn dan de spleetbreedte of gatdiameter.

Verhoudingsgewijs moet er dus meer zand eroderen per eenheid van gatbreedte dan per eenheid van spleetlengte. Voor de modellering van de erosie in geval van een gat is echter geen ander principe nodig dan voor de horizontale spleet.

6.4.5 Vergelijking van verschillende typen schade op grond van erosie

De bovenstaande beschrijvingen hebben betrekking op een enkelvoudige schade: spleet of gat. Om volledig dekkend te zijn kunnen de volgende schades worden onderscheiden:

- spleet evenwijdig aan de kruinlijn, zie paragraaf 6.4.2
- spleet tegen talud op, zie paragraaf 6.4.3
- scheur “diagonaal” over het talud
- twee of meer parallelle scheuren tegen het talud op
- twee of meer parallelle scheuren evenwijdig aan de kruinlijn
- elkaar snijdende scheuren
- gat, zie paragraaf 6.4.4
- twee, of meer, gaten naast elkaar
- twee, of meer, gaten boven elkaar

Een aantal van deze schades zijn in de vorige paragrafen behandeld, zie de verwijzingen. Die gevallen als referentie gebruikend wordt ingegaan op de overige typen.

De diagonale spleet is in eerste instantie vergelijkbaar met de spleet tegen het talud op. In de golfoploopzone ontstaat stroming door de scheur, waardoor mogelijk erosie door langstransport gaat optreden. Door de diagonale ligging is bij gelijke taludhelling het verhang in de spleet geringer dan in geval van een spleet tegen het talud op.

In de golfklapzone zijn de gradiënten tegen het talud op het grootst. Door de diagonale ligging is ook in die belastingssituatie dus het verhang langs de spleet geringer dan in geval van de spleet tegen het talud op.

De vorm van de erosiekuil die ontstaat als er een significante ontgronding gaat optreden, is sterk afhankelijk van de freatische lijn en het niveau van de belastingen.

Bij een lage freatische lijn en lage hydraulische belasting (golfoploopzone) zal de erosie zich vooral concentreren nabij het laagste punt van de schade en onder de onderrand van de spleet.

Bij een hoge freatische lijn zal het talud van de ontgrondingskuil minder stabiel zijn en de kuil zich dus vooral boven de spleet gaan ontwikkelen. De bovenrand van de spleet verzakt dan ten opzichte van de rand beneden de spleet, zoals bij de horizontale spleet. Het moge duidelijk zijn dat een hoge freatische lijn uiteraard zelden zal samengaan met belasting in de golfoploopzone. Verwacht wordt dat alleen belastingen in de golfklapzone zwaar genoeg zijn dat de erosiekuil zodanig ontwikkelt dat serieuze vervormingen van de plaatrand optreden.

Ten aanzien van de diagonale spleet kan het volgende worden aangenomen:

- > Voor de initiële erosie is, zowel in de golfoploopzone als in de golfklapzone, de spleet tegen het talud op ernstiger dan de diagonale: de belasting is bij de diagonale spleet een factor lager.
- > In de golfoploopzone zal de schade zich niet snel ontwikkelen tot een schade die tot dijkdoorbraak kan leiden.
- > Voor een schade in de golfklapzone is de spleet evenwijdig aan de dijkas ernstiger dan de diagonale: de belasting door de run-down is dan loodrecht op de spletrand gericht.

Daarom blijft de diagonale spleet verder buiten beschouwing.

In het geval van twee schades in de vorm van parallelle spleten kan er een ander mechanisme optreden: stroming onder de asfaltbekleding door van het intreepunt bij de ene spleet naar het uitreepunt bij de andere spleet. Aandrijvende kracht is dan een verhang op het talud van spleet naar spleet. Als zich onder de bekleding als gevolg van dit verhang een pijp weet te vormen, lijkt het erosieproces in een stroomversnelling te kunnen raken. Daarbij moet worden bedacht dat het water door de eerste spleet naar binnen moet en door de tweede spleet weer naar buiten. Het verhang onder de toplaag wordt ten opzichte van het verhang op het talud beperkt door de in- en uitree-verliezen.

Het schadegeval van twee parallelle spleten tegen het talud op is niet erg waarschijnlijk. In veel gevallen ontstaat een spleet tegen het talud op ter plaatse van een daglas. Nu geeft een daglas in principe op twee parallelle raaien een potentiële zwakte, maar als één van beide scheurt, dan kan daar vervorming optreden, waardoor de andere zwakte wordt ontlast. Daarnaast zijn de gradiënten van spleet naar spleet relatief klein, omdat het gaat om gradiënten in de richting van de dijkas. Die zijn bij golfaanval beperkter dan de gradiënten loodrecht op de dijkas. Daarom kan dit spletenpatroon als nooit-maatgevend worden aangemerkt, twee parallelle spleten evenwijdig aan de kruinlijn zijn altijd ernstiger. In dat geval zijn de gradiënten namelijk relatief groot. Dat is dan ook een situatie die nadere aandacht verdient. Ook hierbij geldt overigens dat de afstand tussen de spleten relatief groot zal zijn: zolang de asfaltplaat nog wordt ondersteund door het zandbed, dan reduceert het ontstaan van de eerste scheur de spanningen in de directe omgeving.

Ook bij elkaar snijdende spleten zal stroming van het ene naar het andere punt onder de bekleding door kunnen optreden. Het gaat dan echter om een diagonale stroming die minder waarschijnlijk is. De meest ongunstige situatie voor spleten wordt gevormd door een omgekeerd T-vormig spletenpatroon. De tegen het talud op lopende spleet maakt dat de initiële erosie gemakkelijk optreedt, terwijl de horizontale spleet de meest ongunstige situatie voor het uitlichten van de plaat onder de scheur oplevert, zie paragraaf 6.4.7

Voor twee of meer gaten naast elkaar geldt hetzelfde als voor twee spleten naast elkaar: de verhangen op het dijktalud in de richting van de dijkas zijn relatief klein en zullen dus nauwelijks een stroming die significant bijdraagt aan de erosie veroorzaken.

Wel is het zo dat in geval van aan elkaar grenzende gaten de erosiekuilen elkaar op een gegeven moment kunnen raken en er dus door die overlap minder zand hoeft te eroderen om een bepaalde uitkraging te verkrijgen. Dat betreft echter een tweede orde-effect wat hier buiten beschouwing wordt gelaten.

Twee of meer gaten boven elkaar lijken beduidend ongunstiger dan een enkel gat. Vooral als de ontgrondingskuil van het onderste gat het bovenste gat heeft bereikt, dan kan er water gaan rondstromen. Het water van golfterugloop kan het bovenste gat instromen en via het onderste gat er weer uit, met medeneming van zand. Ook zal instroming via het onderste gat makkelijker verlopen omdat ontluchting van de ontgrondingsholte via het bovenste gat optreedt. In de schematisatie van de erosie door een horizontale spleet door Van der Weide et al (1995) is voorbij gegaan aan het feit dat in de ontgrondingsholte opgesloten lucht tegendruk levert in geval van volstromen.

In de modellering kan rekening worden gehouden met één of meer extra gaten boven het beschouwde gat door de extra toestroming via de extra gaten in rekening te brengen.

6.4.6 Wisselwerking tussen de erosie en de vervormingen van de ondermijnde plaat

Als gevolg van de ondermijning en de daardoor gewijzigde spanningstoestand in de bekleding zullen er ook vervormingen optreden. Die vervormingen kunnen dusdanig groot worden dat zij het erosieproces en/of de belastingssituatie beïnvloeden. Allereerst kunnen de vervormingen er toe leiden dat de openstaande spleet zich sluit, waardoor het erosieproces wordt geremd. Dit kan enerzijds door de grilligheid van het breukvlak over de hoogte van de bekleding, anderzijds door tweede orde-effecten: de geometrische niet-lineariteit. Deze fenomenen zijn nader uitgewerkt in paragraaf 7.1 en paragraaf 7.2.

Hoewel in sommige situaties vervormingen leiden tot stabilisatie, in andere situaties leveren (grote) vervormingen juist minder stabiele situaties op. Daarbij worden een aantal verschijnselen onderscheiden, de vervormingen leiden tot:

1. een ander mechanica-systeem wat leidt tot extra schade;
2. een groter aan erosie blootgesteld oppervlak;
3. een andere wijze van aandrijving van het erosieproces;
4. een andere wijze van aangrijpen van de belasting op het asfalt.

Achtereenvolgens wordt in een korte toelichting ingegaan op het verschijnsel. Bij de nadere uitwerking zal moeten blijken of het verschijnsel in praktijksituaties op kan treden of dat andere mechanismen eerder tot een voor het falen van de bekleding maatgevende situatie zullen leiden.

Ad 1. Als bij een slechts beperkt openstaande spleet er zettingsverschillen tussen de spleetranden optreden, kan interlock de effectieve opening van de spleet reduceren. Dit is nader toegelicht in paragraaf 7.1. Echter de delen die voor interlock zorgen, krijgen ook een dwarskracht te verwerken, die wellicht niet kan worden opgenomen. Dit kan leiden tot afbrokkelen van de plaatranden.

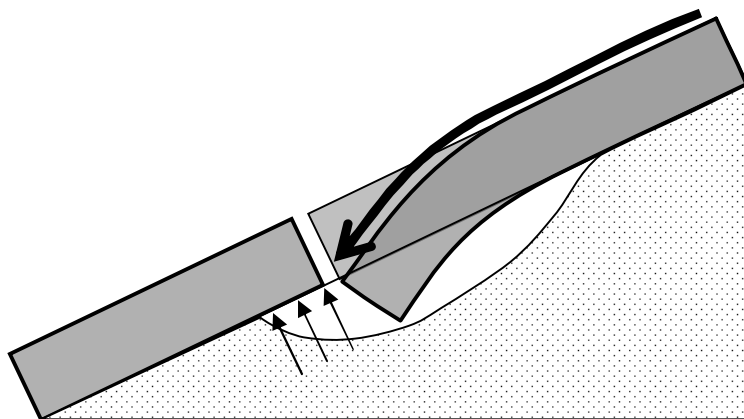
Ad 2. Als door de ontgronding boven een spleet het bovengelegen plaatgedeelte meer dan de bekledingsdikte zakt, dan leidt dit al snel tot een spleet die groter is dan de oorspronkelijke spleetbreedte. Dit levert dan een forse versnelling van het erosieproces op.

Ad 3/4. De belastingen die het erosieproces via de schade aandrijven en ook de belastingen die het asfalt moet kunnen opnemen betreffen in de onvervormde situatie vooral de wisselingen in druk loodrecht op het talud. Als over een spleet als gevolg van asymmetrische erosie wezenlijke hoogteverschillen optreden, dan beïnvloedt dit de belastingssituatie. Over het asfaltoppervlak stromend water dat een obstakel / richel tegenkomt, veroorzaakt aan de voet van het object een stuwdruk die kan oplopen tot de snelheidshoogte. Aangezien aan de voet van de richel zich de spleet bevindt, zal deze stuwdruk ook het erosieproces onder de bekleding gaan beïnvloeden. Aangezien deze stuwdruk tot wijzigingen van de druk in de ontgrondingsholte leidt, beïnvloedt hij ook de belasting op de uitkragende plaat. Dit kan echter nooit tot uitlichten van een plaatgedeelte boven de initiële schade leiden, omdat hieraan een vervorming voorafgaat die ertoe leidt dat de aandrijvende kracht wegvalt.

Meest extreme voorbeeld van een veranderde belastingssituatie als gevolg van vervormingen betreft de situatie van figuur 6.5, waar de golf terugloop onder de laagst gelegen plaatrand schiet, die daardoor mogelijk wordt opgelicht.

Een nog wezenlijk andere wijze van aandrijving van het erosieproces wordt gevormd door de pompende werking die uit kan gaan van de cyclisch vervormende asfaltplaat boven de ontgrondingskuil: het volume wat door de vervorming wordt verdrongen en bij terugveren weer vrijkomt moet of tot drukvariaties leiden (die overigens de vervormingen tegenwerken) of tot verplaatsingen van vloeistof in en uit de ontgrondingsholte. Dit leidt echter niet per se

tot meer erosie omdat op het moment dat de belasting op het talud het grootst is de neerwaartse vervorming leidt tot een hogere druk in de ontgrondingsholte, die de toestroming via de opening in de toplaag afremt. Daarom zal dit fenomeen in dit onderzoek verder buiten beschouwing worden gelaten.



figuur 6.5 *Principe schets van de golfterugloop die onder de bekleding duikt en de bekleding onder de spleet kan oplichten.*

Als de plaat boven de ontgrondingsholte niet bezwijkt kan het erosieproces ook vertragen als de schade slechts een verhoudingsgewijs te beperkte uitwisseling van water mogelijk maakt. Als er een dusdanig grote ontgrondingsholte is ontstaan dat er geen zand meer wordt opgewerveld bij in- en uitstromen van het water door de schade, dan is het erosieproces tot stilstand gekomen.

Afhankelijk van de omvang van de erosiekuil en dus de uitkraging van de plaat, zal de plaat na verloop van korte of langere tijd onder eigen gewicht kunnen afbreken.

6.4.7 Afbreken asfaltplaat

Als het erosieproces niet tot stilstand komt en voldoende tijd krijgt, dan wordt de uitkraging van de asfaltplaat steeds groter. Daardoor nemen de buigende momenten en trekspanningen in de plaat zodanig toe dat dit uiteindelijk moet leiden tot afbreken van de ondermijnde bekleding. Als de ondermijning groot genoeg is, kan de bekleding zelfs als gevolg van het eigengewicht instorten. Bij de proef met een beschadigde asfaltbekleding in Hannover (GWK) is dit daadwerkelijk opgetreden: ca. 3 uur nadat gestopt was met golven is de bekleding pas in de ontgrondingsholte gestort. Ook in het schadegeval betreffende de Roggeplaat lijkt het erop dat een deel van de plaat pas is ingestort geruime tijd na de feitelijke ontgraving, op het moment van laagwater. In dat praktijkgeval is de waterstand echter nooit zo hoog geweest dat de uitkragende plaat is belast door golven.

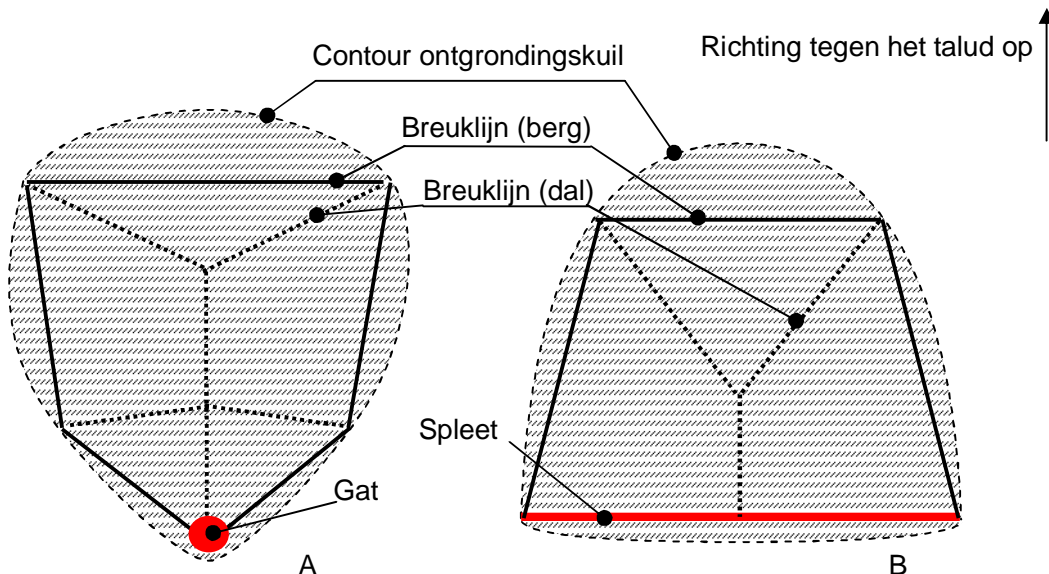
In ieder geval zal, naarmate de ondermijning toe neemt, de (golf)belasting waarbij breuk van de bekleding waarschijnlijk wordt, steeds kleiner worden.

Bij het uitbreken van een asfaltplaat kunnen twee situaties optreden:

1. De plaat breekt in stukken af de ontgrondingsholte in (initiële schade: gat of spleet). Zie figuur 6.6.
2. De plaat breekt door stroming die onder de rand slaat in stukken naar buiten toe uit (initiële schade: spleet). Zie figuur 6.7.

Ad 1. Door het afbreken van een plaat asfalt zullen de verplaatsingen van die plaat ineens veel groter worden. Uit verwachte breedte-diepte-verhoudingen van een ontgrondingskuil lijkt het reëel om te veronderstellen dat pas afbreken zal plaatsvinden als de diepte van de ontgrondingskuil de bekledingsdikte overtreft. Dat betekent dat ten minste aan één zijde van de afgebroken plaat de spleetbreedte in één klap fors toe zal nemen, waardoor het erosieproces zich in een hogere versnelling zal voortzetten. In het geval dat de initiële schade op slechts één hoogte op het talud aanwezig was, komt daar nog bij dat het afbreken in schollen de schade over een bepaalde zone tegen het talud op laat uitbreiden. In de golfaanvalzone zijn de gradiënten in de richting tegen het talud op beduidend groter dan die op een horizontale lijn over het talud. Dat betekent dat als gevolg van het afbreken ook de aandrijvende gradiënten vrijwel zeker ongunstiger worden dan in geval van de initiële schade. Per saldo zal het erosieproces na het afbreken van een asfaltplaat de ontgrondingsholte in, in een aanzien hogere versnelling voortgaan. Daarbij is het vrij aannemelijk dat bij een kleinere ontgroning dan die nodig was om de eerste plaat te laten afbreken een afgebroken schol zodanig in het gat verschuift dat de ontgroning zich nog sneller ontwikkelt.

Geschat wordt dat de tijd die verstrijkt na het afbreken van de eerste plaat, totdat een onbeschermd gat ter grootte van een afgebroken schol in het talud aanwezig is, maximaal 1/10 is van de tijd die verstrijkt van de initiële erosie tot het moment van afbreken van de eerste plaat. De kans dat de schollen van het volgende plaatgedeelte ook netjes in de ontgrondingsholte blijven liggen en deze zo goed mogelijk afdekken, is minimaal. Verondersteld wordt daarom dat het talud met een gat ter grootte van ten minste één van de afgebroken schollen achter blijft.

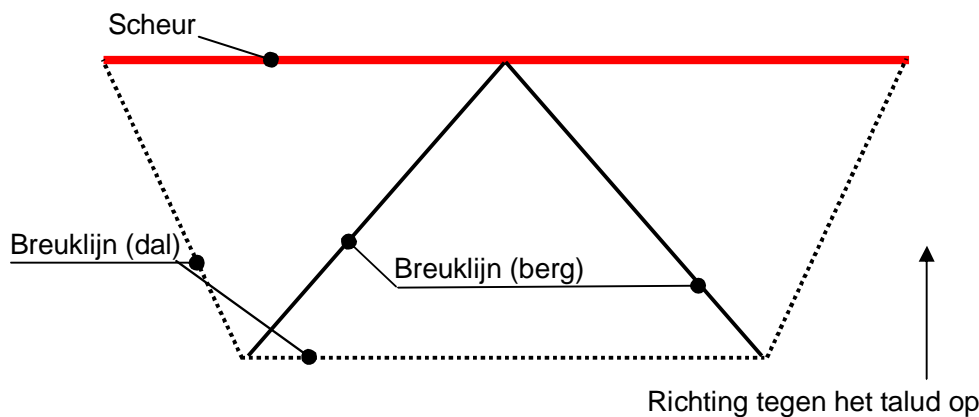


figuur 6.6 Mogelijke breuklijnenpatronen bij het instorten van een asfaltplaat de ontgrondingskuil in, uitgaande van een initiële schade A: gat; B: horizontale spleet.

Ad 2. Als de plaat naar buiten toe uitbrekt in schollen door stroming die onder de rand schiet, zie figuur 6.7, dan zal, als de volgende golf weer bij het talud arriveert, het geheel ergens op het talud terugvallen. De kans is erg klein dat de afgebroken schollen bij het terugvallen het gat vrijwel volledig afdichten. En zelfs al dekken zij het leeuwendeel van het gat af, dan nog zal één of meerdere van de randen op de rand van het gat waar zij zijn uitgelicht komen te rusten. Aangezien een eerdere golf in staat was het plaatveld op te lichten en los te scheuren, moet worden aangenomen dat een van de volgende grotere golven ook in

staat is om de iets uitstekende schol op te lichten en vervolgens een stuk mee te sleuren over het talud.

Als een plaat in schollen door stroming over het talud naar buiten toe uitbreekt, blijft het talud dus met een gat ten minste ter grootte van een uitgebroken schol achter.



figuur 6.7 Mogelijk breuklijnenpatroon bij het naar buiten toe uitbreken van een plaat in drie schollen onder een horizontale spleet.

Nadat het talud een onbeschermd gat heeft ter grootte van een afgebroken asfaltschol, verloopt het erosieproces tenminste een orde sneller: de bekleding faalt.

In figuur 6.6 en figuur 6.7 is een breuklijnenpatroon weergegeven wat uitgaat van een initiële schade met een beperkte breedte. Als eerste orde benadering kan uitgegaan worden van een plain strain situatie in een doorsnede loodrecht op het dijkvak.

Gezien de nauwkeurigheid waarmee het proces van lokale erosie en het afbreken van een plaatgedeelte kan worden gemodelleerd, kan worden volstaan met de modellering van het afbreken van de eerste schol.

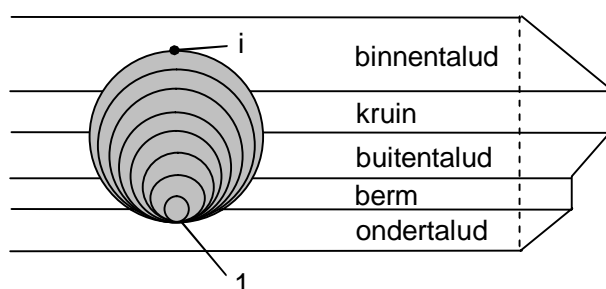
6.4.8 Erosie van het dijklichaam

Heeft het gat in de bekleding eenmaal een kritische waarde bereikt (orde grootte 1 m^2), dan zal de erosie, als het gat in de golfaanvalzone ligt, door dit grote gat relatief snel (orde $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$ of meer) verlopen in vergelijking met de voorafgaande processen en zich een weg vreten het zandlichaam in. Als de onderrand van het gat ruim onder de SWL ligt, ca. $\text{SWL} - 0,75 H_s$ of lager, dan zal door erosie vooral een schadeontwikkeling richting kruin optreden. De hellingen vanaf de onderrand van het gat naar boven toe kunnen waarschijnlijk redelijk worden benaderd met hellingen die bij erosie van duinen optreden. Als de onderrand van het gat in stand blijft, zal die drempel het erosieprofiel begrenzen. Echter al het sediment dat door de golfterugtrekking over die drempel zeewaarts wordt meegevoerd, gaat verloren. Waar bij erosie van duinen er normaliter slechts één doorsnede loodrecht op de waterlijn hoeft te worden bekeken, is in dit geval veel meer sprake van een 3D-situatie: de kuil breidt zich zowel landwaarts als in zijdelingse richting uit, zie ook deel 7 van deze rapportage.

In figuur 6.8 is schematisch aangegeven hoe de schade van de initiële beschadiging (1) zich uitbreidt tot het moment (i) waarop de kruinhoogte door de erosie/afslagprocessen is gereduceerd tot de buitenwaterstand.

Aangenomen mag worden dat, om te komen tot deze kruinverlaging, er een gat in de bekleding moet zijn ontstaan wat ongeveer dezelfde breedte heeft als de hemelsbrede afstand van de initiële schade tot aan de verlaagde kruinlijn.

Nb. door de altijd wat scheve golfaanval zal het schadebeeld zich niet keurig symmetrisch ontwikkelen, maar scheef zijn naar een kant, maar dat is voor deze grofstoffelijke inschatting verder niet relevant. Zo wordt ook geen aandacht besteed aan verfijningen die nodig zijn omdat op de ene plek van de rand van de ontgrondingskuil veel hoger is (bijvoorbeeld ter plaatse van de kruin) dan op een andere plek (bijvoorbeeld ter plaatse van de buitenberm).



figuur 6.8 Principeschets van de uitbreiding van schade in zanddijk met (beschadigde) taludbekleding tot moment i waarop kruinverlaging optreedt.

Als volgens de principeschets in figuur 6.8 wordt aangenomen dat in werkelijkheid cirkelvormige kuilen optreden, dan leidt elke meter extra diameter tot een veel grotere hoeveelheid te eroderen materiaal. Maar ook de breedte waarover het zand het gat kan verlaten neemt per stadium toe. In vergelijking met een geheel onbeschermd zanddijk lijkt het erop dat de erosie langzamer zal verlopen. De geheel onbeschermd dijk kan als een 2-D-situatie wordt beschouwd, waarbij elke meter voortschrijdende erosie er een volume moet eroderen. Als even wordt afgezien van hoogteverschillen in de te eroderen laag, dan is bij een 1m toenemende diameter van de cirkel de toename van het te eroderen oppervlak gelijk aan:

$$\frac{1}{4}\pi(D_K + 1m)^2 - \frac{1}{4}\pi D_K^2 \approx \frac{1}{2}\pi D_K \cdot 1m$$

Waarin:

$$D_K = \text{diameter van de ontgrondingskuil [m]}$$

Aangezien de breedte waarover het zand het gat kan verlaten ook per stadium toe neemt met de diameter, stel dat dit effectief op $0,5 D$ neerkomt, kan worden geconcludeerd dat het erosieproces uitgaande van een enkel gat met orde een factor π langzamer moet verlopen.

Slechts de globale geometrie van het gat in beschouwing nemen, is in dit geval wellicht niet correct. Het is het heen en weerstromende water, aangedreven door de inkomende golven, wat de erosie aandrijft. Het volume water wat per golf in de erosiekuil terecht komt is wellicht een betere maat voor het zandverlies door erosie dan de breedte van het gat.

Als het gat nog klein is ten opzichte van de strookbreedte die door de gemiddelde golfloop nat wordt zal de hoeveelheid water die het gat vangt grofweg evenredig zijn met het gatoppervlak. Naarmate het gat zich uitbreidt richting bovenrand van de golfloop, neemt de relatieve hoeveelheid water die het vangt iets af doordat de gemiddelde hoogte van de drempel in de doorsneden loodrecht op de dijk die het gat doorsnijden toeneemt: niet alle golfloop bereikt het niveau van de drempel.

Als de straal van het gat gelijk is geworden aan de afstand die de (gemiddelde) golfploop tegen het talud op komt (gemeten in bovenaanzicht), dan is toename van de hoeveelheid water die wordt gevangen in het gat juist evenredig met de gatdiameter. Wordt de gatdiameter nog groter (alleen in geval van lage buitenwaterstand en niet al te hoge golven) dan is er sprake van een minder dan evenredige toename.

In vergelijking met een 2D-situatie met een onbeschermd talud boven een drempel ter hoogte van het diepste punt van het gat, verloopt in de 3D-situatie de erosie aanvankelijk vrij traag doordat het gat nog maar een beperkte hoeveelheid water vangt, het boventalud is nog beschermd. Toename van de diameter laat het erosieproces aanvankelijk in een rap tempo toenemen, een toename die langzaam afvlakt. Maar doordat gemiddeld de drempel in geval van een gat altijd hoger ligt dan in de referentiesituatie, zal de erosie in geval van een gat toch altijd minder blijven dan in geval van de referentie.

Hoewel de bovenstaande redeneringen slechts kwalitatief zijn, mag worden verwacht dat het erosieproces in geval van een gat in de bekleding minder snel zal verlopen dan in geval van een talud dat slechts tot een bepaalde drempel is beschermd.

Voor de berekening van de erosie van het deels onbeschermd talud, is een factor die wezenlijke invloed heeft het niveau waarop de bekleding nog wel in stand blijft. Als dat niveau zich op een forse hoogte boven die van het voorland bevindt, dan ontstaat er geen normaal strandprofiel. Er zal sprake zijn een wezenlijk ander erosieprofiel, omdat al het zand wat over de rand van de bekleding naar beneden gaat, als direct verloren mag worden beschouwd.

Uiteindelijk bereikt het erosieproces de kruin, waardoor die lager wordt. Aldus wordt het moment bereikt waarop de dijk faalt.

De invloed van de bekledingsresten in het gat is lastig te kwantificeren. Veel zal afhangen van toevalligheden.

Het meest gunstig is het als asfaltplaten de landwaartse wand van de erosiekuil perfect afdekken, dan zal het erosieproces ordes langzamer verlopen dan in geval van een geheel onbeschermd erosiekuil. De kans dat dit gebeurt, is echter zeer klein.

Veel waarschijnlijker is het dat asfaltplaten lange tijd worden onderspoeld waarna zij het globaal gezien ronde erosiegat in afbreken. Aldus zullen er een aantal schollen met de vorm van (afgeknotte) taartpunten het gat in vallen. Afhankelijk van de verhouding tussen diepte van de erosiekuil en de lengte van de afgebroken schollen ontstaan er grote of kleine kieren tussen de taartpunten, alwaar de erosie zich in horizontale richting kan uitbreiden. Stel dat de kuil half zo diep is als de schol tegen de achterwand lang is, dan ontstaat bij de geometrie als aangegeven in figuur 6.9 er ter weerszijde van de plaat boven het gat een scheur met een breedte s die 9% van de plaatlengte L bedraagt.

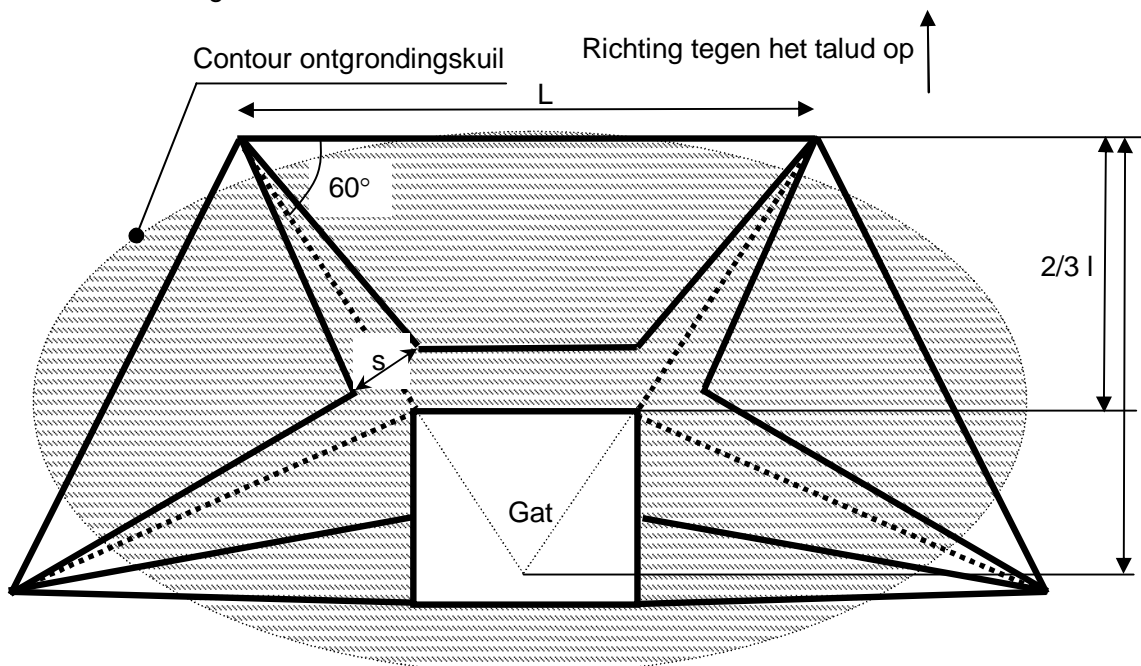
Voorwaarde voor dit vrij gunstige scenario is wel dat de plaat tegen de landwaartse wand van de kuil niet door golfterugloop naar voren wordt geklapt, waardoor de volledige landwaartse wand van het gat onbeschermd achterblijft.

Bij het beoordelen van scenario's zoals weergegeven in figuur 6.9 dient te worden bedacht dat de platen die het zandlichaam nog afdekken weliswaar de erosie van het onderliggende zand tegen gaan, maar ook de energie van de inkomende golven richting spleten kunnen concentreren. Zo zullen de driehoekige platen ter weerszijde van de trapeziumvormige plaat de inkomende golfenergie richting achterzijde van het gat geleiden.

Op grond van dergelijke speculaties kan worden verondersteld dat na het falen van de bekleding de restanten van de bekleding de erosie met een factor tussen 1 à 10 vertragen ten

opzichte van de erosie van het niet-beklede talud. De onzekerheidsmarge in de effectieve erosiesnelheid is groot.

Het moge duidelijk zijn dat de buitenwaterstand zeer bepalend is voor de hoeveelheid zand die moet eroderen en dus voor de reststerkte die aan de erosie van het dijklichaam kan worden toegekend. Een som met een hoge en een lage buitenwaterstand geven hiervoor een onder- en bovengrens.



figuur 6.9 Mogelijk bezwijkpatroon resterende bekleding bij erosie van de zanddijk via aanzienlijk gat.

6.4.9 Conclusies ten aanzien van lokale erosie van de ondergrond

De analyse van de fysische processen die spelen bij de erosie van het zand ter plaatse van een gat of spleet boven SWL heeft geleid tot de volgende voorlopige conclusies:

- > Een spleet evenwijdig aan de waterlijn boven SWL leidt waarschijnlijk tot weinig erosie. Als zo'n spleet onder de waterlijn (in de golfklapzone) zit dan treedt er wel een aanzienlijke erosie op.
- > De grootste erosiesnelheid treedt op bij een spleet die het talud oploopt, onder de waterlijn.
- > Het erosieproces gaat sneller als de freatische lijn in de dijk gelijk of hoger is dan het niveau van de spleet of gat.
- > Een gat met doorsnede van orde 2 cm geeft geen erosie van betekenis. Zodra de diameter echter groter is dan de asfaltdikte, kan er flinke erosie verwacht worden tijdens golfbelasting. In de golfklapzone (onder SWL) gaat dit harder dan in de golfoploopzone.
- > Voor de fysische modellering van het erosieproces bij gaten gelden dezelfde principes als bij horizontale spleten. De formules voor de kwantificering zullen daarom vergelijkbaar zijn.
- > Een diagonale spleet leidt tot minder erosie dan een verticale (het talud op) of horizontale (evenwijdig aan de waterlijn) (zie paragraaf 6.4.5).
- > Twee bij elkaar gelegen spleten zijn minder waarschijnlijk, en worden daarom niet nader beschouwd. Twee boven elkaar gelegen gaten zijn waarschijnlijker, en bovendien zal na

verloop van tijd de erosie flink gaan versnellen, namelijk als de erosiekuilen/ondermijningen elkaar raken.

- > Na enige erosie kan er vervorming van het asfalt optreden, die tot gevolg heeft dat de spleet zich sluit. Dit is ook opgetreden tijdens modelonderzoek in de Deltagoot. Het erosieproces stopt dan.
- > Na verloop van tijd zal de erosie leiden tot een ondermijning van het asfalt, waarna het asfalt gaat breken (zie paragraaf 6.4.7). Vervolgens spoelen de stukken asfalt weg, en ontstaat er een directe golfbelasting op de zandondergrond (zie paragraaf 6.4.8). De erosie zal daardoor versnellen.

De kern van het fysisch proces tijdens de golfbelasting op beschadigd asfalt is:

- > De waterbeweging (stroming en drukfluctuaties) over het asfalt gaat ook de spleten en gaten in, en zorgt daar voor erosie.
- > Een hoge freatische lijn (boven het gat of de spleten) geeft een versnelling van de erosie.

De huidige kennis bestaat uit de resultaten van enkele grootschalige modelonderzoeken (zie paragraaf 3.1), en het rekenmodel van Van der Weide (1995) (zie paragraaf 3.3.1).

Het vervolgonderzoek (zie paragraaf 8.2) richt zich op deze deelprocessen.

6.5 Kwalitatieve inschatting consequenties voor reststerkte bij een alternatieve constructieopbouw

Bij de hiervoor beschreven schadeontwikkeling is een specifieke opbouw van de constructie verondersteld. Nagegaan wordt wat in alternatieve situaties de consequenties voor de reststerkte zullen zijn.

De eerste aanname waarvoor naar een alternatief wordt gekeken is de aanname dat de bekleding direct op zand ligt. Alternatieven die voor zullen komen zijn een onderlaag van mijnsteen (van oude perskade) of een onderlaag van klei (dit komt nog wel voor bij heel oude bekledingen).

6.5.1 Asfalt op mijnsteen

Als er sprake is van een granulaire laag onder het asfalt (grover dan zand) dan is dit doorgaans mijnsteen. Alhoewel van mijnsteen wat toegepast kan zijn onder asfaltbekledingen, in zijn algemeen geen materiaaleigenschappen te geven zijn, kunnen er toch wel een aantal kanttekeningen bij worden geplaatst. Een mijnsteenlaag, als restant van een perskade, zal altijd een grotere D_{50} kennen dan het zand van de dijkskern. Het erosieproces van een mijnsteenonderlaag zal dus in ieder geval (veel) minder snel verlopen dan het erosieproces in geval van een zandondergrond. Uitgaan van een zandondergrond is voor de snelheid waarmee het erosieproces verloopt dus in ieder geval een veilige aanname. Het is goed denkbaar dat de mijnsteen een iets grotere doorlatendheid heeft dan die van zand. Dat kan op een 2-tal wijze consequenties hebben. Allereerst kan de infiltratie van buitenwater door de initiële schade in de toplaag naar het grondwater hierdoor in theorie sneller verlopen. Volgens Klein Breteler (2007) is het echter alleen een academisch verschil: de initiële schaden zijn normaliter dusdanig klein dat toetreding via de schade, ongeacht de doorlatendheid van de ondergrond, de grondwaterspiegel niet significant zal beïnvloeden. Als de schade zodanig groot is, dat deze de grondwaterstand wèl beïnvloedt, dan is dat ook een

omvang, waarbij het erosieproces ook bij een lage grondwaterstand in het dijklichaam wel op gang komt. Kortom dit verschil in doorlatendheid zal geen relevant effect hebben.

De doorlatendheid speelt ook een rol bij het al of niet op gang komen van het zogenaamde "ritseffect", zie paragraaf 7.3. Een grotere doorlatendheid maakt dat eerder instabiliteit op kan treden. Echter de kans dat het ritseffect optreedt zonder dat er sprake is van een aandrijving door de golfterugloop, is in ieder geval nihil. Dat betekent dat in ieder geval de straal van de golfterugloop als aandrijving zal moeten fungeren. Daartoe dient echter eerst aanzienlijke ontgronding te zijn opgetreden. En dat proces verloopt nu juist vele malen trager door de grotere korrel diameter van de mijnsteen.

Per saldo mag worden geconstateerd dat een constructieopbouw bestaande uit een asfaltlaag op een mijnsteen onderlaag op een zandkern in ieder geval geen ongunstiger situatie oplevert dan bij de aangenomen constructieopbouw van een asfalttoplaag direct op het zandbed.

Zodra de asfalttoplaag over vele m² is weggeslagen, zal de golfaanval direct op de mijnsteen aangrijpen. Er ontstaat dan een situatie die vergelijkbaar is met een weggeslagen steenzetting op een dikke filterlaag. Dit is nader beschreven in paragraaf 3.4 van deel 2 van deze rapportage.

6.5.2 Asfalt op klei

Bij oudere asfaltbekledingen is vaak nog een onderlaag van klei toegepast. Door de cohesie die klei eigen is, zal het erosieproces van de onderlaag door de schade heen veel trager verlopen dan in geval van een asfalttoplaag direct op zand. Wel mag worden verwacht dat bij belastingen, waarbij in geval van zand er nog geen sprake zal zijn van verlies van materiaal, er in geval van klei al wel materiaal kan uitspoelen. Ook wisselingen tussen zoet (regenwater) en zout (golfoploop van zeewater) kan de structuur van klei aantasten en daardoor leiden tot (beperkte) erosie bij langdurige lage belastingen. De erosie in die gevallen verloopt echter zodanig traag dat alleen op een tijdschaal die groter is dan een stormduur er significante veranderingen op kunnen treden. Door goed beheer worden tijdig potentiële problemen onderkend.

De beperkte doorlatendheid van een onderlaag van klei, zal de kans dat het ritseffect optreedt sterk reduceren in vergelijking met asfalt direct op zand.

Voor asfaltbekledingen met beperkte schade op een onderlaag van klei kan veilig worden aangenomen dat de erosieprocessen trager verlopen dan wanneer deze onderlaag ontbreekt en de bekleding direct op zand ligt.

Zodra de asfalttoplaag over vele m² is weggeslagen, zal de golfaanval direct op de kleilaag aangrijpen. Er ontstaat dan een situatie die vergelijkbaar is met een weggeslagen steenzetting op een kleilaag, of gras met een aanzienlijke erosie van de toplaag. Dit is nader beschreven in deel 6 van deze rapportage.

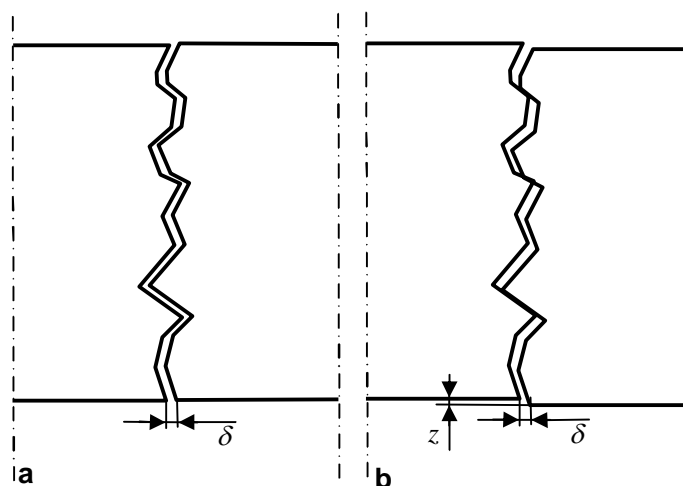
7 Verkenning mechanismen

Een aantal deelmechanismen die in de literatuur zijn genoemd, of zelfs beschreven, zijn in dit hoofdstuk tegen het licht gehouden om een inschatting te maken of, en zo mogelijk in welke mate, zij relevant zijn.

7.1 Invloed ruwheid scheuren

Het breukvlak van (trek)scheuren in het asfalt zal over het algemeen een bepaalde ruwheid kennen. Het ligt voor de hand om aan te nemen dat die ruwheid evenredig is met de in het asfaltmengsel toegepaste grove steenfractie. Als eerste orde schatting voor deze ruwheid wordt uitgegaan van $0,5 \cdot D_{50}$ van de steenfractie. Een ruwheid van orde 1 cm mag in de praktijk wel worden verwacht.

Deze ruwheid van het breukoppervlak heeft een aantal gevolgen.



figuur 7.1 *Principeschets a) over een afstand δ openstaande scheur met ruw breukvlak; b) dezelfde scheur, maar dichtgedrukt door een verplaatsing z loodrecht op de plaat.*

De ruwheid beïnvloedt de stroming van het water in de spleet op een tweetal manieren. Allereerst wordt de weg die het water moet afleggen in geval van een maar net openstaand breukvlak significant langer: als het potentiaalverschil over de asfaltlaag als gegeven wordt beschouwd, dan wordt de gradiënt iets kleiner omdat de af te leggen weg langer wordt (orde 25%). Als de scheur iets breder is, dan leidt een ruwere scheurwand tot het eerder omslaan van laminaire stroming bij zeer smalle spleet naar een turbulente stroming.

Staat de spleet flink open, dan wordt niet de gradiënt beïnvloed, maar dan is het de wandruwheid die door de lokaal opgewekte turbulentie de stroming iets zal beperken.

Voor smalle spleten is het veel belangrijker dat de ruwheid van het breukvlak ook de vervorming van de plaatdelen ten opzichte van elkaar zal beperken. Als de spleet minder ver openstaat dan de ruwheid van de wanden, dan zullen vervormingen die gepaard gaan met translaties in het vlak van de spleet op weerstand stuiten omdat de plaatdelen ter weerszijde van de spleet weer op elkaar stuiten. Dit wordt ook wel aangeduid met het begrip interlock, zie figuur 7.1. Als dit slechts om beperkte contactpunten gaat, dan zal dit mogelijk leiden tot

afbrokkelen van materiaal. Als de scheur echter weinig openstaat in vergelijking met de wandruwheid, dan zal er sprake zijn van een groot aantal contactvlakken, waarvan de eerste die gaan aanliggen plastisch zullen vervormen, waardoor uiteindelijk feitelijk een zanddichte scheur ontstaat.

Aangenomen wordt dat als de spleetbreedte kleiner is dan een derde van de ruwheid van de scheur, dat dan, ondanks dat eventueel een erosieproces op gang komt, dichtdrukken het erosieproces altijd zal stoppen. Wordt de spleetbreedte groter, dan worden de contactvlakken spaarzamer, zodat bezwijken door dwarskrachten aannemelijker wordt.

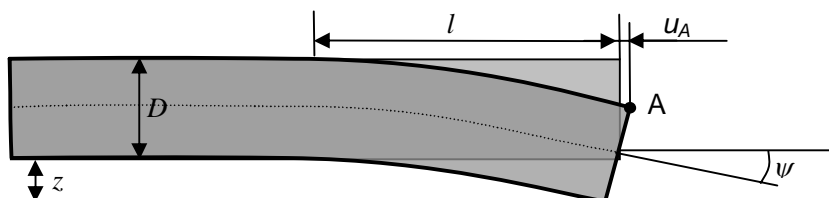
Bij slecht uitgevoerde naden is er vrijwel geen ruwheid als zij open gaan staan en is interlock dus geen relevant gegeven.

7.2 Vervormen uitkragende plaatrand

Doorbuigen van een ondermijnde plaatrand is in twee opzichten zeer relevant. Enerzijds zal, als de doorbuiging de totale bekledingsdikte overschrijdt, er een wezenlijk andere situatie gaan ontstaan: over het talud stromend water kan dan direct onder het tegenover liggende plaatgedeelte terechtkomen (uiteeraard alleen als ook dat deel niet is doorgebogen).

Anderzijds zal de geometrische niet-lineariteit er toe kunnen leiden dat de schade zich (deels) sluit. Dit principe is weergegeven in figuur 7.2.

Onderstaand is deze geometrische niet-lineariteit uitgewerkt voor een situatie waarbij slechts aan één zijde van een spleetvormige schade vervorming van de ondermijnde plaatrand optreedt. Het moge duidelijk zijn dat als beide spleetranden gelijk vervormen, dat dan sprake is van een spiegelsymmetrische situatie, waarbij het effect tweemaal zo groot is.



figuur 7.2 Doorbuiging uitkragende plaatrand

Doorbuigung van de asfaltslab die over een lengte l is ondermijnd, resulteert ter plaatse van de spleet in een hoekverdraaiing ψ . Als wordt volstaan met een tweede orde berekening, dan volgt de horizontale verplaatsing u van het punt A als gevolg van de doorbuiging van de uitkragende plaat uit:

$$u_A = 0,5 \cdot D \cdot \psi \quad (7.1)$$

Waarin:

- u_A = verplaatsing in het vlak van de plaat van de bovenrand van uitkragende plaat [m]
- D = dikte van de asfaltplaat [m]
- ψ = hoekverdraaiing van het uiteinde van de uitkragende plaat [rad]

Een eerste orde benadering voor de doorbuiging en de hoekverdraaiing kan worden bepaald met de in de toegepaste mechanica gebruikelijke formules (PBNA 1994).

In deze redenering wordt als eerste benadering uitgegaan van het lineair-elastisch gedrag. Asphalt vertoont echter, zeker voor langdurige belastingssituaties, eerder plastisch gedrag dan reversibel elastisch gedrag. Dat zal de bepaalde trends echter niet wezenlijk veranderen.

De belasting op de uitkraging l wordt geschematiseerd tot een (gelijkmatig) verdeelde belasting. Dat is in ieder geval correct voor de eigengewichtsbelasting van de plaat. De hydraulische belastingen zullen niet perfect gelijkmatig verdeeld zijn, maar bij benadering wel als zodanig kunnen worden geschematiseerd.

Een ander punt waarop de werkelijkheid wordt geschematiseerd betreft de asfaltplaat ter plaatse van de rand van de ontgrondingskuil. Verondersteld wordt dat de boven de ontgroning uitkragende asfaltlab daar is ingeklemd. In werkelijkheid is de grens van de uitkraging niet zo scherp: de rand van de erosiekuil zal vervormen, waardoor de "inklemming" over een zekere lengte wordt gerealiseerd. Per saldo is de effectieve uitkraging dus iets groter dan die uit de maten van de erosiekuil volgt.

De elastische doorbuiging en hoekverdraaiing aan het uiteinde van een ingeklemde ligger onder een gelijkmatig verdeelde belasting wordt gegeven door (formules uit toegepaste mechanica (PBNA 1994)):

$$z = C_z \frac{q \cdot l^4 (1 - \nu^2)}{EI} \quad (7.2)$$

$$\psi = C_\psi \frac{q l^3 (1 - \nu^2)}{EI} \quad (7.3)$$

Waarin:

- z = verplaatsing loodrecht op het vlak van de plaat [m]
- C_z = coëfficiënt uit vergelijking voor de zakking [-]
- q = gelijkmatig verdeelde belasting [N/m^2]
- l = lengte van de uitkraging van de asfaltplaat [m]
- ν = dwarscontractiecoëfficiënt van het asfalt [-]
- E = elasticiteitsmodulus (effectief) van het asfalt [N/m^2]
- I = buigtraagheidsmoment van het asfalt [m^4/m^1]
- ψ = hoekverdraaiing van het uiteinde van de uitkragende plaat [rad]
- C_ψ = coëfficiënt uit vergelijking voor de hoekverdraaiing [-]

Merk op dat de macht van de lengte in deze formules voor de zakking één hoger is dan voor de hoekverdraaiing.

De constanten C_z en C_ψ zijn afhankelijk van de vorm van de opgelegde q -last. Voor de gelijkmatig verdeelde belasting geldt (formules uit toegepaste mechanica (PBNA 1994)):

$$C_z = \frac{1}{8} \text{ en } C_\psi = \frac{1}{6}. \quad (7.4)$$

Het moment ter plaatse van de inklemming wordt gegeven door:

$$M = 0,5q \cdot l^2 \quad (7.5)$$

Waarin:

- M = buigendmoment ter plaatse van de inklemming van de asfaltplaat [Nm]

Het omslagpunt, waarbij de vervorming zo groot wordt dat de stroming over de bekleding onder de naastgelegen scheurrand kan schieten, wordt gegeven door:

$$z = D \quad (7.6)$$

Uit die voorwaarde kan door omwerken een voorwaarde voor de mate van ontgroning in de vorm van een uitkragende lengte $l_{kritiek}$ worden verkregen (formule 7.2 en 7.6):

$$z = C_z \frac{q.l^4(1-\nu^2)}{E.I} = D \quad (7.7)$$

$$l_{kritiek}^4 = \frac{E.I.D}{C_z \cdot q(1-\nu^2)} \quad (7.8)$$

Waarin:

$l_{kritiek}$ = lengte van de uitkraging van de asfaltplaat waarbij de plaatrand een bekledingsdikte is gezakt [m]

De standaard formule voor het traagheidsmoment voor een rechthoekige doorsnede (per m¹ plaatrand) wordt gegeven door (formules uit toegepaste mechanica (PBNA 1994)):

$$I = \frac{D^3}{12} \quad (7.9)$$

Daarmee is $l_{kritiek}$ te herschrijven tot (formule 7.8 en 7.9):

$$l_{kritiek} = D^4 \sqrt{\frac{E}{12C_z \cdot q(1-\nu^2)}} \quad (7.10)$$

Dat omslagpunt kan uiteraard alleen worden bereikt als het moment, wat bij die vervorming optreedt, kan worden opgenomen. Dat moment, aangeduid als $M_{kritiek}$, wordt gegeven door (formule 7.5 en 7.10.):

$$M_{kritiek} = 0,5q.l^2 = 0,5qD^2 \sqrt{\frac{E}{12C_z \cdot q(1-\nu^2)}} \quad (7.11)$$

In het resultaat voor $M_{kritiek}$ zijn de volgende trends zichtbaar:

- hoe groter de asfaltstijfheid, des te groter $M_{kritiek}$;
- $M_{kritiek}$ is rechtevenredig met het kwadraat van de asfaltdikte;
- hoe groter de verdeelde belasting, des te groter $M_{kritiek}$ (minder dan lineair).

Nu is voor een bekleding wellicht niet zo zeer het moment de maatgevende grootte als wel de trekspanning. Gebruikmakend van het weerstandsmoment kan de kritieke spanning worden uitgerekend.

Het weerstandsmoment W (per m¹ plaatrand) wordt in deze gegeven door:

$$W = \frac{1}{6} D^2 \quad (7.12)$$

De kritieke spanning $\sigma_{kritiek}$ wordt dus (formule 7.11 en 7.12):

$$\sigma_{kritiek} = \frac{M_{kritiek}}{W} = 0,5 \frac{6qD^2}{D^2} \sqrt{\frac{E}{12C_z \cdot q(1-\nu^2)}} = 3q \sqrt{\frac{E}{12C_z \cdot q(1-\nu^2)}} \quad (7.13)$$

Dan blijkt dat de spanning bij het omslagpunt niet meer direct afhankelijk is van de bekledingsdikte.

De trends kunnen worden beschreven als:

- hoe groter de asfaltstijfheid, des te groter $\sigma_{kritiek}$;
- hoe groter de verdeelde belasting, des te groter $\sigma_{kritiek}$ (minder dan lineair).

In dit omslagpunt is ook de verplaatsing u_A te berekenen $u_{Akritiek}$ (formule 7.1 en 7.3):

$$u_{Akritiek} = 0,5 \cdot D \cdot C_\psi \frac{q l_{kritiek}^3 (1 - \nu^2)}{EI} \quad (7.14)$$

Omwerken gebruikmakend van eerder afgeleide vergelijkingen levert:

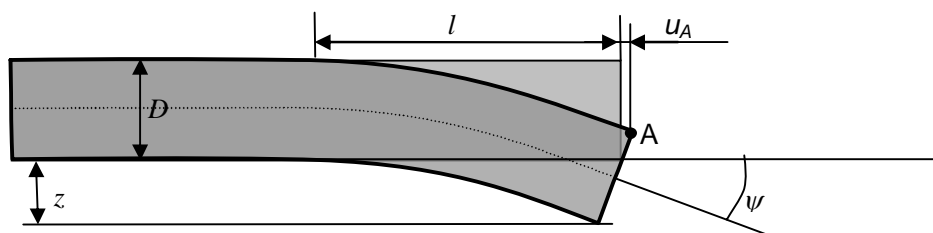
$$u_{Akritiek} = \frac{1}{2} \cdot \frac{C_\psi}{C_z} \frac{D}{l_{kritiek}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{C_\psi}{C_z} D \cdot \sqrt[4]{\frac{12 C_z \cdot q (1 - \nu^2)}{E}} \quad (7.15)$$

$u_{Akritiek}$ blijkt evenredig met de asfaltdikte en omgekeerd evenredig met de kritieke lengte.

Dat laatste zorgt voor de volgende trends:

- hoe stijver het asfalt is, des te kleiner $u_{Akritiek}$;
- hoe groter de verdeelde belasting, des te groter $u_{Akritiek}$.

Als $u_{Akritiek}$ groter is dan de spleetbreedte δ , dan zal de spleet in principe zich sluiten en het erosieproces dientengevolge tot stilstand komen. Als echter $u_{Akritiek}$ slechts in beperkte mate groter is dan de spleetbreedte, dan raakt de ene plaatrand de andere maar net en dan is het waarschijnlijk dat één van de randen afbrokkelt. Daardoor kan de zakking dan toch groter worden dan D . Aangenomen wordt dat dit afbrokkelen optreedt als het dichtdrukken leidt tot contact over minder dan 20% van de bekledingsdikte.



figuur 7.3 Vervorming zodanig dat $z = 0,8 D$

Dit kan, zie figuur 7.3, worden vertaald naar de volgende voorwaarde: als $z = 0,8 D$, dan $0,8 u_A = \delta$. Daarbij wordt dan verondersteld dat over de hoogte $0,2 D$ waarover de plaatranden elkaar raken er plastische vervormingen optreden. Gebruikmakend van de eerder gegeven uitdrukkingen voor z , u_A en ψ kan dit worden omgewerkt tot een vergelijking voor de ontgrondingslengte (formule 7.1, 7.2 en 7.3):

$$l = 0,5 \cdot 0,8^2 \frac{D^2 C_\psi}{\delta C_z} \quad (7.16)$$

De aangenomen factor 0,8 kan in bovenstaande formule naar believen worden vervangen door een andere aanname. Om na te gaan of het asfalt deze situatie kan doorstaan, wordt het moment bij de inklemming berekend onder de aanname dat de factor niet 0,8 maar 1,0 is (veilige aanname) (formule 7.5 en 7.16):

$$M = 0,5 q l^2 = \frac{q D^4}{8 \delta^2} \left(\frac{C_\psi}{C_z} \right)^2 \quad (7.17)$$

De bijbehorende spanning wordt dus (formule 7.12 en 7.17):

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{6q f^2 D^2}{8 \delta^2} \left(\frac{C_\psi}{C_z} \right)^2 \quad (7.18)$$

In deze formule is ook de factor f opgenomen, waarvoor eerder de waarden 0,8 en 1,0 waren gekozen.

De volgende trends blijken aanwezig:

- hoe kleiner de factor f , des te kleiner de spanning die moet kunnen worden opgenomen;
- hoe groter de belasting, des te groter de spanning;
- hoe groter de D/δ -verhouding hoe hoger de spanning.

Dat laatste lijkt op het eerste gezicht wellicht wat verrassend, immers gegeven een asfaltdikte van bijvoorbeeld 0,20 m, dan blijkt de spanning groter te worden naarmate de spleetbreedte δ kleiner wordt. Daarbij moet echter worden bedacht dat het geldt onder de voorwaarde dat de plaat ondanks de kleinere spleetbreedte wel dezelfde vervorming fD heeft. Om dat voor elkaar te krijgen moet de uitkraging groter, en de plaat stijver worden. Per saldo neemt dan dus het moment en de spanning toe. Deze formule is dus niet erg geschikt om de trends te analyseren.

Daarom is dezelfde set formules zodanig omgewerkt dat de spanning afhankelijk is van de verhouding tussen spleetbreedte δ en fD :

$$\sigma = \frac{M}{W} = 3q \left(\sqrt[3]{\frac{1}{6C_\psi} \frac{E}{q(1-\nu^2)} \frac{\delta}{fD}} \right)^2 \quad (7.19)$$

Houden we constructie en belasting dezelfde dan blijkt uit deze relatie dat de spanning die optreedt op het moment van sluiten van de spleet evenredig is met $\left(\frac{\delta}{fD} \right)^{\frac{2}{3}}$. En dat is een trend die ook op het eerste gezicht logisch is.

In deze paragraaf zijn de vervormingen van een uitkragende ligger geanalyseerd uitgaande van elastisch gedrag in de veronderstelling dat aldus toch een redelijke beschrijving van de trends wordt verkregen. In absolute zin kan echter veel minder waarde aan de formules worden toegekend. Om een benadering te verkrijgen die ook absolute waarden redelijk voorspeld, zullen de trends moeten worden geijkt aan het werkelijk gedrag van een asfaltplaat.

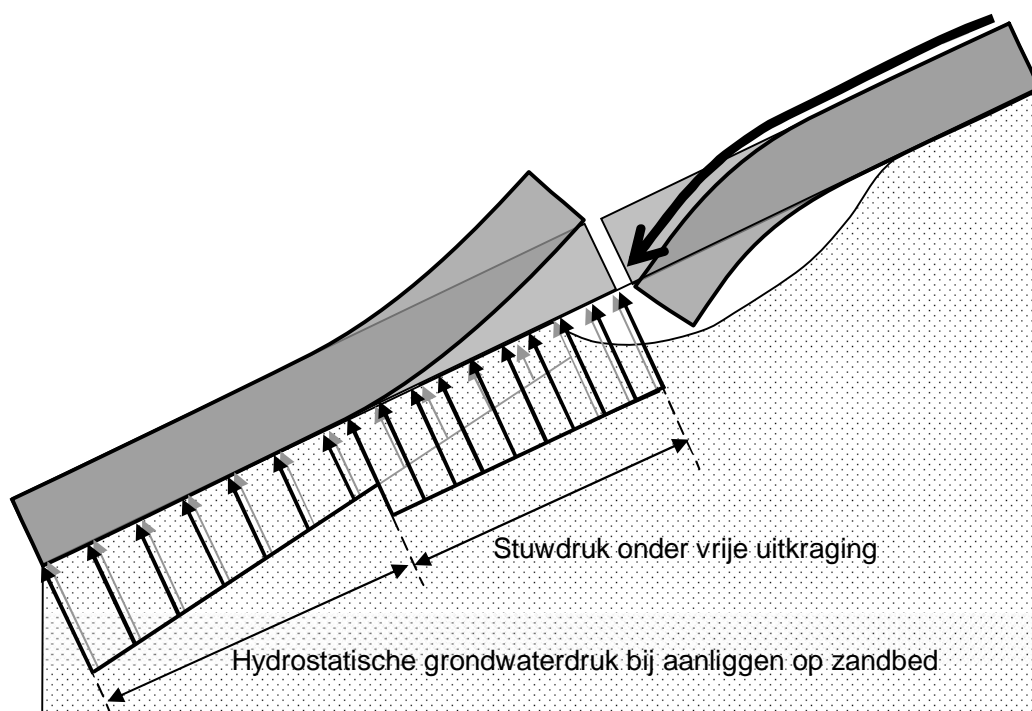
7.3 Het ritseffect: oplichten plaat onder scheur door golfterugloop.

Door Meijers (1995, §4.2.5 punt 7) is het mechanisme “openritsen” beschreven. Bij dat mechanisme is er sprake van een stuwdruk die moet worden overschreden alvorens het “openritsen” kan optreden. Aan de hand van een eenvoudige evenwichtsbeschouwing wordt nagegaan of die drempelwaarde relevant is voor de reststerkte.

In figuur 7.4 is het principe weergegeven van het oplichten door een combinatie van stromingsdruk in de ontgrondingskuil en de waterdruk in het zandlichaam.

De druk in de ontgrondingskuil wisselt met de fase van de inkomende golven. Op het moment dat een golfklap ter plaatse van de scheur inslaat is er (heel tijdelijk) een grote druk, in de fase van de golfoploop zal de druk nagenoeg hydrostatisch zijn. Op het moment van de golfterugtrekking stroomt de run-down het gat binnen en heerst er een forse stromingsdruk.

In het zandbed onder de ontgrondingskuil zullen de drukwisselingen van de ontgrondingskuil zwaar worden gedempt. Als benadering wordt verondersteld dat de druk in het zandlichaam niet wordt beïnvloed door de drukwisselingen in de kuil. De drukverdeling wordt gemakshalve hydrostatisch verondersteld (dichte teen) met als druk op het grensvlak van de kuil de hydrostatische druk die optreedt bij een waterstand in de kuil juist ter hoogte van de bovenrand van de scheur.



figuur 7.4 Principeschets oplichten plaat bij “ritseffect”

Als de plaat onder invloed van de buitenwaarts gerichte drukken wordt opgelicht, dan zal bij de eerste beweging de druk in het zandbed hierdoor teruglopen: de verplaatsing die de plaat ondergaat moet worden opgevuld door toestromend water en door zand kan dat niet ongelimiteerd worden aangevoerd. Ontstaat er eenmaal een spleet onder de asfaltplaat, dan zal de druk vanuit de ontgrondingskuil zich over een grotere lengte (de vrije uitkraging) manifesteren, waardoor de netto opwaartse belasting snel groter wordt. De bekleding wordt “losgeritst” van het zandbed. Dit is in potentie een uiterst instabiele situatie. Die kan weer worden gestabiliseerd als de golf zich niet ver genoeg terugtrekt (statisch evenwicht), of als de traagheid van de plaat die wordt opgelicht groot is ten opzichte van de aandrijvende kracht en een volgende golf tijdig arriveert (dynamisch evenwicht).

Merk op dat als de onderrand van het bovenste plaatgedeelte nog niet over een volle plaatdikte is gezakt, dat de situatie dan nog veel stabiel is. De run down stroomt dan niet direct in de ontgrondingskuil. Zodra er sprake is van oplichten van het plaatgedeelte onder de spleet neemt de stroming door de spleet naar de ontgrondingskuil fors toe hetgeen een extra weerstand oplevert, die de druk in de ontgrondingskuil beperkt. De effectieve druk in de ontgrondingsholte is in dat geval dus minder dan de stuwdruk.

De situatie wordt in ieder geval labiel als de druk vanuit de ontgrondingskuil in staat is om het gewicht van de uitragende asfaltplaat en de waterlaag die daar eventueel nog op rust, te dragen. Voor de situatie waarbij het talud onder de scheur door de golfterugtrekking geheel is drooggevallen kan het evenwicht eenvoudig worden uitgewerkt om na te gaan of het al of niet op gang komen van het openritsen praktische beperkingen kent.

Als de straal van de golfterugloop werkelijk de ontgrondingskuil in duikt, dan kan voor de stromingsdruk behorende bij een extreme golf globaal worden uitgegaan van een stijghoogte gelijk aan de 2%-golfoploophoogte.

Voor deze verkenning wordt voor de golfoploop uitgegaan van de Delftse formule (VTV 2004, blz 128):

$$z_{2\%} = 8H_s \tan(\alpha) \quad (7.20)$$

Waarin:

$z_{2\%}$ = niveau van de golfoploop ten opzichte van de stilwaterlijn dat door 2% van de golven wordt overschreden [m]

H_s = significante golfhoogte [m]

Als daarbij een niet ongebruikelijke taludhelling van 1:4 wordt aangenomen, dan is de stijghoogte bij een SWL die overeenkomt met het niveau van de scheur gelijk aan $2H_s$. Uitgaande van $\rho_{asfalt} = 2100 \text{ kg/m}^3$ en een forse bekledingsdikte van 0,4 m is een golfveld met slechts $H_s = 0,22 \text{ m}$ al voldoende om een labiele situatie te creëren. Dit gaat echter uit van wrijvingsloze retourstroming (neerloop) vanaf het hoogste punt van de 2%-golfoploop en een volledige omzetting van snelheidshoogte in drukhoogte, hetgeen nogal conservatief is.

Het moge duidelijk zijn dat bij een dergelijke golfhoogte / asfaltdikte-verhouding er nog geen bezwijken op kan treden. Een dergelijk lage golf trekt zich onvoldoende ver terug om een asfaltplaat te kunnen laten uitbreken en het volume van de golfterugloop is waarschijnlijk ook ontoereikend om de ruimte onder een afbrekende asfaltplaat op te vullen. Er mag echter geconcludeerd worden dat het mechanisme "openritsen" al bij zeer beperkte golfhoogtes op gang komt; bij golfhoogtes die nog niet per se tot bezwijken zullen leiden.

Verder moet worden bedacht dat de uitgangssituatie voor het ritseffect, zie figuur 7.4, vereist dat er al een dusdanige erosie en vervorming is opgetreden dat het plaatgedeelte boven de spleet een volledige asfaltdikte doorhangt. Om tot die uitgangssituatie te geraken is uiteraard ook meer nodig dan alleen een golf van de hier berekende hoogte.

7.4 Afbreken plaatrand boven lange scheur

Meijers beschrijft twee mechanismen voor het afbreken van een plaatrand boven een lange scheur: het uitbreken van de ondermijnde plaat, mechanisme 2, zie figuur 3.11; en het instorten van de ondermijnde plaat, mechanisme 3.

Het uitbreken van de ondermijnde plaat boven de schade door de opwaartse druk door de momentane drukvoortplanting van de golfklap die juist ter plaatse van de schade inslaat (zie figuur 3.11, mechanisme 2) mag niet als serieus mechanisme dat direct tot oplichten en uitbreken leidt, worden beschouwd. Het evenwicht waarmee het mechanisme is beschreven

gaat namelijk uit van momentane drukken als waren zij langdurig aanwezig. Daar zijn de volgende kanttekeningen bij te plaatsen.

De piekbelasting door een golfklap duurt kort, waardoor de ontgrondingsholte volledig verzadigd moet zijn om de geschematiseerde opwaartse druk te verkrijgen. Als er in de holte maar enige lucht is ingesloten, zal dit de klap dempen en vertragen. Voorts zal als gevolg van de veronderstelde belasting de plaat vervormen: de plaat wordt iets opgelicht. De ruimte onder de plaat zal moeten worden opgevuld met water, wat via de schade moet toestromen. En een deel van de opwaartse belasting wordt aangewend om de massatraagheid van plaat en toestromend water te overwinnen. Aangezien een golfklap zeer kortdurend is, mag niet worden verwacht dat gedurende die tijd voldoende water de ontgrondingskuil binnen weet te dringen om de plaat daadwerkelijk zo een grote opwaartse vervorming te geven dat de plaat zal bezwijken.

Het moge duidelijk zijn dat de opwaartse belasting die volgens dit mechanisme kan optreden wel zorgt voor een belastingswisseling die een bijdrage kan leveren aan de vermoeiing van de uitkraging en dus breuk van de plaat. Maar als de plaat boven de spleet afbreekt, zal dit de ontgrondingsholte in zijn. De klap op de plaat is direct en ongedempt, niet gehinderd door aanstroming door de schade en wordt versterkt door de eigengewichtscomponent van de plaat.

Per saldo wordt ervoor gekozen alleen het mechanisme 1, uitbreken van de plaat onder een lange spleet, en mechanisme 3, het instorten van de plaat boven de kuil, te worden geëvalueerd.

7.5 Schematisatie in verticaal vlak of in 3D

De uitwerking van mechanismen waarbij de asfaltplaat bezwijkt, zal in eerste instantie vrij simpel gebeuren. Waar mogelijk wordt een plain strain situatie beschouwd, zoals in figuur 3.11. Omdat de scheuren een eindige lengte hebben, zullen vervormingen rond de uiteinden van de scheur worden gelimiteerd. Is een scheur te kort, dan kan het bezwijkmechanisme zoals weergegeven in de 2D-modellering zich niet ontwikkelen zonder aanvullende scheuren. De vraag is nu of door uit te gaan van een 2D-modellering een wezenlijke bijdrage aan de reststerkte over het hoofd wordt gezien.

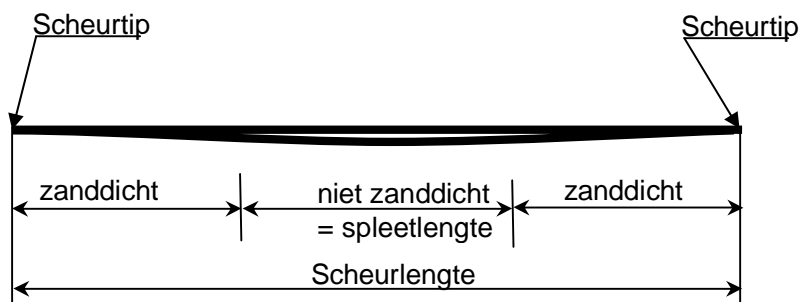
Gemakshalve worden in deze redenering even drie typen schaden onderscheiden:

- Horizontale spleten
- Verticale spleten
- Rond gat

Bij de spleten is van groot belang hoe deze zijn ontstaan. Van de scheuren zijn alleen die van belang die zo ver open staan dat enige erosie van het zandbed mogelijk is: de spleten. Die scheuren zullen al snel een lengte in de orde van meters hebben, omdat zij anders (in het midden) niet de vereiste breedte kunnen hebben. En ook bij de scheurtip, waar de bekleding nog niet is gescheurd zal de bekleding al een vervorming hebben ondergaan, al is daar kennelijk de vervormingscapaciteit nog niet overschreden.

Nabij de scheurtippen zal de scheur nog zanddicht zijn, alleen het middendeel zal niet zanddicht zijn. Per saldo zal over de spleet, het niet zanddichte deel van de scheur, de spleetbreedte variëren, zodat voor de erosie over deze lengte niet de maximale, maar een effectieve spleetbreedte in rekening moet worden gebracht.

Als er, als gevolg van ontgroning, vervormingen van de plaat gaan optreden dan zal ook nabij de scheurtip de scheurbreedte zodanig beperkt zijn dat daar via interlock vervormingen worden voorkomen, zie paragraaf 7.1.



figuur 7.5 Scheur met zanddichte delen en spleet

De niet-zanddichte lengte van de horizontale scheur kan theoretisch oneindig zijn. In dat geval is een 2D modellering de perfecte benadering van de werkelijkheid, al kan worden aangevoerd dat in geval van scheve golfaanval er slechts een beperkte lengte van de spleet wordt aangevallen.

Is de spleet korter, maar nog vrij lang, dan geldt voor het middengedeelte dezelfde benadering als voor een oneindig lange spleet, maar nabij de uiteinden van de spleet treden er randeffecten op die de sterkte verhogen. Om een orde grootte af te schatten wordt hierbij een beroep gedaan op de vloeilijentheorie.

Zoals uit de in figuur 7.6 geschetste aanname van het vloeilijnenpatroon blijkt, neemt de energie die nodig is om tot bezwijken te komen toe als de spleetlengte in dezelfde orde van grootte gaat komen als de lengte van de ontgrondingskuil. Als eerste orde benadering wordt de energie evenredig verondersteld met de lengte van de vloeilijnen in het patroon gedeeld door de scheurlengte. Voor de oneindig lange scheur is die verhouding exact 1. Voor een spleet met een eindige lengte L_{spleet} wordt die voor het patroon geschetst in figuur 7.6 gegeven door:

$$\frac{L_{spleet} - 2l / \tan(60^\circ) + 4l / \sin(60^\circ)}{L_{spleet}} \approx 1 + 3,64 \frac{l}{L_{spleet}} \quad (7.21)$$

Waarin

L_{spleet} = lengte van de scheur voor zover niet-zanddicht [m]

l = lengte van de uitkraging van de asfaltplaat [N/m^1]

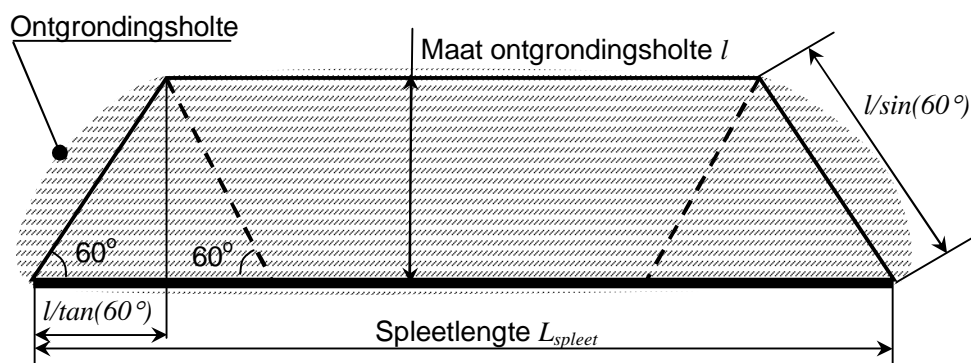
Wil het scheurenpatroon kunnen bestaan, dan dient L_{spleet} in ieder geval langer te zijn dan:

$$4l / \tan(60^\circ) = 2,31l \quad (7.22)$$

In dat limietgeval waarin de beide driehoeken elkaar raken is de verhouding ca. 2.

Overigens zal de belasting op de plaat niet toenemen alvorens bezwijken optreedt bij een beperkte spleetlengte, maar het ontgrondingsproces zal verder gaan tot een grotere waarde voor de lengte l .

Een zeer korte spleet kan worden vergeleken met een rond gat: er kan niet zomaar een verplaatsing loodrecht op het taludoppervlak van de ene spleetrand ten opzichte van de andere spleetrand optreden. In die gevallen zal eerst het gedeelte boven de ontgrondingskuil moeten instorten, zie figuur 6.6A, alvorens er hoogteverschillen kunnen optreden.



figuur 7.6 Aangenomen vloeilijnenpatroon bij beperkte spleetlengte

Voor spleten tegen het talud op is de modelvorming van bezwijken nog onvoldoende uitgewerkt.

Deze uitwerking is even beperkt tot een grofstoffelijke exercitie met de vloeilijentheorie. Wil oplichten van de plaat onder de spleet kunnen optreden, dan zal waarschijnlijk een dusdanig grote zakking van het plaatgedeelte boven de spleet noodzakelijk zijn dat de golfterugloop onder het plaatgedeelte onder de spleet kan duiken. Hiertoe moeten ook de vervormingen worden geanalyseerd, waarbij 3D-effecten ook weer een rol spelen. Daarbij is de breedte van de ontgrondingsholte, die sterk gerelateerd zal zijn aan de spleetlengte bepalend. De scheurlengte die veel groter kan zijn dan de spleetbreedte, zie figuur 7.5, is eigenlijk niet echt relevant. Daarmee betreft de door Calle (2002) gesignaleerde kennisleemte, zie paragraaf 3.2.1 niet zozeer de scheurgroei als wel de ontwikkeling van de breedte van de ontgrondingskuil, die wordt bepaald door de lengte over welke erosie kan optreden.

Uit deze verkenning blijkt duidelijk dat voor de horizontale spleet de 2D-benadering onnauwkeurig wordt, zodra de maat van de ontgrondingsholte in dezelfde orde van grootte komt als de spleetlengte. Als de spleetlengte relatief klein is, dan is zelfs eerst het instorten van de plaat boven de ontgrondingsholte noodzakelijk alvorens er een schol onder de shade kan worden uitgelicht. De lengte van de spleet bepaalt dus volgens welk mechanisme de asfaltplaat zal bezwijken nadat erosie door de spleet is opgetreden. Het shadegeval gat, kan voor het bezwijken van de asfalttoplaag worden opgevat als een zeer korte spleet.

In ieder geval is de 2D modellering het simpelst en aan de veilige kant. Rekening houden met 3D-effecten kan vooral voor korte shades, meer reststerkte (orde 10-tallen procenten) opleveren.

8 Vervolgonderzoek Reststerkte van dijk met asfalt op zand

Voor het SBW Reststerkte deelproject 3 Reststerkte van dijk met asfalt op zand is een aanpak voorgesteld waarbij het probleem in deelprocessen uiteen gerafeld wordt. Deze deelprocessen worden met rekenmodellen gekwantificeerd, zo nodig geïkt met proeven en door het combineren van de beschrijving van de deelprocessen wordt gekomen tot een beschrijving van de reststerkte (fase 2). Verificatie van het uit deze deelprocessen opgebouwde totaalmodel zou tenslotte plaats kunnen vinden door een grootschalige proef (fase 3).

Het resultaat van deze aanpak, waarbij de deelprocessen met rekenmodellen zijn gekwantificeerd, maakt het mogelijk een brede range aan dijkgeometrieën en randvoorwaarden op reststerkte globaal te beoordelen. Uitgangspunt daarbij is de asfaltbekleding van WAB die in de zwaarst aangevallen zone van zeedijken het onderliggende dijklichaam van zand tegen erosie beschermt. Deze constructie is de meest gebruikelijke toepassing van asfalt op zeedijken die tijdens maatgevende stormomstandigheden worden belast. Voor eigenlijk alle minder frequent voorkomende vormen van bekledingsconstructie met WAB-toplaag kan met het rekenmodel in ieder geval een veilige ondergrens voor de sterkte worden verkregen, zie paragraaf 6.5.

De resulterende formules moeten bij voorkeur eenvoudig, robuust en veilig zijn. Het onderzoek richt zich daarom op een globale kwantificering van de reststerkte, zonder al te veel energie in het onderzoeken van details te steken. Dit alles moet leiden tot een grove doch bruikbare kwantificering van de reststerkte.

De aandacht van dit reststerkteonderzoek komt te liggen op de niet-zanddichte schade. Dergelijke spleten/scheuren zijn het gevolg van het ongewild niet hebben onderkend, of kunnen onderkennen, van dit soort beschadigingen bij beheer en onderhoud. Ze zijn bij aanvang van de (maatgevend) storm aanwezig, maar het kan ook een gat betreffen als gevolg van een bijzondere belasting (stranding) die tijdens de storm ontstaat.

Opeenvolgend worden een aantal stadia gepasseerd tijdens de schade-ontwikkeling, zie figuur 8.1. Als de asfaltbekleding faalt, resteert de reststerkte van het dijklichaam. Het proces dat zich dan afspeelt is in grote lijnen vergelijkbaar met het proces wat zich afspeelt na het falen van een steenzetting met kleilaag op een zanddijk (SBW Reststerkte, deelproject 2). Bij de uitwerking van dit proces dient danook de inpassing in zowel deelproject 2 als 3 in de gaten te worden gehouden.

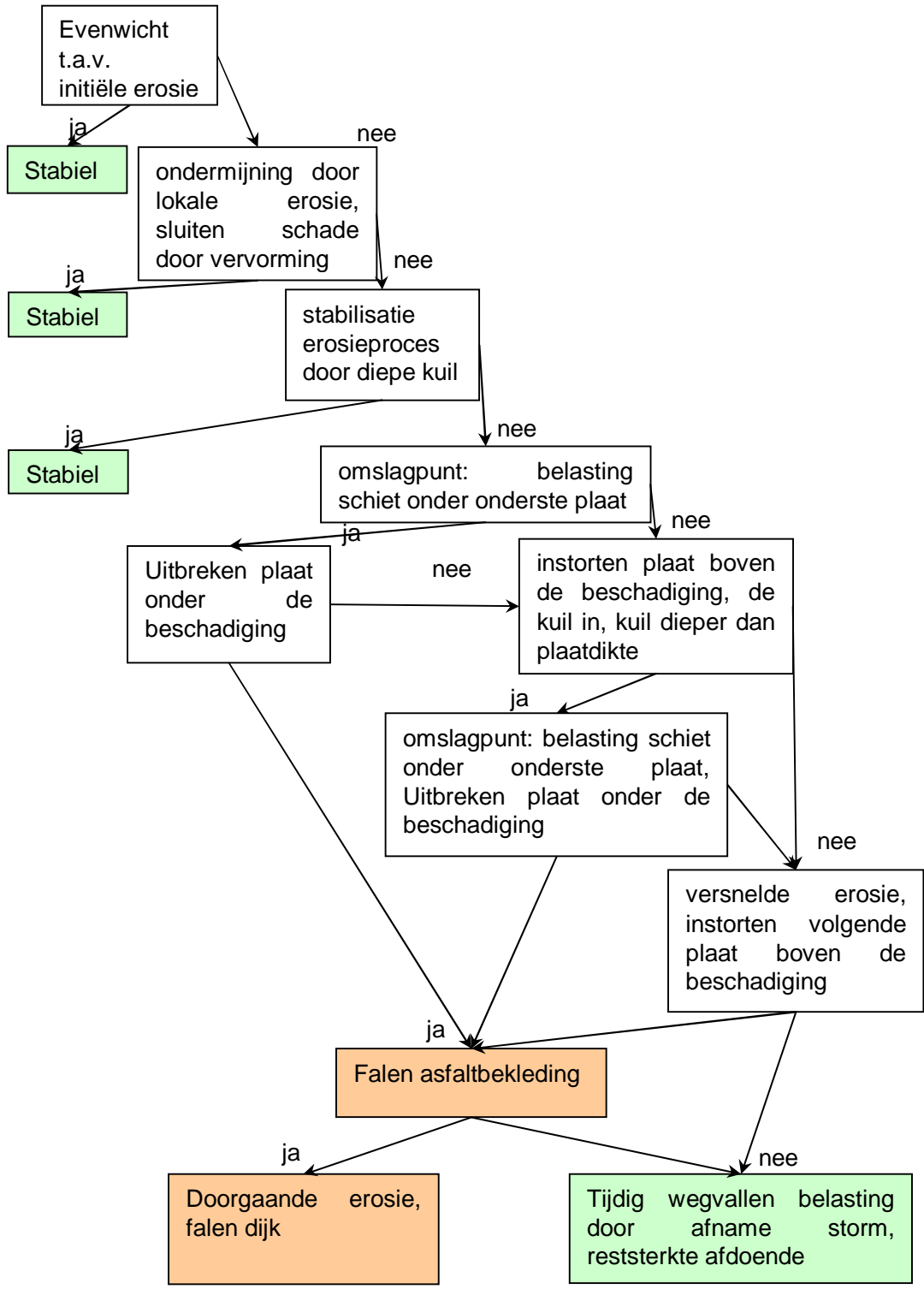
Overigens moet worden bedacht dat het verloop van waterstand en golfhoogte gedurende de storm, de grootte van de belasting en het niveau waarop deze aangrijpt laat variëren. In elk stadium kan door het wegvallen van de belasting de situatie zich stabiliseren.

8.1 Te kwantificeren deelprocessen

De deelprocessen die in de volgende onderzoeksfase dienen te worden gekwantificeerd zijn:

- > Initiële erosie
- > Erosie vanuit ontgrondingskuil
- > Stabiliteit ontgrondingskuil
- > Sterkte asfaltplaat
- > Uitbreken asfaltplaat

- > Instorten ondermijnde plaat
- > Erosie dijklichaam



figuur 8.1 Stroomschema stadia reststerkte in de schadeontwikkeling van de asfaltbekleding op zandlichaam

De gekozen aanpak in het onderzoek is een focus op deelprocessen die eerst met een bureaustudie zo goed mogelijk worden gekwantificeerd, waarbij ook kennis uit aangrenzende werkgebieden wordt benut. Vervolgens wordt de modellering gekalibreerd aan de hand van eenvoudige proeven in een geschematiseerde opstelling, specifiek gericht op het betreffende deelproces. Uiteindelijk kan een verificatie overwogen worden in de Deltagoot, waarbij de erosie van zand door kunstmatig aangebrachte schade kan worden onderzocht, of het wegspoelen van op schaal nagemaakte schollen asfalt.

Gezien het feit dat eerst gewerkt wordt in een geschematiseerde opstelling, zijn de ideeën ten aanzien van de verificatie met Deltagootproeven in dit stadium nog nauwelijks uitgewerkt.

Of de *Initiële erosie* op gang komt, is afhankelijk van de belasting en (de oriëntatie van) het schadegeval en de grondwaterstand. Voorgesteld wordt het evenwicht uit te werken voor de drie schadegevallen gat, spleet // dijkas en spleet \perp dijkas; voor de situatie met hoge en lage freatische lijn; en voor de belastingen behorende bij de olopzone enerzijds, en de golfklapzone anderzijds.

Voor de initiële erosie kan de belasting in de zone diep onder de SWL achterwege blijven omdat de belastingen dan laag zijn ten opzichte van die in de golfklapzone: de initiële erosie zal daarom al optreden als de beschadiging bij stijgende buitenwaterstand in de golfklapzone komt te liggen.

Rekenregels voor het evenwicht kunnen worden opgezet in analogie met de regels voor een hydraulisch gesloten filter.

De *erosie vanuit ontgrondingskuil* is als deelproces in principe al beschreven door Van der Weide et al (1995). Qua belastingsgevallen wordt voorgesteld die beschrijving uit te breiden met de golfoploopzone, maar ook met belasting door stuwdruk in geval van hoogteverschillen over de schade. Daarnaast wordt voorgesteld aandacht te geven aan het te eroderen volume in geval van een gat, waarbij meer volume moet eroderen per m^1 breedte van de schade in vergelijking met de lange horizontale scheur.

De *stabiliteit van de ontgrondingskuil* is zowel voor het erosieproces als voor het evenwicht van de asfaltplaat van belang.

De stabiliteit en dus de vorm van de ontgrondingskuil bepaalt enerzijds het volume dat moet eroderen en anderzijds de afstand van zandbed tot uitstroomopening, oftewel de mogelijkheid tot zandtransport de kuil uit.

De vorm en het draagvermogen van de kuilranden bepalen ook de lengte die de asfaltplaat moet overspannen. Bij de numerieke uitwerking wordt voorgesteld de lijn te volgen die voor de lange horizontale spleet is uitgewerkt door Meijers (1995).

Het materiaalgedrag, de *sterkte van de asfaltplaat*, en dan in het bijzonder het breukmoment is in de tot op heden geëvalueerde gevallen beschouwd als een bekend gegeven. Maar door het visceus-plastisch gedrag van asfalt is de breukspanning een tijds-, vervormings- en spanningsafhankelijke grootheid. Voorgesteld wordt om voor een waarheidsgetrouwer modellering van sterkte en vervormingen meer asfaltexpertise te gemobiliseerd. Gezien de nauwkeurigheid van de andere modelleringen kan mogelijk worden volstaan met een superpositie van rekken ten gevolge van statische belasting (eigengewicht) en dynamische belasting (golfbelasting).

Het *uitbreken van de asfaltplaat* is al door Meijers (1995) beschreven. In paragraaf 7.3 is aannemelijk gemaakt dat het ritseffect voor omstandigheden die optreden bij zeedijken kan optreden, oftewel dat het uitbreken van een plaat onder een lange spleet (mechanisme 1) een reëel mechanisme is. De formules voor het omslagpunt, waarna de afstroming over het

talud onder het plaatgedeelte onder de schade schiet, zijn opgenomen in paragraaf 7.3. Voorgesteld wordt het mechanisme aan de hand van de beschrijving numeriek uit te werken.

Het *instorten van de ondermijnde asfaltplaat* is in ieder geval voor schades met relatief korte afmeting // dijkas relevant. Daarnaast zou het ook het inleidende mechanisme kunnen zijn voor het uitbreken van een asfaltplaat indien de plaat boven de schade relatief stijf is, zodat hij eerder breekt dan zover doorbuigt dat de straal onder de plaat beneden de spleet kan schieten. De stabiliteit van de ontgrondingskuil levert een kuilgeometrie op basis waarvan met de vloeilijentheorie een numerieke uitwerking kan worden gemaakt. Onderscheid moet worden gemaakt tussen de verschillende initiële schades, gat, spleet \perp dijkas en (lange) spleet // dijkas.

De *erosie van het dijklichaam* is voor de verschillende deelprojecten van SBW-reststerkte relevant. Als de bijdrage van de restanten van de bekleding aan de reststerkte wordt verwaarloosd, levert een duinafslagberekening mogelijke een geschikte conservatieve ondergrens op voor de werkelijke reststerkte (zie ook deel 7).

Als de deelprocessen in bijvoorbeeld spreadsheets zijn gemodelleerd, dan wordt aanbevolen te bepalen binnen welke grenzen voor de relevante parameters het deelproces ook daadwerkelijk een significante en betrouwbare bijdrage levert aan de reststerkte.

Door voor verschillende situaties (schadegevallen spleet, gat) de relevante deelprocessen te koppelen kan een totaal model worden samengesteld voor de reststerkte van de asfaltbekleding.

Met de aldus verkregen modellen kunnen kritische waarden worden vastgesteld voor de stadia in het stroomschema. Voorbeelden van die kritische waarden zijn:

- > Wel/niet evenwicht ten aanzien van initiële erosie.
- > Stabilisatie erosie vanuit de ontgrondingskuil.
- > Afbreken van een asfaltplaat.

Voorgesteld wordt waar mogelijk die grenswaarden door kleinschalige proeven te verifiëren, dan wel de onderliggende modellen te ijken.

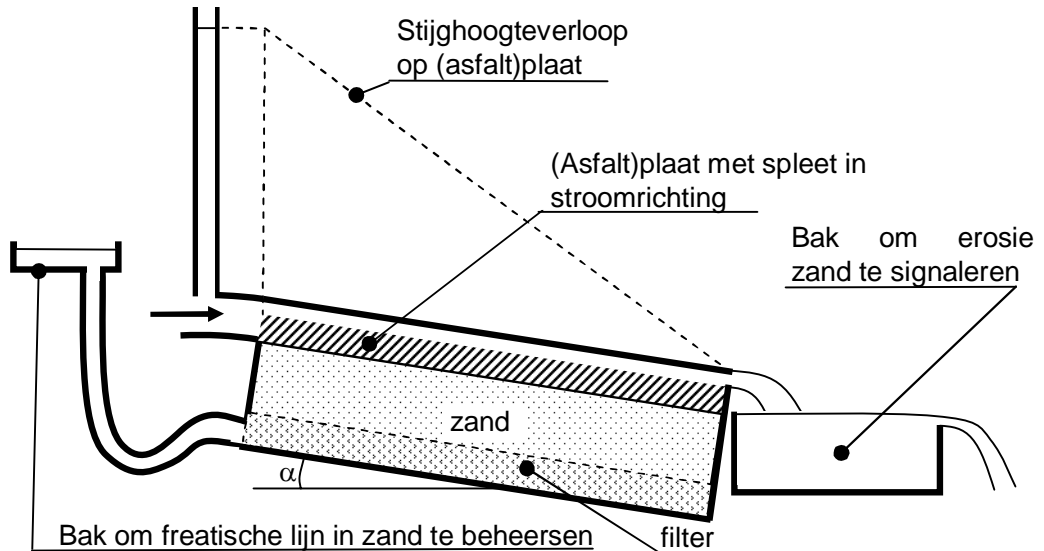
8.2 Verificatie met proeven van beschreven deelprocessen

Voorgesteld wordt om de relatie, die de kritieke evenwichtswaarde ten aanzien van de initiële erosie beschrijft, als eerste voor ijking/verificatie in aanmerking te laten komen. Dit is een deelonderzoek waarvoor de koppeling van de diverse deelprocessen nog niet nodig is.

Juist deze evenwichtswaarde is zeer belangrijk omdat hierop praktijkaanbevelingen kunnen worden gebaseerd ten aanzien van schade die nog mag worden geaccepteerd.

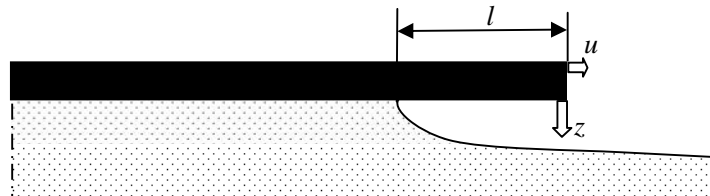
De relatie die de kritieke evenwichtswaarde beschrijft zal in ieder geval de volgende relevante parameters moeten bevatten: golfhoogte; brekerparameter; spleetbreedte; scheurwandruwheid; representatieve korreldiameter zand.

Voor de oploopzone zou kunnen worden volstaan met het plaatsen van een plaat met spleet op een talud met daarover vrij afstromend water. In de golfaanvalzone worden echter veel grotere verhangen op talud bereikt. Voor die situatie volstaat dus geen vrije afstroming. Het grotere verhang moet worden gecreëerd door de stroming te concentreren onder een "dak" boven het oppervlak waar de spleet zich in bevindt. In figuur 8.2 is het principe van de proefopstelling geschetst.



figuur 8.2 *Principe schets van mogelijke proefopstelling ter verificatie van evenwicht / initiële erosie met stationaire stroming*

Het erosieproces vanuit de ontgrondingsholte aangedreven door drukwisselingen laat zich niet eenvoudig in een beperkte proef vangen. Daarom zal dit proces slechts kunnen worden geverifieerd aan de hand van de grootschalige laboratoriumproeven genoemd in paragraaf 3.1.



figuur 8.3 *Principe schets van mogelijke proefopstelling ter ijking van materiaalgedrag uitkragende plaat*

Een tweede proef betreft verificatie/ijking van het gedrag van de uitkragende plaat. Ter verificatie van het materiaalmodel, sterkte en vervormingen kan een asfaltstrook of balk op een zandbed worden gelegd met een bepaalde uitkragende lengte, zie figuur 8.3. De uitkraging kan worden verkregen door het zandbed ter plaatse van de gewenste uitkraging weg te spoelen. Het gaat om een geschematiseerde modelopstelling (niet in een golfgoot), waarbij gebruikgemaakt wordt van relatief slecht asfalt teneinde conservatieve resultaten te krijgen.

Belasting vindt plaats door eigengewicht, eventueel aangevuld door een dynamische last.

De bezwijkbelasting en de tijdsduur van begin van belasten tot aan bezwijken levert ijking van de *sterkte van de asfaltplaat*, de locatie van de bezwijkscheur geeft ook informatie over de stabiliteit van de ontgrondingskuil.

De verticale verplaatsing z van het plaatende als functie van de tijd levert een ijking van het vervormingsgedrag, van belang voor de beginconditie voor *uitbreken asfaltplaat*.

Ter verificatie van het mechanisme *sluiten scheuren door geometrische niet-lineariteit*, zie paragraaf 7.2, dient de horizontale (tweede orde) verplaatsing van het plaatuiteinde u te worden geregistreerd.

Bij de proeven met de uitkragende plaat, waarbij het materiaalgedrag bepalend is voor het resultaat, dient de temperatuur als factor van belang, te worden gemeten en wellicht zelfs te worden beheerst. Bij stormomstandigheden in de Nederlandse situatie is over het algemeen sprake van temperaturen tussen 0 en 10 graden Celsius.

Voorgesteld wordt om in fase 3 met grootschalig modelonderzoek te verifiëren of het rekenmodel uit fase 2 juist is, en het eventueel bij te stellen. Dit onderzoek kan uitgevoerd worden in de Deltagoot. De maximaal haalbare golfhoogte ($H_s = 1,6$ m) is niet in staat om een asfaltbekleding te laten bezwijken. Daarom zal een truc moeten worden bedacht om de gewenste beschadiging van het asfalt in de Deltagoot te verkrijgen. Voorgesteld wordt om in fase 2 een plan voor Deltagootonderzoek nader uit te werken. Naar verwachting is onderzoek in de Deltagoot de beste methode om het uitspoelen van zand als gevolg van grote golven te onderzoeken. Dat is het belangrijkste mechanisme dat uiteindelijk leidt tot instabiliteit van de asfaltbekleding.

De proeven kunnen gericht worden op het uitspoelen van het zand en daarnaast tevens uitgevoerd worden voor het onderzoeken van het instabiel worden van de asfaltschollen. Verder kan de reststerkte van de dijk kern gemeten worden.

8.3 Eindresultaat van reststerkteonderzoek van een zanddijk met asfaltbekleding

Na deze inventarisatiefase is het aan te bevelen om na te gaan tot welke producten het reststerkteonderzoek kan leiden. Voor het reststerkteonderzoek betreffende asfaltbekledingen op zand worden nu twee wezenlijk verschillende resultaten voorzien:

- 1 Voorwaarden waaronder de reststerkte van de asfaltbekleding groter is dan de sterkte volgens het huidige rekenmodel uit TR-asfaltbekledingen (TAW 2002).
- 2 Een rekenmodel waarmee de totale reststerkte van de dijk kan worden gekwantificeerd.

Ad 1. Door na te gaan onder welke condities een stabiele situatie gewaarborgd blijft, kunnen aanbevelingen voor de praktijk worden gegeven ten aanzien van de grootte van toelaatbare schade. In eerste instantie moet dit het onderzoek van de initiële erosie betreffen. Dat kan al een resultaat opleveren in de vorm van een nieuw criterium voor de omvang van toelaatbare schade wat eenvoudig kan worden ingebracht voor het WTI.

Ad 2. Door alle relevante deelprocessen in een rekenmodel te vatten en deze te combineren wordt een rekenmodule verkregen waarmee trends in beeld gebracht kunnen worden. Daarop kunnen mogelijk simpele rekenregels worden gebaseerd die aanvullend zijn op het huidige sterktemodel. Op basis van een veiligheidsbeschouwing (zie paragraaf 7.6 in deel 1) zal een criterium voor het toetsen worden opgesteld, rekening houdend met de wens om voldoende restveiligheid over te houden.

Als stap in de acceptatie van criteria ten aanzien van toelaatbare schade, het eerste resultaat, is een gecombineerde workshop met beheerders en onderzoekers raadzaam. Het effect van de workshop is echter meerledig. Door beheerders te informeren en betrekken zal allereerst de acceptatie van de criteria worden vergroot. In het verlengde daarvan: de acceptatie van de huidige VTV-criteria kan worden nagegaan, het realiteitsgehalte van de criteria kan worden getoetst aan de praktijk. Het zijn uiteindelijk de beheerders die de criteria bij hun inspecties moeten toepassen.

Daarnaast kunnen de denkbeelden van onderzoekers met betrekking tot kritische schade, schade die tot bezwijken kan leiden, worden getoetst aan de praktijkervaring van de beheerders.

Aangezien het eerste resultaat al in de uitwerkingsfase zal worden verkregen, is het goed om ook in die fase al aan de acceptatie te werken.

De resulterende rekenmethoden zullen geschikt gemaakt worden voor toepassing in PC-Ring.

9 Conclusies en aanbevelingen

Op basis van het vooronderzoek, *Fase 1: inventarisatie van SBW-reststerkte deelproject 3: reststerkte van dijk met asfalt op zand* kunnen al de nodige conclusies worden getrokken. Daarnaast geven de inzichten uit deze inventarisatie richting aan de volgende onderzoeksfasen, die in de aanbevelingen per fase is weergegeven. Als laatste "fase" wordt deelproject 7 genoemd, waarin in samenspraak met de andere deelprojecten reststerkte als fenomeen een plaats moet krijgen binnen de veiligheidsfilosofie van waterkeren.

Conclusies.

- > Voor het reststerkteonderzoek kunnen we ons concentreren op bekledingen die bij aanvang van de maatgevende storm niet zanddicht zijn of bekledingen waarin door bijzondere belastingen tijdens de storm een gat wordt geslagen.
- > De kwaliteit van beheer en onderhoud bepaalt de kans op, en de extremiteiten van, de initiële schades bij aanvang van de (maatgevende) storm. Goed beheer en onderhoud is daarom van uitermate groot belang. Maar beheer en onderhoud betreft mensenwerk en mensen zijn niet onfeilbaar. Daarom kunnen schades bij aanvang van de (maatgevende) storm niet worden uitgesloten.
- > De lengte van de schade gemeten langs de dijkas bepaalt mede welke van de vervolgschades zal optreden: bij een beperkte lengte van de schade is instorten van de plaat boven de schade het meest waarschijnlijke mechanisme, terwijl bij een grote spleetlengte uitlichten van een plaat onder de spleet het meest waarschijnlijk is. De lengte van de schade is dus belangrijk voor de reststerkte en beide mechanismen moeten in een volgende fase worden gekwantificeerd.
- > De gekozen aanpak in het vervolgonderzoek is een focus op deelprocessen die eerst met een bureaustudie zo goed mogelijk worden gekwantificeerd, waarbij ook kennis uit aangrenzende werkgebieden wordt benut. Vervolgens wordt de modellering gekalibreerd aan de hand van eenvoudige proeven in een geschematiseerde opstelling, specifiek gericht op het betreffende deelproces. Uiteindelijk kan een verificatie overwogen worden in de Deltagoot, waarbij de erosie van zand door kunstmatig aangebrachte schade kan worden onderzocht, of het wegspoelen van op schaal nagemaakte schollen asfalt. Gezien het feit dat eerst gewerkt wordt in een geschematiseerde opstelling, zijn de ideeën ten aanzien van de verificatie met Deltagootproeven in dit stadium nog nauwelijks uitgewerkt.
- > Slechts voor een beperkt aantal deelprocessen in de reeks van initiële erosie tot dijkdoorbraak is een modellering beschreven. Een numerieke uitwerking is momenteel voor vrijwel geen enkel deelproces voor handen. Alleen als we de erosie van het dijklichaam middels een simpele factor mogen koppelen aan duinafslagmodellen dan kan die fase mogelijk numeriek worden beschreven.
- > Een 2D modellering van het afbreken van een plaatgedeelte is aan de veilige kant. Rekening houden met 3D-effecten zal vooral voor korte lengtes van de schade meer reststerkte opleveren.
- > Voor spleten tegen het talud op ontbreekt nog de modelvorming van het afbreken van een plaat.
- > Geconstateerd is dat numerieke afweging van het belang van eerder beschreven deelprocessen niet mogelijk bleek als gevolg van het feit dat numerieke modellen verloren zijn gegaan.

- > Door een analyse van het zogenaamde ritseffect is duidelijk geworden, dat dit al vrij snel kan optreden. Het oplichten van een plaatgedeelte beneden een lange spleet mag daarom niet buiten beschouwing blijven.
- > Door te onderzoeken onder welke condities een stabiele situatie gewaarborgd blijft, kunnen aanbevelingen voor de praktijk worden gegeven ten aanzien van de grootte van toelaatbare schades. Dat vormt een validatie van de schadecriteria die momenteel in de VTV staan.
- > Door een flink, maar te overzien, aantal deelprocessen kwantitatief te modelleren, kan naar verwachting een goed toepasbare kwantificering van de reststerkte van asfaltbekledingen op zanddijken worden verkregen.
- > Bij een schade aan een dijktafuit op de Roggeplaat is geconstateerd dat langdurige eigengewichtsbelasting (orde 1 dag) bij een 0,2 m dikke bekleding heeft geleid tot afbreken van uitkragende plaatvelden van orde $2 \times 2 \text{ m}^2$.
- > Gezien de afmetingen van schades zoals deze in de modellering, het labonderzoek en praktijkschadegevallen naar voren komen, is een reststerkte-proef op een constructie op ware grootte in de Deltagoot niet goed mogelijk. Verschalen blijkt nodig om de schade aan de asfaltplaat zich volledig te laten ontwikkelen.

Aanbevelingen voor ontwerp en praktijk.

- > Zandasfalt en OSA dienen niet te worden toegepast als toplaag in zones waar rollende stenen voor kunnen komen.
- > Hoogteverschillen tussen scheurranden en hoekverdraaiingen bij scheur- of spleetranden zijn beide indicatoren voor lokale erosie en dienen te leiden tot afkeuren en dus herstel van de schade. Aangezien er sprake kan zijn van lokale uitspoeling dient te worden uitgefreesd tot op het zandbed.
- > Interlock door de ruwheid van scheuren in WAB zal bij een scheurbreedte kleiner dan 1/6 maal de D_{50} van de toegepaste steenfractie hoogstwaarschijnlijk niet tot doorgaande erosie kunnen leiden. Dat wil overigens nog niet zeggen dat bij een dergelijke scheurbreedte er geen schade in de zin van hoogteverschillen tussen scheurranden kan ontstaan. Bij slecht uitgevoerde naden is er vrijwel geen ruwheid als zij open gaan staan, daarvoor geldt dit criterium dus niet.

Aanbevolen wordt om in *Fase 2 van deelproject 3, uitwerking deelprocessen* de volgende zaken ter hand te nemen:

- > Numeriek uitwerken van de relevante deelprocessen zoals benoemd in paragraaf 8.1.
- > Zo mogelijk koppelen van de numerieke beschrijvingen van de relevante deelprocessen betreffende de reststerkte tot aan het falen van de asfaltbekleding.
- > Ontwikkelen van een model dat de sterkte van het resterende dijklichaam met bekleding beschrijft tot aan begin bresgroei: een gezamenlijke inspanning voor SBW Reststerkte deelproject 2 en 3.
- > Houden van een gecombineerde workshop met beheerders en onderzoekers met betrekking tot criteria ten aanzien van toelaatbare schade.
- > Vaststellen van de grenswaarden voor de stadia in de schadeontwikkeling aan de hand van een beperkte parameterstudie.
- > Uitvoeren proeven volgens paragraaf 8.2 ter ijking/verificatie van de grenswaarden.
- > Uitvoeren van simulaties naar aanleiding van bekende praktijkschadegevallen (Roggeplaat) ter ijking/verificatie van de modellen.
- > Naar aanleiding van de proefresultaten en simulaties zonodig bijstellen van de modellering of de numerieke beschrijving.

Voor de *Fase 3, validatie* wordt aanbevolen:

- > Bij de proef in de Deltagoot (van bezweken bekleding tot falen dijk) nagaan hoe de constructie kan worden verschaald. Naar verwachting is onderzoek in de Deltagoot de beste methode om het uitspoelen van zand als gevolg van grote golven te onderzoeken. Dat is het belangrijkste mechanisme dat uiteindelijk leidt tot instabiliteit van de asfaltbekleding.
- > Gezien de invloed van de temperatuur op de materiaaleigenschappen is het wenselijk om, bij proeven waarbij het gedrag van asfalt bepalend is voor het proefresultaat, rekening te houden met de omgevingstemperatuur.

Voor de uiteindelijke implementatie van reststerkte in de praktijk (deelproject 7):

- > In geval van concave dijkvakken moet bij het rekenen met reststerkte in verband met meervoudige schade in geval van bijzondere belastingen, er mogelijk meer veiligheid worden ingebouwd dan in geval van rechte dijkvakken.

Literatuur

- Calle, E.O.F. (2002); e.a.: Dijkdoorbraakprocessen. Delftcluster/GeoDelft rapport 720201/39, Delft, maart 2002
- Derks, H. (1992); M. Klein Breteler: Gedrag van asfaltbekleding onder golfaanval. Verslag modelonderzoek in Deltagoot. Waterloopkundig laboratorium|wl, rapport H1480, Delft, mei 1992.
- Hölscher, P. (1992): Verkenning dynamisch en statisch gedrag dijken met asfaltbekleding in verband met verwekingsrisico. Grondmechanica Delft, rapport CO-315750/3, Delft, juni 1992.
- ’t Hart, R (2008A): Stadia in schadeontwikkeling. Deltares memo, Delft, april 2008
- ’t Hart, R (2008B): Verslag workshop faalkans asfaltbekledingen. Deltares, Delft 2008
- ’t Hart, R (2008C): Scheur ten gevolge van golfbelasting in een reeds gescheurde bekleding. Deltares, rapport CO-435340-0004, Delft, september 2008.
- Klein Breteler, M. (2000); J. Wouters: Deltagootonderzoek naar stabiliteit van taludbekledingen, Meetverslag. WL | Delft hydraulics, H3272, Delft, februari 2000.
- Klein Breteler, M. (2007): Infiltratie door gescheurd asfalt, Notitie. WL|delft hydraulics, Delft, januari 2007.
- Klein Breteler, M. (2008); M. Muttray: Projectplan SBW Reststerkte. Deltares, Delft, november 2008.
- Meijers, P. (1995); J. Riemsdijk van Eldik: Stabiliteit gescheurde asfaltbekledingen. Grondmechanica Delft rapport CO-352220/6, Delft, mei 1995.
- Oranjewoud (1993): Inspectiemethode asfaltbekledingen. Oranjewoud, rapport no. 44344. Capelle aan den IJssel, mei 1993.
- Oranjewoud (1996): Foutenboomanalyse asfaltbetonbekledingen op zeedijken. Oranjewoud, rapport no. 80513 (A4-96-21). Rotterdam, juni 1996.
- PBNA (1994): Polytechnisch Zakboekje, 46^e druk, sectie C2, toegepaste mechanica formules, Koninklijke PBNA, Arnhem(1994).
- RIKZ (1994): Gemiddelde Getijkromme 1991.0. RWS-RIKZ. (ISBN 90-369-0453-6) Den Haag, 1994.
- RWS (1990): M.T. van der Meer; M.R. Moens: Schadecatalogus voor dijkbekledingen. In opdracht van RWS-DWW. (ISBN 90-212-9501-6) Uitgeverij Waltman, Delft, oktober 1990.

- RWS. (2005) A.K. de Looff, I.H.B. van Vilsteren, C.C. Montauban: Veiligheidsbeoordeling van Asfaltdijkbekledingen, Achtergrondrapport bij het toetsen van asfaltdijkbekledingen volgens het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV) RWS-DWW, Delft, November 2005
- Stoutjesdijk, T. (1993); P. Meijers: Reststerkte Asphalt: Verkenning van de stabiliteit van gescheurde asfaltbekledingen. Grondmechanica Delft rapport CO-345220/7, Delft, november 1993.
- TAW (1998): Grondslagen voor waterkeren. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen jan. (ISBN 90396-373-5-3) A.A. Balkema Uitgevers B.V. Rotterdam, 1998.
- TAW (2002): Technisch Rapport Asphalt voor Waterkeren. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Den Haag, November 2002.
- Vastenburg, E.W. (2006); T.P. Stoutjesdijk: Korte studie grondmechanische stabiliteit steenzettingen op steile taluds. GeoDelft rapport CO-42133000/0010, Delft, maart 2006.
- Van de Ven, M.F.C. (2008): Scheurgroei WAB bekleding, TU Delft concept rapport, Delft, september 2008.
- VenW (2007A) Voorschrift Toetsen op Veiligheid Primaire Waterkeringen, (VTV2006) (ISBN 978-90-369-5762-5) Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Den Haag, september 2007.
- VenW (2007B) Hydraulische Randvoorwaarden Primaire Waterkeringen voor de derde toetsronde 2006-2011 (HR2006) (ISBN 978-90-369-5761-8) Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Den Haag, september 2007.
- VKN (2002) Veiligheid Nederland in kaart: Workshops. Resource Analysis, RA/02-570 Delft, oktober 2002.
- VTV (2004), De veiligheid van primaire waterkeringen in Nederland. Voorschrift Toetsen op Veiligheid voor de tweede toetsronde 2001-2006, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, januari 2004
- Wehner, T. (1987): Seegangerzeugte Spannungsänderungen im Sandkern eines Seedeichs. Mitteilungen Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hanover. Heft 21, Hannover 1987.
- Weide, J. van der en G.M. Smith (1995): Uitspoeling zand door gescheurde asfaltbekleding. Verslag bureaustudie. Rapport H2155, Waterloopkundig Laboratorium, Delft, Juni 1995.
- Weijers (2009) M.; A. de Looff: Inventarisatie opgetreden stormschades aan asfaltbetonbekledingen, KOAC-NPC rapport, Nieuwegein, mei 2009.
- Wolters (2008) G.: Literatuurscan uitspoeling granulaire materiaal door spleten en scheuren. Deltares rapport H5230, Delft, Augustus 2008.

Bijlage A: FZK-onderzoek beschadigde asfaltbekleding in het GWK (Hannover 1986)

In het voorjaar van 1986 is door het Forschungszentrums Küste (FZK) een asfaltbekleding met beschadigingen beproefd in het Große Wellenkanal (GWK). Dit is een case waar voor ons huidige reststerkteonderzoek wellicht nuttige informatie kan worden geput. Helaas is over dit onderzoek nooit gepubliceerd, zodat onzekerheid bestaat over tal van constructie- en belastingsparameters. Door het Forschungszentrums Küste is welwillend beeldmateriaal ter beschikking gesteld en oude A4-verslagen en persoonlijke mededelingen door betrokkenen bij het betreffende onderzoek leveren echter toch nog een redelijk omljnd beeld.

Op grond hiervan is een beschrijving gereconstrueerd van de opstelling en de reststerkteproeven. Omdat de beschikbare informatie verre van compleet is, blijven bepaalde zaken onzeker.

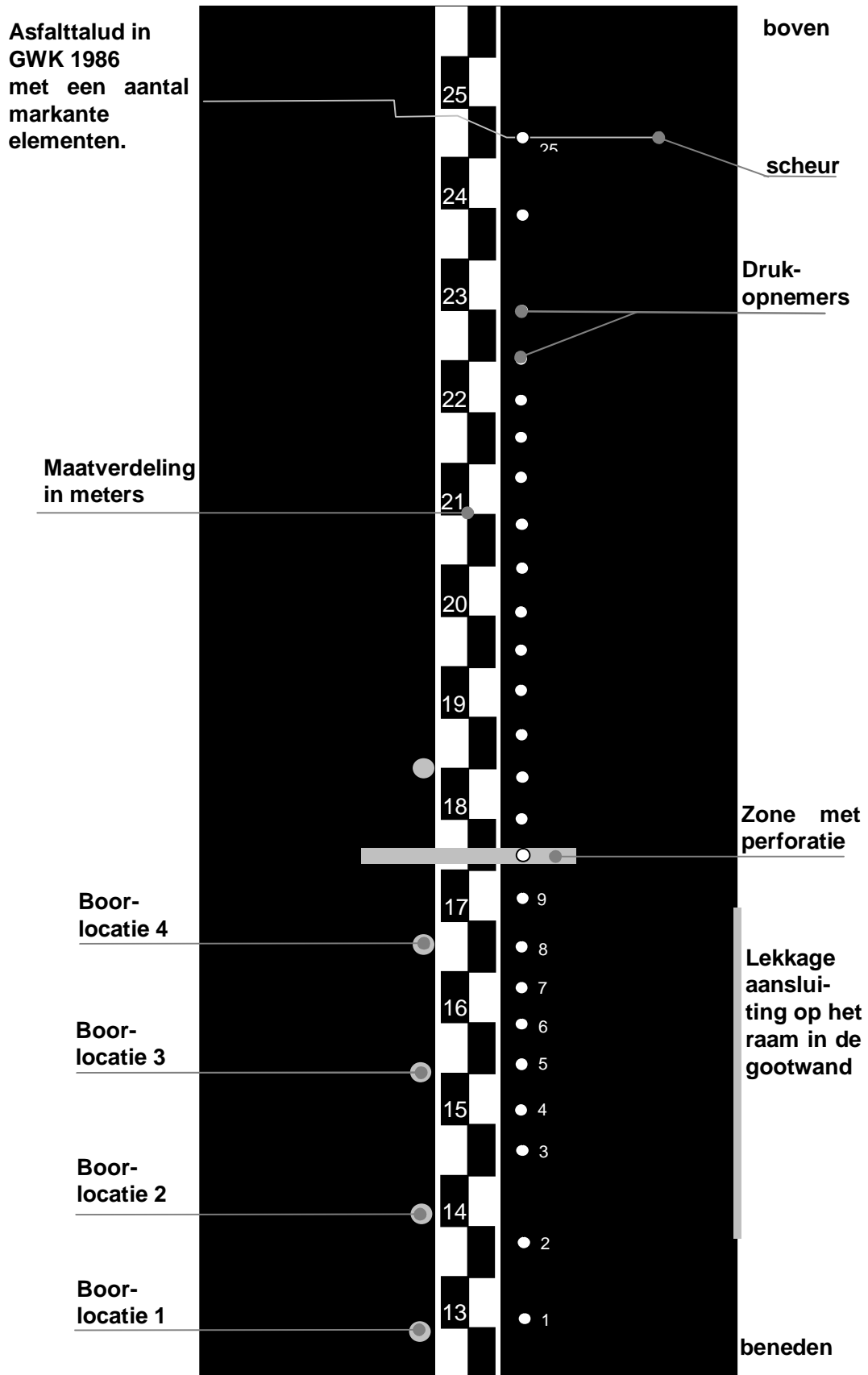


figuur A.1 FZK, Bau des Asphaltdeichs, Bild 3.jpg

De beproefde constructie is een asfaltplaat die op een talud 1:4 in de goot is aangelegd van gootwand tot gootwand. Wehner (1987) vermeldt als dikte 20 cm, zonder verdere gegevens over eventuele nauwkeurigheid. Een schatting van de dikte is ook afgeleid uit een uitsnede van foto zie figuur A.2. Op basis van die foto wordt de **asfaltdikte** op **18 cm** geschat. Nb. de afstand tussen de doorgetrokken en gestippelde lijnen op de wand is 25 cm. Volgens figuur A.1 is de bekleding in meer dan één laag met een asfaltspreidmachine neergelegd. Aangenomen wordt dat het gaat om twee lagen. Van de mechanische eigenschappen van het asfalt zijn geen gegevens bekend, slechts de asfaltsamenstelling wordt door Wehner gegeven (zie tabel).



figuur A.2 Uitsnede van foto FZK, Asphaltdeich, Abbruchkante.jpg



figuur A.3 Uit foto's gereconstrueerd bovenaanzicht

Untersuchung	
Mischgutart	Asphaltgrob beton 0/16 mm
Gesteinsart	Diabas
Bitumenart	B 65 – B 45
Bitumengehalt	5,9 M-%
Hohlraumgehalt des Marshallprobek.	2,3 V-%
Rohdichte	2,54 g/cm ³

Tabel: resultaten van materiaalonderzoek aan boorkernen uit de asfaltdeklaag

Aan de hand van de foto's (zie de fotobladen aan eind van deze bijlage) is een gereconstrueerd bovenaanzicht van het asfalttalud in het Große Wellenkanal (GWK) 1986 met een aantal markante elementen gemaakt, zie figuur A.3.

Op diverse foto's is zichtbaar dat de bekabeling van de drukopnemers verzonken liggen in sleuven in het asfaltoppervlak. Dit zijn mogelijk verzwakkingen van de asfaltplaat geweest. Toch is er een zeer grote ontgrondingskuil onder de bekleding opgetreden, zonder dat de bekleding is bezweken tijdens het golven. Op basis van de foto's wordt de ontgrondingskuil geschat op ca. 12 meter lang (van de 25 m-markering tot de 13 m-markering = onderste boorlocatie), 5 meter breed (=afstand tussen de gootwanden) en op het diepste punt ca. 1,25 meter diep. Uitgaande van een grofweg driehoekige of parabolische ontgrondingskuil gaat het dan om 40 tot 50 m³ zand die is uitgespoeld door de schade.

De waterstand waarbij de proeven zijn uitgevoerd is niet bekend, daarom wordt op grond van de foto's een schatting gemaakt. De op het talud en wand aangebrachte markeringen zijn bij de reconstructie uiterst waardevol.

Op één van de foto's [FZK, Asphaltdeich, Sackung im Mittelbereich, Bild 2.jpg] reikt de waterstand tot ca. de 14 meter markering op het talud. Onbekend is echter of dit een waterstand is waarbij eerder is gegolfd of dat dit een verlaging van de waterstand betreft teneinde het talud te kunnen waterpassen.

Een enkel beeld [FZK, Asphaltdeich, Sandausspuelung, Bild 2.jpg] waarop de bekleding evident wordt belast door golven, lijkt het erop dat de SWL ongeveer overeenkomt met de onderrand van de witte beschildering op een wand. Dat komt overeen met Gootrand -3 m.

Uit de lijn die het zand op het ingestorte talud maakt [FZK, Versagen der Asphaltdecke, Bild 1.jpg] mag worden afgeleid dat op het moment waarop de proef is beëindigd de SWL grofweg op de 19 meter-markering stond. Naderhand is het talud ingestort, waardoor het talud daar nog verder is gezakt, zodat de hoogte van de SWL niet vanaf diezelfde foto mag worden herleid. Daarvoor wordt de volgende redenering gebruikt. De 25 meter-markering ligt ongeveer op Gootrand -1 m. De taludhelling was bij aanleg 1:4 (TAW-A4, 1990). Dat maakt dat de 19 meter-markering bij aanleg op ongeveer Gootrand - 2,5 m lag. Op één van de foto's [FZK, Ausspuelen des Sandes aus grossen Loechern.jpg, spiegelbeeld van werkelijkheid?] is te zien dat het talud grofweg 0,5 m is gezakt.

De enige foto waarop meerdere golftoppen in de goot zichtbaar zijn [FZK, Asphaltdeich, Wellenbelastung und Sandausspuelung, Bild 1.jpg] reiken de golftoppen tot ca. Gootrand - 1,5 en -1,0 m, bij een golfdal van ca. Gootrand - 3,5 m. Dat lijkt op een SWL van ca. Gootrand - 2,75 m te wijzen.

Deze schattingen overziend wordt een SWL aangenomen van Gootrand - 2,9 m.

N.B. bij aanleg zou de SWL dus grofweg op de 17 meter-markering moeten hebben gestaan. De perforatie is dus net iets onder de SWL aangebracht, de onderste boorlocatie op ruim 1 m beneden de SWL.

De interesse bij het onderzoek naar de asfaltbekleding lag primair bij de geotechnische aspecten van het zandbed onder de asfalttoplaag.

De schade die in de laatste proeven is aangebracht is daarom ook niet zozeer een simulatie van reële schade die in de praktijk wordt aangetroffen, alswel een poging om de doordringing van de golfbelasting (te meten als gronddruk en waterspanningen) in de ondergrond te vergroten teneinde de bekleding aldus te laten bezwijken.¹

In de bekleding is op de foto's tenminste één bewust aangebrachte schade zichtbaar:

1. een perforatie met 3 horizontale rijen gaten ca. $\varnothing 2,5 \text{ cm}^2$ met 18 gaten per m' over een breedte van ca. 2.1 m, hetgeen een hart op hart afstand oplevert van ca. 55 mm.

Daarnaast zijn er zichtbaar:

2. vijf stuks boorlocaties ca. $\varnothing 20 \text{ cm}$.

Mogelijk zijn hier kernen genomen voor het bepalen van de asfalteigenschappen of om door de bekleding heen instrumenten te plaatsen ten behoeve van het eigenlijke onderzoek.

De foto met het zand op het talud na afloop van de proeven [Asfalt_dijk_GWK.jpg] suggereert in ieder geval dat het boorgat boven de perforatie (5) zanddicht is afgedicht. Op diezelfde foto zijn boorlocaties 3 en 4 zichtbaar als zwarte plekken, hetgeen een aanwijzing is dat deze boorgaten bij de laatste proef open waren. Ook laat de foto [FZK, Asphaltdeich, kuenstl. Vorschaed. kl. und grosse Loecher.jpg] zien dat boorlocatie 4 op dat moment op z'n minst nog gedeeltelijk was afgedicht. De vervormingen van het talud zijn op die foto ook nog beperkt, onduidelijk is of dit beeld gemaakt is na de proef met alleen de perforatie in het talud. Op het moment dat de foto [FZK, Asphaltdeich, Sandausspuelung, Bild 1.jpg] is gemaakt, waren de gaten op de twee diepst gelegen boorlocaties 1 en 2 in ieder geval open. Op grond hiervan wordt verondersteld dat het inzakken van het talud heeft plaatsgevonden na een proef met 4 open boorgaten $\varnothing 20 \text{ cm}$.

Daarnaast is er op foto [FZK, Asphaltdeich, Sackung im Fensterbereich.jpg] een waarschijnlijk onbedoelde schade zichtbaar:

3. de aansluiting bij venster in de wand.

Op foto [FZK, Asphaltdeich, Sackung im Fensterbereich.jpg] lijkt het erop dat in ieder geval in de loop van het proevenprogramma aan de bovenzijde er een flink gat is ontstaan: ca. 7 x 10 cm. Waarschijnlijk als gevolg van de zakking van het asfalt ten opzichte van de wand als gevolg van een ontgronding is een deel van de afdichting verloren gegaan. Op foto [FZK, Asphaltdeich, Sandausspuelung, Bild 3.jpg] is te zien dat niet alleen aan de bovenste aansluiting op het venster er sprake is van afdichtingsproblemen, maar dat deze zich ook verderop langs het venster manifesteren. Niet uit te sluiten is dat die gebrekkige afdichting de oorzaak is van de verzakking van de asfaltplaat ten opzichte van het venster wat geleid heeft tot het gat aan de bovenzijde.

Gezien de forse verplaatsingen van de asfaltplaat ten opzichte van de wand, is het aannemelijk dat ook elders langs de wand in de loop van de proef lekkage is opgetreden.

¹ Citaat uit mailcorrespondentie met Prof. Dr.-Ing. W. Richwien: *Das Foto stammt aus den seinerzeitigen Versuchen, nach Ablauf der ersten Versuchsphase (das muss 1986 gewesen sein) den Asphaltbeton zu zerstören. Solange die Asphaltbetondecke dicht war, ist uns das nicht gelungen. Wir hatten dann die Vorstellung, den Druckschlag unmittelbar in den Sand einwirken zu lassen, und wir haben die Asphaltdecke zu diesem Zweck perforiert. Gemessen wurde dabei nichts mehr, weil die Porenwasserdruck- und Erddruckaufnehmer bald nicht mehr im Boden eingebettet waren, der wurde nämlich durch die Löcher erodiert.*

² Verschillende andere bronnen geven net iets andere informatie "2 cm" volgens gesprek d.d. 12-11-2008 met Dr. U. Sparboom; "90 holes ($\varnothing 30 \text{ mm}$) in rows with 10 cm distance between the holes" volgens Besprekingsverslag A4 90-14.

Uit mededelingen is begrepen dat eerst geruime tijd gegolfd is op het talud waarin alleen de perforatie is aangebracht. De gegevens uit verschillende bronnen lopen nogal uiteen³. Verondersteld wordt dat het verslag uit 1991 het meest betrouwbaar is, daarom wordt de belastingsduur geschat op 500 golven.

Dit leidde niet tot significante erosie van zand en/of schade aan het asfalt. Na het aanbrengen van de grote schade op vier⁴ boorlocaties is gedurende ca. 20 uren gegolfd met een golfbelasting $H > 1,5$ m, $T = 6 - 8$ s. Mogelijk is belast met regelmatige golven, als dat het geval was, dan was de maximale golfhoogte ca. 2,0 m (maximum opgelegd door de mogelijkheden van het golfschot).

Aangenomen wordt dat ook bij de proef met alleen de perforatie de maximale capaciteit van de goot is benut. De perforatie was namelijk aangebracht omdat de doordringing van de golfklappen naar de ondergrond erg beperkt was. De onderstaande tabel geeft een samenvatting van de veronderstelde hydraulische belastingen en daaruit resulterende erosie.

Type schade	golfhoogte	golfperiode	belast. duur	erosie
3 rijen perforatie	1,5 - 2,0 m	7 s	1 uur	<0,5 m ³
perforatie + 4 boorgaten \varnothing 0,2 m + lekkage aansluiting venster	1,5 - 2,0 m	7 s	20 uur	40 – 50 m ³

Tabel: Veronderstelde hydraulische belastingen met regelmatige golven en erosie

Literatuur

Wehner, T. (1987); Seegangserzeugte Spannungsänderungen im Sandkern eines Seedeichs; Heft 21, Mitteilungen Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hannover; 1987.

TAW-A4 (1990): Minutes of meeting held 21 and 22 of May 1990 in Hannover; TAW-A4 90-14.

TAW-A4 (1991): Wave attack on asphalt revetments; Verslag van bespreking op 11-12 juni 1991 in de Voorst, (TAW A4 91-31).

³ "Only very minor transport of sand through the holes even after hundreds of waves" uit Besprekingsverslag (A4 91-31); "er is uren gegolfd" volgens gesprek d.d. 12-11-2008 met Dr. U. Sparboom.

⁴ "three large holes (\varnothing 15-20 cm)" uit Besprekingsverslag (A4 90-14); "waarschijnlijk 2 gaten" volgens gesprek d.d. 12-11-2008 met Dr. Uwe Sparboom.

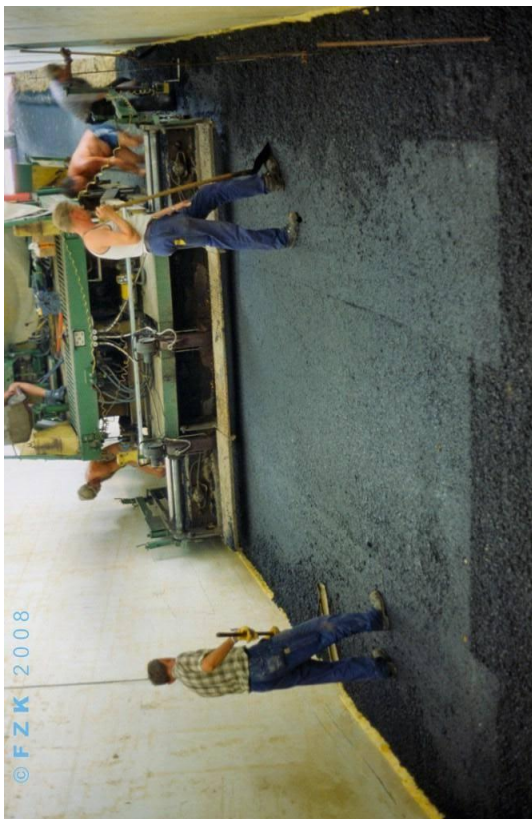
Fotoblad 1



FZK, Bau des Asphaltdeichs, Bild 1.jpg



FZK, Bau des Asphaltdeichs, Bild 2.jpg

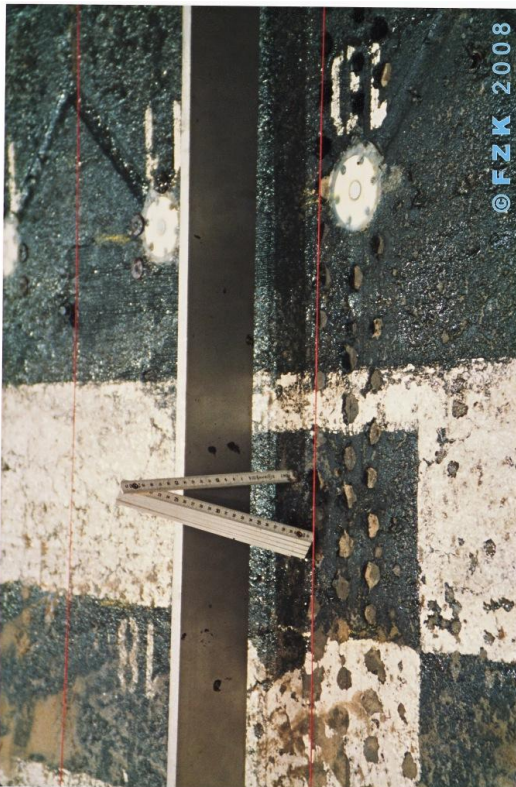


FZK, Bau des Asphaltdeichs, Bild 3.jpg



FZK, Bau des Asphaltdeichs, Bild 4.jpg

Fotoblad 2



FZK kuenstl. Vorschaed. kl. Loecher, Bild 1

FZK kuenstl. Vorschaed. kl. Loecher, Bild 1



FZK, kuenstl. Vorschaed. kl. und grosse Loecher

FZK, Sackung im Fensterbereich

Fotoblad 3



FZK, Sackung im Mittelbereich, Bild 1



FZK, Sackung im Mittelbereich, Bild 2



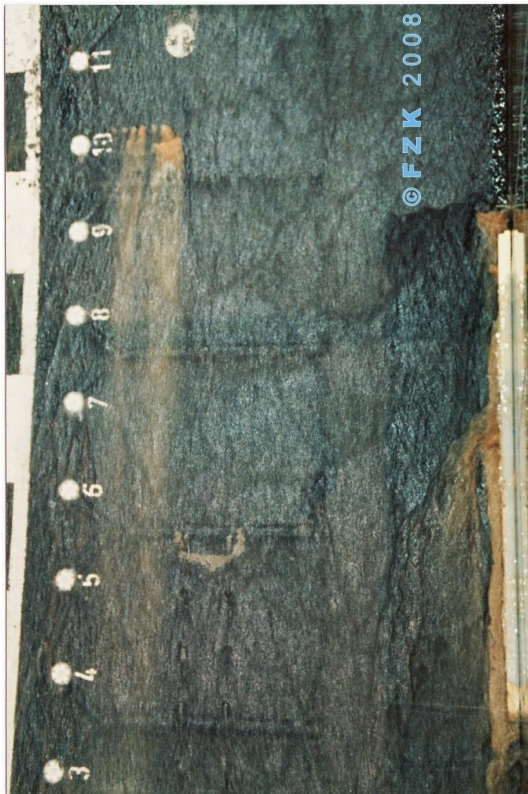
Sandausspuelung, Bild 1



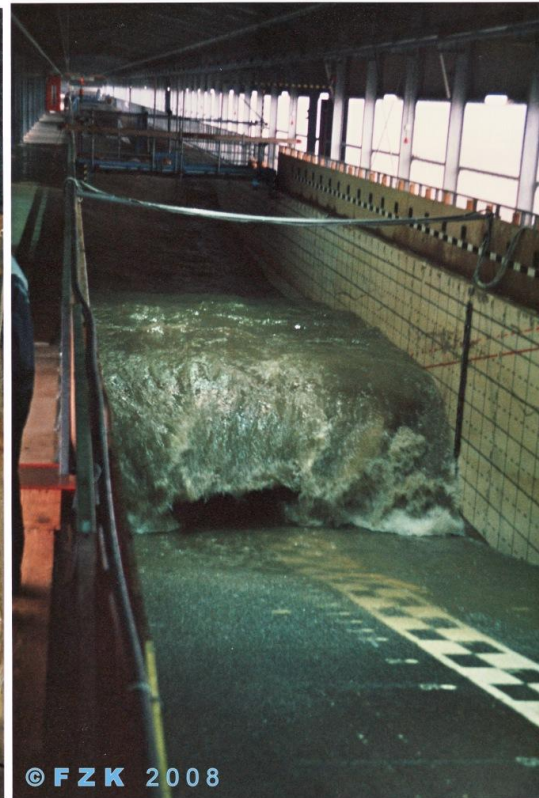
FZK: Sandausspuelung, Bild 2

FZK:

Fotoblad 4



FZK, Sandausspuelung, Bild 3



FZK, Wellenbelastung und Sandausspuelung



FZK, Ausspuelen des Sandes aus grossen Loechern

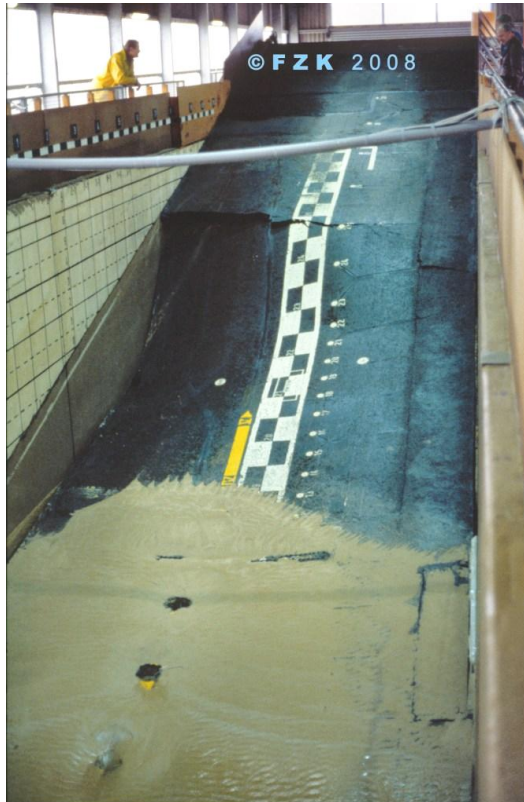


FZK, Ausspuelen des Sandes, Bild 1

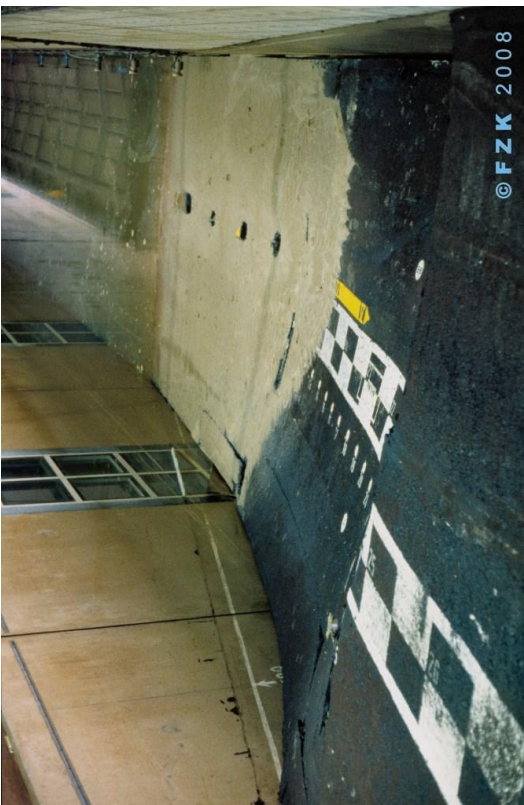
Fotoblad 5



FZK, Ausspielen des Sandes, Bild 2



FZK, Versagen der Asphaltdecke, Bild 1



FZK, Versagen der Asphaltdecke, Bild 2



FZK, Versagen der Asphaltdecke, Bild 3

Fotoblad 6



FZK, Versagen der Asphaltdecke, Bild 4



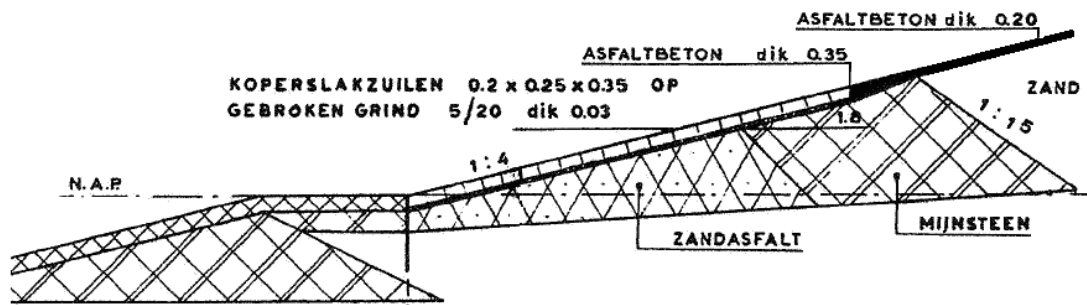
FZK, Versagen der Asphaltdecke, Bild 5



FZK, Abbruchkante

Bijlage B: Schade Roggeplaat aan de Noordzee-zijde

In maart 2007 is schade ontstaan aan de bekleding die het werkeiland Roggeplaat in de monding van de Oosterschelde verdedigt. De taludverdediging (zie

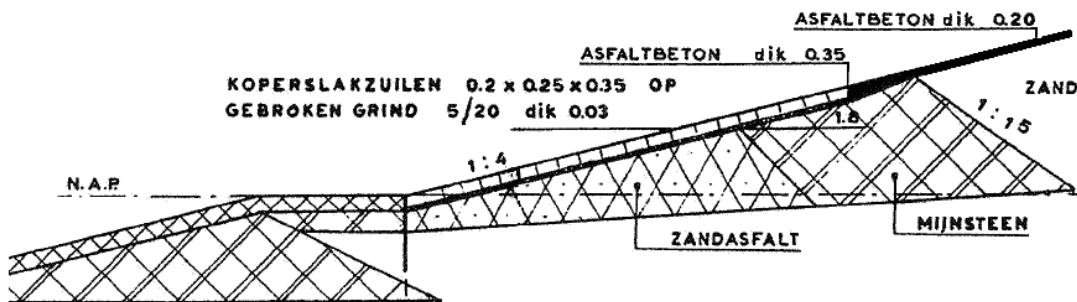


figuur B.2) bestaat uit een ondertafel van gezette koperslakkblokken $L \times B \times D = 0,25\text{m} \times 0,20\text{m} \times 0,35\text{m}$ op een dun granulair filter, op zandasfalt (laag op talud) dan wel mijnsteen (hoger op talud bij asfalt). De overgang van koperslakkblokken naar asfalt ligt op NAP + 3 m. De asfaltbekleding heeft als overgangs-constructie een tot 0,35m verdikte onderrand op de mijnsteen. Hoger op het talud ligt volgens tekening 0,20m dik asfalt op zand.



figuur B.1 Schade aan bekleding Roggeplaat Noordzezijde (P1240007)

De schade betrof ondermijning van de asfaltbekleding door golfoploop, na falen van de ondergelegen zetting van koperslakkblokken en overgangsconstructie (= volgens tekening een verdikte onderrand asfalt die rust op mijnsteen).



figuur B.2 Doorsnede dijktalud representatief voor schadelocatie
 Getracht is aan de hand van de beschikbare foto's een beeld te krijgen van de werkelijk aanwezige bekleding en de schade-ontwikkeling.

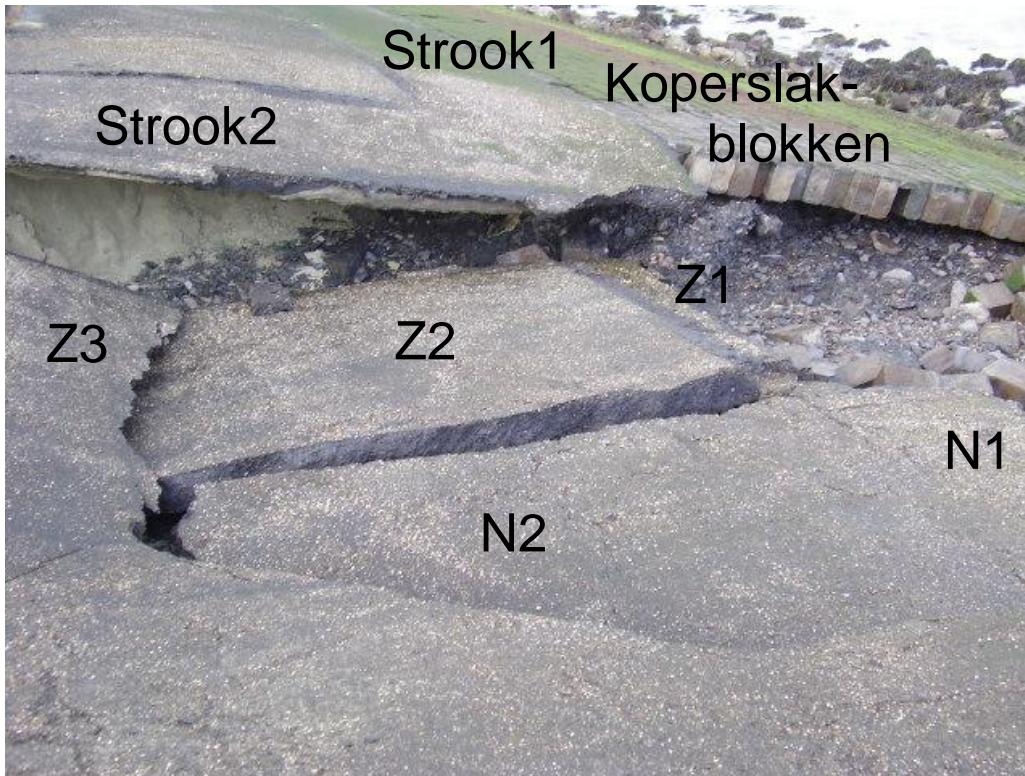


figuur B.3 Ondermijning zuidelijke rand van schade (P3220010)

Opvallend is dat de bekleding ter plaatse van de schade niet uit één homogene plaat bestaat. De figuur B.3 levert zicht op de zuidelijke rand van het gat in de asfaltbekleding, van beneden (rechts in beeld nog een koperslakblok) naar boven. Er is in de uitkragende rand links een dunne lip te zien, die aan de direct eronder gelegen schol ontbreekt. In de ogenschijnlijk rechtop staande schol geheel links in beeld blijkt eveneens een opengebroken liplas aanwezig.

Op foto P3220007 lijkt boven de zetting van koperslakblokken een onderscheiden strook (strook 1, zie figuur B.4) van een kleine 2 meter breed aanwezig. Deze strook lijkt ter plaatse van het gat eerder afgebroken dan het erboven gelegen plaatgedeelte. Die strook (Z1) is op

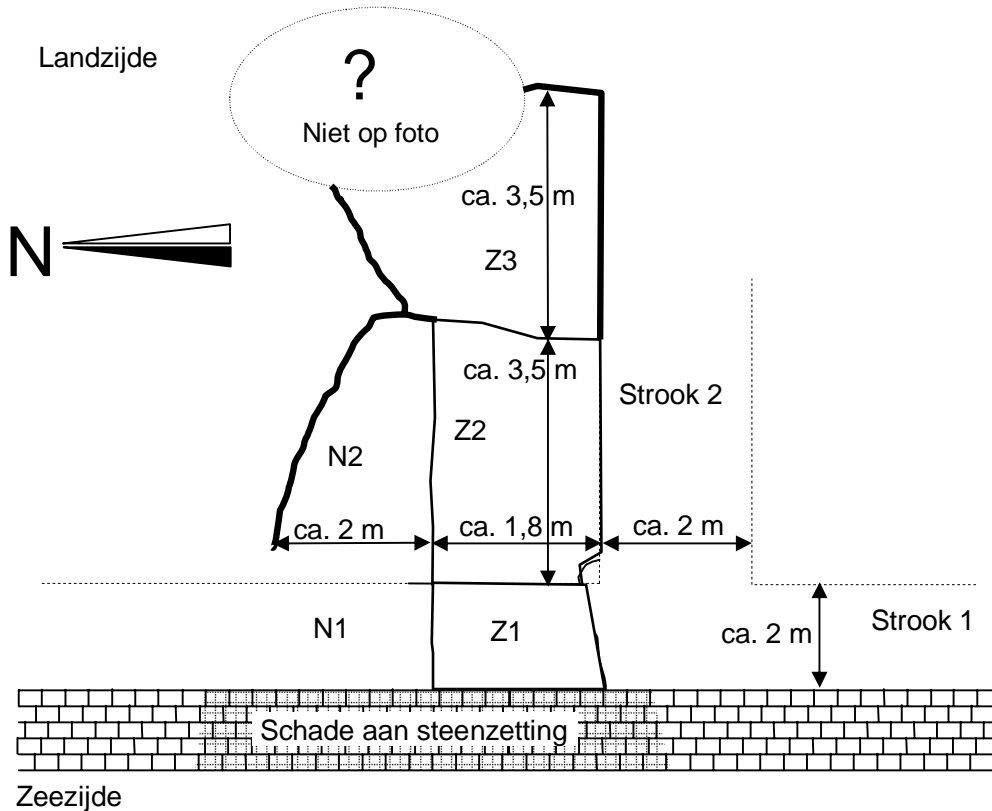
de foto nauwelijks zichtbaar. Aan de niet geheel afgebroken schol onder in beeld tekent die strook tegen de steenzetting (N1) maar heel zwak af ten opzichte van het deel hoger op het talud (N2).



figuur B.4 Overzicht plaatvelden schade Roggeplaat (P3220007)

Opvallend is dat de strook langs de onderrand één geheel lijkt te vormen met een strook die langs de zuidelijke rand van het gat omhoog, tegen het talud op loopt (strook 2). De ontgrondingskuil wordt aan de zuidzijde begrensd door de breuk van de liplas tussen de plaatvelden Z en strook 2.

Gezien de vorm van de lip op plaatveld Z3 moeten de stroken 1 en 2 later zijn aangebracht. Het feit dat de plaat N1+N2 niet geheel is losgescheurd kan worden verklaard door aan te nemen dat de overgangsconstructie bij N1 de erosie wel aardig heeft weten te remmen. Op foto P3220010 (figuur B.3) is het als eerste afgebroken plaatveld Z1 te zien als liggende plaat links onder in beeld, de plaat die erop ligt is het volgende plaatveld Z2. Van deze plaat is het onderste deel van het breukvlak grenzend aan de linker rand van de foto, zeer strak zodat het erop lijkt dat dit een las betreft tussen strook 1 en plaatveld N2. Er is dus kennelijk geen sprake van een inlay op een freesvak, maar een over de volle dikte aangebracht pakket in de stroken.



figuur B.5 Schets bovenaanzicht breuklijnen in asfaltbekleding Roggeplaat

Op foto P1240007 (figuur B.1) is een eerder tijdstip te zien dan op P3220007 (figuur B.4): de bovenrand van het gat op P1240007 komt overeen met de neergestorte benedenrand van plaatveld Z3 op foto P3220007.

Uit foto P3220010 (figuur B.3) blijkt in ieder geval dat de onderlaag tot ca. 0,5 m is geërodeerd en dat de asfaltplaat bij de aansluiting op de koperslabblokken geen 0,35 m maar ca. 0,20 m dik was. Foto P3220019 (figuur B.6) toont aan dat aan de Noordzijde van de beschadiging de asfaltdikte wel, conform tekening, dezelfde dikte heeft als de koperslabblokken (0,35 m).

Per saldo moet worden geconstateerd dat de breuklijnen die zijn opgetreden als gevolg van de ondermijning deels zijn bepaald door naden die al in de bekleding aanwezig waren. De overgangsconstructie, een verdikking van de onderrand van asfaltplaat tot 0,35 m die volgens tekening op de mijnsteen zou moeten liggen, blijkt niet overal aanwezig te zijn geweest.

Het patroon van breuklijnen lijkt erop te wijzen dat vooral via de onderrand van plaatgedeelte Z1 de uitspoeling heeft plaatsgevonden en minder via de beter ondersteunde onderrand van N1. De scheur aan de Oost- en Noordzijde van plaat N2 groeit vanaf de achterrand van Z2 in zeewaartse richting, zie figuur B.4.



figuur B.6 Noordelijke rand schade Roggeplaat (P3220019)

Alhoewel er over het precieze verloop van de schade in de tijd geen gegevens beschikbaar zijn, kan aan de hand van de foto's worden geconstateerd dat het patroon aan breuklijnen zich nog heeft uitgebreid nadat foto P1240007 is genomen. Instorten is bij deze schade op de Roggeplaat niet veroorzaakt door de kortdurende golfbelastingen, de buitenwaterstand is daarvoor namelijk nooit hoog genoeg geweest. Instorten is het gevolg van langdurig (orde 1 dag) aanwezige eigengewichtsbelasting van de uitkragende asfaltplaat.

Wellicht kan deze schade aan de Roggeplaat als case voor erosie van het dijklichaam worden gebruikt. Daartoe zal het waterstands- en golfhoogteverloop als functie van de tijd moeten worden achterhaald. Omdat deze schade vrij dicht achter meetpunt OS4 ligt waar standaard waterstanden en golfgegevens worden ingewonnen, zijn gegevens waarschijnlijk relatief gemakkelijk verkrijgbaar.

Deel 4

Reststerkte van een kleidijk met gras (rivierdijken)

**Henk Verheij
Sanjay Giri**

Inhoud

Lijst van Symbolen	iii
1 Inleiding	1
1.1 Inleiding	1
1.2 Afbakening	1
1.3 Leeswijzer	3
2 Dijkprofielen	5
2.1 Archetypen	5
2.2 Rivierdijken	7
2.3 Fotorapportage	14
2.4 Conclusies ten aanzien van dijkprofielen	17
3 Literatuur overzicht	19
3.1 Inleiding	19
3.2 Sterkte van een grasbekleding	19
3.3 Schadegevallen grasdijken	25
3.4 Conclusies	29
4 Modelontwikkeling	31
4.1 Inleiding	31
4.2 Aanzet voor reststerkte model	32
4.3 Conclusies	35
5 Relevantie voor de Nederlandse praktijk	37
5.1 Inleiding	37
5.2 Bijdrage aan reststerkte	38
5.3 Conclusie	38
6 Voorstel voor vervolgonderzoek	41
6.1 Vervolgonderzoek	41
6.2 Haalbaarheid	42
7 Conclusies	43
8 Literatuur	45
Bijlage(n)	
A Inventarisatie algemene situatie bij rivierdijken middels foto's	
A.1 Korte projectomschrijving	
A.2 Doel van de inventarisatie	
A.2.1 Opzet van de foto's	
A.2.2 De Waal van Zaltbommel tot HardinxveldGiessendam	
A.2.3 De Lek van Schoonhoven naar Vianen	
A.2.4 De Diefdijk van Vianen naar Ingewaal	

A.2.5 Dijk langs Hollands Diep

A.2.6 Conclusies

A.3 Hurricane bescherming na ontwerpcondities

B Model development for a grassed river dike

B.1 Clay erosion formulation considering damping

B.2 A sub-model for block failure in outer slope of clay dikes

B.3 Reliability function for dike failure

B.4 Preliminary comparison of erosion model with experiments

Lijst van Symbolen

Symbol	Eenheid	Betekenis
A	m ²	referentie oppervlak
A _r	m ²	oppervlakte van het aantal wortels per referentie oppervlak
C _{gras}	ms	coëfficiënt voor de erosiebestendigheid van gras
C	m ^{0,5} /s	Chézy coëfficiënt
C _{Rk}	m ² s	erosiebestendigheid klei
C _{klei}	-	parameter voor de kleikwaliteit
d _k	m	laagdikte
d _w	m	bewortelingsdiepte
d _r	m	worteldiameter
d _{ref}	m	referentiediepte
E _x	m	erosielengte = grootste afstand tussen oorspronkelijk profiel en geërodeerd profiel, gevonden op 0,1 à 0,3 m onder de waterlijn
E _z	m	erosiediepte
g	m/s ²	zwaartekracht
h	m	gemiddelde waterdiepte
H _s	m	significante golfhoogte
H _b	m	golfhoogte tijdens breken
k _c	-	erosiecoëfficiënt
L _{kleikern}	m	horizontale afstand, gemeten op 0,25H _s onder de waterstand, van de kleikern tot de binnenkruinlijn
p _{max}	N/m ²	maximale onderdruk
R _g	m	straal van het erosiegat
r	-	invloedsfactor voor de hoek van de golfaanval (r = 1 bij loodrechte golfaanval)
r ₀	-	relatieve turbulentie intensiteit
S _{op}	-	H _s /(1,56T _p ²) = golfsteilheid op basis van diepwater golflengte
T _p	s	golfperiode bij de piek van het spectrum
t	uur	belastingduur of tijd
t _{gras}	s	reststerkte van de grasbekleding
t _k	m	dikte kleilaag
t _{kernklei}	s	reststerkte kleikern tot de binnenkruinlijn
t _r	N/m ²	kritieke grasspanning
t _{Rk}	s	reststerkte van de kleilaag
U _c	m/s	kritieke stroomsnelheid
U ₀	m/s	dieptegemiddelde snelheid
V _c	m ³	geërodeerd volume
Z	m	erosiediepte haaks op talud
α	°	taludhelling
Δ	-	relatieve soortelijke massa van stenen
ξ _{op}	-	tanα/√(H _s /1,56/T _p ²) = brekerparameter

$\Psi_{c,M}$	-	kritieke waarde Shields parameter
ρ	kg/m ³	dichtheid van water
ρ_s	kg/m ³	dichtheid van grond
σ_g	N/m ²	grassterkte
$\sigma_{0,g}$	N/m ²	grassterkte aan het oppervlak
τ_0	N/m ²	gemiddelde bodemschuifspanning

1 Inleiding

1.1 Inleiding

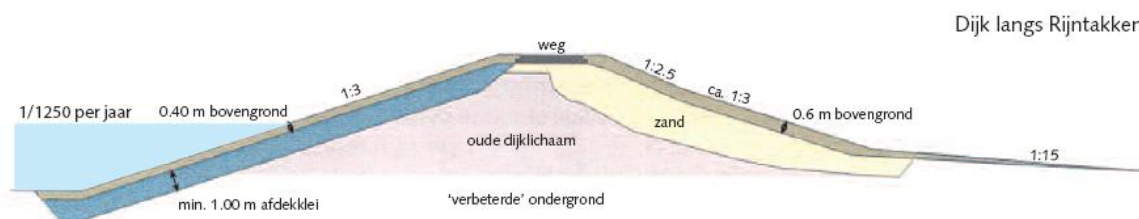
Het onderzoek SBW-reststerkte bestaat uit zeven deelprojecten:

- 1 Reststerkte van keileem
- 2 Reststerkte van een dijk met steenzetting op een kleilaag en zandkern
- 3 Reststerkte van een dijk met asfalt op een zandkern
- 4 Reststerkte van een kleidijk met gras langs een rivier
- 5 Rol van micro-instabiliteit bij reststerkte
- 6 Reststerkte van de kruin en de binnentalud na gras na schade door golfoverslag
- 7 Communicatietraject en samenvattend verslag

Het eerste deelproject is reeds in 2006/2007 uitgevoerd. Het onderzoek is daarna in november 2008 van start gegaan met een inventarisatiefase voor deelprojecten 2 tot en met 5 en een communicatieplan voor deelproject 7.

Het onderhavige deelrapport betreft het deelproject 4.

Voor een gedetailleerd overzicht van de werkzaamheden wordt verwezen naar het projectplan (Klein Breteler en Muttray, november 2008).



Figuur 1.1 Typisch profiel van een dijk langs de Rijntakken (Silva en van Velzen 2008).

Dit deelrapport betreft de inventarisatiefase van deelproject 4. Er is allereerst aandacht besteed aan de veelheid aan geometrieën die bij rivierdijken voorkomen (hoofdstuk 2). Via een fotorapportage is een en ander vastgelegd. Parallel daaraan is een literatuurstudie uitgevoerd naar optredende processen, erosie van gras en bestaande modellen voor afslag door golven (hoofdstuk 3). Op basis daarvan is een begin gemaakt met de ontwikkeling van een model voor de predictie van erosie door golfwerking van een grasbekleding op een kleidijk (hoofdstuk 4).

Steeds is de aandacht volledig gericht op erosie van gras aan de buitenzijde van de dijk. Soms wordt echter kennis omtrent erosie van het binnentalud door golfoverslag benut.

Het onderhavige hoofdstuk 1 geeft een samenvatting van de hoofdstukken 2 t/m 4.

1.2 Afbakening

Langs de rivieren komen veel dijken voor die nog volledig uit klei bestaan, bekleed met gras. Daar waar de rivier tijdens hoogwatersituaties heel breed is, zal de dijk ook door golven belast worden. Golfbelasting op gras levert met de huidige toetsmethode in de golfklapzone (net onder toetspeil) al bij vrij kleine golven een onvoldoende op.

Om te voorkomen dat de betreffende dijken bekleed moeten worden met stenen of asfalt, is het zinvol te kijken naar de reststerkte van de dijk. Doordat de golven relatief klein zijn ($H_s < 1$

m), zal de reststerkte vrij aanzienlijk kunnen zijn, ondanks het relatief kleine volume van rivierdijken in vergelijking tot zeedijken.

Overigens is het ook vanuit landschappelijk oogpunt aantrekkelijk om te kiezen voor gras als bekledingsmateriaal, in plaats van stenen of asfalt. Zelfs als dat betekent dat er onderhoudswerkzaamheden uitgevoerd moeten worden na een extreem hoogwater in combinatie met stormachtig weer.



Foto 1.1 Noordzijde Waaldijk bij Lingewaal. Buitentalud gras (links op foto). Weg op de kruin van de dijk. Verharde afrit aan rivierzijde, links-boven op de foto.

Onderhavig rapport gaat dus over reststerkte, wat is gedefinieerd als het waterkerend vermogen dat overblijft na initiële schade aan een dijk. Afhankelijk van het type (potentieel) vervolgmechanisme na de initiële schade kan reststerkte worden uitgedrukt als:

- de duur tussen het optreden van initiële schade tot het doorbreken van de dijk;
- de restcapaciteit (uren) na het optreden van initiële schade.

Als initiële schade wordt aangemerkt de toestand waarbij lokaal de toplaag van 0,1 à 0,2 m dikte is geërodeerd of weggeslagen over een oppervlak van minimaal $0,3 \times 0,3 \text{ m}^2$. De diepte van 0,1 à 0,2 m hangt samen met de kwaliteit van de graszode. Beneden een waarde van 0,2 m is het aantal wortels zodanig gering dat deze niet tot nauwelijks meer bijdragen aan de sterkte van het gras als bekleding. Een goede kwaliteit betekent veel en lange wortels en een zodedikte van ongeveer 0,2 m. Een mindere kwaliteit wordt gekenmerkt door een geringer aantal en ook kortere wortels en dus een zodedikte van ongeveer 0,1 m.

Belangrijk is ook dat de initiële schade over een zodanig oppervlak optreedt dat de erosie kan voortgaan. Een te klein oppervlak betekent dat overstromend water in golfloop en neerloop niet in het gat kan doordringen. Uit experimenten is gebleken dat de gatgroei dan stopt (SBW-2008). Een gat met afmetingen $0,3 \times 0,3 \text{ m}^2$ lijkt minimaal aanwezig te moeten zijn om verdieping van het gat te krijgen.

De ervaring met het toetsen van grasbekledingen in het rivierengebied is dat gras doorgaans voldoende of goed scoort zolang de golfhoogte kleiner is dan 0,4 à 0,5 m. Zodra de strijklengte groter is dan orde 1 km wordt de golfbelasting bij voldoende diepte groter en krijgt

het gras een onvoldoende in de toetsing. Lokaal in het bovenrivierengebied kunnen golfhoogten tot 0,7 m worden verwacht; in het benedenrivierengebied (Hollands Diep, Nieuwe Merwede, en Amer) zijn golfhoogten tot 1,5 m mogelijk.

Er zal onderscheid worden gemaakt in de situatie in het bovenrivierengebied met maximale golfhoogten van orde 0,7 m en een relatief lange belastingduur, en de situatie in het benedenrivierengebied met golven tot orde 1,5 m maar een kortere belastingduur vanwege de tijwerking.

1.3 Leeswijzer

In het rivierengebied komen veel meer variaties voor in het dwarsprofiel dan in het kustgebied. Hoofdstuk 2 gaat in op die variaties in dwarsprofielen. Eerst via archetypen en daarna aan de hand van een foto-inventarisatie. Mede op basis daarvan worden een aantal conclusies getrokken. Vervolgens wordt in Hoofdstuk 3 een overzicht gegeven van relevante literatuur over de reststerkte van een kleidijk met grasbekleding, en voor zover al niet vermeld in deel 6 over de reststerkte van een kleilaag, en van ervaringen met kleidijken met een grasbekleding in situ. In Hoofdstuk 4 wordt een aanzet voor de modellering van de reststerkte van een kleidijk met een grasbekleding gepresenteerd, naast bestaande modelleringen. Hoofdstuk 5 gaat in op de relevantie voor de Nederlandse praktijk van reststerkte van een kleidijk met een grasbekleding. Hoofdstuk 6 schetst mogelijk vervolgonderzoek inclusief de haalbaarheid daarvan. Tenslotte geeft Hoofdstuk 7 de conclusies.

2 Dijkprofielen

2.1 Archetypen

Om een indruk te krijgen van de aanwezigheid van de verschillende dijktypen, de relevante elementen van een dijk, de belangrijkste belastingen en dus de belangrijkste faalmechanismen in Nederland, wordt in deze paragraaf een overzicht gegeven van archetypen van dijken in Nederland. Als karakteristieke geometrieën van dijken bekend zijn, kan gestart worden met het verkrijgen van een indruk van de reststerkte van dijken na initieel falen.

Algemeen

Om zich tegen hoogwater te beschermen bouwden de mensen al voor de Romeinse tijd grondconstructies. Eerst waren dat terpen of wierden maar sinds de Romeinen werden er dijken gebouwd. Zij bouwden wegen op dijken om ze ook bij hoogwater begaanbaar te houden. Vanaf omstreeks de 8e eeuw worden ook dijken voor landaanwinningsprojecten aangelegd. De rivieren worden tegen het einde van de 13e eeuw bedijkt. Sinds de aanleg heeft iedere dijk zijn eigen geschiedenis.

Dijken zijn meestal opgetrokken uit materiaal dat ter plaatse voorhanden is. Dat betekent dat de rivierdijken in Nederland voornamelijk kleikernen hebben. De rivierdijken in het zuiden en oosten van Nederland zijn zandiger (nog steeds een kleikern) dan in het westen. Vrijwel alle rivierdijken in Nederland zijn bekleed met gras. Beschrijvingen van het falen van een rivierdijk en proeven of experimenten betreft dan ook vrijwel altijd waterkeringen bekleed met gras. Dit in tegenstelling tot meerdijken die zowel een kern van zand als van klei kunnen hebben. Zeedijken hebben over het algemeen een kern van zand.

Naar aanleiding van een overstroming werd een dijk meestal zo verzwaard dat onder de omstandigheden die voor de dijkdoorbraak hadden gezorgd, de verzwaarde dijk niet weer zou bezwijken. De dijk werd versterkt afhankelijk van het opgetreden mechanisme. Aangenomen wordt dat bij een te lage kruin de kruin werd verhoogd en bij te weinig macrostabiliteit of piping het dijkprofiel verbreed. Een betrouwbare geschiedschrijving over oude dijkverzwaringen is echter niet bekend. Materiaal dat voorhanden was werd gebruikt voor de versterking.

Langs de rivieren zijn alleen binnendijkse verzwaringen met zand uitgevoerd. Buitendijkse verzwaringen van rivierdijken met zand zijn een uitzondering. Vooral langs de rivieren in het benedenrivierengebied is ruimte schaars. Uitgekiend ontwerpen speelt hier nog steeds een belangrijke rol.

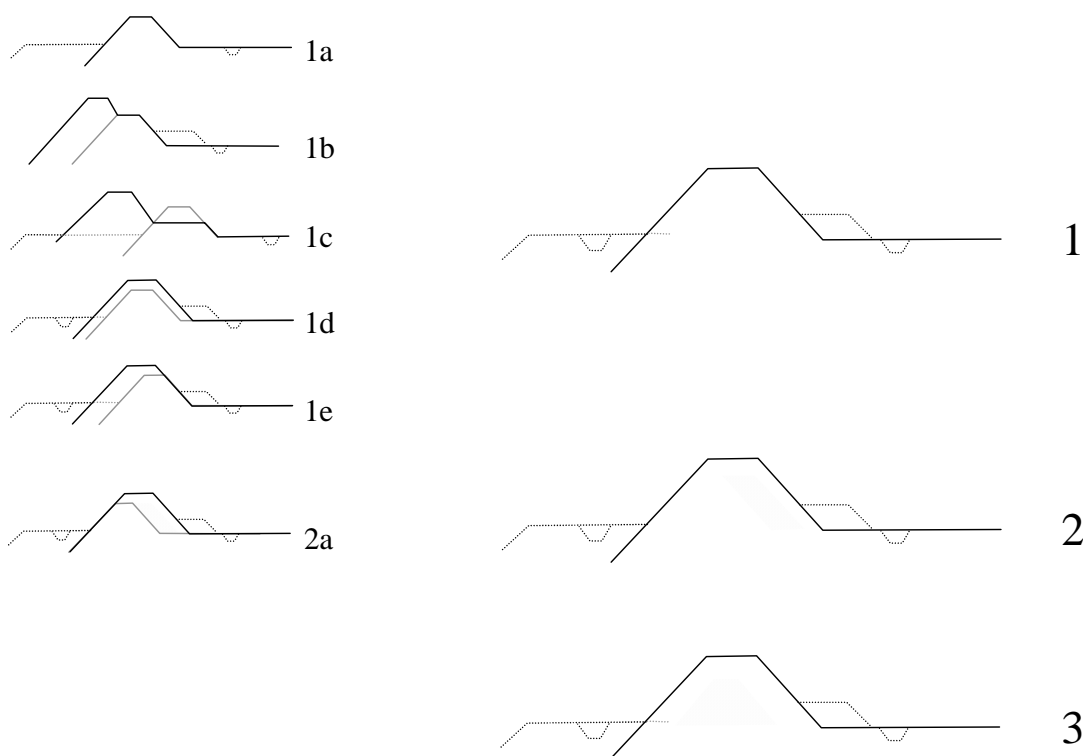
Voor het beschrijven van de verschillende faalmechanismen is het van belang om onderscheid te maken tussen de verschillende dijktypen.

De belangrijkste onderverdeling van dijken is de verdeling in zee-, meer- en rivierdijken. Naast een verdeling in zee-, meer- en rivierdijken, is de belangrijkste onderverdeling die vaak wordt gemaakt de verdeling in zand- en kleidijken. Onder een zanddijk wordt verstaan een dijklichaam met een kern van zand. De zandkern wordt afgedekt door een bekleding. Bij een kleidijk bestaat de kern van de dijk uit klei. Soms is de klei afgedekt met een steenzetting. Meestal is echter in het rivierengebied op de kleidijk een grasmat aanwezig.

Karakteristieke elementen

Een archetype kan worden omschreven als een oervorm. Het archetype van een dijk in Nederland is een kleidijk met gras bekleed. Dit profiel is weergegeven in Figuur 2.1 als profiel 1a.

In de loop der tijd is door allerlei dijkversterkingen de geometrie veranderd. Voor het definiëren van reststerkte van een dijk kan niet meer worden volstaan met bovenstaand archetype. Uit het overzicht in paragraaf 2.2 zal blijken dat bijna alle mogelijk denkbare dijkprofielen in Nederland zijn te vinden. De meeste van deze profielen kunnen worden samengevat in een aantal karakteristieke dijkprofielen. Deze staan weergegeven in Figuur 2.1.



Figuur 2.1 Geschematiseerde karakteristieke dwarsprofielen van rivierdijken in Nederland

Profiel 1 betreft een kleidijk met een eventuele berm. Zonder berm komt dit profiel overeen met het archetype dijk. Het kan echter ook een naar buiten (1e) of symmetrisch (1d) verzwaarde dijk zijn. Voor de reststerkte wordt hertussen geen onderscheid gemaakt. Met berm kan dit profiel een parallelle dijk (1b), een buitendijkse verzwaring waarbij de oude dijk is afgegraven (1c), een oorspronkelijke dijk met of een dijk met blokverzwaring die binnendijks is verzwaard met een berm zijn. In de eerste tweegevallen bestaat de berm geheel uit klei. In de laatste twee gevallen kan de berm zowel uit klei als uit zand afgedekt met een kleilaag bestaan.

Profiel 2 betreft een kleidijk met als voorbeeld een naar binnen verzwaarde dijk waarbij voor de dijkversterking gebruik is gemaakt van zand.

Profiel 3 is een zanddijk.

Alle profielen komen zowel met als zonder voorland voor. Combinaties van binnen- en buitensloot, binnen- en buitenbermen komen allemaal voor. Daarnaast zijn elementen als wegen, bebouwing of bomen op of in de directe omgeving van de dijk aanwezig.

Exacte gegevens over het voorkomen van de verschillende profielen zijn niet bekend. In het rivierengebied komen alle drie de profielen voor. Nieuwe dijken zijn vaak zanddijken. Verder wordt bij binnendijkse dijkverzwaringen waar mogelijk gebruik gemaakt van zand (profiel 2). Buitendijkse verzwaringen zijn in het algemeen in klei uitgevoerd (profiel 1b-1e).

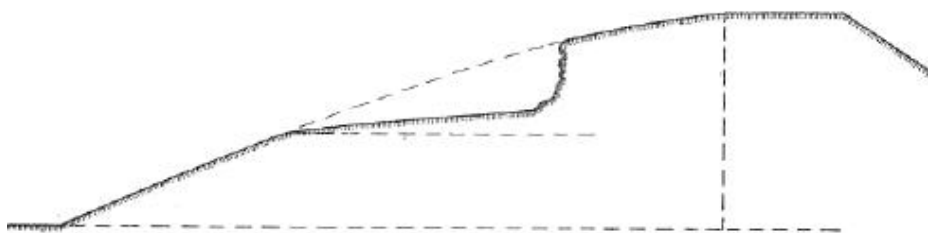
In het benedenrivieren van Nederland liggen de dijken op dikke Holoceen klei en veenpakketten. De belangrijkste faalmechanismen zijn hier binnenwaartse macrostabiliteit, opdrijven en overslag/loop. In het Oosten zijn de pakketten met slappe lagen dunner en komen zandlagen dicht onder het oppervlak voor. Piping, macro-, microinstabiliteit en overslag/loop zijn de belangrijkste faalmechanismen.

Door alle mogelijke combinaties in geometrie, belasting en ondergrond bij rivierdijken is het niet zinvol om van een reststerkte van een karakteristiek dijkprofiel uit te gaan. Die variatie zal in de volgende paragrafen nader worden geïllustreerd.

2.2 Rivierdijken

T. Huitema schrijft in 1947:

“Doordat hevige golfslag en hoge overloop bij rivierdijken niet voorkomen varieert het dwarsprofiel van deze dijken veel minder dan bij de zeedijken. Is in de hoogte ten opzichte van de hoogste waterstanden al betrekkelijk weinig verschil, ook in de helling van de buitenbelopen zijn geen grote variaties. Langs de bovenrivieren is het buitenbeloop zelden steiler dan 1 op 2 en zelden flauwer dan 1 op 3. Alleen langs de benedenrivieren, waar deze het karakter hebben van zeeboezems komt soms een flauwer beloop voor tot hoogstens 1 op 5, maar vindt men ook verdedigde belopen van 1 op 1,5. Langs schaaldijken wordt bij verbetering van dijken het buitenbeloop met steenglooiing bekleed. De steenglooiingen hebben een helling van 1 op 2 à 1 op 1,5 en zijn soms nog iets steiler. De gebruikelijke hellingen variëren voor binnenbelopen van 1 op 1,5 tot 1 op 2,5. Rivierdijken zijn over het algemeen geheel van klei gemaakt.”



Figuur 2.2 Schade aan het buitentalud van klei door golven (Huitema, 1947)

Door de dijkversterkingen die daarna zijn uitgevoerd varieert het dwarsprofiel van een rivierdijk veel meer dan in 1947. Bij deze dijkverzwaringen hebben tijd, ruimte, en technisch inzicht een grote rol voor het uiteindelijk profiel gespeeld.

In de loop der tijd heeft de maatschappij steeds meer inspraak gehad bij dijkversterkingsprojecten. Daarnaast worden naast een waterkerende, steeds meer andere functies aan de (omgeving van de) dijk toegekend. Voorbeelden zijn woon-, natuur-, landschappelijke -, cultuur historische - of recreatieve functies. Deze functies zijn vaak tegenstrijdig bij dijkversterkingen. Zo kan bij bebouwing binnendijs worden overwogen verzwaringen aan de buitenzijde van de dijk uit te voeren. In het kader van 'ruimte voor de rivier' is dit minder wenselijk.

Ook een voortschrijdend technisch inzicht heeft invloed op de geometrie van een dijk. Zo heeft men pas sinds de jaren 80 rekening gehouden met het mechanisme opdrijven.

Soms zijn in het kader van dijkversterkingsprojecten geheel nieuwe dijken gerealiseerd. De dijkverzwaringen hebben dan vaak een kern van zand en een toplaag van klei. Taludhellingen lopen niet steiler dan 1:2,5.

Deze aspecten zorgen, naast variatie in belasting en ondergrond, ervoor dat geen één dijkversterkingsproject hetzelfde is en bijna alle denkbare alternatieven voor een dijkprofiel in het rivierenlandschap van Nederland voorkomen.

In de volgende Paragrafen wordt voor een aantal gebieden in het benedenrivieren en bovenriviereengebied karakteristieke dwarsprofielen gegeven.

Benedenriviereengebied

Het benedenriviereengebied is het gedeelte van de rivier waar nog getijdeninvloed merkbaar is. De invloed is afhankelijk van de rivierafvoer, maar loopt tot ongeveer Vianen langs de Lek/Nederrijn, Gorinchem langs de Waal en Waalwijk langs de Maas. Dit is van invloed op de hoogwatergolf (belasting) waarop onder andere de dijk wordt gedimensioneerd. In vergelijking tot het bovenriviereengebied duurt een hoogwatergolf door de getijwerking kort (2 dagen). Belasting door windgolven is klein in vergelijking tot zee- en meerdijken.

De ondergrond bestaat in het benedenriviereengebied uit dikke Holoceen klei- en veenpakketten waardoorheen met zand opgevulde geulen lopen. De dikte van deze pakketten kunnen oplopen tot 12 m. In het westen komen ook zandige (wad) afzettingen voor. Van oorsprong bestaan de kernen van dijken uit klei met een geringe doorlatendheid. Veel schaaldijken zijn in het benedenriviereengebied aanwezig. Vaak is bebouwing langs de rivierdijken aanwezig.

Dijkversterkingsprojecten zijn niet uniform uitgevoerd.

Onderstaand wordt voor een aantal gebieden een globale indruk gegeven van voorkomende dijkprofielen.

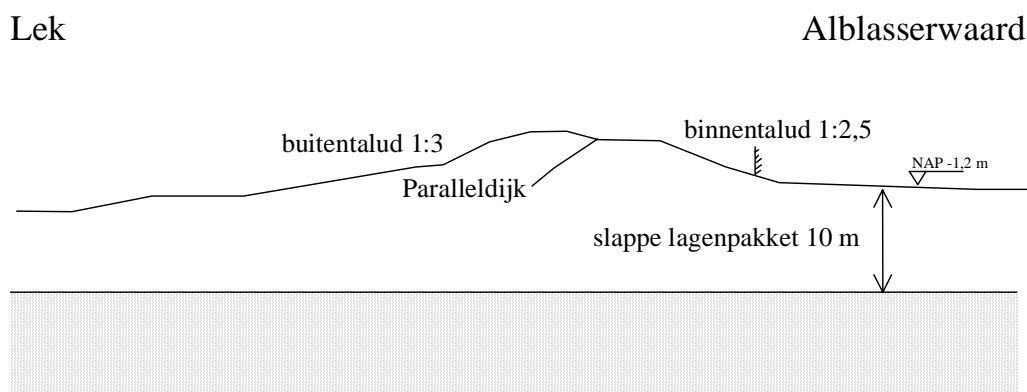
Alblasserwaard

De Alblasserwaard wordt omringd door de Linge in het oosten, de Lek in het noorden, de Noord in het westen en de Merwede in het zuiden. Langs de laatste drie rivieren liggen primaire waterkeringen.

Het westelijke gedeelte van de Alblasserwaard kent een dik pakket slappe lagen. In het noordwesten zijn het voornamelijk veenlagen afgedekt met klei. In het zuidwesten komen meer kleiafzettingen voor. Naar het oosten wordt de grondslag zandiger.

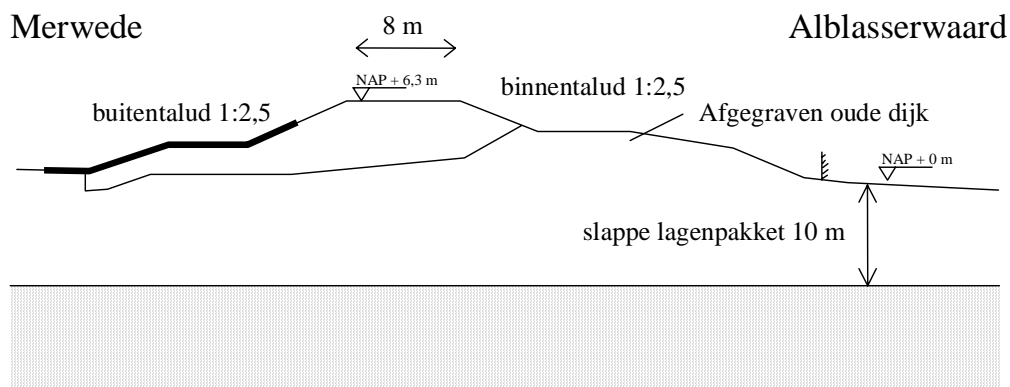
De geometrie van de dijken wordt voornamelijk bepaald door de dijkversterkingen die de laatste 25 jaar zijn uitgevoerd. Drie karakteristieke profielen kunnen worden onderscheiden.

De dijken in het noordwesten en westen zijn schaaldijken. Aan de binnenzijde is veel bebouwing aanwezig. Bij de laatste dijkversterkingen is een parallel dijk aan de rivierzijde aangelegd. Tijdens de toetsing van deze dijken blijkt dat veelal een binnendijkse berm of andere maatregelen noodzakelijk zijn om opdrijven te voorkomen. In onderstaand profiel worden de belangrijkste elementen van een karakteristiek profiel vermeld.



Figuur 2.3 Lekdijk

In het zuidwesten is veel bebouwing aanwezig en zijn allerlei waterkerende constructies aangelegd. Een karakteristiek profiel is niet aan te geven. Meer naar het oosten liggen groene dijken. De dijkversterkingen die hier eind van de 20e eeuw hebben plaatsgevonden zijn in het algemeen kruinverhogingen. Binnendijks zijn brede zandbermen aangelegd tegen opdrijven. De buitendijkse dijkversterkingen zijn van klei uitgevoerd, de binnendijkse versterkingen vaak van zand. Onderstaande figuur geeft een dwarsdoorsnede van een dijk aan de zuidzijde van de Alblasserwaard. Het profiel is een naar buiten verzwaarde dijk waarbij de oude dijk gedeeltelijk is afgegraven en dienst doet als binnenberm.



Figuur 2.4 Merwede dijk

In het noordoosten van de Alblasserwaard is de ondergrond zandiger en is voorland aanwezig. Piping is hier een probleem. Zowel binnendijks als buitendijks worden bermen aangelegd om de kwellingte te verlengen. De profielen die hier voorkomen komen ook veelvuldig voor in het bovenrivierengebied. In Figuur 2.4 zijn de belangrijkste elementen van een dergelijk dijkprofiel weergegeven.

Hoeksche Waard

De Hoeksche Waard kent circa 70 km primaire dijken. De Hoeksche Waard wordt omringd door het Hollands Diep aan de zuidzijde, het Spui aan de noordwest zijde, de Oude Maas in het noorden en de Dordtsche kil aan de oostzijde.

Tijdens de stormvloed van 1953 heeft overslag veel schade aan de dijken van de Hoekse Waard veroorzaakt. De dijken zijn daarna hersteld en verbreed. De dijkversterkingen hebben zowel aan de binnenzijde als aan de buitenzijde van de oude kleidijk plaatsgevonden. De

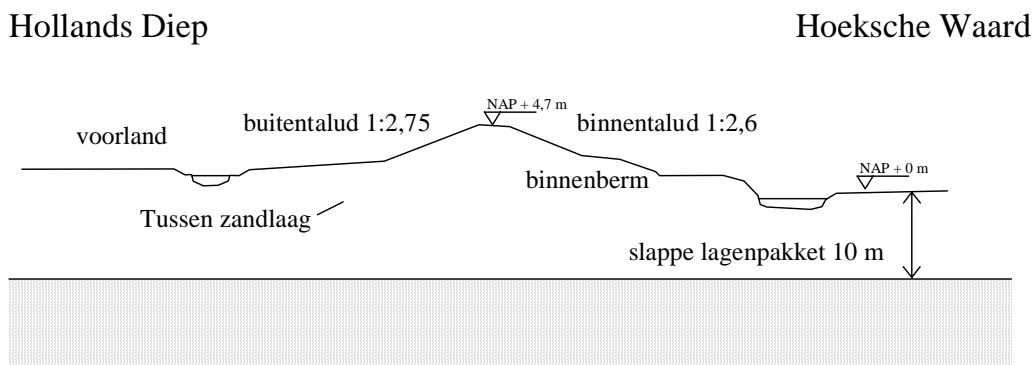
binnendijkse en buitendijkse verzwareningen kenden een kern van zand afgedekt met een kleilaag.

Volgens het Deltaplan zijn de zeearmen nu (gedeeltelijk) afgesloten en ligt het toetspeil lager dan de huidige kruinhoogte en het waterpeil tijdens bovengenoemde stormvloed. De waterstand in 1953 was ca NAP + 4,50. Het toetspeil 2000 varieert van NAP + 2,80 tot 2,45 m.

De ondergrond in de Hoeksche Waard bestaat voornamelijk uit wadafzettingen uit zowel de periode van Duinkerken als Calais. Er wordt wel een veenlaag aangetroffen, maar meestal is deze dun van aard. In de noordoost hoek bestaat de ondergrond uit een 8 tot 10 m dik pakket klei en veen. Op geringe diepte bevinden zich echter ook zandafzettingen die voor pipingproblemen en verhoogde waterspanningen in de dijk tijdens extreem hoog water zorgen.

Voor de dijken aan de noord-, oost- en westzijde kan geen karakteristiek profiel worden gegeven. Gemeenschappelijk kenmerken van de dijken zijn een buitentalud van 1:2,5 à 1:3, een binnentalud van 1:2 à 1:2,7 en een kruinhoogte van circa NAP +4,75 m. Uitzonderingen bevestigen hier de regel. De kruinbreedte varieert van 3 m tot circa 8 m. Voor een groot deel is er een voorland aanwezig. In het noorden en noordoosten ligt het voorland hoog, soms op dezelfde hoogte als de kruin. Langs de Dordtsche kil in het oosten en het Spui in het westen is het voorland vaak afwezig of is niet meer dan een buitendijkse berm. Binnendijks is vaak een berm aanwezig. Sloten bevinden zich aan de binnenzijde van de dijk en bij een breed voorland ook aan de buitenzijde.

Het dijkprofiel aan het Hollands Diep is uniformer. In het onderstaande figuur 2.5 zijn de belangrijkste elementen van de dijk aangegeven.



Figuur 2.5 Karakteristiek profiel Hoeksche Waard (Hollands Diep)

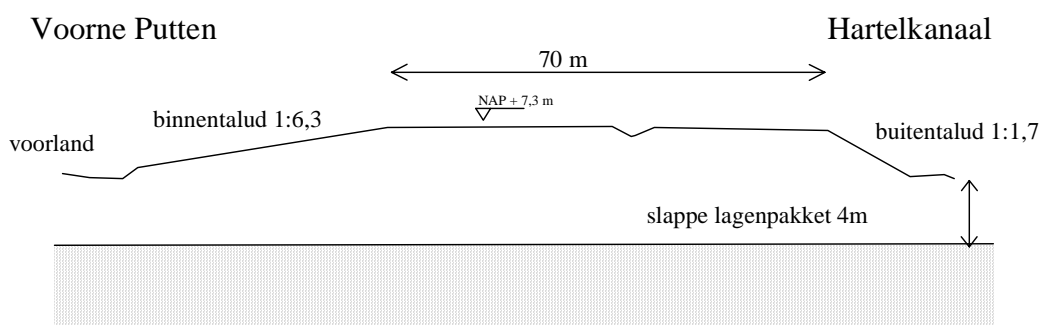
De belangrijkste problemen bij bovenstaand profiel worden gevormd door de ondiepe zandlagen. Zowel de buitendijks als binnendijks gelegen sloten steken in de tussenzandlagen. Hierdoor kan het water gemakkelijk onder de dijk doorstromen en piping veroorzaken. Anderzijds worden ook de waterspanningen onder de dijk verhoogd die voor binnenwaartse macro-instabiliteit zorgen.

De Brielse Dijkring

Het waterschap de Brielse Dijkring heeft ongeveer 72 km primaire waterkeringen, waarvan 15 km duinen, in onderhoud. De Brielse Dijkring wordt omringd door de Noordzee in het westen, het Haringvliet in het zuiden, het Spui in het zuidoosten, de Oude Maas in het noordoosten en het Hartelkanaal in het noorden. De ondergrond bestaat uit een pakket slappe lagen dat in dikte vanuit het noordwesten in de richting van het zuidoosten toeneemt van circa 4 m tot circa 8 m. In het noordwesten zijn het voornamelijk zandige wadafzettingen in het zuidoosten slappere kleiafzettingen. Onder het pakket slappe lagen bevindt zich zand. Hier en daar komt dicht onder de oppervlakte een tussenzandlaag (Hellevoeterzand) voor.

Twee karakteristieke profielen kunnen worden onderscheiden. Langs het Hartelkanaal worden hogere eisen aan de dijken gesteld waardoor ze zwaarder zijn gedimensioneerd dan in het oosten en zuiden van de Brielse Dijkring.

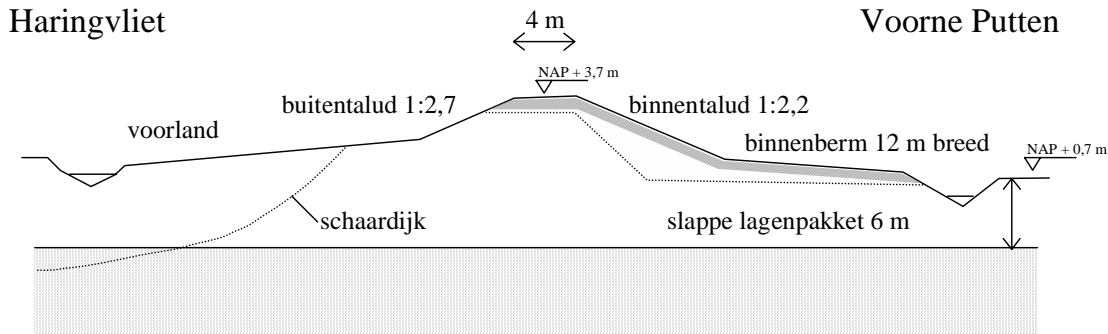
In onderstaande figuur 2.6 is een karakteristiek dwarsprofiel van een dijk langs het Hartelkanaal weergegeven. De waterkering langs het Hartelkanaal is hoog en breed. De breedte heeft overigens geen waterkerende functie. Het steile buitentalud heeft tot NAP + 5,5 m en harde bekleding. Het binnentalud is zeer flauw.



Figuur 2.6 Karakteristiek dwarsprofiel Brielse Dijkring (Noord)

In het zuiden en oosten zijn de dijken minder zwaar gedimensioneerd. Het ontwerppeil, circa NAP + 2,5 m à NAP + 2,8 m, is hier ook veel lager dan bij de noordelijke dijken. In 1953 is aan de kleidijken langs het Haringvliet schade ontstaan door overslag. Door deze schade zijn de dijken binnendijks versterkt en is het binnentalud verflauwd. De versterkingen zijn uitgevoerd met een kern van zand en een afdeklaag van klei. In Figuur 2.7 is een dwarsprofiel van een dijk aan het Haringvliet getekend. Karakteristieke elementen zijn in dit profiel aangegeven. Tevens is de dijkversterking in het profiel geschematiseerd.

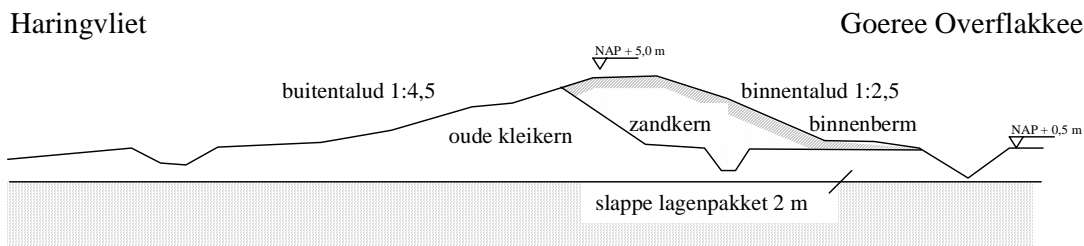
Zowel schaaldijken als dijken met voorland komen in het zuiden en oosten van de Brielse Dijkring voor. Dit is ook in de figuur aangegeven.



Figuur 2.7 karakteristiek profiel Brielse Dijkkring (Zuid)

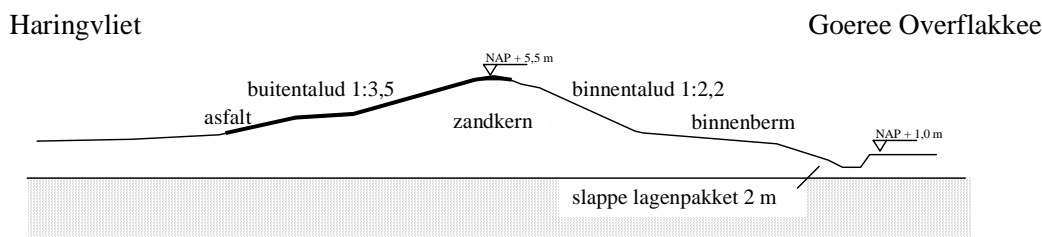
Goeree Overflakkee

Langs het Haringvliet heeft Goeree Overflakkee circa 25 km dijken als primaire waterkering. In het Westen wordt de primaire waterkering verzorgd door duinen en een klein stukje zeedijk. De ondergrond bestaat in het Westen uit wadafzettingen van Calais. Lokaal komen kleilagen aan de oppervlakte voor met een dikte van maximaal 5 m. Naar het westen zorgen afzettingen van Duinkerken voor meer kleiige lagen. De kleiafzettingen hebben maximaal een dikte van circa 10 m.



Figuur 2.8 Versterkte dijk op Goeree Overflakkee

Op Goeree Overflakkee is veel schade aangericht tijdens de stormvloed van 1953. Grote stukken dijk waren zodanig beschadigd of geheel verdwenen dat over totaal circa 10 km een geheel nieuwe zanddijk is aangelegd. Een dwarsprofiel van zo'n nieuwe zanddijk is in Figuur 2.9 gegeven. Voor het overige gedeelte zijn de dijken langs het Haringvliet binnendijks verzaard. Hierbij is veel zand gebruikt. Een voorbeeld is gegeven in Figuur 2.8.



Figuur 2.9 Nieuw dijkprofiel op Goeree Overflakkee

Bovenrivierengebied

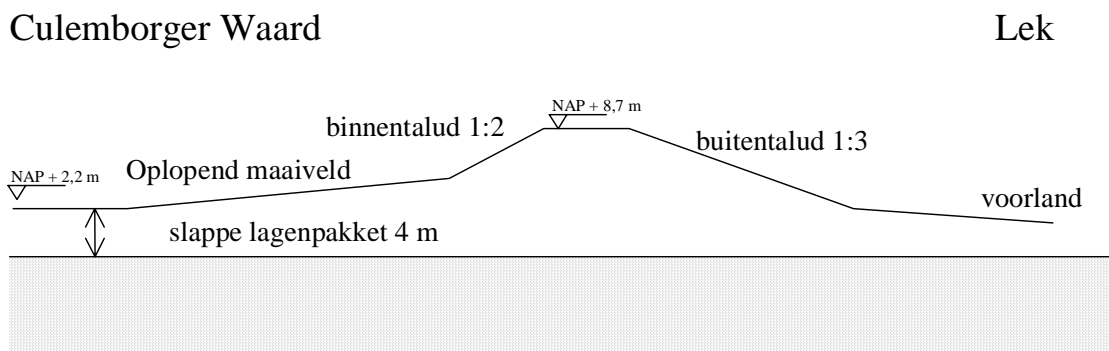
In het bovenrivierengebied is er geen invloed merkbaar uit zee en worden hoogwatergolven alleen veroorzaakt door een hoge rivier afvoer. De piekafvoer duurt meestal meerdere dagen waardoor de freatische lijn in de dijk merkbaar zal stijgen. De golfhoogte is evenals in het benedenrivierengebied gering.

In het bovenrivierengebied is meestal slechts een dunne laag slappe holoceen afzettingen aanwezig (circa 2 à 5 m). De kernen van de dijken in het bovenrivierengebied zijn weliswaar van klei maar hebben een groter volumegewicht en doorlatendheid dan in het benedenrivierengebied. Schaardijken komen minder voor dan langs de dijken in het benedenrivierengebied. Piping, microstabiliteit zijn naast macrostabiliteit en overloop belangrijk voor het ontwerp van de dijk.

Het materiaal waaruit de dijken zijn opgebouwd heeft niet alleen een iets grotere doorlatendheid maar is in het algemeen ook sterker en taaier dan in het benedenrivierengebied. De vervormingen die een bezwijkmechanisme inleiden zullen daarom kleiner zijn dan in het benedenrivierengebied waar het materiaalgedrag van klei grotere vervormingen toelaat voordat het scheurt.

Bij dijkversterkingsprojecten langs de Lek Waal en Maas speelde in het verleden ruimte niet zo'n grote rol. Langs de dijken in het bovenrivierengebied is minder bebouwing aanwezig dan in het benedenrivierengebied. Beheersaspecten van een dijk hebben daardoor een grotere invloed op het dijkprofiel. Flauwe taluds zijn daar een voorbeeld van. In onderstaande alinea's worden drie karakteristieke profielen voor het bovenrivierengebied beschreven.

Recent zijn langs de Lek in de Culemborgerwaard dijkversterkingen uitgevoerd. De belangrijkste versterkingen betreffen het verflauwen van taluds, het vernieuwen van bekledingen en het aanbrengen van pipingbermen in de vorm van een oplopend maaiveld. Een karakteristiek dwarsprofiel is afgebeeld in Figuur 2.10.



Figuur 2.10 Dwarsprofiel langs de Lek in het bovenrivierengebied

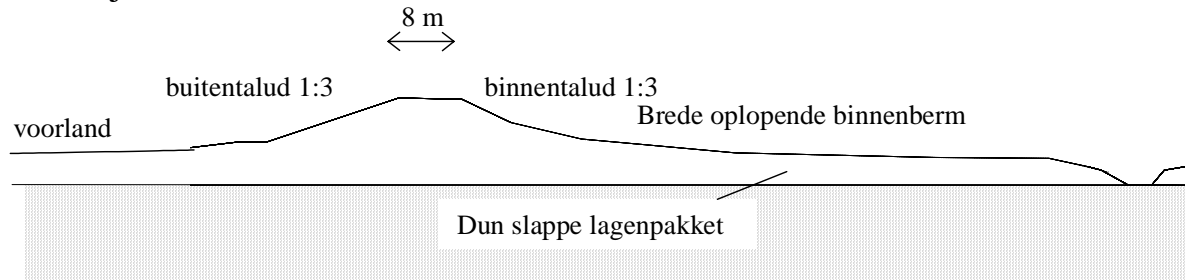
Op de 5,5 m brede kruin loopt een weg. De dijk bestaat geheel uit klei. Ook tijdens de laatste dijkversterkingen is geen gebruik gemaakt van zand. Langs de dijk is bebouwing aanwezig.

In de kop van Overijssel ligt het Zwarte Water. Voordat de Zuiderzee werd afgesloten was in dit riviertje een getij aanwezig. Waterstanden die destijds optraden waren hoger dan het huidige maatgevend hoog water waardoor de dijk overgedimensioneerd is. Ondanks deze overdimensionering zijn macro-instabiliteit en piping voor de toetsing nog een probleem. Het in rekening brengen van historische belastingen op de dijk lossen deze problemen slechts in geringe mate op.

De Malburgse Dam is gelegen langs de Nederrijn nabij Arnhem. In onderstaand profiel zijn de belangrijkste elementen van de dijk aangegeven. Kenmerkend is een oplopend maaiveld in de richting van de dijk die zorgt voor weerstand tegen piping. Aan de binnenzijde is vaak een teensloot aanwezig die soms door de afdeklaag heen steekt. Zowel het binnen – als

buitentalud hebben hellingen van circa 1 op 3. Voorland in de vorm van brede uiterwaarden is vaak aanwezig in het bovenrivierengebied.

Nederrijn



Figuur 2.11 Karakteristiek dwarsprofiel Malburgse dam

2.3 Fotorapportage

In het rivierengebied komt, in algemene tegenstelling tot zee- en estuariumdijken, een veelheid aan situaties voor met bijzondere dwarsdoorsneden. Veelal aangevuld met weggetjes op de kruin, fietspaden, opritten, bebouwing, beplanting et cetera. In de inventarisatiefase van het project wordt de algemene situatie van rivierdijken vastgelegd. In dat kader is een fotorapportage gemaakt van de algemene situatie aan de rivierzijde van dijken in het rivierengebied en toegevoegd als appendix aan onderhavig Deelrapport (Appendix A).

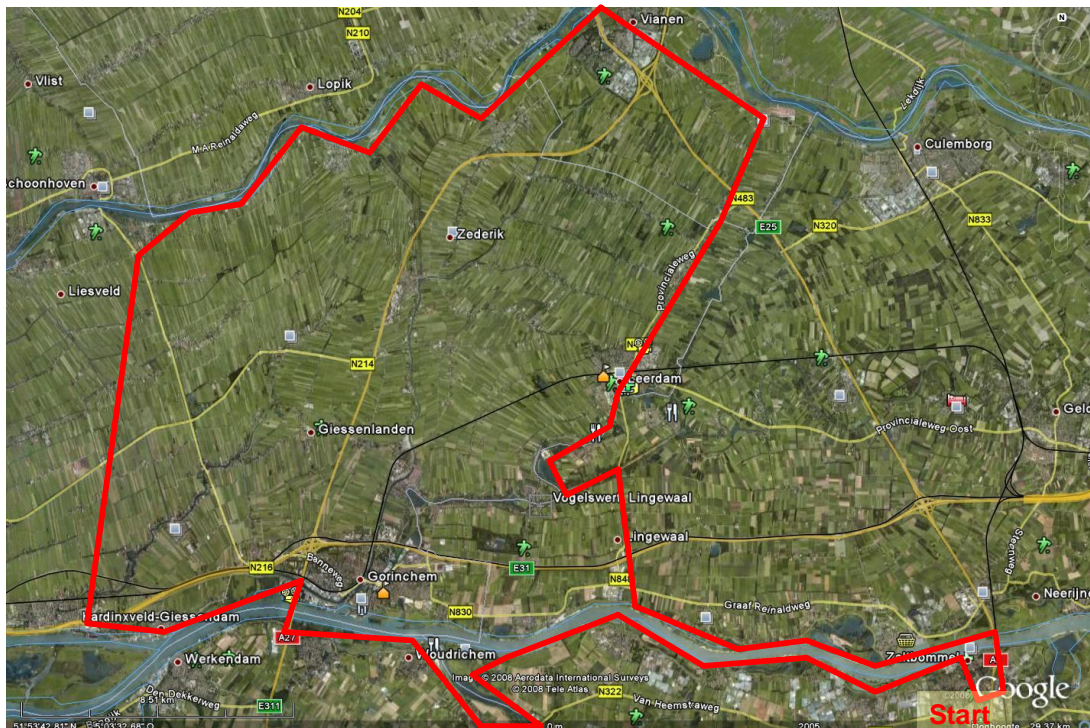
De fotorapportage is gebaseerd op een basisbestand dat is verkregen bij het zoeken naar een geschikte locatie op een rivierdijk voor onderzoek met de golfoverslagsimulator (een ander SBW-project). Dat houdt ook in dat de inventarisatie niet volledig is. Alleen de Waal tussen Zaltbommel en Hardinxveld-Giessendam, de Lek tussen Schoonhoven en Vianen, de Diefdijk tussen Vianen en Zaltbommel en een locatie aan het Hollands Diep zijn in kaart gebracht (Figuur 2.12).

In dit hoofdstuk worden eerst een aantal karakteristieke situaties getoond en vervolgens worden op basis van de foto's een aantal conclusies getrokken en wordt een voorstel gedaan voor mogelijke schematisaties van dijkprofielen.

Op basis van de (foto)inventarisatie zijn een aantal observaties gedaan. Meestal bevindt zich aan de rivierzijde een grastalud. Soms staat er een hekwerk op dit talud, mogelijk net in de zone waar het hoog water kan komen te staan. Bebouwing komt wel voor op, in of aan het binnentalud, maar toch veel minder op het talud aan de rivierzijde.

Soms is er een verborgen damwand in de dijk aanwezig, die de achterliggende bebouwing heeft gespaard bij een dijkverzwaring. Zo'n damwand geeft zeker extra sterkte aan de dijk als de golfaanval de rivierzijde zwaar zou beschadigen.

20 december 2010, definitief



Figuur 2.12 Gevolgde route langs de rivierdijken op 25 juli 2008.



Figuur 2.13 Hardinxveld-Giessendam. Rivierzijde: gras met een brede weg op de kruin. Aan rivierzijde een trapje naar de steiger en verderop komt het fietspad op de weg uit (op/afrit). Bebouwing langs de binnenzijde.



Figuur 2.14 Noordzijde Waaldijk bij Lingewaal. Buitentalud gras (links op foto). Weg op de kruin van de dijk. Verharde afrit aan rivierzijde, links-boven op de foto.



Figuur 2.15 Noordzijde Waaldijk bij Lingewaal bij TG346. Buitentalud gras. Weg op de kruin van de dijk. Bebouwing aan rivierzijde.

In veel gevallen ligt er een (brede) asfaltweg op de kruin van de dijk, zeker in het bovenrivierengebied, maar dat hoeft niet de situatie te zijn voor alle rivierdijken. Langs het Hollands Diep zijn er ook lange stukken die geen weg op de kruin hebben.

Als naar de reststerkte van de totale dijk door golfaanval wordt gekeken, dan zorgt deze “kap op de dijk” beslist voor extra sterkte, zeker gezien de golfaanval op rivieren beperkt is. Er zou daarom duidelijk onderscheid gemaakt moeten worden in het verdere onderzoek in dijken met en zonder weg op de kruin.

Overigens ligt de weg in een “zandkist” die dienst doet als fundering. Deze zandkist is meestal breder dan de verharding. Direct naast de verharding liggen daarom vaak doorgroeistenen, omdat vegetatie niet wil groeien op het zand.

Aan de rivierzijde komen minder op- en afritten voor dan aan de binnenzijde. Soms gaat het om verharde op- of afritten, soms ook om onverharde. Maar er zijn overal op- en afritten aan de rivierzijde te vinden, alleen is daar tijdens het maken van de fotosessie niet specifiek op gelet. Google Earth geeft echter een goed idee. De rivierdijk van Zaltbommel naar Zuilichem volgend, kunnen op deze manier vijf onverharde en negen verharde afritten aan de rivierzijde worden gevonden. Dit is over een lengte van ongeveer 7-8 km.

2.4 Conclusies ten aanzien van dijkprofielen

De fotorapportage en de voorbeelden van karakteristieke dijkdoorsneden tonen aan dat er veel combinaties zijn in geometrie, belasting en ondergrond. Het is daarom niet zinvol om van een reststerkte van een algemeen geldend karakteristiek dijkprofiel uit te gaan. Voor concrete schematisaties kan aan de volgende typen dijkdoorsneden worden gedacht, alle met gras op het talud aan de rivierzijde:

- kruin van gras, hoge dijk; locatie Hollands Diep (appendix A, pagina's A.29-A31);
- kruin van gras, kleine verhoging, dus veel “dijk” aan binnenzijde (appendix A, locaties pagina's A.9 en A.10);
- fietspad op kruin, kleine verhoging, dus veel “dijk” aan binnenzijde (appendix A, locatie pagina A.12);
- kruin met rijweg; vele locaties (appendix A, pagina's A.11, A.16, A.17, A.21, A.24-26);
- kruin van gras; verborgen damwand voor stabiliteit in de dijk (geen foto);
- kruin met rijweg; verborgen damwand voor stabiliteit in de dijk (appendix A, locatie op pagina A.15 is niet geschikt voor schematisatie vanwege de bebouwing maar illustratief voor hoe damwand is weggewerkt);
- keermuur bovenaan talud (appendix A, locatie pagina A.4);
- Op- en afrit; verhard (appendix A, locaties pagina's A.14 en A.16);
- Op- en afrit; onverhard (appendix A, locaties pagina's A.23 en A.27).

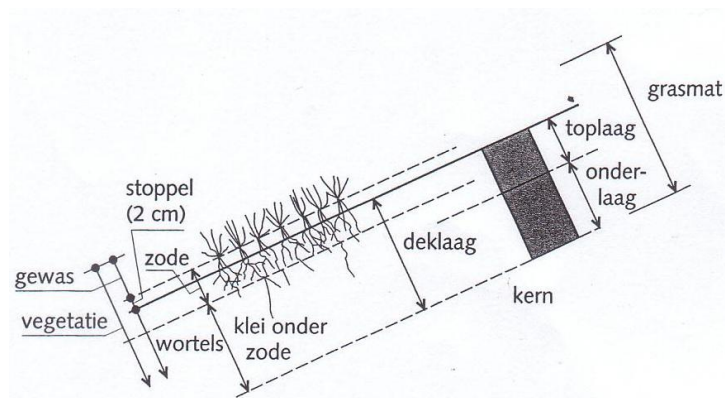
Deze specifieke geometrie heeft niet alleen invloed op de erosie van het gras, maar ook op de reststerkte van de klei uit het dijklichaam.

3 Literatuur overzicht

3.1 Inleiding

Figuur 3.1 geeft een beeld van de grasmat met definities. Een typische kleidijk in het rivierengebied is gegeven in Figuur 1.1 met op de kruin een fietspad of weg. Niet aangegeven zijn eventuele opritten aan de rivier- of landzijde.

In dit hoofdstuk zal worden ingegaan op relevante literatuur over de sterkte van de grasbekleding (paragraaf 3.2). De sterkte van de onderliggende klei zal worden behandeld in deelrapport 6 (Reststerkte van de kleilaag). Verder zullen enkele schadegevallen van grasdijken worden behandeld (paragraaf 3.3).



Figuur 3.1 Definities grasbekleding op een kleidijk (TAW, 1999)

3.2 Sterkte van een grasbekleding

In de afgelopen decennia is regelmatig onderzoek gedaan naar de sterkte van een grasbekleding, zowel gericht op erosie door brekende golven op het buitentalud als door stromend water over het binnentalud door golfoverslag. Hoewel de aandacht in dit onderzoek vooral gericht wordt op erosie door brekende golven op het buitentalud, is kennis omtrent erosie op het binnentalud soms ook goed bruikbaar.

In 1970 is op een dijk in oostelijk Flevoland de sterkte getest voor overstromend water. Burger (1984) en Meijer en Verheij (1995) hebben grootschalige experimenten uitgevoerd in respectievelijk 1983 en 1992 in de Deltagoot met grasdijken belast door golven op het buitentalud. Het gras was gestoken uit de Friese Waddenzeedijk. De golfbelasting was in de orde van 0,75 à 1,50 m. Verheij et al (1995) heeft daarnaast 12 grasmatten uit het rivierengebied in de Scheldebak onderzocht. De golfbelasting op het buitentalud was in de orde van 0,3 à 0,5 m. Zeer recent (2008) is in Hannover in het kader van het EroGrass-onderzoek in het Grosse Wellenkanal een grasmat uit een dijk uit de Deense Noordzeekust nabij Ribe gestoken (Figuur 3.2). Er zijn golfklapproeven op het buitentalud en golfoverslagproeven op kruin en binnentalud uitgevoerd met golfhoogten variërend van 0,5 tot 1,0 m. De analyse is op dit moment nog niet afgerond.

Bij de proeven in 1983 in de Deltagoot (Burger, 1984) is ook een schade-ontwikkelproef uitgevoerd om inzicht te krijgen in de wijze waarop en de snelheid waarmee een vooraf aangebrachte beschadiging van de grasmat zich ontwikkelt. De taludhelling was 1:8. Voor de proef zijn vier gaten gestoken met een afmeting van 0,50 m x 0,20 m x 0,07 m (lengte x breedte x diepte). De proef is uitgevoerd met een significante golfhoogte van 1,57 m. De

totale proefduur was 8 uur. Na ruim 5 uur werd de eerste erosie geconstateerd. Op basis van de proeven zijn de volgende conclusies getrokken:

- De grootste erosie trad op in twee gaten op 1 m en 1,5 m onder de stilwaterlijn;
- Het gatoppervlak na 8 uur golven varieerde van 4,6 m² tot 6,3 m² met bijbehorende volumes van 1,9 m³ en 2,55 m³;
- De grootste diepte bedroeg 0,44 à 0,49 m en daarmee gelijk aan de maximale diepte van de graszoden.

Op basis van de proeven is geconcludeerd dat na een extreme golfbelasting gedurende lange tijd een grasdijk in staat blijft zijn waterkerende functie te vervullen.

Ook bij de Deltagootproeven in 1992 (Smith, 1994) is de ontwikkeling van een gat gemeten. De proeven zijn uitgevoerd met een taludhelling van 1:4. Na 11 uur golven met een significante golfhoogte van 1,35 m was een gat ontstaan van 0,15 m diep. Na 17 uur ontstond een tweede gat met een diepte van 0,11 m.



Figuur 3.2 EroGrass-onderzoek in Hannover (2008)

In alle gevallen gingen bovengenoemde onderzoeken over een dijk zonder berm of opritten en zonder een verharding op de kruin. Er zijn bij experimenten in situ wel ervaringen opgedaan met bermen en verhardingen.

Bij een proef op de Oude Lekdijk bij Bergambacht in 2001 is ook de bresgroei beschouwd (Figuur 3.3). Bresgroei treedt op nadat een situatie is ontstaan dat water vrij binnendijs gebied kan instromen. Na een kleine initiële bres kan deze uitgroeien tot een flink gat. Een initiële bres betekent dat er geen reststerkte meer is. In Bergambacht bleek de bresgroei veel trager te verlopen dan verwacht wat verklaard is door enerzijds de grote erosiebestendigheid van klei in de dijk, en anderzijds door de aanwezigheid van een puingranulaat van de verharding. Eerdere bresgroei-proeven (prototype: 't Zand; en diverse laboratoriumproeven) zijn allemaal uitgevoerd met zand als dijkmateriaal. Overigens was bij al deze proeven geen sprake van een golfbelasting maar van overlopen. De proef bij Bergambacht toonde duidelijk aan dat de aanwezigheid van een verharding in sterke mate bijdraagt aan de erosiebestendigheid.

Daarnaast zijn in het kader van ComCoast en SBW in de periode 2007 t/m 2009 proeven uitgevoerd naar de sterkte van het gras op binnentaluds van zeedijken onder invloed van golfoverslag. In algemene zin is voorlopig geconcludeerd dat gras op een regelmatig talud zeer sterk is, maar dat de overgangen naar horizontale delen de kritieke locaties zijn. Erosie begint op deze overgangen (Figuur 3.4).



Figuur 3.3 Prototypetest Bergambacht (2001)



Figuur 3.4 Schade aan verharding bij teen van binnentalud bij golfoverslagproeven op de Afsluitdijk (2009)

De schade op overgangen zoals waargenomen bij de SBW-proeven op het binnentalud is vergelijkbaar met wat verwacht mag worden bij opritten aan de landzijde van rivierdijken. De ervaringen bij de golfoverslagproef laten zien dat een verharding op een oprit erosiegevoelig is. De verklaring hiervoor is waarschijnlijk dat een verharding is aangebracht in een zandcunet en als eenmaal een deel van de verharding is beschadigd, bijvoorbeeld doordat een klinker is uitgeslagen, dat dan het zandbed snel erodeert. Maar ook bij overgangen zonder verharding is erosie geconstateerd. Beide typen, verharde en onverharde opritten, vragen nadere aandacht.

Tijdens overslag is er sprake van een hoge stroomsnelheid op het binnentalud, dat ter plaatse van de overgang van richting verandert. Dit verklaart de grote belasting aldaar.

Op basis van alle waarnemingen met schade aan grasdijken is in de jaren 90 de reststerkte van een grasbekleding bij een belasting door brekende golven op het buitentalud uitgedrukt in de volgende formule:

$$t_{gras} = \frac{c_{gras} d_w}{r^2 H_s^2} \quad (3.1)$$

Met:

t_{gras} = reststerkte van de grasbekleding (s)

d_w = bewortelingsdiepte (m)

c_{gras} = coëfficiënt voor de erosiebestendigheid van gras (ms)

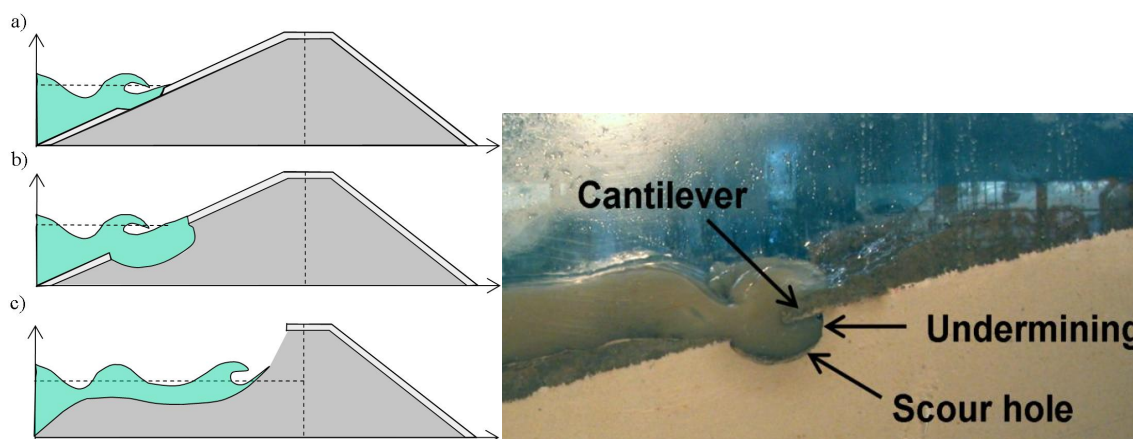
r = reductiefactor scheve golfval ($r = \cos\beta$) (-)

Deze formule is ook in PC-Ring geïmplementeerd. Voor de doorwortelingsdikte d_w wordt in PC-Ring default een waarde van 0,05 m aangehouden. Dit is een conservatieve schatting; uit een groot aantal toetsresultaten lijkt een waarde van 0,1 m realistischer.

Voor de waarde van c_{gras} wordt gerekend met:

slecht gras:	$c_{gras} = 330.000$ ms
matig gras:	$c_{gras} = 500.000$ ms
goed gras:	$c_{gras} = 1.000.000$ ms

Na de vorming van een gat in het gras, wordt de eronder gelegen klei zwaar aangevallen. Met vgl.(3.1) kan de reststerkte van een graszode worden geschat. Stel er is sprake van matig gras met $c_{gras} = 500.000$ ms, $d_w = 0,1$ m, loodrechte golfval (dus $r = 1$) en een significante golfhoogte H_s van 0,7 m. De reststerkte van het gras is dan 28 uur.



Figuur 3.5 Erosieproces dijk met grasbekleding (linker figuur) en waargenomen erosie van zand onder dekklei (rechter figuur) (Stanczak et. al, 2008).

Onder Task 6 van het FloodSite project is onderzoek uitgevoerd naar schadeontwikkeling door golven (Stanczak et al., 2008a,b; Morris et al., 2009). Stanczak et al. (2008a, b) definieert de reststerkte in een aantal fases (zie linker deel Figuur 3.5):

Reststerkte = tijd falen gras + tijd falen dekklei + tijd falen kern + bresvorming (= initiatie + ontwikkeling + verbreding).

De componenten hebben de dimensie van tijd. De component "tijd falen gras" geeft aan hoelang het duurt voordat er een zodanig gat in de graszode van 0,1 à 0,2 m zit dat de dekklei wordt bereikt. De component "tijd falen dekklei" hoeveel tijd is gemoeid met het eroderen van de 0,5 à 1,0 m dikke laag dekklei, en "tijd falen kern" vervolgens hoe lang het duurt voordat de binnenkruinlijn wordt bereikt.

Daarna treedt de fase van bresvorming op. Eerst het ontstaan van een initiële bres die vervolgens verdiept en daarna verbreed. Feitelijk is er dan geen sprake meer van reststerkte omdat water kan binnenstromen. Tijdens de proef bij Bergambacht bleek dat de erosie trager verliep dan verwacht als er sprake is van een kleidijk of een andere vertragende factor zoals een verharding of een coherente bekleding. Van dat laatste is op het rechter plaatje van Figuur 3.5 een voorbeeld te zien. De overhangende grasbekleding wordt ondermijnd maar vertraagd de erosie wel door de afdekkende werking. Deze ervaring kan worden gebruikt bij de situatie van een weg op de kruin of een verharde oprit.

De recente golfoverslagproeven (SBW 2009) zijn ook aanleiding tot het modelleren van de sterkte van een grasbekleding (bij stromend water over het binnentalud). In het kader van de reststerkte zijn van belang schade aan de grasbekleding op het talud en schade op overgangen (hellingverandering bij bermen). In dit kader is er onderzoek uitgevoerd op diverse locaties, met diverse kwaliteiten gras en klei. Zo zijn bijvoorbeeld ook proeven uitgevoerd op een Vechtdijk met een ondergrond die volledig uit zand bestaat. Doordat de proeven ook na het optreden van initiële schade nog enige tijd zijn voortgezet, leveren deze proeven ook informatie over reststerkte.

De kritieke stroomsnelheid U_c voor gras is sterk afhankelijk van de grassterkte en kan worden benaderd met het turfelement model (Hoffmans et. al. 2008):

$$U_c = \frac{0,29}{r_0} \sqrt{\frac{\sigma_g}{\rho}} \quad (3.2)$$

waarin:

- U_c = kritieke dieptegemiddelde snelheid (m/s);
- r_0 = relatieve dieptegemiddelde turbulentie intensiteit (-);
- ρ = dichtheid van water (kg/m^3);
- σ_g = grassterkte (N/m^2).

In Tabel 3.1 staan waarden voor de grassterkte σ_g .

No./A (m^2)	d_r (mm)	A_r/A (%)	Kwaliteit gras (VTV)	U_c (m/s)	t_r (kN/m^2)	$\sigma_{0,g}$ (kN/m^2)	Z_{\min} (mm)	$\sigma_{s,\min}$ (kN/m^2)
15000	0,13	0,02	slecht	2,9	20000	4,0	90	11,2
30000	0,13	0,04	matig	4,1	20000	8,0	159	41,7
45000	0,13	0,06	goed	5,0	20000	11,9	200	91,3
60000	0,13	0,08	uitstekend	5,8	20000	15,9	229	160

No. = $A_r/A_{1,root}$ waarin $A_{1,root} = \frac{1}{4}\pi d_r^2$ en $d_r = 0,13$ mm; $\sigma_{0,g} = t_r(A_r/A)$ (waarin $t_r = 20 \cdot 10^3$ kN/m^2)

Tabel 3.1 Sterktegegevens van diverse kwaliteiten gras ($d_r = 0,13$ mm)

Een belangrijk mechanisme is het afscheuren van grasmaten. Hoffmans et al. (2009) hebben hiervoor een formule afgeleid voor het bovenste deel van de graszode op basis van een krachtenevenwicht (zie Figuur 3.6 voor de krachten in de graszode). Samenvattend geldt voor het scheuren van de grasmat de volgende stabiliteitseis:

$$p_{\max} < \sigma_{s,\min} = (\rho_s - \rho)gz_{\min} + \sigma_{0,g} \exp\left(\frac{z_{\min}}{d_{ref}}\right) \quad (3.3)$$

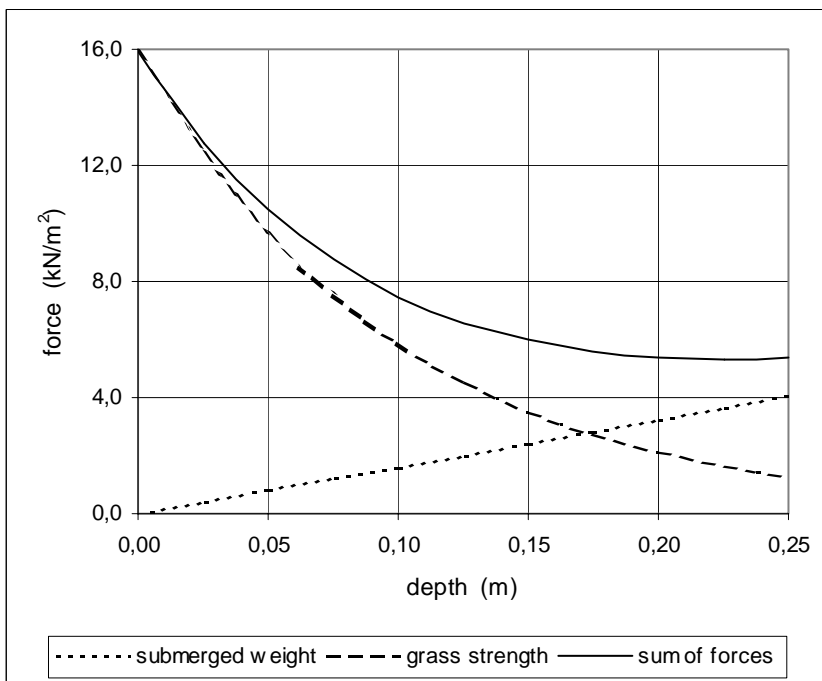
Met

$$z_{\min} = d_{ref} \ln\left(\frac{\sigma_{0,g}}{(\rho_s - \rho)gd_{ref}}\right) \quad (3.4)$$

$$\sigma_{0,g} = \left(\frac{A_r}{A}\right)t_r \quad (3.5)$$

waarin

- p_{\max} maximale onderdruk (N/m²);
- d_{ref} (= 0,1 m) referentiediepte (m);
- d_r (= 0,13·10⁻³ m) gemiddelde worteldiameter (m);
- $\sigma_{0,g}$ grassterkte aan het oppervlak (N/m²);
- z verticale coördinaat (m);
- t_r (= 20·10⁶ N/m²) kritieke grasspanning (N/m²);
- A_r (= $N_o \times 1/4\pi(d_r)^2$) oppervlakte van het aantal wortels per referentie oppervlak A (m²);
- A (= 1 m²) referentie oppervlak (m²);
- g (= 9,81 m/s²) zwaartekracht (m/s²);
- ρ (= 1000 kg/m³) dichtheid van water (kg/m³);
- ρ_s (= 2650 kg/m³) dichtheid van grond (kg/m³).



Figuur 3.6 Ondergedompeld gewicht, grassterkte en resulterende grondsterkte (som van beide) als functie van de diepte voor "very good" gras; $\sigma_{s,\min}$ treedt op voor $z_{\min} = 229$ mm, zie ook Tabel 3.1

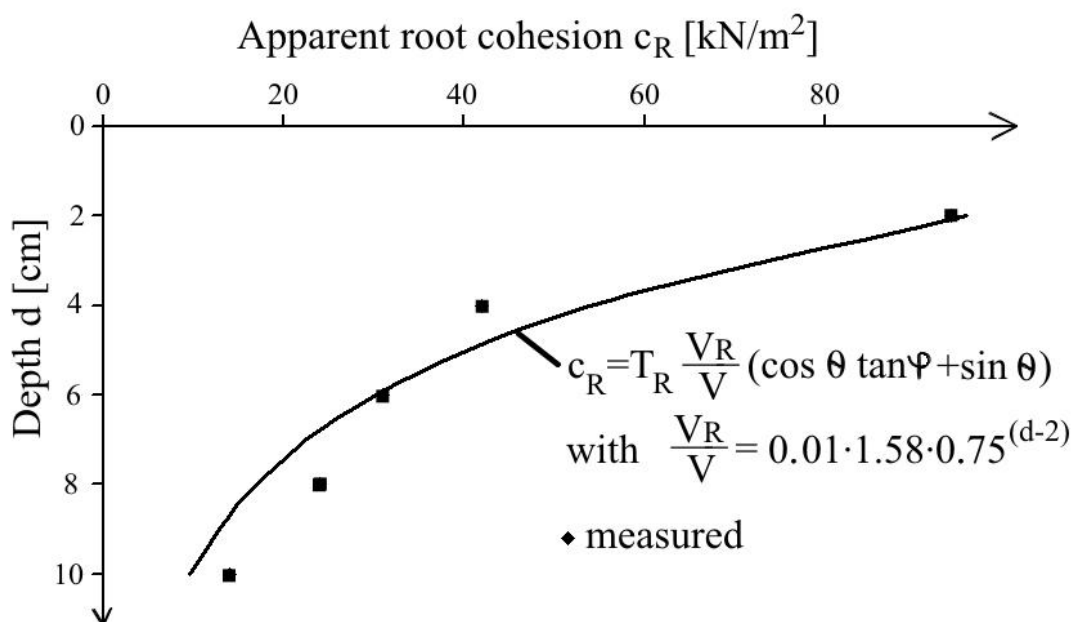
De waarde van de overdruk p_{\max} kan voor het naar beneden stromende water op het binnentalud worden berekend met:

$$p_{\max} = 18\tau_0, \quad \tau_0 = 0.7\rho(r_0U_0)^2, \quad r_0 = 1.2\sqrt{g}/C, \quad C = U_0 / \sqrt{hS_b} \quad (3.6)$$

Waarin:

- C Chézy coëfficiënt ($m^{0.5}/s$);
- h gemiddelde waterdiepte (m);
- r_0 relatieve dieptegemiddelde turbulentie intensiteit (-);
- S_b verhang ofwel helling binnentalud (-);
- U_0 dieptegemiddelde snelheid (m/s);
- τ_0 gemiddelde bodemschuifspanning (N/m^2).

Aannemende dat $d_{ref} = 0,1$ m, dan varieert z_{min} van 90 tot 225 mm voor *slecht tot uitstekend* gras (zie ook Tabel 3.1).



Figuur 3.7 Wortelcohesie: verificatie model van Wu et al. (1979) (Stanczak et al., 2007)

Stanczak et al.(2007) hebben de wortelcohesie zoals voorgesteld door Wu et al. (1979) geverifieerd met experimenten, met een golfbelasting op een buitentalud. In Figuur 3.7 staat het resultaat. Vergelijken we voor de bovenste 0,1m waarin 45000 à 60000 wortels per m^2 de resultaten voor de wortelcohesie c_R met de waarde voor de grassterkte $\sigma_{0,G}$ in Tabel 3.1 dan is de orde grootte gelijk ($c_R = 10-40$ kN/m^2 tegen $\sigma_{0,G} = 12-16$ kN/m^2). Dit is een aanwijzing dat de voor het binnentalud afgeleide formules, ook bruikbaar zijn op het buitentalud.

De erosie op overgangen wordt in het kader van SBW-Golfoverslag en sterkte grastalud ook gemodelleerd. Hierbij wordt uitgegaan van formules voor erosie door stralen. Op dit moment is deze modellering nog in ontwikkeling.

3.3 Schadegevallen grasdijken

Schade aan het buitentalud heeft in het verleden wel geresulteerd in bezwijken van een dijk maar het ging dan altijd om zeedijken met een grasbekleding (van der Meer, 2000). Meestal blijft het echter bij schade. Figuur 3.8 is daarvan een voorbeeld met een erosiegat door golfwerking en op de voorgrond het begin van een afschuiving. Duidelijk is te zien dat de dijk nog juist niet bezwijkt. Schades door golfwerking in het rivierengebied zijn niet bekend.

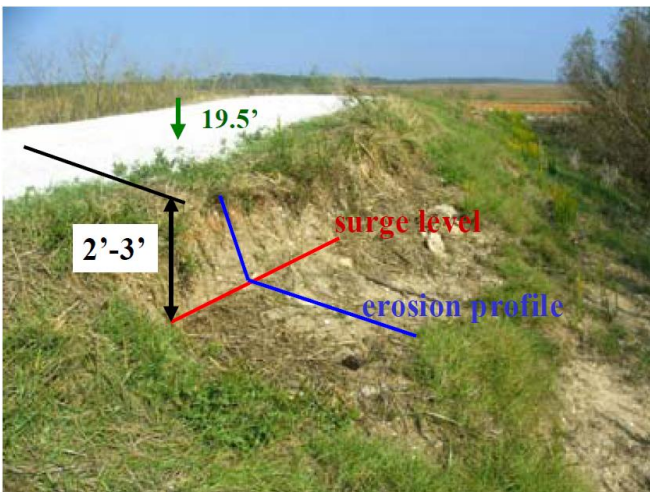
Recentere voorbeelden worden in de Figuren 3.9 en 3.10 getoond. In 2005 zorgde de orkaan Katrina in New Orleans voor grote schade. De beide figuren tonen het afslagprofiel dat ontstaat door de optredende golven. In Figuur 3.11 is het afslagprofiel ingetekend. In deel 6 is verder ingegaan op het afslagprofiel.



Figuur 3.8 Schade aan het buitentalud door golven; Duitsland 1962 (Kortenhaus et al., ICCE 2002)



Figuur 3.9 Golfrosie; Katrina 2005 (Van der Meer, 2008)

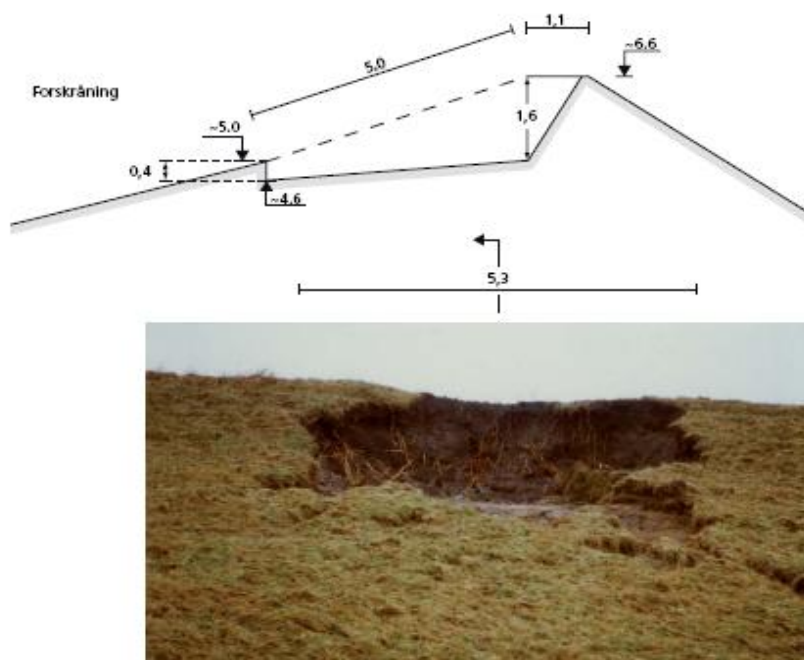


Figuur 3.10 Erosieprofiel door golven; Katrina 2005 (Van der Meer, 2008)

Zeer recent heeft een hoogwater in de Koshi River (een grensrivier tussen Nepal en India) geleid tot het bezwijken van de dijk (Figuur 3.11). Zeer waarschijnlijk is hier sprake van bochterosie bij teen talud, waardoor de rivier in laterale richting verplaatst. Waarschijnlijk ligt achterstallig onderhoud van de bekleding van de dijk ten grondslag aan het bezwijken.



Figuur 3.11 Koshi rivier dijk (links) en bres in de dijk (rechts)



Figuur 3.12 Erosiegat op locatie 3.1, Rejsby Dike, na de storm van 3 januari 1976.

Bernitt vermeldt dat een gat in de bekleding een typische straal heeft van $R_g = 0,7$ m. Dat betekent een gatoppervlak van ongeveer $1,5$ m². De foto's lijken gaten te tonen die groter zijn dan orde 10 à 20 m². De waarde van $1,5$ m² is kleiner dan bij de Deltagootproeven in 1983 is gemeten. De straal wordt berekend vanuit het midden van het gat. In de Figuur 3.14 zijn verder twee karakteristieke afstanden aangegeven: verticale afstand Z_f en de horizontale afstand Z_{dis} gedefinieerd als:

$$Z_f = R_g \sin(\alpha) + t_k \cos(\alpha) \quad (3.7)$$

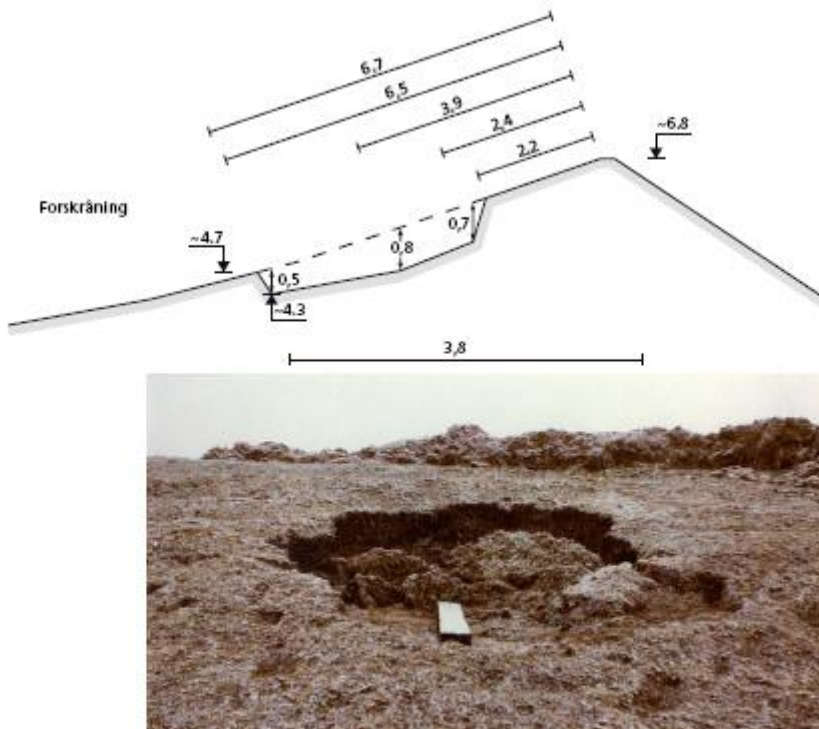
$$Z_{dis} = R_g \cos(\alpha) + t_k \sin(\alpha) \quad (3.8)$$

Waarin:

R_g = straal van het erosiegat (m)

t_k = dikte kleilaag (m)

α = taludhoek ($^\circ$)



Figuur 3.13 Erosiegat op locatie 23.0 Rejsby Dike na de storm van 3 januari 1976

Op basis van de waarnemingen is het Rejsby model geformuleerd voor horizontale erosie E_x van de kern (bestaande uit slecht gedefinieerd cohesief materiaal) van een dijk, met in achtname van het feit dat er aan de bovenkant nog steeds een kleilaag zit:

$$E_x = K_2 \sum_{Z_{penetration}}^{Z_{submersion}} H_s(Z_i)^{\kappa} t(Z_i) / T_m(Z_i) \quad (3.9)$$

waarin:

E_x = horizontale erosie (m)

Z_i = gemiddelde waterstand (m)

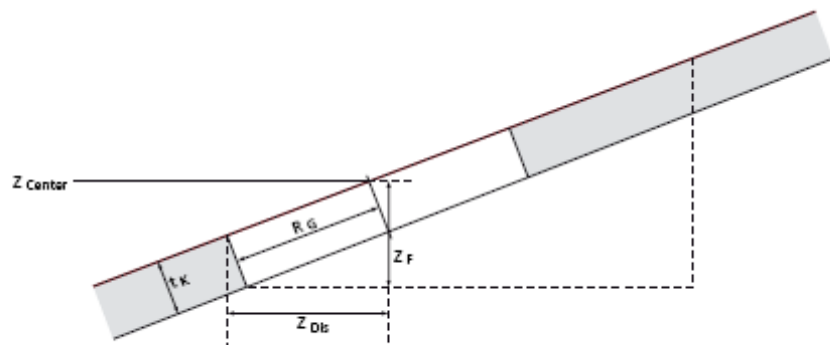
$t(Z_i)$ = tijd dat golf kan worden gekarakteriseerd door $H_s(Z_i)$ en $T_m(Z_i)$ (s)

$H_s(Z_i)$ = significante golfhoogte (m)

$T_m(Z_i)$ = gemiddelde golfperiode (s)

K_2 = karakteristieke fysische constante (-)

κ = karakteristieke fysische constante (-)



Figuur 3.14 Definitie schets erosiegat of penetratie in afdeklaag van zeeklei.

Opgemerkt wordt dat in de factor K_2 impliciet de kwaliteit van de klei en de graszode is opgenomen.

De sommatie geeft de integratie over alle waterstanden vanaf de waterstand die leidt tot een bres in de kleilaag $Z_{\text{penetration}}$ tot een waterstand waarbij de erosie afneemt door ofwel een gelijke waterstand $Z_{\text{submersion}}$ ofwel een waterstand beneden het penetratieniveau $Z_{\text{penetration}}$. De berekening wordt uitgevoerd voor discrete waterstandsintervallen van 0,3 m (eerder genoemde strook A_k).

Criteria en waarden voor specifieke parameters in vgl.(3.9) zijn:

$$\begin{aligned} (Z_i - Z_{\text{kerf}}) / H_s(Z_i) &\leq 0,8 \\ K_2 &= 0,000628 \\ \kappa &= 4,5 \end{aligned}$$

De kleikwaliteit komt in het model niet meer expliciet tot uiting en zal zeer waarschijnlijk invloed hebben op constante K_2 (-), wat het model zeer beperkt toepasbaar maakt. Dit zou nader moeten worden uitgezocht.

In Van der Meer (2000) wordt de schade aan de Emmapolderdijk beschreven. Er is aanzienlijk schade ontstaan, maar een dijkdoorbraak is niet opgetreden. Dit in tegenstelling tot in Duitsland waar wel doorbraken zijn geweest. In totaal zijn in meer dan 100 gaten in de grasbekleding geslagen. In deel 7 (Reststerkte van een zanddijk) wordt nader ingegaan op dijkprofiel en golfcondities. Er worden ook foto's getoond. Hier is relevant de gatgrootte in de grasbekleding.

Op basis van de foto's kan worden geconcludeerd dat de erosiediepte in een aantal gevallen minder dan 0,5 m was en dat betekent dat het zand onder de kleilaag niet werd bereikt. Op andere locaties is de kleilaag en een deel van het onderliggende zand weggeslagen. Geconcludeerd kan worden dat dit overeenkomt met de gaten in de grasbekleding bij de Deltagootproeven in 1983.

3.4 Conclusies

Geconcludeerd kan worden dat:

- Onderzoek in de Deltagoot in 1983 en 1992 met kunstmatige schades heeft voor extreme golfbelastingen geresulteerd in gaten met een volume van 2 m^3 (oppervlak ongeveer 5 m^2) en een maximale diepte van 0,50 m na 8 uur. In het rivierengebied is de belasting aanzienlijk geringer, maar de belastingduur veel langer (tenminste in het bovenrivierengebied).

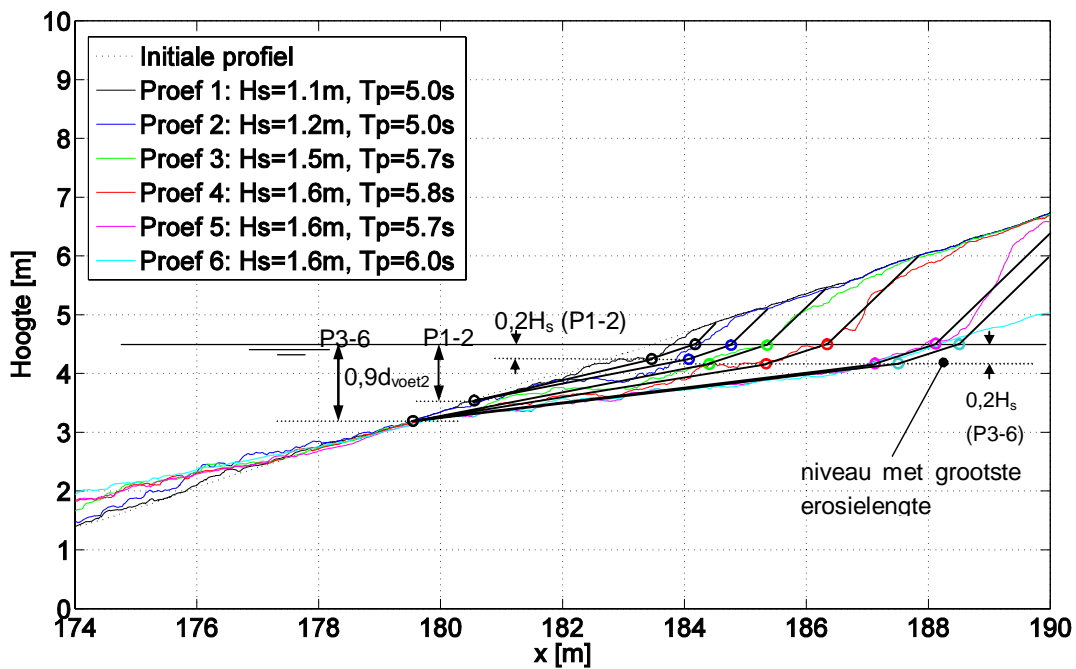
- De sterkte van een grasmat is dus aanzienlijk, en een afschatting leidt in het bovenrivierengebied al snel tot een reststerkte van meer dan 24 uur bij golfhoogten van maximaal 0,7 m. In het benedenrivierengebied ligt dit anders met golfhoogten tot 1,5 m is de reststerkte orde 6 uur.
- Recent onderzoek (EroGrass, SBW-Golfoverslag en sterkte grastalud) levert waardevolle informatie op die van belang is bij het modelleren van de reststerkte van kleidijken met een grasbekleding. Het gaat dan bij deze onderzoeken vooral om de invloed van (verharde) opritten en het geërodeerde volume door een golf.
- Ook schades in de praktijk kunnen bijdragen aan de verdere modelontwikkeling. De proef in Bergambacht geeft inzicht in de vertragende werking van coherente bekledingen of verhardingen. De schades in Denemarken in 1976 en bij de Emmapolderdijk in 1962 kunnen bijdragen aan de kwantificering van het erosieprofiel. Aanbevolen wordt beide aspecten mee te nemen in vervolgonderzoek.
- De gemeten erosie in de proeven heeft goed verklaarbare afmetingen, met een niet al te grote spreiding. De spreiding in de praktijk is vaak veel groter en moeilijker te verklaren, dikwijls omdat de belastingeigenschappen (golfcondities, belastingduur) en eigenschappen van de grond niet of nauwelijks gerapporteerd zijn. Door de variëteit aan graseigenschappen op een talud zal er altijd een behoorlijke spreiding overblijven. Door uit te gaan van de zwakste locaties kan een conservatief resultaat verkregen worden. Anderzijds kunnen spreidingen en onzekerheden goed verwerkt worden met een probabilistische analyse. Dit is hier nog niet nader uitgewerkt, omdat eerst fysisch onderzoek nodig is, gericht op de kwantificering van de graserosie.

4 Modelontwikkeling

4.1 Inleiding

Voor de modellering van de reststerkte van een grasdijk met kleikern in het rivierengebied is een aanzet gemaakt. De resultaten zullen in dit hoofdstuk worden besproken; voor een aantal bijzondere aspecten wordt verwezen naar Appendix B. Verder zijn in deel 6 (Reststerkte van een Kleilaag) gemeten erosieprofielen verwerkt tot een geschematiseerd profiel (Figuur 4.1). Voor de achtergronden daarvan wordt naar deel 6 verwezen.

Schade door golfwerking wordt veroorzaakt door de golfklap en de stroomsnelheden in oploop en neerloop. Op basis van waarnemingen tijdens erosie door golven zijn na het ontstaan van een initieel gat in de (gras)bekleding, de volgende mechanismen te onderkennen: (1) losraken van brokken grond door golfklappen en/of macroinstabiliteit, (2) erosie van materiaal door golfop- en neerloop, (3) afvoer van geërodeerd materiaal. Er is duidelijk sprake van een aantal discrete stappen (losraken brokken, en afvoer van materiaal). Tot op heden echter zijn die afzonderlijke stappen gemodelleerd als een continu proces, alsof er sprake is van continu optredende erosie. In dit hoofdstuk zal daar op worden voort gegaan.



Figuur 4.1 Gemeten erosieprofiel en geschematiseerd profiel

Vooraf wordt opgemerkt dat bij een kleidijk met grasbekleding in het rivierengebied de resultaten van deel 6 bruikbaar zijn voor de dekklei en de kernklei. Extra zijn de grasbekleding en een eventuele weg op de kruin. Beide aspecten worden verondersteld een vertragende werking te hebben op de erosie, en te leiden tot een vergroting van de reststerkte. De reden van de vertragende werking is dat een grasbekleding en een weg een coherente structuur bezitten. Hierdoor treedt wel ondermijning op maar ook een zekere mate van afdekking en dat werkt vertragend op de erosie. Een duidelijk voorbeeld hiervan was het erosieproces tijdens de Bergambachtproef in 2001 (zie Figuur 3.3). De grasbekleding voorkwam dat de bres verbreedde, terwijl de wegmaterialen een verdieping verhinderden. De

voorkwam dat de bres verbreedde, terwijl de wegmaterialen een verdieping verhinderden. De mate van vertragen is echter nog slecht bekend. Voor de invloed van gras is meer bekend (Deltagootonderzoeken in 1983 en 1991, Scheldegoetonderzoek in 1995), maar er zijn ook recent experimenten gedaan in Hannover in het kader van EroGrass (zie Figuur 3.2). Er is echter nog geen onderzoek gedaan naar het vertragend effect van een verharding op de kruin. Aanbevolen wordt dit aspect te onderzoeken in een grootschalig onderzoek. Voorlopig worden daarom in het navolgende aspecten als opritten en de aanwezigheid van een verharding op de kruin van de dijk buiten beschouwing gelaten.

4.2 Aanzet voor reststerkte model

Een reststerkte model voor een kleidijk met grasbekleding bevat de volgende componenten:

$$t_{\text{grasdijk}} = t_{\text{gras}} + t_{\text{dekklei}} + t_{\text{kernklei}} \quad (4.1)$$

Deze formulering is in PC-Ring opgenomen om de totale reststerkte te schatten. Doordat de erosie van de klei ook beïnvloed wordt door de aanwezigheid van het gras, zoals overhangend gras dat de klei beschermt tegen de hydraulische belasting, zijn deze componenten niet helemaal los van elkaar te zien. Gezien de keuze om in eerste instantie de reststerkte grof te schematiseren, en te streven naar formules die eenvoudig, robuust en veilig zijn (zie begin hoofdstuk 7 van deel 1), wordt deze interactie voorlopig verwaarloosd. Op basis van alle waarnemingen met schade aan grassdijken in de jaren 90 is de reststerkte van de grasbekleding uitgedrukt in de volgende formule:

$$t_{\text{gras}} = \frac{c_{\text{gras}} d_w}{r^2 H_s^2} \quad (4.2)$$

Met:

- t_{gras} = reststerkte van de grasbekleding (s)
- d_w = bewortelingsdiepte (m)
- c_{gras} = coëfficiënt voor de erosiebestendigheid van gras (ms)
- r = reductiefactor scheve golfinal ($r = \cos\beta$) (-)
- β = hoek van golfinal (0° is loodrecht) ($^\circ$)
- H_s = significante golfhoogte aan de teen van het talud (m)

Voor de kernklei geldt:

$$t_{\text{kernklei}} = \frac{0,4 L_{\text{kernklei}} c_{\text{RK}}}{r^2 H_s^2} \quad (4.3)$$

Met:

L_{kernklei} = horizontale afstand, gemeten op $0,25H_s$ onder de waterstand, van de kleikern tot de binnenkruinlijn (m)

Deze formule is gebaseerd op erosieproeven met kale klei, zonder de invloed van gras.

Voor de waarde van c_{RK} (coëfficiënt voor de erosiebestendigheid van klei) wordt in PC-Ring gerekend met:

- Matige/slechte klei: $7000 \text{ m}^2\text{s}$
- Gestructureerde klei: $16000 \text{ m}^2\text{s}$
- Goede klei: $34000 \text{ m}^2\text{s}$

- Zeer goede klei: 54000 m²s

Voor de dekklei geldt dezelfde formule, maar zal de kleikwaliteit anders zijn.

In deel 6 (Reststerkte van een kleilaag) is een nieuwe formule gepresenteerd op basis van de erosielengte E_x en de Deltagootmetingen. Met $E_x = d_k/\sin\alpha$ is die formule is ook om te zetten naar een formule voor de reststerkte van kale klei zonder de invloed van (overhangend) gras:

$$t_{Rk} = 3600 \cdot \left(\frac{d_k}{C_{klei} H_s \sin \alpha} \right)^2 \quad \text{met } t_{Rk} \text{ in seconde} \quad (4.4)$$

d_k = laagdikte van de klei (m)

α = taludhelling (-)

Met voor C_{klei} :

- Ongeroerde vette klei: $C_{klei} = 0,10$ (ongestructureerde klei)
- Ongeroerde schrale klei: $C_{klei} = 0,40$ (ongestructureerde klei)
- Perkpolder klei: $C_{klei} = 0,85$ (gestructureerde klei)
- Kruiingen klei: $C_{klei} = 1,25$ (gestructureerde klei)
- Keileem van Wieringermeerdiijk. $C_{klei} = 1,40$

De ongestructureerde klei komt voor in de tijzone en daaronder, terwijl de gestructureerde klei (Perkpolder en Kruiingen) voorkomt boven GHW + 1 m. Keileem is een duidelijk ander materiaal dan klei en heeft een kleinere erosiebestendigheid.

Vgl.(4.4) (en ook vgl.(4.3) is bruikbaar voor de dekklei en de kernklei.

Met voorgaande formules kan de reststerkte worden afgeschat. Eerder is in paragraaf 3.2 de reststerkte voor de grasbekleding t_{gras} geschat op 28 uur voor $H_s = 0,7$ m en op 14 uur voor $H_s = 1,0$ m. Met vgl. (4.4) kan de reststerkte voor de klei in de dijk worden afgeschat. We veronderstellen dat de dekklei en kernklei gelijk van kwaliteit zijn met een waarde van $C_{klei} = 1,25$. Verder nemen we aan dat de horizontale erosie $E_x (= d_k/\sin\alpha)$ maximaal gelijk is aan 14m (afstand van initiële schade op talud tot aan binnenkruinlijn, zie Figuur 5.4 in deel 6) dan volgt voor $H_s = 1,0$ m een reststerkte van meer dan 100 uur. Aangezien de golfhoogten in het bovenrivierengebied maximaal ongeveer 0,7 m zijn is de totale reststerkte voldoende na ontstaan van een initiële schade.

Ook in het benedenrivierengebied lijkt de reststerkte van een volledige kleidijk voldoende, omdat daar de belastingduur geringer is.

In het navolgende wordt nader ingegaan op de reststerktecomponent t_{gras} . Meer specifiek: op de tijdsduur die gemoeid is met het vergroten van een initiële schade-oppervlak van orde 0,30 m x 0,30 m tot een gat met een diepte van orde 0,5 m. Op die diepte worden vrijwel geen wortels meer aangetroffen en begint de klei in de kern.

Relevant is daarbij de vertragende werking van overhangende grasbekleding aan de bovenzijde en ter weerszijden van een gat.

In Appendix B is op basis van de schuifspanningsbenadering voor de erosiesnelheid, omdat dit aansluit bij de gangbare literatuur op het gebied van erosiemodellering (bijv Partheniades, 1965, Osman and Thorne, 1988), een formule afgeleid voor de erosiediepte. Deze formule is vervolgens omgezet naar een functie van brekerparameter ξ en golfhoogte (Figuur 4.2):

$$Z = C k_c r_0^2 \rho g \xi H_s t \quad (4.5)$$

Waarin:

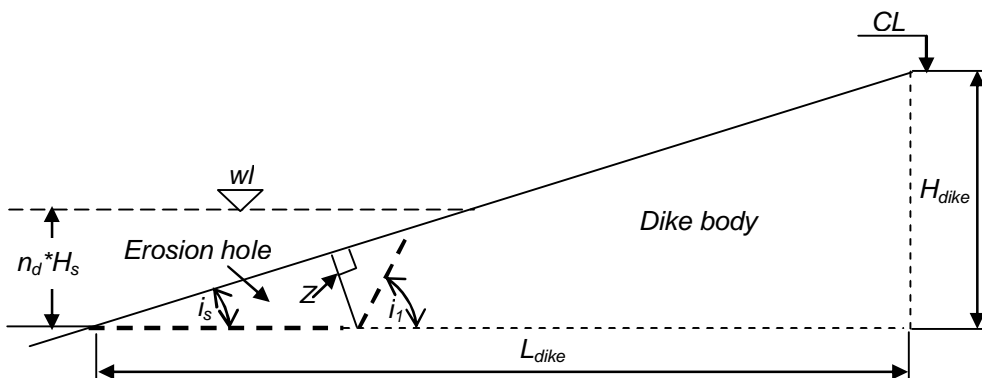
- Z = erosiediepte (haaks op het talud) (m)
- $\xi = \tan \alpha / \sqrt{(H_s / 1,56 / T_p^2)}$ = brekerparameter (-)
- T_p = golfperiode bij de piek van het spectrum (s)
- C = erosiecoëfficiënt
- r_0 = turbulentie-intensiteit
- k_c = erosiecoëfficiënt

De waarde van de coëfficiënten C en k_c zal nader moeten worden bepaald, net als die van de turbulentie-intensiteit r_0 . Wellicht is het mogelijk de formule te kalibreren op de beschikbare profresultaten.

De horizontale afstand E_x kan eenvoudig worden berekend met $E_x = Z / \sin i_s$.

Voordeel van vgl.(4.5) is dat via de brekerparameter ξ en de golfhoogte H_s de relevante golfparameters zijn opgenomen, die ook eenvoudig zijn te bepalen. Het gaat dan om golfhoogte H_s en golfperiode T_p , maar ook de invloed van de taludhelling. Zonodig is bovendien de invloed van een berm of oprit eenvoudig in te brengen.

De formule bevat ook een nieuw element: de turbulentie. In hoeverre deze relevant is bij de kleine golfhoogten in het rivierengebied moet nog blijken.



Figuur 4.2 Schematisatie van het erosieprofiel ($i_s = \alpha$ = taludhelling; i_1 = helling boventalud afslagprofiel)

Omzetten naar de gebruikelijke formules voor de reststerkte en inbrengen van de horizontale erosielengte E_x geeft:

$$t = \frac{E_x / \sin \alpha}{C k_c r_0^2 \rho g \xi H_s} \quad (4.6)$$

Als we deze formule vergelijken met de eerdere formules dan valt op dat de golfhoogte lineair voorkomt, terwijl in vgl.(4.4) kwadratisch. Dit verdient nadere aandacht.

Vgl. (4.5) kan eenvoudig worden omgewerkt naar een geërodeerd volume (Figuur 4.2). Op basis van geometrie geldt voor het volume V_c :

$$V_c = 0.5 Z^2 \left(\frac{1}{\tan(\alpha)} + \frac{1}{\tan(i_1 - \alpha)} \right) \quad (4.7)$$

Substitutie van Z volgens vgl.(4.5) geeft vervolgens:

$$V_c = 0,5 \left[C k_c r_0^2 \rho g \xi H_s t \right]^2 \left(\frac{1}{\tan(\alpha)} + \frac{1}{\tan(i_1 - \alpha)} \right) \quad (4.8)$$

Aanbevolen wordt deze formule verder te ontwikkelen. Een eerste stap is deze formule te vergelijken met de resultaten waarop vgl.(4.3) is gebaseerd. Verder kunnen de resultaten worden vergeleken met de in deel 6 (Reststerkte van klei) gepresenteerde formules van Stanczak et al (2007).

Een volgende stap is vgl. (4.8) uit te breiden met vertragende effecten van overhangende graszodes. De golfwerking zal dan geringer zijn. Dit kan in rekening worden gebracht door de waarde van de erosie coëfficiënt k_c te verkleinen.

De ervaringen bij de proeven in Hannover (Figuur 3.5) en bij Bergambacht (figuur 3.2) kunnen daarbij worden gebruikt.

4.3 Conclusies

De totale reststerkte in het bovenrivierengebied voor een kleidijk zonder bijzondere objecten zoals opritten, kan worden geschat op meer dan 100 uur (reststerkte graszode orde 24 uur en reststerkte klei minimaal 100 uur). De oorzaak hiervan is de relatief kleine golfhoogten van maximaal 1,0 m. In het benedenrivierengebied is de reststerkte veel geringer door de grotere golfhoogten tot orde 1,5 m. Dit resulteert in reststerktes van orde 60 uur (reststerkte graszode orde 6 uur en reststerkte klei minimaal 60 uur) bij golfhoogten van 1,5 m.

Een aanzet is gegeven voor een reststerktemodel voor een kleidijk met gras. Het model wijkt af van de andere modellen omdat het de invloed bevat van turbulentie. Daarnaast geeft het de mogelijkheid de reststerkte te bepalen op basis van het erosieoppervlak in plaats van de horizontale erosielengte E_x .

Het model is ontwikkeld op basis van de erosion-rate benadering maar maakt uiteindelijk gebruik van de bekende golfparameters ξ en H_s . Daarbij valt wel op dat er sprake is van een lineaire relatie tussen de reststerkte en de golfhoogte, terwijl andere modellen een kwadratisch verband aangeven.

De gebruikte coëfficiënten in de formules zouden wellicht gekwantificeerd kunnen worden aan de hand van een kalibratie met de beschikbare metingen van graserosie.

Aanbevolen wordt het model verder te ontwikkelen door ook ervaringen met reducerende gatgroei door overhangende grasbekleding te implementeren.

5 Relevantie voor de Nederlandse praktijk

5.1 Inleiding

Het reststerkte-onderzoek van een kleidijk met grasbekleding in het rivierengebied dient een bijdrage te leveren aan het toetsinstrumentarium zoals vastgelegd in het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV) en aan de berekening van overstromingskansen (verbetering PC-Ring). Op basis van de huidige VTV worden veel waterkeringen afgekeurd, of krijgen de beoordeling 'geen oordeel'.

De systematiek van de VTV is gericht op het, waar mogelijk, goedkeuren van de veiligheid van de waterkering. Tot afkeuring zal alleen worden besloten bij evidente gebreken, en bij de meeste toetssporen pas na het toepassen van een geavanceerde toetsing. Is het de beheerder door gebrek aan gegevens, doorlooptijd of middelen niet gelukt om een score te bepalen, dan is het resultaat 'geen oordeel'.

De vigerende toetsing is vrijwel volledig gericht op het al dan niet optreden van het initiële schademechanisme (gat in grasbekleding). Als de criteria hiervoor zijn overschreden, kan de dijk niet direct het toetsresultaat "goed" krijgen. Maar als de criteria maar weinig zijn overschreden, wordt er ook geen onvoldoende gegeven. De dijk is dan twijfelachtig en krijgt "geen oordeel" en moet geavanceerd getoetst worden.

Door de reststerkte van de constructie mee te nemen in de toetsing, kan beoordeeld worden in hoeverre een kleine overschrijding van de criteria ernstige gevolgen zal hebben. Het kwantificeren van de reststerkte maakt helder hoeveel veiligheid er nog aanwezig is.

Niet uitgesloten is dat in geval van kleidijken in het rivierengebied vaak nog zoveel reststerkte is na het ontstaan van een gat in de grasbekleding dat een dijkdoorbraak uitgesloten kan worden. Daardoor wordt het mogelijk om de dijken met geen oordeel toch een eindoordeel te geven, te weten "voldoende" of "onvoldoende".

De ervaring met het toetsen van grasbekledingen in het rivierengebied is dat gras doorgaans voldoende of goed scoort zolang de golfhoogte kleiner is dan 0,4 à 0,5 m. Zodra de strijklengte groter is dan orde 1 km wordt de golfbelasting bij voldoende diepte groter en krijgt het gras een onvoldoende in de toetsing. Lokaal in het bovenrivierengebied kunnen golfhoogten tot 0,7 m worden verwacht; in het benedenrivierengebied (Hollands Diep, Nieuwe Merwede, en Amer) zijn golfhoogten tot 1,5 m mogelijk.

Met de beschikbare formules, die zijn gebaseerd op grootschalig onderzoek (Deltagoot en Scheldebakproeven), is de totale reststerkte (graszode + klei) geschat van een kleidijk met een grasbekleding. Dit leidt tot reststerktes van minimaal 60 uur in het benedenrivierengebied tot minimaal 100 uur bovenrivierengebied.

De duur van het hoogwater is weliswaar 1 à 5 dagen, maar deze reststerkte moet vergeleken worden met de duur van significante golfbelasting, en die is slechts 12 uur volgens de HR2006.

Het voorgaande houdt in dat een kleidijk met grasbekleding in het rivierengebied langer als betrouwbaar kan worden beschouwd. Dit betekent dat geen harde bekledingen in plaats van grasbekledingen nodig zijn. Dit betekent dan weer besparingen in materiaal en dus in geld. Opgemerkt wordt dat de reststerkte van een kleidijk met grasbekleding bestaat uit een aantal componenten: reststerkte graszode, reststerkte kleilaag en reststerkte kernklei. De beide laatste aspecten worden behandeld in deel 6 (Reststerkte van klei).

De kwantificering van de reststerkte maakt het mogelijk een verantwoord criterium te kiezen voor het toetsen van dijken, dat nog voldoende restveiligheid waarborgt. Die restveiligheid kan gerealiseerd worden door een aan te houden minimaal restprofiel dat nog overeind moet blijven na het optreden van de toetscondities, of een geaccepteerde kleine kans op een dijkdoorbraak. Dit wordt nader uitgewerkt in een veiligheidsbeschouwing (zie paragraaf 7.6 in deel 1).

Dijken in het rivierengebied onderscheiden zich van zee- en meerdijken door de aanwezigheid van opritten in het talud en een weg op de kruin. Deze kunnen een verzwakking betekenen van de dijk omdat zij aangrijpingspunt zijn voor golfwerking, maar anderzijds is ook het totale aanwezige dijkvolume groter in geval van een oprit of werkt een weg als bescherming van de dijkmassa. De geschatte reststerkte in het voorgaande houdt geen rekening met de aanwezigheid van opritten en een weg.

Het meetellen van de reststerkte maakt het nodig de belastingduur te bepalen vanaf het moment dat het initiële mechanisme is opgetreden, tot het einde van de storm. Deze belastingduur moet vergeleken worden met de reststerkte, die ook uitgedrukt wordt in uren.

5.2 Bijdrage aan reststerkte

Het reststerkte-onderzoek van een kleidijk met grasbekleding is van groot belang voor het berekenen van overstromingskansen. In het rekenmodel PC-Ring heeft de reststerkte van een kleidijk met grasbekleding al expliciet een plaats gekregen. De berekeningen in PC-Ring zijn echter nog gebaseerd op een te eenvoudig reststerktemodel.

Het onderhavige reststerkte onderzoek (in samenhang met de reststerkte van klei (behandeld in deel 6) zal een gevalideerd rekenmodel opleveren van de reststerkte van een kleidijk met grasbekleding na initiële schade aan de grasbekleding, inclusief de invloed van een verharde weg op de kruin en de aanwezigheid van (verharde) opritten in de taluds. De meetgegevens uit het reststerkte-onderzoek en het nieuwe reststerktemodel kunnen gebruikt worden in de reststerktemodule van PC-Ring.

De bijdrage van dit deelproject zal gericht zijn op de invloed van opritten en een weg op de kruin van de dijk.

Het is nog niet mogelijk om het effect van het reststerkte onderzoek op de betrouwbaarheid en op de nauwkeurigheid van de resultaten van PC-Ring te voorspellen. Het is wel zeker, dat het reststerkte onderzoek tot een betere onderbouwing van de overstromingskansberekening zal leiden. Het onderzoek binnen dit deelproject levert daarmee een zinvolle bijdrage aan het toetsinstrumentarium.

5.3 Conclusie

Het reststerkte-onderzoek over een kleidijk met grasbekleding levert kennis en instrumenten toe aan onder andere het project WTI (Wettelijk Toets Instrumentarium; voorheen HR/VTV) voor de toetsrondes in 2011 en vooral 2017. Er wordt van uitgegaan dat in de toetsrondes van 2011 en 2017 de reststerkte nog een onderdeel zal zijn van de geavanceerde toetsing.

De resultaten van het reststerkte-onderzoek zullen invloed hebben op de aanpak bij een geavanceerde toetsing en kunnen later ook tot een aanscherping van de toetsregels voor de gedetailleerde toetsing leiden. Er wordt verwacht dat het reststerkte-onderzoek een bijdrage zal leveren om het aantal km kleidijk met grasbekleding met score "geen oordeel" terug te brengen. Ook het aantal km kleidijk met grasbekleding met oordeel "onvoldoende" kan mogelijk gereduceerd worden. Het effect is voorlopig niet kwantificeerbaar.

Echter een eerste afchatting van de reststerkte van een kleidijk met gras lijkt voldoende reststerkte op te leveren. Hierbij is overigens geen rekening gehouden met de invloed van opritten en een eventuele weg op de kruin.

Het reststerkte-onderzoek streeft naar de ontwikkeling van een gevalideerd rekenmodel. Met de meetresultaten uit het reststerkte onderzoek en met het nieuwe rekenmodel kan de reststerkte module van PC-Ring verbeterd worden. Het reststerkte onderzoek zal daarmee tot een betere onderbouwing van de overstromingskansberekening leiden.

De kwantificering van de reststerkte geeft zicht op het totale proces van beginnende schade tot aan een dijkdoorbraak. Dat biedt de mogelijkheid om toetscriteria op te stellen met voldoende restveiligheid. Als de toetscriteria uit de VTV slechts weinig zijn overschreden, is het denkbaar dat de restveiligheid nog zo groot is dat de renovatie van de dijk nog enige tijd kan worden uitgesteld.

6 Voorstel voor vervolgonderzoek

6.1 Vervolgonderzoek

De beschikbare kennis over reststerkte van een kleidijk met grasbekleding is in fase 1 van dit onderzoeksproject geïnventariseerd (zie het onderhavige verslag en deel 6 over de reststerkte van een kleilaag). Er is geconcludeerd dat aanvullend onderzoek nodig is om een bruikbaar reststerkte model te kunnen ontwikkelen.

Om de kennisleemtes adequaat te kunnen invullen is modelonderzoek onontbeerlijk. Andere onderzoeksmiddelen, zoals numerieke berekeningen (voor zover beschikbaar) en onderzoek in de praktijk, zijn daarvoor niet geschikt. Voor de numerieke modellen geldt dat ze de fysica niet, of onvolledig, kunnen weergeven, omdat ze er nooit voor gemaakt zijn en de ontbrekende fysische kennis nou juist het onderwerp van onderzoek is. Voor onderzoek in de praktijk geldt dat dit zeer duur is, en bovendien nauwelijks uitvoerbaar omdat stormen niet besteld kunnen worden. Verder willen we zien hoe een waterkering volledig erodeert, en dat zal een dijkbeheerder in Nederland niet toestaan.

De totale reststerkte van een kleidijk met gras bestaat uit:

- 1 Reststerkte graszode
- 2 Reststerkte afdekklei
- 3 Reststerkte kernklei

De totale reststerkte is geschat op minimaal 60 uur in het benedenrivierengebied tot minimaal 100 uur bovenrivierengebied, rekening houdend met te verwachten golfhoogten van 1,5 m respectievelijk 0,7 m. Geen rekening is gehouden met het veelvuldig aanwezig zijn van opritten en een weg op de kruin. Over de bijdrage hiervan aan de reststerkte is weinig bekend, maar uit het SBW onderzoek Golfoverslag en Sterkte Gras blijken horizontale overgangen de meest kwetsbare locaties.

Voorgesteld wordt om voor het specifieke geval van een kleidijk met grasbekleding in het rivierengebied onderzoek te richten op de invloed op de reststerkte van opritten en een weg op de kruin. Specifiek onderzoek naar de reststerkte van klei vindt plaats in het kader van deelproject 2. Eenvoudshalve wordt verwezen naar hoofdstuk 6 van deel 2 voor het beoogde onderzoek terzake.

Op grond van het voorgaande wordt derhalve het volgende onderzoek voorgesteld:

- Bureaustudie met als onderdelen:
 1. nader uitwerken van het conceptuele model zoals beschreven in Hoofdstuk 4 en te verifiëren met beschikbare data;
 2. Uitwerken van invloed oprit en weg op de erosie.
- Plan uitwerken voor de validatie van het rekenmodel. Als daarvoor de Deltagoot gebruikt gaat worden, moet een onderzoeksplan voor Deltagootproeven worden uitgewerkt.
- Validatie in grootschalige proeven in de Deltagoot.
- Veiligheidsbeschouwing en vaststellen toetscriterium.

Voor punt 1 worden de volgende onderdelen voorgesteld:

- Implementeren van recente onderzoeksresultaten (EroGrass, SBW-Golfoverslag en sterkte grastalud, Bergambacht) van de invloed van (verharde) opritten in het reststerkte model

- Validatie en gebruiken van waargenomen schades en modelontwikkelingen (Denemarken, EroGrass, Emmaploderdijk, Bergambacht).

Betreffende punt 2 onder bureaustudie gaat het in detail om:

- het vertragende effect op de erosiesnelheid van overhangende grasbekleding na het ontstaan van een gat in de grasbekleding;
- het effect op de erosiesnelheid van (verharde) opritten en een verharde weg op de kruin.

Dit deel 2 moet ook duidelijk maken wat de meest kritieke situatie is: een oprit boven aan het talud, of halverwege het talud, of een weg op de kruin. Op basis daarvan zal een keus gemaakt worden welke situatie zal worden onderzocht in grootschalige proeven.

Dergelijke grootschalige proeven zijn goed uit te voeren in de Deltagoot. Daarvoor is het nodig om met stalen mallen blokken klei met gras van een rivierdijk te steken, en deze te transporteren naar de Deltagoot. Daar kan een dijk opgebouwd worden op prototypeschaal met een buitentalud van gras, en een asfaltweg op de kruin.

Hoewel de breedtegroei van het gat in het gras slechts gevolgd kan worden zolang het past in de breedte van de Deltagoot, wordt toch verwacht dat deze breedte groot genoeg is. Als namelijk het gat in het gras enkele meters breed is, gaat de erosie al hard de diepte in. Deze grootschalige proeven kunnen worden uitgevoerd in fase 3 van het onderzoek.

6.2 Haalbaarheid

Proeven met grasbekledingen zijn goed uitvoerbaar. Eerder zijn 12 grasmatten uit het rivierengebied onderzocht (Verheij et al, 1995), Verder wordt verwezen naar deel 2 over een dijk met steenzetting op klei waar wordt geconcludeerd dat uitvoering van grootschalige experimenten in de Deltagoot haalbaar zijn. Ook in 1992 zijn Deltagootproeven uitgevoerd met een grasbekleding met ongeroerde klei. Voor het steken van de grasblokken kan gebruikgemaakt worden van de stalen mallen die zijn gemaakt voor het grootschalige modelonderzoek met ongeroerde klei onder een steenzetting (zie deel 2).

De beschikbare informatie van andere proeven of schades (EroGrass, SBW-Golfoverslag en sterkte grastalud, Bergambacht, Denemarken) rechtvaardigt de conclusie dat een verdere bureaustudie kan leiden tot een bruikbaar model.

7 Conclusies

De reststerkte is het waterkerend vermogen dat overblijft na initiële schade van een dijk. In dit geval gaat het om de tijd tussen schade aan de grasbekleding en het ontstaan van een bres in de dijk. De reststerkte van de grasbekleding, de afdekklei en de kernklei zijn daarbij relevant.

Deze inventarisatiestudie is gericht op de reststerkte van kleidijken en in het bijzonder de grasbekleding, voor kleidijken met een grasbekleding in het rivierengebied. Op basis van een inventarisatie van dijkprofielen en een foto inventarisatie is geconstateerd dat in het rivierengebied een grote variëteit aan dijkprofielen voorkomt. Het buitentalud is meestal bekleed met gras, maar er komen veel (on)verharde op- en afritten voor. Op de kruin van de dijk is vaak een weg of fietspad aanwezig. Soms zijn er in het dijklichaam verborgen damwanden aanwezig. De grote variëteit betekent dat niet volstaan kan worden met één karakteristiek dwarsprofiel. Voor het schatten van de reststerkte zullen meerdere profielen moeten worden beschouwd.

De opritten en een weg/fietspad op de kruin kunnen de erosiesnelheid vertragen of versnellen.

Een literatuurstudie naar de reststerkte van een kleidijk met grasbekleding heeft geresulteerd in nieuwe informatie over afslagprofielen (schades in Denemarken na een storm in 1976; experimenten in Hannover), het vertragende effect van een verharding op de kruin van de dijk (proef Bergambacht in 2001), en de mogelijk negatieve invloed van opritten op de reststerkte (SBW Golfoverslag en Sterkte Grastalud). Aanbevolen wordt deze informatie verder uit te werken in een vervolgstudie. Opgemerkt wordt dat veel relevante informatie over de reststerkte van klei is opgenomen in deel 6 (Reststerkte van een kleilaag).

Bestaande formuleringen voor de reststerkte kunnen worden verbeterd. Daarom is vanuit een theoretische grondslag een erosiemodel ontwikkeld. Dit model maakt het mogelijk om met gangbare grootheden als brekerparameter, golfperiode en golfhoogte en taludhelling het afslagvolume te berekenen. Het model is niet gevalideerd en bevat nog geen invloeden van opritten, verhardingen op de kruin, en is ook niet toegesneden op een specifiek dijkprofiel zoals die zijn te onderkennen in het rivierengebied.

Op grond van de studie worden de volgende aanbevelingen gedaan:

- In een bureaustudie het nieuwe rekenmodel verder uitbreiden en valideren met beschikbare data en vergelijken met andere formules.
- Naar verwachting kan grootschalige onderzoek in de Deltagoot de specifieke informatie opleveren die nodig is om de reststerkte van gras op een rivierdijk te kwantificeren, inclusief de invloed van een verharding op de kruin. Gezien de hoge kosten van dergelijk onderzoek, moet bij het uitwerken van de plannen voor dergelijke proeven ook terdege afgewogen worden of hetzelfde doel ook goedkoper bereikt kan worden. Pas als de plannen tot in detail zijn uitgewerkt, kan besloten worden de proeven al dan niet uit te voeren.

Ingeschat wordt dat dit vervolgonderzoek goed haalbaar is en tot waardevolle resultaten zal leiden.

8 Literatuur

Bergambacht, 2002, Overloop- en bresgroeiproef Proefvak Bergambacht, DC 01.03.01/311

Bernitt, L., Kystdirektoratet (2006). *Risikoanalyse af digebeskyttede områder (in Danish)*.

Burger, A.M., Sterkte van het buitenbeloop van een 'groene' dijk tijdens een superstormvloed, Onderzoek naar het gedrag van een met gras begroeide dijk langs de Friese Waddenkust, tussen de Noorderleegpolder en Holwerd, verslag grootschalig modelonderzoek. Waterloopkundig Laboratorium, M1980, mei 1984.

Darby, S. E., and Thorne, C. R. (1995), Development and testing of riverbank-stability analysis, *J. Hydraulic Eng.*, 122(8), 443-454.

Delft Hydraulics, 1991, Reststerkte van dijkbekledingen, Oriënterende bureaustudie, Deel 1, rapport H195.

Deltares 2008, SBW Golfverslag en Sterkte Grasbekleding, Fase 5D Evaluatie Zeeland, CO-423893/35, december 2008

Deltares 2009a, SBW Golfverslag en Sterkte Grasbekleding, Fase 3A Modelaanpassing Afsluitdijk, 1001189-015-GEO-0001, mei 2009

Deltares 2009b, SBW Golfverslag en Sterkte Grasbekleding, Fase 3D Evaluatie Afsluitdijk, 1001189-010-GEO-0017, november 2009

Etten, R.J.G. van, Plan voor aanleg en monitoring proefvakken met klei als taludbekleding. Koningin Emmapolder en Van Alsteinpolder. Dienst Weg- en Waterbouwkunde, 1999.

Etten, R.J.G. van, Eerste rapportage monitoring proefvakken kleidijk te Saeftinghe. (CONCEPT). Dienst Weg- en Waterbouwkunde, 2001.

Geisenhainer, P. and Kortenhaus, A., Hydraulic model tests on breaching with and without waves, *Integrated Flood Risk Analysis and Management Methodologies, Floodsite, Description of experiments performed at LWI*, 2007.

Hoffmans, G.J.C.M., H.J.Verheij, A. van Hoven and G.J.Akkerman, Erodibility of Grass and Clay caused by Wave Overtopping, *J. of Hydraulic Engineering* (submitted)

Huitema T., 1947, Dijken.

INFRAM, Dijkbekledingen van klei, Integrale ontwerpmethod. INFRAM, i515, 2003.

Klein Breteler, M. en M. Muttray (2008), Projectplan SBW reststerkte, Deltares, rapport H5099, november 2008

Lambe, T.W., and Whitman, R.V., 1969. *Soil Mechanics*. John Wiley, New York.

Langendoen, E.J., CONCEPTS: Conservational Channel Evolution and Pollutant Transport System, Research Report No.16, USDA-ARS National Sedimentation Laboratory, 2000.

Meer, J.W. van der (1998). Wave run-up and overtopping. Chapter 8 in: "Seawalls, dikes and revetments". Edited by K.W. Pilarczyk. Balkema, Rotterdam

Meer, J.W. Van der, 2000, Erosiemodellen voor dijken bij golfaanval, Verdere modellering in het kader van Sprint en het programma PC-Ring, INFRAM rapport i157.

Meer, J.W. van der, G.J. Steendam, G. de Raat and P. Bernardini (2008). Further developments on the wave overtopping simulator. ASCE, Proc. ICCE 2008, Hamburg.

Meijer, D. G. en H.J. Verheij, 1998: Grasdijken, Analyse meetresultaten grootschalig modelonderzoek, WL/Delft Hydraulics, rapport Q1584.

Morris, M., Hassan, M., Kortenhaus, A. and Visser, P. (2009) Breaching Processes. A STATE OF THE ART REVIEW. Report Number T06-06-03.

Osman, A.O. and Thorne, C.R., Riverbank stability analysis. I: Theory. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 2, pp. 134-150, 1988.

Partheniades, E., 1965. Erosion and deposition of cohesive soils. *Journal of Hydraulic division*, 91(1), 105-138.

Pilarczyk, K.W., Dikes and Revetments, Design, Maintenance and Safety Assessment, 1998.

Pollen, N.L. and Simon, A., 2003. A new Approach for Quantifying Root-Reinforcement of Streambanks: the RipRoot, American Geophysical Union, Fall Meeting 2003, abstract #H52A-1174.

TNO, 1998, Theoriehandleiding PC-Ring, Deel A Mechanisme beschrijvingen – 2e Concept, TNO rapport 98-CON-R1430, november 1998.

TNO, 2000, Discussiedocument faalmechanismen PC-Ring, document 2000-CON-DYN-M2083/SNH, Augustus 2000.

TNO, 2003, Theoriehandleiding PC-Ring, Deel A Mechanisme beschrijvingen, TNO rapport 2003-CI-R0020, april 2003

Rijkswaterstaat, Verslag over de stormvloed van 1953. Rijkswaterstaat en het Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut, 1961.

Silva, W. en E. van Velzen (2008), De dijk van de toekomst? Quick scan doorbraakvrije dijken Ministerie van Verkeer en Waterstaat, oktober 2008

Smith, G.M., J.W.W. Seijffert, J.W. van der Meer, Erosion and Overtopping of a Grass Dike. Large Scale Model Tests. Proceedings of the 24th International Conference Coastal Engineering, 1994.

Smith, G.M., 1994, Grasdijken – graserosie, reststerkte en golfoverslag, meetverslag grootschalig onderzoek, Waterloopkundig Laboratorium, verslag H1565

Smith, G.M., J.W.W. Seijffert, Wortellaag is het sterkste punt bij grasdijken. Land en Water, nummer 7, 1994.

Sprangers, J.T.C.M., Extensief graslandbeheer op zeedijken. Effecten op vegetatie, wortelgroei, en erosiebestendigheid. Landbouw Universiteit Wageningen, 1996.

Stanczak, G., Oumeraci, H. and Kortenhaus, A., Laboratory Tests on the Erosion of Clay Revetment of Sea Dike With and Without a Grass Cover Induced by Breaking Wave Impact, LWI REPORT NR 935, 2007.

Stanczak, G., Oumeraci, H. and Kortenhaus, A. (2008a) Breaching of sea dikes initiated from the seaside. State of the art report. Floodsite Report Number T06-09-03.

Stanczak, G., Oumeraci, H. and Kortenhaus, A. (2008b) Sea Dikes Breaching Initiated by Breaking Wave Impact. DETAILED COMPUTATIONAL MODEL. Floodsite Report Number T06-09-05.

TAW, Technisch rapport Klei voor dijken. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 1996.

TAW, Technisch rapport Erosiebestendigheid van grasland als dijkbekleding. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 1998.

TAW, Grasmat als dijkbekleding. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 1999.

TAW, De veiligheid van de primaire waterkeringen in Nederland. Voorschrift Toetsen op Veiligheid voor de tweede toetsronde 2001 - 2006 (VTV). Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 2004.

Thoman, R. W., and Niezgod, S. L., Determining Erodibility, Critical Shear Stress, and Allowable Discharge Estimates for Cohesive Channels: Case Study in the Powder River Basin of Wyoming, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 134, No. 12, 2008.

Verheij, H.J., D.G.Meijer, G.A.M.Kruse, G.M.Smith en M.Vasseur, 1995, Onderzoek naar de sterkte van graszoden van rivierdijken, Waterloopkundig Laboratorium, rapport Q1878, Delft

Verheij, H.J., 2000, Samenwerkingsproject modellering afslagoevers, voortgangsrapportage 1999, Waterloopkundig Laboratorium, rapport Q2529, Delft

Visser, M. M. de (2007). "A Clay Layer as a Revetment for Sea Dikes The Behaviour of Clay under Wave Loading," MSc thesis, TUDelft, Delft.

VTV 2006, Voorschrift toetsen op veiligheid primaire waterkeringen; Ministerie van Verkeer en Waterstaat, september 2007

Woolhiser, D. A., Smith, R. E., and Goodrich, D. C. (1990), KINEROS- a Kinematic Runoff and Erosion Model: Documentation and User Manual, USDA-Agricultural Research Service, ARS-77. US Department of Agriculture: Washington, DC.

Wouters, J., Reststerkte van dijkbekledingen, Stabiliteit van steenzetting en klei-onderlaag, Deel III, Meetverslag Deltagootonderzoek. Waterloopkundig Laboratorium, A2.93.27, H1550, juni 1993.

Wu, T.H., McKinnell, W.P. III and Swanston, D.N., 1979. Strength of tree roots and landslides on Prince of Wales Island, Alaska. *Canadian J. of Geotechnical Res.* 16(1), 19-33.

Young, M. J. (2005). "Wave Overtopping and Grass Cover Layer Failure on the Inner Slope of Dikes," MSc thesis, IHE, Delft.

A Inventarisatie algemene situatie bij rivierdijken middels foto's

A.1 Korte projectomschrijving

Deelproject 4 van het SBW-onderzoek naar reststerkte houdt zich bezig met gras beklede rivierdijken en de sterkte na initiële schade door golfaanval. In algemene tegenstelling tot zee- en estuariumdijken, komt er een veelheid aan situaties in het rivierengebied voor, met bijzondere dwarsdoorsneden, aangevuld met weggetjes, fietspaden, opritten, bebouwing, beplanting et cetera.

In de inventarisatiefase van het project wordt de algemene situatie van rivierdijken vastgelegd. Dit rapport is daar een onderdeel van. Bij het zoeken naar een geschikte locatie op een rivierdijk voor onderzoek met de golfoverslagsimulator (een ander SBW-project), zijn verschillende rivierdijken bezocht en is de situatie vastgelegd op foto. Dit basisbestand aan foto's is gebruikt om in dit rapport een algemene situatie van de rivierzijde van dijken te schetsen.

Doordat een bestaand fotobestand is gebruikt, wat voor een ander doel is aangelegd, is de inventarisatie naar rivierdijken niet volledig. Alleen de Waal tussen Zaltbommel en Hardinxveld-Giessendam, de Lek tussen Schoonhoven en Vianen, de Diefdijk tussen Vianen en Zaltbommel en een locatie aan het Hollands Diep zijn in kaart gebracht.

Op basis van de foto's wordt in paragraaf A2.6 een aantal conclusies getrokken en wordt een voorstel gedaan voor mogelijke schematisaties van dijkprofielen.

Tot slot worden een abstract en een presentatie gegeven omtrent een hurricane bescherming in de VS, die Katrina in 2005 heeft beproefd. Schadebeelden in de presentatie kunnen mogelijk behulpzaam zijn bij het vervolg van het project naar reststerkte van rivierdijken.

Uitgevoerd door: dr. ir. J.W. van der Meer

Van der Meer Consulting B.V.
COASTAL ENGINEERING CONSULTANCY & RESEARCH



Postbus 423
8440 AK Heerenveen
Tel. 06 51574953
jm@vandermeerconsulting.nl
www.vandermeerconsulting.nl

A.2 Doel van de inventarisatie

Het projectplan SBW Reststerkte geeft voor het deelproject 4, reststerkte van een kleidijk met gras, de volgende omschrijving:

“Langs de rivieren komen veel dijken voor die nog volledig uit klei bestaan, bekleed met gras. Daar waar de rivier tijdens hoogwatersituaties heel breed is, zal de dijk ook door golven belast worden. Golfbelasting op gras levert met de huidige toetsmethode in de golfklapzone (net onder toetspeil) al bij vrij kleine golven een onvoldoende op.

Om te voorkomen dat de betreffende dijken bekleed moeten worden met stenen of asfalt, is het zinvol te kijken naar de reststerkte van de dijk. Doordat de golven relatief klein zijn ($H_s < 1$ m), zal de reststerkte vrij aanzienlijk kunnen zijn, ondanks het relatief kleine volume van rivierdijken in vergelijking tot zeedijken. Verder ligt er vaak een geasfalteerde weg op de dijk, die ook een aanzienlijke bijdrage kan geven.

Ook vanuit landschappelijk oogpunt is het aantrekkelijk om te kiezen voor gras als bekledingsmateriaal, in plaats van stenen of asfalt. Zelfs als dat betekent dat er onderhoudswerkzaamheden uitgevoerd moeten worden na een extreem hoogwater in combinatie met stormachtig weer.

Een belangrijk onderzoek in relatie tot de reststerkte van een kleidijk met gras is het Deltagootonderzoek van Smith (1994) en het onderzoek in de Scheldebak met 12 verschillende soorten gras/ondergrond (Verheij e.a., 1995). Maar ook in andere (internationale) literatuur is informatie te vinden over de erosie van gras op klei. Daarom is de inschatting dat een literatuurstudie en analyse van de gegevens daaruit waarschijnlijk al voldoende kan opleveren, om een rekenmodel voor dit type dijken op te stellen.

Verder kunnen ook de resultaten van het binnenkort te starten onderzoek “klei op dijken” (Krüse 2008) gebruikt worden. Dit onderzoek wordt opgestart naar aanleiding van twee dijkerugleggingen ten behoeve van Ruimte voor de Rivier (Westenholte en Overdiepse polder).

Er zal ruimschoots aandacht moeten zijn voor de veelheid aan geometrieën die bij rivierdijken voorkomen. Het gaat hierbij om de bijzondere dwarsdoorsneden, aangevuld met weggetjes, fietspaden, opritten, bebouwing, beplanting et cetera. In zeer veel gevallen zal er een weg op de kruin liggen.” (Einde omschrijving deelproject 4).

Het deelproject start met een inventarisatiefase, waarin ondermeer de algemene situatie van rivierdijken en dan met name de rivierzijde nabij de kruin, in beeld wordt gebracht. Dit rapport is daar een onderdeel van. Bij het zoeken naar een geschikte locatie op een rivierdijk voor onderzoek met de golfoverslagsimulator (een ander SBW-project), zijn verschillende rivierdijken bezocht en is de situatie vastgelegd op foto. Dit basisbestand aan foto's is gebruikt om in dit rapport een algemene situatie van de rivierzijde van dijken te schetsen.

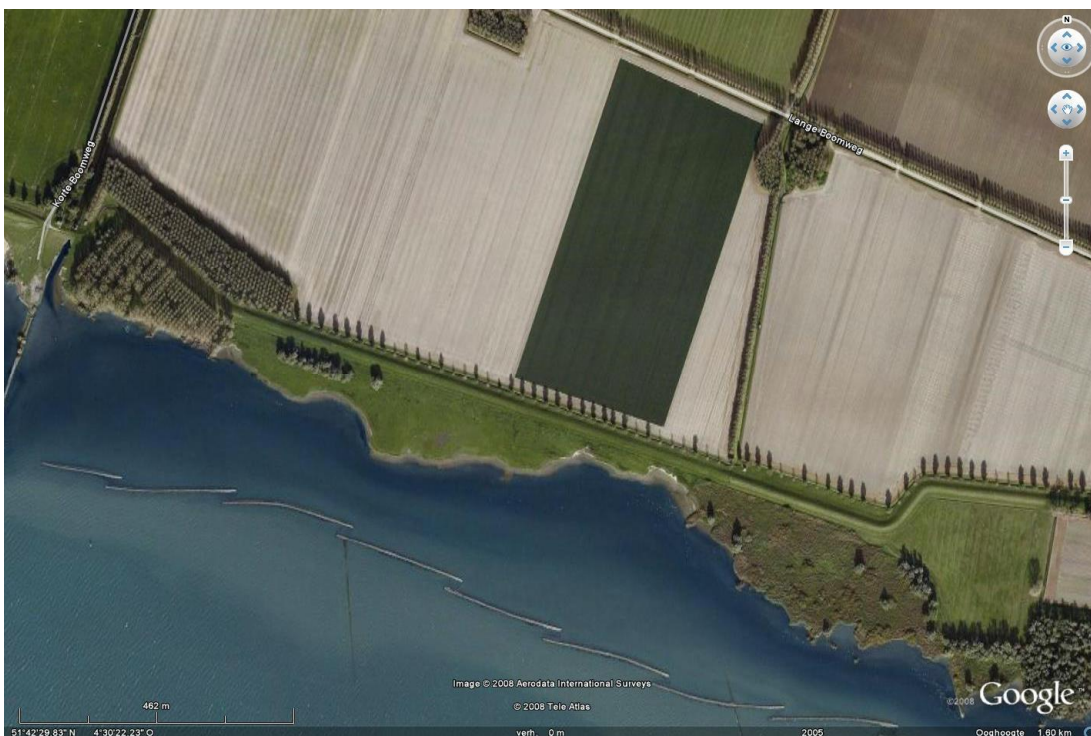
Doordat een bestaand fotobestand is gebruikt, wat voor een ander doel is aangelegd, is de inventarisatie naar rivierdijken niet volledig. Alleen de Waal tussen Zaltbommel en Hardinxveld-Giessendam, de Lek tussen Schoonhoven en Vianen, de Diefdijk tussen Vianen en Zaltbommel en een locatie aan het Hollands Diep zijn in kaart gebracht.

20 december 2010, definitief

De route met de Waal, Lek en Diefdijk is op 25 juli 2008 vastgelegd. Zie voor de route figuur A1. De dijk langs het Hollands Diep is 20 oktober 2008 bezocht. Zie voor een overzicht figuur A2.



Figuur A.1 Gevolgde route langs de rivierdijken op 25 juli 2008.



Figuur A.2 Dijk langs Hollands Diep, bezocht op 10 oktober 2008.

A.2.1 Opzet van de foto's

Van elke locatie, waarvan foto's worden getoond, wordt eerst een Google Earth overzicht gegeven met daarop de dijk. Bij de foto's zelf wordt een korte beschrijving gegeven.

A.2.2 De Waal van Zaltbommel tot HardinxveldGiessendam



Figuur A.3 Waalkade Zaltbommel. Bebouwing en parkeergelegenheid buitendijks (links op de foto).



Figuur A.4 Waalkade Zaltbommel. De bovenkant muur geeft MHW aan. Tijdens hoogwater wordt de muur verhoogd met een flexibele kering. Tijdens MHW ligt het grastalud dus volledig onder water.



Figuur A.5 Waalkade Zaltbommel. Rechts: een lage muur om uitzicht op de rivier te behouden, te verhogen met flexibele kering tijdens MHW. Midden: de muur op de juiste hoogte. Links van deze muur: coupure naast een huis met toegang tot parkeerterrein buitendijks (zie ook Google Earth overzicht).



Figuur A.6 Bandijk langs de Waal bij Zaltbommel. De primaire kering loopt ten noorden van de bandijk. De bandijk is dus niet meer in functie als primaire waterkering.

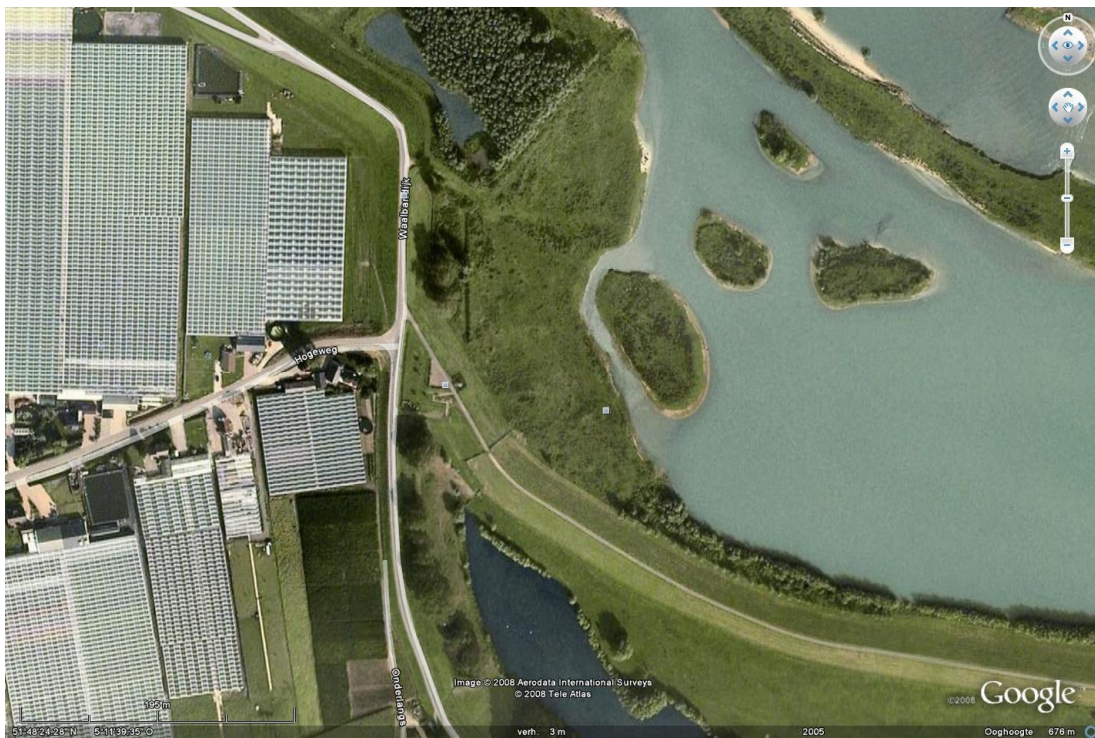


Figuur A.7 Bandijk langs de Waal bij Zaltbommel. Kering niet meer in functie. Bebouwing langs de rivierzijde (rechts).



Figuur A.8 Bandijk langs de Waal bij Zaltbommel. Kering niet meer in functie. Binnenzijde van de dijk met bebouwing. Links-boven op de foto: bebouwing en beplanting op de rivierzijde.

20 december 2010, definitief



Figuur A.9 Aansluiting bandijk langs de Waal bij Zaltbommel (midden-onder op de foto) op de primaire kering (rechts-onder op de foto).



Figuur A.10 Aansluiting bandijk langs de Waal bij Zaltbommel. Rechts de banddijk, links de primaire kering. Rivierzijde: afrastering rond of net boven MHW. Fiets/brommerpad op de dijk.



Figuur A.11 Waaldijk bij Zuilichem.



Figuur A.12 Waaldijk bij Zuilichem. Binnenzijde van de dijk. Veel op- en afritten en huizen in het talud. Om de huizen te sparen is een stabiliteitsscherm in de dijk aangebracht tot 1 m beneden de kruin. Op de dijk ligt een weg.



Figuur A.13 *Waldijk westzijde van Zuilichem. Buitenwaarts verhoogd.*



Figuur A.14 *Waldijk westzijde van Zuilichem. Buitenwaarts verhoogd. De verhoging is ongeveer 1 m. Binnenzijde van de verhoging.*



Figuur A.15 *Waldijk westzijde van Zuilichem. Buitenwaarts verhoogd. Het hoogbegroeide deel is de dijkverhoging met rechts het talud aan de rivierzijde. Voorland met bomen. Op deze dijk is geen weg aanwezig.*



Figuur A.16 *Merwede ten westen van Woudrichem.*



Figuur A.17 Merwede ten westen van Woudrichem. Binnenzijde van de dijk met op/afrit en bebouwing onderaan de dijk. Links-boven de rivierzijde. Een groene dijk met een weg op de kruin.



Figuur A.18 Merwede ten westen van Woudrichem. Rivierzijde: een groene dijk met een weg op de kruin.



Figuur A.19 Brakel. 160 huizen gesloopt om plaats te maken voor dijkverzwaring.



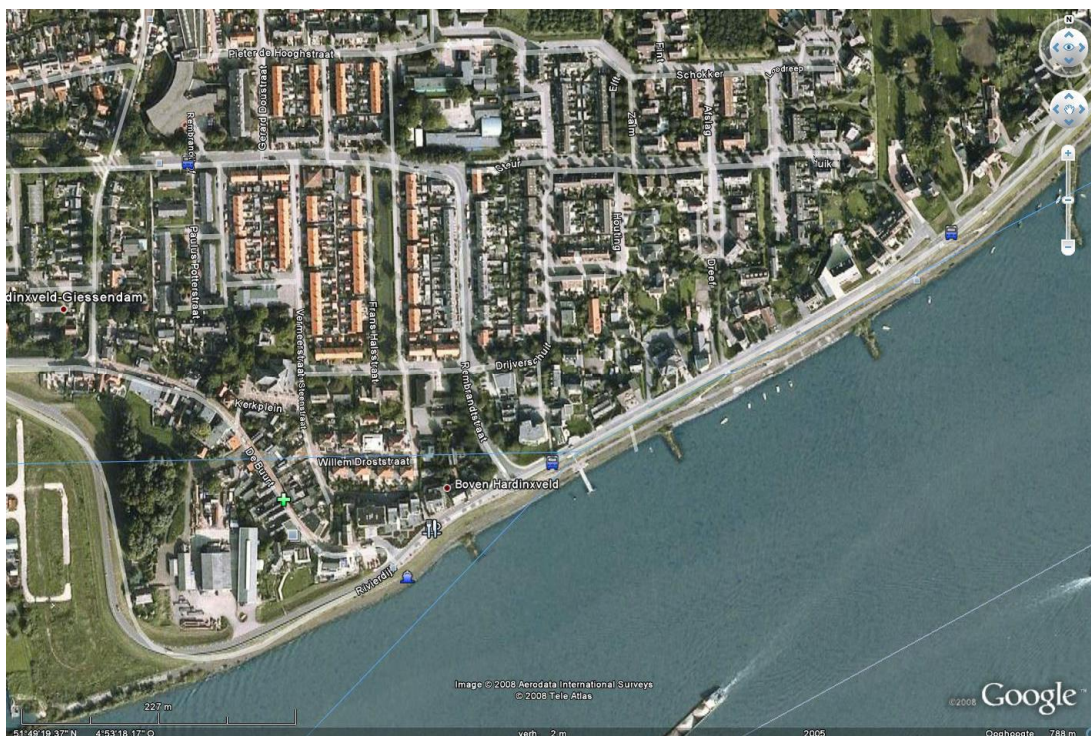
Figuur A.20 Brakel. 160 huizen gesloopt om plaats te maken voor dijkverzwaring. Verhoging is ongeveer 1 m. Links de rivierzijde van de dijk. Op de dijk ligt een fietspad.



Figuur A.21 De Waal bij Loevestein. 150 hectare landbouwgrond (midden-rechts op de foto) wordt aan de natuur terug gegeven.



Figuur A.22 De Waal bij Loevestein. Binnenzijde van de dijk. Het is een groene dijk met op het voorland bomen (zie Google overzicht) en op de kruin van de dijk een weg.



Figuur A.23 Hardinxveld-Giessendam.



Figuur A.24 Hardinxveld-Giessendam. Bebouwing langs de binnenzijde. Rivierzijde: gras met een brede weg op de kruin. Aan rivierzijde een trapje naar de steiger en verderop komt het fietspad op de weg uit (op/afrit).



Figuur A.25 Hardingsveld-Giessendam. Bebouwing langs de binnenzijde. Oude bebouwing laag op het binnentalud. Nieuwe of verbeterde bebouwing (links-boven op foto) moet zo hoog zijn dat een volgende ronde dijkverbetering geen consequenties heeft.



Figuur A.26 Hardingsveld-Giessendam. Iets meer naar het westen (zie Google overzicht). Links het binnentalud, rechts de rivierzijde. Onder de wit/grijze klinkers een 26 m diepe damwand om oude huizen op het binnentalud te sparen.



Figuur A.27 Noordzijde Waaldijk bij Lingewaal.



Figuur A.28 Waaldijk bij Lingewaal. Buitentalud gras (links op foto). Weg op de kruin van de dijk. Verharde afrit aan rivierzijde, links-boven op de foto.

20 december 2010, definitief



Figuur A.29 Noordzijde Waaldijk bij Lingewaal. Buitentalud gras. Weg op de kruin van de dijk. De auto's op de foto zijn daar gekomen via de afrit op de foto van pagina 15.



Figuur A.30 Noordzijde Waaldijk bij Lingewaal bij TG346.



Figuur A.31 Noordzijde Waaldijk bij Lingewaal bij TG346. Buitentalud gras. Weg op de kruin van de dijk. Bebouwing aan rivierzijde.



Figuur A.32 Noordzijde Waaldijk bij Lingewaal bij TG346. Buitentalud gras. Weg op de kruin van de dijk.

A.2.3 De Lek van Schoonhoven naar Vianen



Figuur A.33 De Lek bij Nieuwpoort. Midden-rechts bomen op de kruin van de groene dijk.



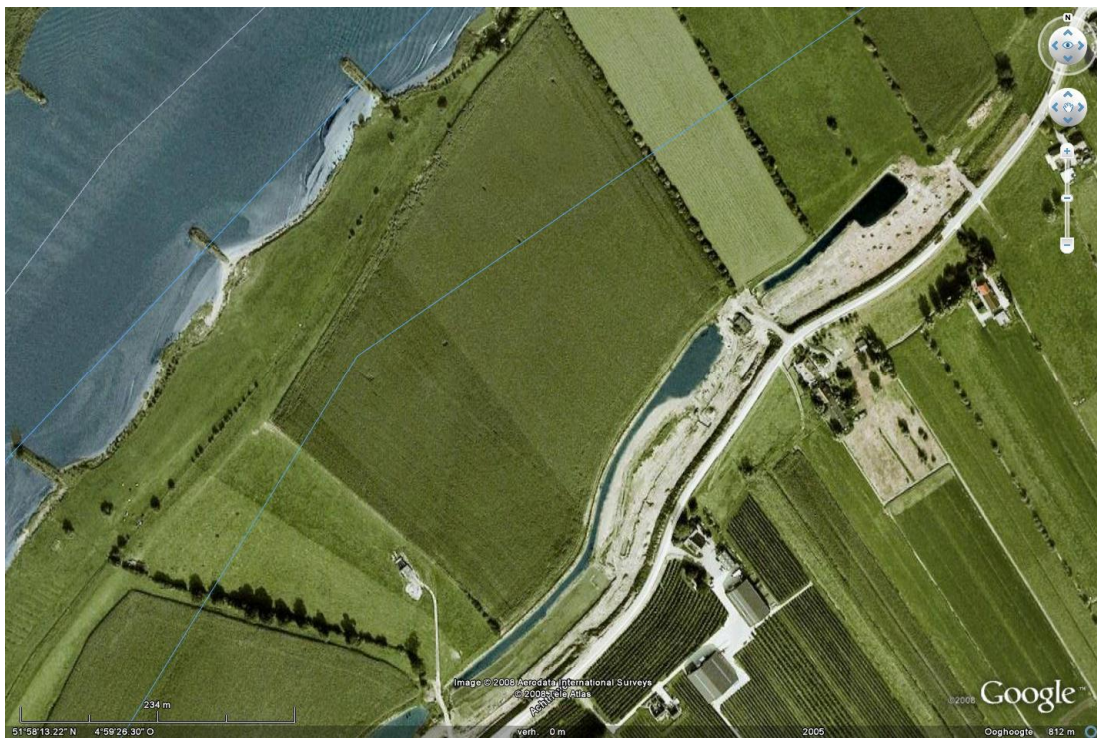
Figuur A.34 De Lek bij Nieuwpoort. Midden-rechts bomen op de kruin van de groene dijk.



Figuur A.35 Lek bij Tienhoven.



Figuur A.36 Lek bij Tienhoven. Direct aan de rivier. Talud rivierzijde bekleed met asfalt. Tot de hoogwaterlijn(?).



Figuur A.37 De Lek bij Achthoven. Paal VY093.



Figuur A.38 De Lek bij Achthoven. Paal VY093. Groen buitentalud met weg op de dijk.



Figuur A.39 Lek bij Achthoven. Werk in uitvoering.



Figuur A.40 Lek bij Achthoven. Werk in uitvoering. Groene dijk met weg op de kruin.

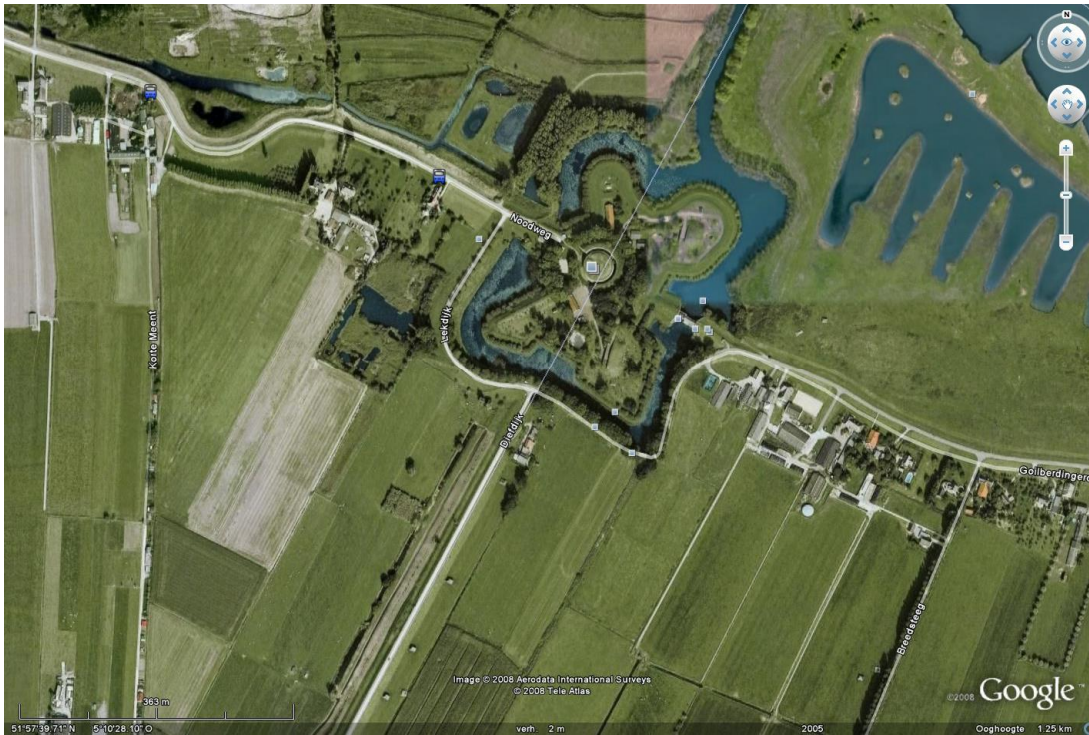


Figuur A.41 Lekdijk bij Vianen.



Figuur A.42 Lekdijk bij Vianen. Groene dijk (slechte grasbedekking?) met weg op de kruin van de dijk. Mogelijk een onverharde afrit naar de rivier.

A.2.4 De Diefdijk van Vianen naar Ingewaal



Figuur A.43 Noordzijde Diefdijk (midden foto naar links-beneden). Compartimenteringsdijk.



Figuur A.44 Noordzijde Diefdijk. Compartimenteringsdijk. De "rivierzijde", als het gebied links op de foto mocht overstromen, dan moet de Diefdijk het water keren. Groene dijk met afrastering nabij de kruin en een weg op de kruin.



Figuur A.45 Noordzijde Diefdijk. Compartimenteringsdijk. "Binnenzijde" van de dijk. Zeer steil nabij de kruin.



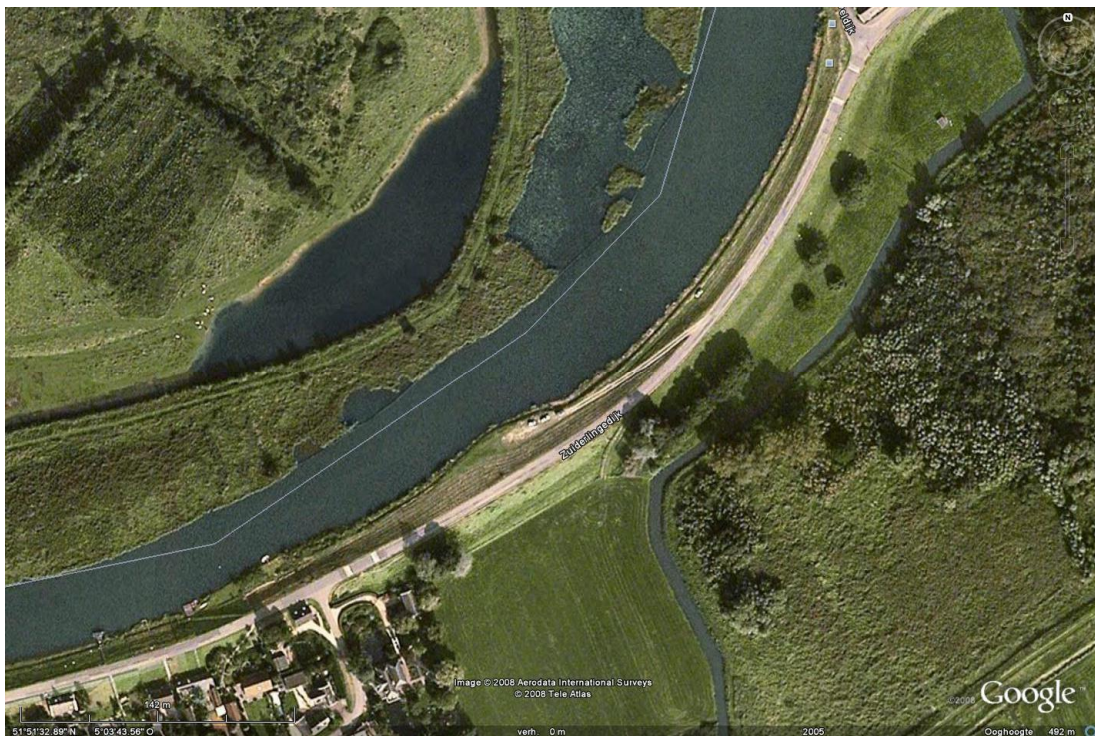
Figuur A.46 Noordzijde Diefdijk. Compartimenteringsdijk. "Rivierzijde" bij DL006. Groene dijk met afrastering nabij de kruin, een schapenpaadje en een weg op de kruin van de dijk.



Figuur A.47 Diefdijk met wiel aan oostzijde.



Figuur A.48 Diefdijk met wiel aan oostzijde. Groene dijk met weg op de kruin van de dijk.

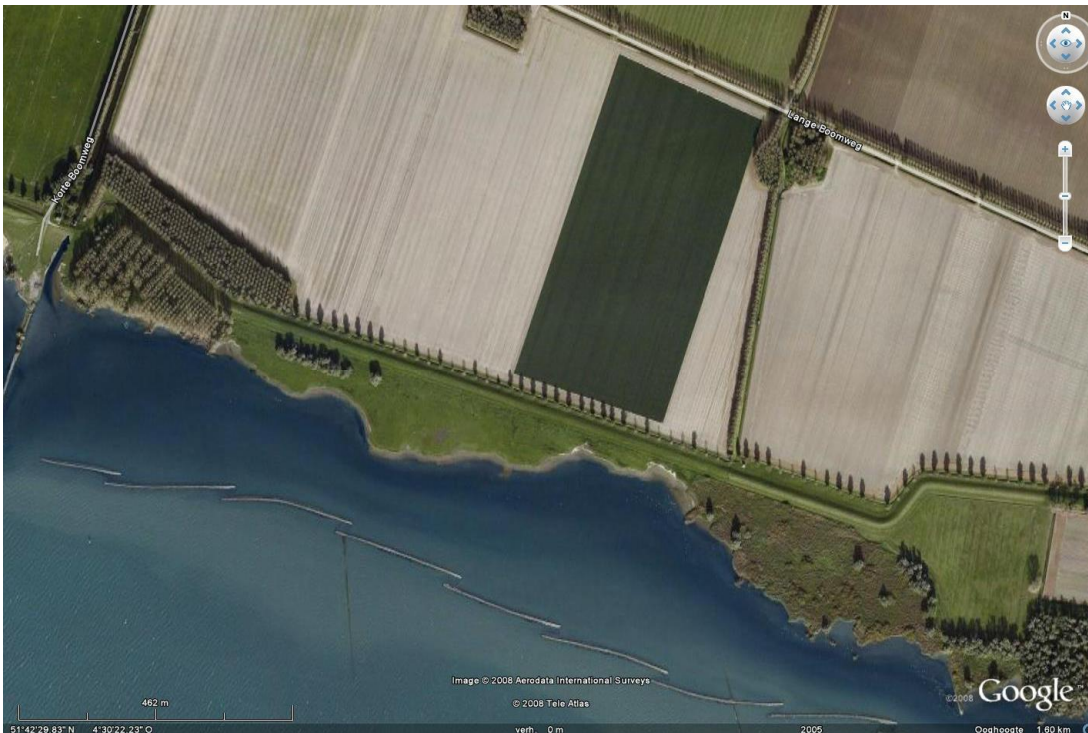


Figuur A.49 Zuiderlingedijk, Vogelswerf. Ten noordoosten van Gorinchem en ten zuiden van de Diefdijk. Compartimenteringsdijk. De “rivierzijde” van deze dijk ligt niet aan de waterzijde, maar aan de droge zijde.

A.2.5 Dijk langs Hollands Diep



Figuur A.50 Dijk langs Hollands Diep (noordzijde, precies midden op de foto), tussen A16 en A29.



Figuur A.51 Dijk langs Hollands Diep (noordzijde). De volgende foto's geven in volgorde de dijk lopend van west naar oost (op de foto van links naar rechts).



Figuur A.52 Hollands Diep. Oostzijde van het dijkvak. Rivierzijde, ruige begroeiing, geen weg op de dijk.



Figuur A.53 Hollands Diep. Oostzijde van het dijkvak. Kruin van de dijk, ruige begroeiing, Schapenpadje op de kruin.



Figuur A.54 Hollands Diep, halverwege het dijkvak. Een dijkval van ongeveer 0,6 m. Reden/oorzaak van lagere kruin niet bekend. Ruige begroeiing. Schapen op de dijk.



Figuur A.55 Hollands Diep. Iets ten oosten van het midden van het dijkvak. Ruige begroeiing met een schapenpaadje op de kruin.



Figuur A.56 Hollands Diep. Oostelijk deel van het rechte stuk. Normale grasbegroeiing en schapenpaadje op de kruin.



Figuur A.57 Hollands Diep. Voorbij de bocht, oostelijk van het rechte dijkvak. Rivierzijde.



Figuur A.58 Hollands Diep. Recht stuk na de bocht aan het oostelijk deel van het rechte dijkvak. Rivierzijde aan de rechterkant.

A.2.6 Conclusies

Bebouwing komt wel voor op, in of aan het binnentalud, maar toch veel minder op het talud aan de rivierzijde. Meestal bevindt zich aan de rivierzijde een grastalud. Soms staat er een hekwerk op dit talud, mogelijk net in de zone waar het hoog water kan komen te staan.

Soms is er een verborgen damwand in de dijk aanwezig, die de achterliggende bebouwing heeft gespaard bij een dijkverzwaring. Zo'n damwand geeft zeker extra sterkte aan de dijk als de golfaanval de rivierzijde zwaar zou beschadigen. Bij het voorbeeld op pagina 14 staat er ook bebouwing aan de rivierzijde en is op dit deel van de dijk geen golfaanval te verwachten. Deze locatie is daarom niet geschikt om binnen deelproject 4 verder uit te werken. Er moet, middels informatie van waterschappen, naar andere locaties worden gezocht.

In zeer veel gevallen ligt er een (brede) asfaltweg op de kruin van de dijk. Als naar reststerkte van de totale dijk door golfaanval wordt gekeken, dan zorgt deze "kap op de dijk" beslist voor extra sterkte, zeker gezien de golfaanval op rivieren beperkt is. Er zou daarom duidelijk onderscheid gemaakt moeten worden in het verdere onderzoek in dijken met en zonder weg op de kruin.

Als eerste kan een verdere inventarisatie van wegen op rivierdijken worden uitgevoerd. Mogelijk is Google Earth hier goed genoeg voor. Uit de inventarisatie in dit hoofdstuk blijkt dat het vaak gaat om een rijweg, die breed is, een fietspad, die veel minder breed is, of een kruin met gras. In midden Nederland, langs de grote rivieren, is veel bebouwing en vrijwel altijd liggen verbindende wegen op de rivierdijk, zie ook figuur 1.1, waar zeker 95% van de rivierdijken van een weg was voorzien. Dit hoeft niet de situatie te zijn voor alle rivierdijken. Het voorbeeld langs het Hollands Diep geeft aan dat er ook lange stukken zijn die geen weg hebben. De genoemde inventarisatie zou ook de locatie erbij kunnen betrekken, waarbij dan

nog onderscheid naar boven- en benedenrivierengebied gemaakt kan worden. In het bovenrivierengebied gaat het alleen om hoge waterstanden en kleine golven, in het benedenrivierengebied en het overgangsgebied kan er ook de situatie ontstaan van lagere waterstanden, maar hogere golven (stormsituaties).

Aan de rivierzijde komen minder op- en afritten voor dan aan de binnenzijde. De inventarisatie toont 4 voorbeelden van op- en afritten aan de rivierzijde. Op pagina A.13 en A.15 zijn dit verharde op- of afritten. Op pagina A.22 is dit een onverharde op- of afrit. Pagina A.26 toont een compartimenteringsdijk met aan één zijde een onverharde afrit.

Maar er zijn overal op- en afritten aan de rivierzijde te vinden, alleen is daar tijdens het maken van de fotosessie niet specifiek op gelet. Google Earth geeft echter een goed idee. De rivierdijk van Zaltbommel naar Zuilichem volgend, kunnen op deze manier vijf onverharde en negen verharde afritten aan de rivierzijde worden gevonden. Dit is over een lengte van ongeveer 7-8 km.

Voor concrete schematisaties kan aan de volgende typen dijkdoorsneden worden gedacht, alle met gras op het talud aan de rivierzijde:

- kruin van gras, hoge dijk; locatie Hollands Diep, pagina's A.28-A.30;
- kruin van gras, kleine verhoging, dus veel "dijk" aan binnenzijde; locaties pagina's A.8 en A.9;
- fietspad op kruin, kleine verhoging, dus veel "dijk" aan binnenzijde; locatie pagina A.11;
- kruin met rijweg; vele locaties, pagina's A.10, A.15, A.16, A.20, A.23-A.25;
- kruin van gras; verborgen damwand voor stabiliteit in de dijk; geen geschikte locatie in inventarisatie;
- kruin met rijweg; verborgen damwand voor stabiliteit in de dijk; locatie op pagina A.14 is niet geschikt;
- keermuur bovenaan talud; locatie pagina A.3;
- Op- en afrit; verhard; locaties pagina's A.13 en A.15;
- Op- en afrit; onverhard; locaties pagina's A.22 en A.26.

A.3 Hurricane bescherming na ontwerpcondities

De inventarisatie in dit rapport is bedoeld om een overzicht te geven van de algemene situatie van rivierdijken in Nederland. Het deelproject 4 gaat zich echter bezig houden met de sterkte van gras- en kleitaluds van rivierdijken na initiële schade. De vraag is hoeveel de dijk nog kan hebben voordat deze doorbreekt.

De Chevron raffinaderij in Pascagoula, langs de Gulf Coast van de VS, heeft in 2000 een hurricane bescherming gekregen. De bescherming bestaat deels uit een kleidijk met gras. Tijdens Katrina in 2005 is de waterstand zeer dicht bij de kruin geweest en ontstonden feitelijk ontwerpcondities. Alhoewel de situatie niet helemaal vergelijkbaar is met rivierdijken en hoogwater (met een storm), kunnen er mogelijk wel lessen worden geleerd uit wat Katrina met deze bescherming heeft gedaan.

Informatie van dit werk is in principe vertrouwelijk. Het ontwerp van de dijk in 2000 en de schadeobservatie na Katrina zijn echter op een conferentie in de VS gepresenteerd. Daarmee zijn zowel de abstract als de presentatie niet meer vertrouwelijk.

Eerst wordt de abstract gegeven en daarna de presentatie.

The success of the hurricane protection around Chevron's refinery at Pascagoula, MS, during Katrina

Dr J.W. van der Meer, Dr C. Cooper, M.J. Warner, H. Adams-Morales
and G.J. Steendam

Abstract and presentation for the US PIANC conference Gulf Coast Hurricane

Preparedness, Response, Recovery & Rebuilding.
Mobile, MS, US, 11-14 November 2008.

The success of the hurricane protection around Chevron's refinery at Pascagoula, MS, during Katrina

Dr J.W. van der Meer¹, Dr C. Cooper², M.J. Warner³, H. Adams-Morales⁴
and G.J. Steendam⁵

¹Van der Meer Consulting, P.O. Box 423, 8440 AK, Heerenveen, The Netherlands,
jm@vandermeerconsulting.nl; corresponding author

²Chevron Energy Technology Co., 6001 Bollinger Canyon Rd, L 4240, San Ramon, CA98583,
cortcooper@chevron.com

³Chevron, Pascagoula Refinery, 250 Industrial Road, Pascagoula, MS 39581,
michael.warner@chevron.com

⁴Thompson Engineering, 2970 Cottage Hill Road, Ste. 190, Mobile, Alabama 36606,
hadams@thompsonengineering.com

⁵Infram, P.O. Box 16, 8316 ZG, Marknesse, The Netherlands, gosse.jan.steendam@infram.nl

Conference theme: Emergency Preparedness and Response (if this theme includes hurricane protections) or Navigation (if protection of industry is more appropriate here).

Abstract

Chevron's refinery along the Gulf Coast at Pascagoula is one of the largest refineries in the US. It was partly flooded by hurricane George in 1998. After a thorough modelling and economic evaluation, a decision was made to provide hurricane protection around the processing area of the Refinery, an area of 825 acres. This protection was designed and then constructed in 2000. The south and east sides of the refinery are partly protected by more than a mile of marsh and wetlands, about 4 feet above mean sea level. The hurricane protection did not experience any waves until Katrina in 2005.

The protection consists of grassed earthen levees, earthen levees with sheet piles, vertical concrete walls, various steel gates and a pipeline corridor crossing. Katrina appeared to be a condition very close to the design situation or even a little worse. This means that the protection was tested to its limits. The main fact and large success was that the refinery did not flood, where large parts of Pascagoula were destroyed or at least flooded. It shows also that a risk based evaluation and design is a good approach and can protect a major industrial complex from significant damage. Note that the surge at the refinery for George was estimated at about 8 ft, where Katrina gave around 15 ft. The refinery would have been significantly longer down after flooding by Katrina than it was for George. Now the refinery was the first along the Gulf Coast to become operational after Katrina.

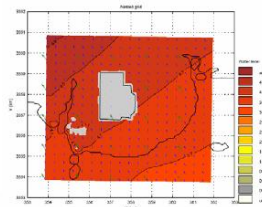
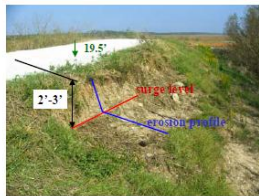
The "testing" by Katrina of various types of hurricane protection gives valuable insight into the behaviour under design conditions. Of course damages occurred and even a small breach was formed at the end of the storm. But the damage was not severe enough to create flooding. Damages observed were essentially:

- erosion at the sea side by wave attack at earthen levees (actually giving nice evidence of the maximum surge level)
- erosion at the rear of vertical walls by severe wave overtopping
- damaged sheet piles by large logs and other floating debris in the water
- a small breach at the transition of earthen levee to vertical wall
- undermining of the pipeline corridor

The paper will describe the design of the hurricane protection (design conditions and design procedures, typical cross-sections), the damages observed during Katrina, and the lessons learned including repairs and upgrades performed post-Katrina.

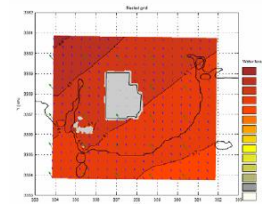
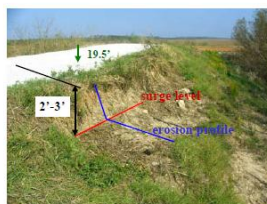
The success of the hurricane protection around Chevron's refinery at Pascagoula, MS, during Katrina

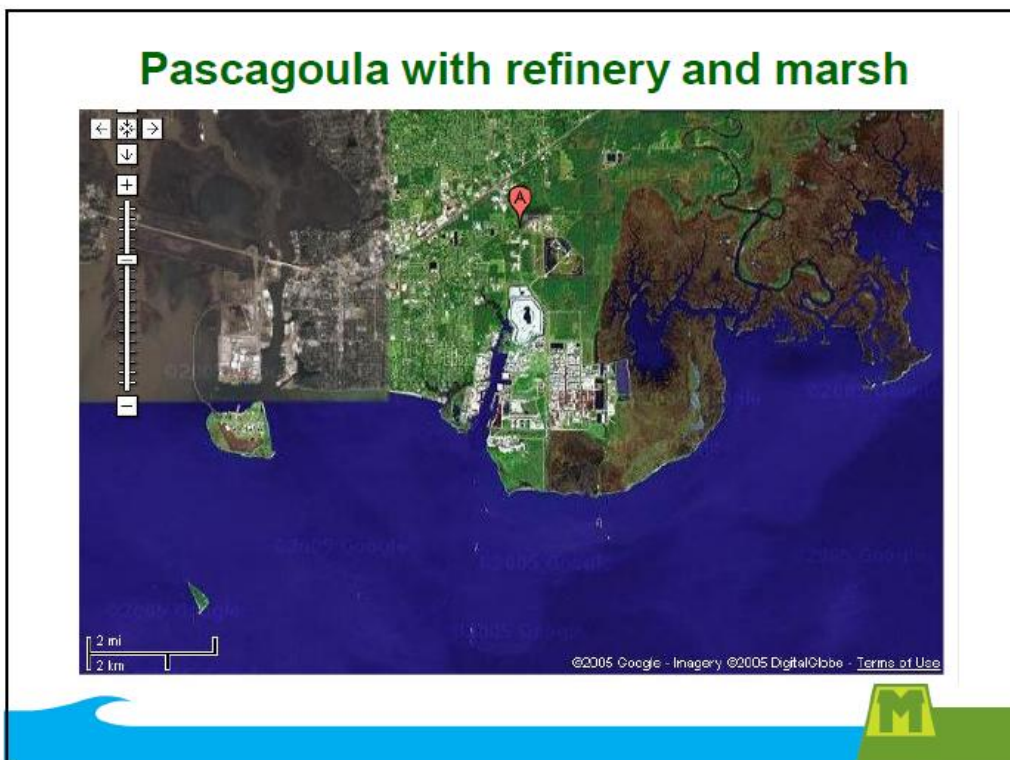
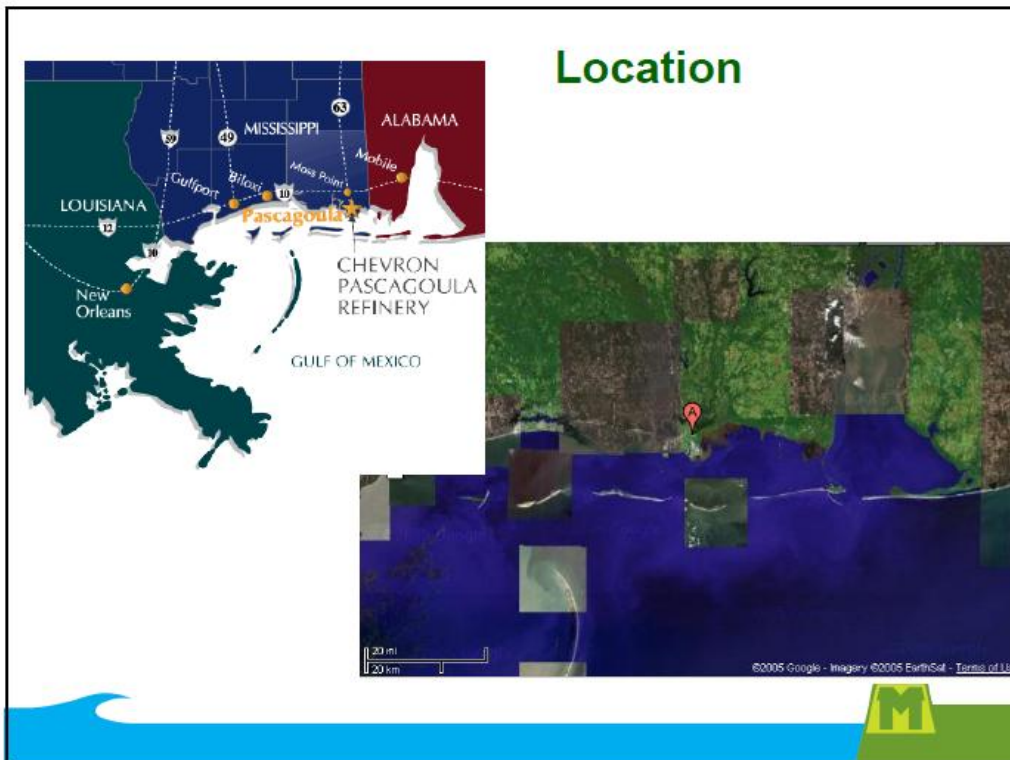
Dr J.W. van der Meer – Van der Meer Consulting
 Dr C. Cooper – Chevron Energy Technology Co.
 M.J. Warner – Chevron, Pascagoula
 H. Adams-Morales – Thompson Engineering
 G.J. Steendam - Infram



Contents

- ✓ Location, history
- ✓ Design protection 2000
- ✓ Katrina 2005
 - ❖ the success
 - ❖ damages, lessons learned, repair





Hurricane protection



Aerial view



Marsh



History

- ✓ 1969, Camille: large, but further away, low surge at refinery
- ✓ 1998, George: small, but landfall at the most severe point, just west of the refinery; surge about 8 ft; significant loss MM's \$
- ✓ 2000: design and construction of new hurricane protection; costs ≈ 10 MM \$
- ✓ 2000-2005: dry, no surge, no waves
- ✓ 2005: Katrina

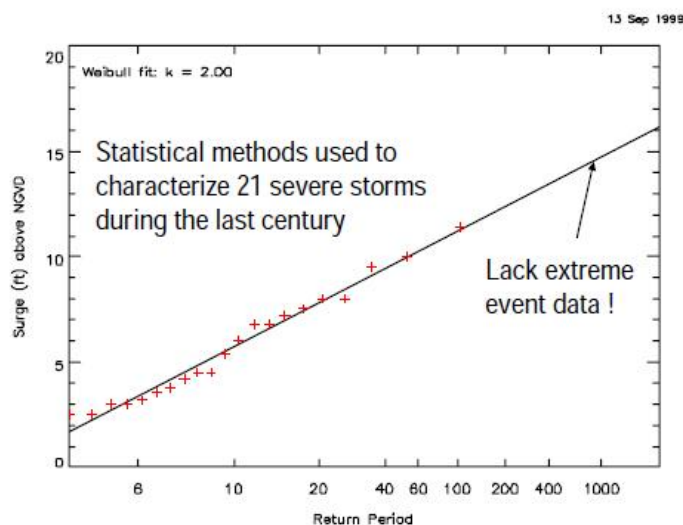
2000. Design of hurricane protection

Based on cost benefit analysis

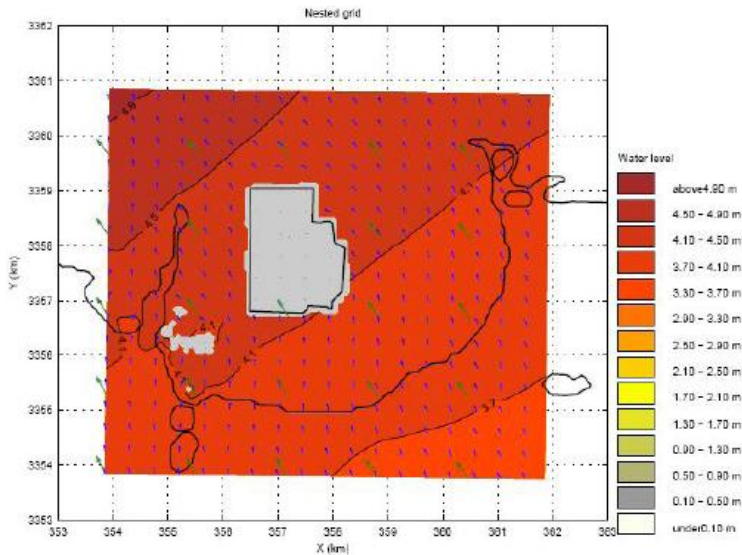
- ✓ Surge and wave height near the coast in deeper water
- ✓ Surge and wave height up to the toe of the dike, including:
 - ❖ extra surge
 - ❖ wave breaking – depth limitation
 - ❖ allowable wave overtopping at the dike
- ✓ Expected damages + construction costs
- ✓ Actual heights and cost optimum by cost benefit analysis; figures are confidential



2000: Surge vs Mean Return Period In front of marsh



Extra surge on marsh; Katrina at peak surge



Allowable wave overtopping

Accepted flood level	Total volume (ft ³)	Allowable overtopping discharge	
		ft ³ /s per ft	l/s per m
4 inches	10 million	0.2	20
6 inches	15 million	0.3	30
8 inches	20 million	0.4	40
1 foot	30 million	0.6	60
2 feet	60 million	1.2	120
3 feet	90 million	1.8	180
4 feet	120 million	2.4	240

Duration of peak surge: 3 hours

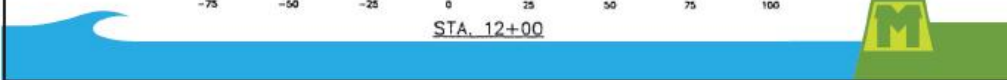
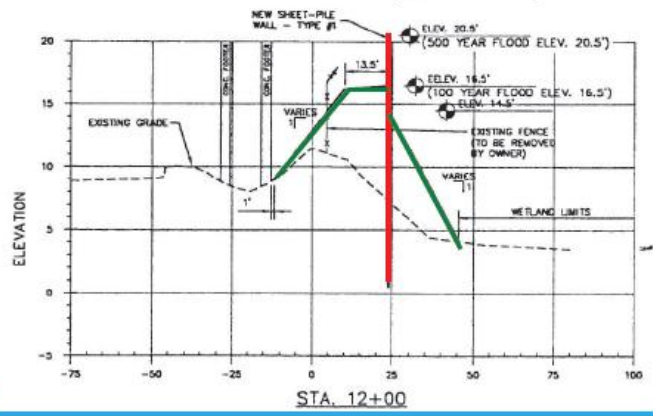
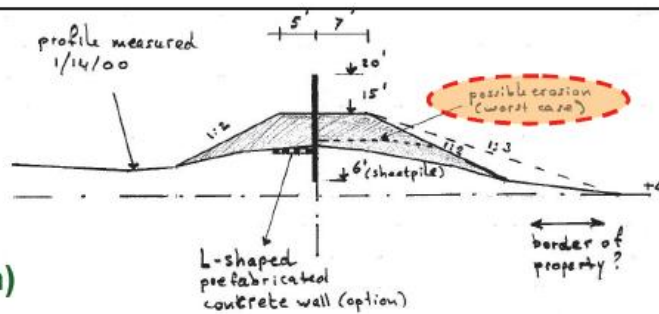
Allowable overtopping the Netherlands: 1 l/s per m

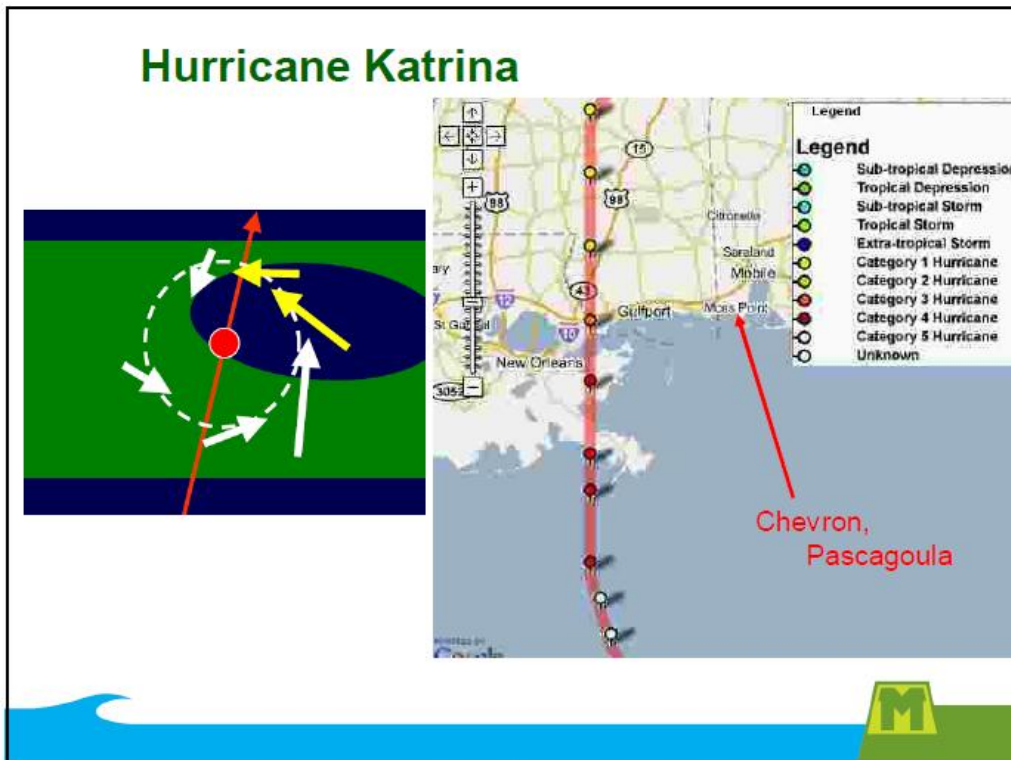
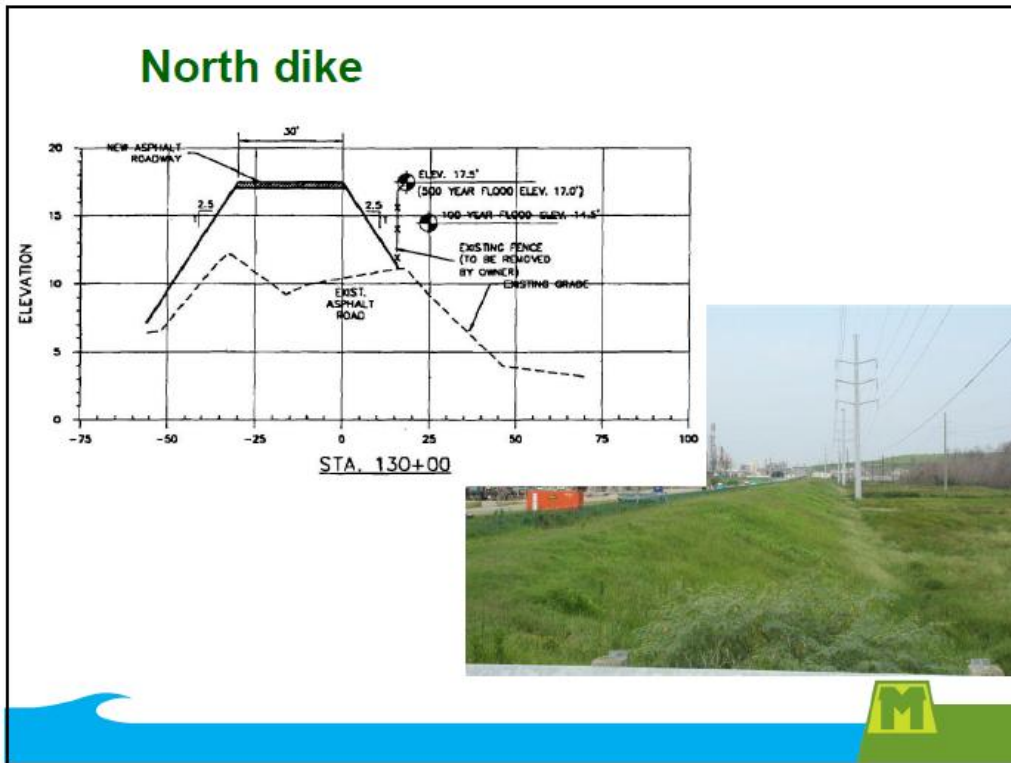
Dike height and profile assumption

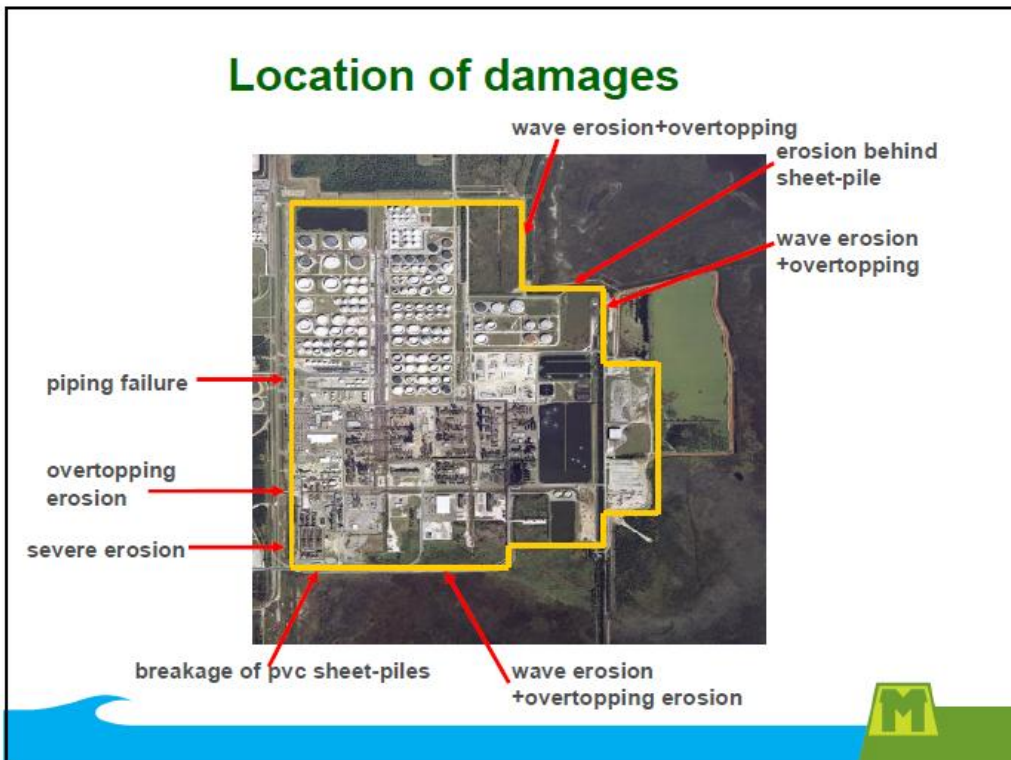
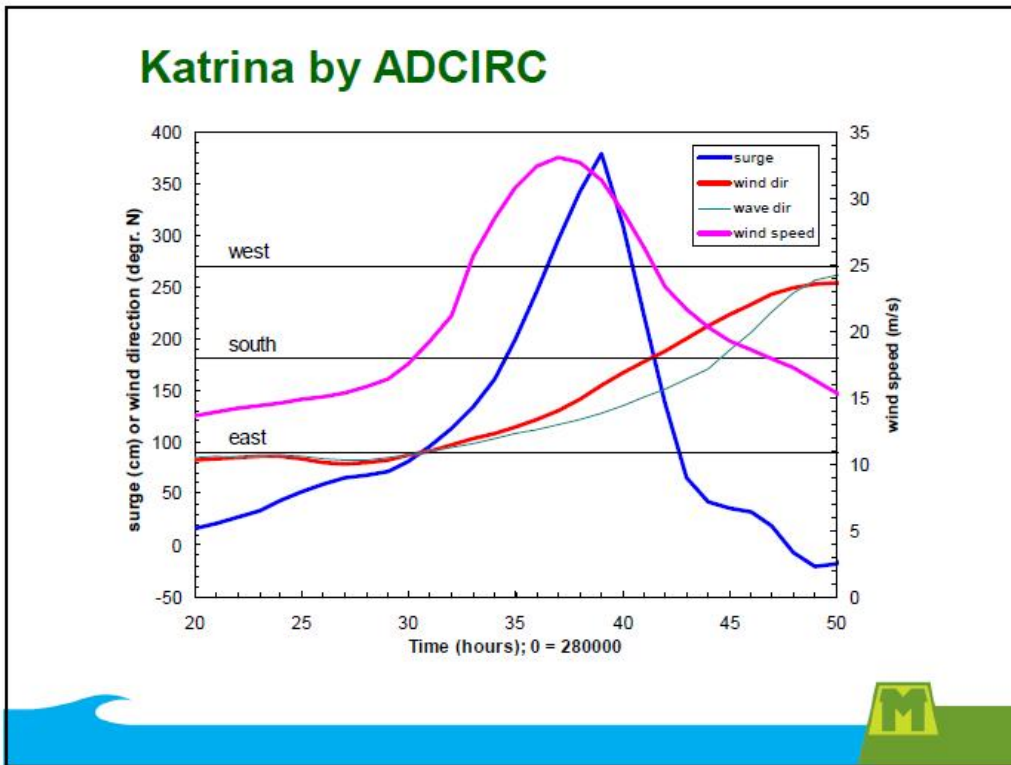
- ✓ Levels RD = Refinery Datum
- ✓ Key point: SW
- ✓ Waves on south and east side
- ✓ No waves north side
- ✓ Lower waves west side
- ✓ Dikes; vertical walls; combinations
- ✓ Height: 60 l/s per m overtopping (0.6 cuf/s per ft)
- ✓ Various return periods; choosing cheapest option



Design south dike; space limitation (Refinery Datum)







Surge at crest, no waves



Erosion by waves; trash on crest



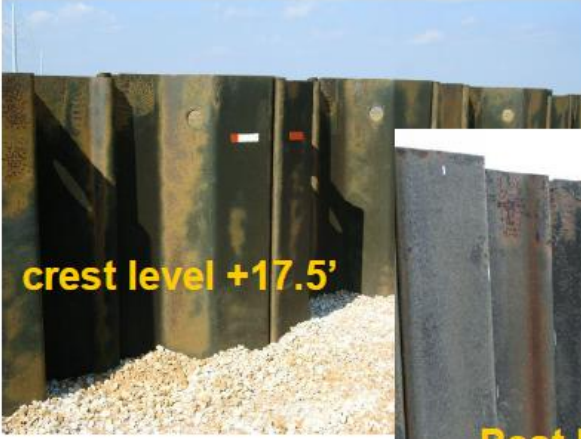

Less erosion, trash on crest



No waves; severe erosion of gravel




Estimation surge level: 16' – 17' RD



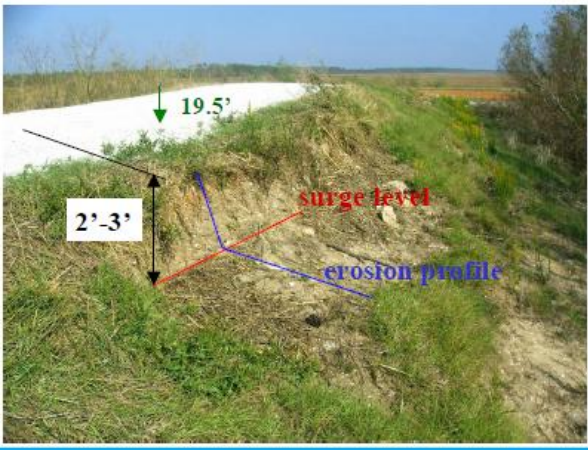


crest level +17.5'



Post Katrina



**1962
Germany**




**Estimated surge level
16.5' – 17.5' RD**

19.5'

2'-3'

surge level

erosion profile



Hardly damage, gathering of trash



Small damage, overtopping, trash



Wave erosion outer side (shadow line)

Estimation surge level 15'



PVC sheet-pile



Erosion of inner slope by overtopping;

Breakage sheet-pile



Breakage of sheet-pile by floating logs



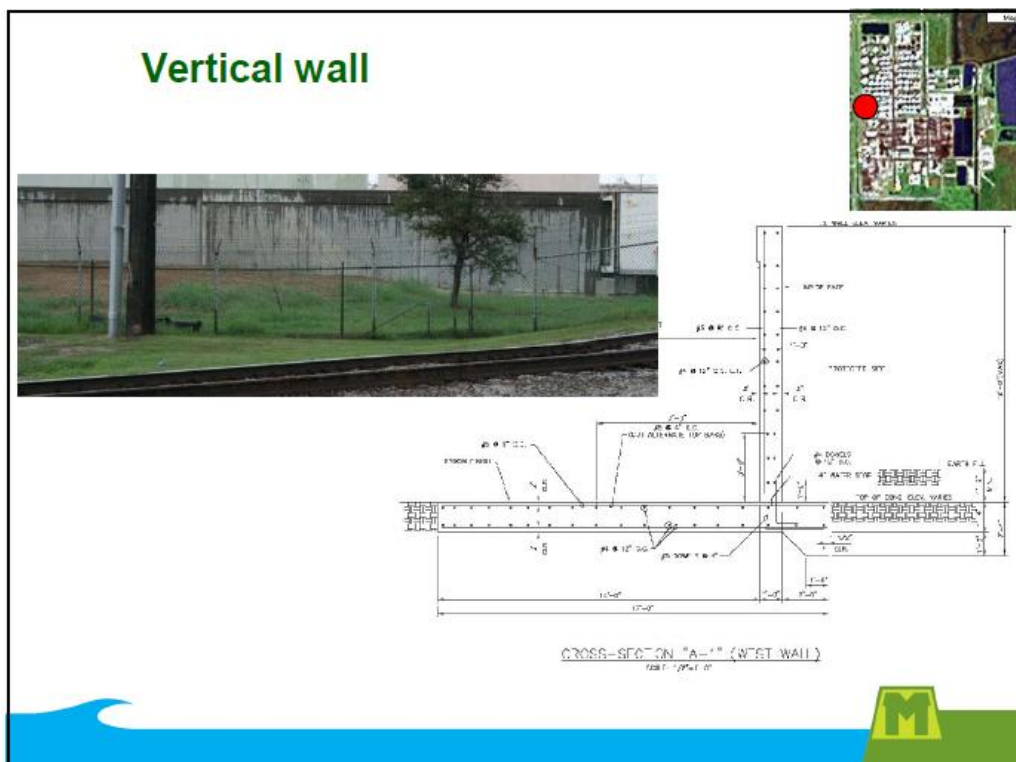
Severe damage sheet-pile SW corner



Post Katrina







Piping underneath vertical wall Sand? Cable?



Erosion at transition wall into dike




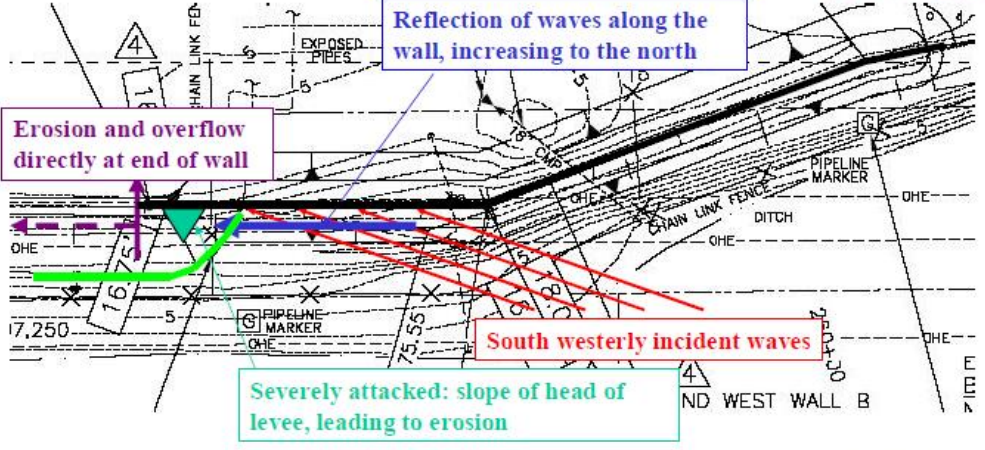
Similar spot at W corner

- ✓ Larger waves
- ✓ More erosion
- ✓ Overflow of water
- ✓ This lasted maximum 1-2 hours, when the surge decreased





Failure mechanism


Reflection of waves along the wall, increasing to the north

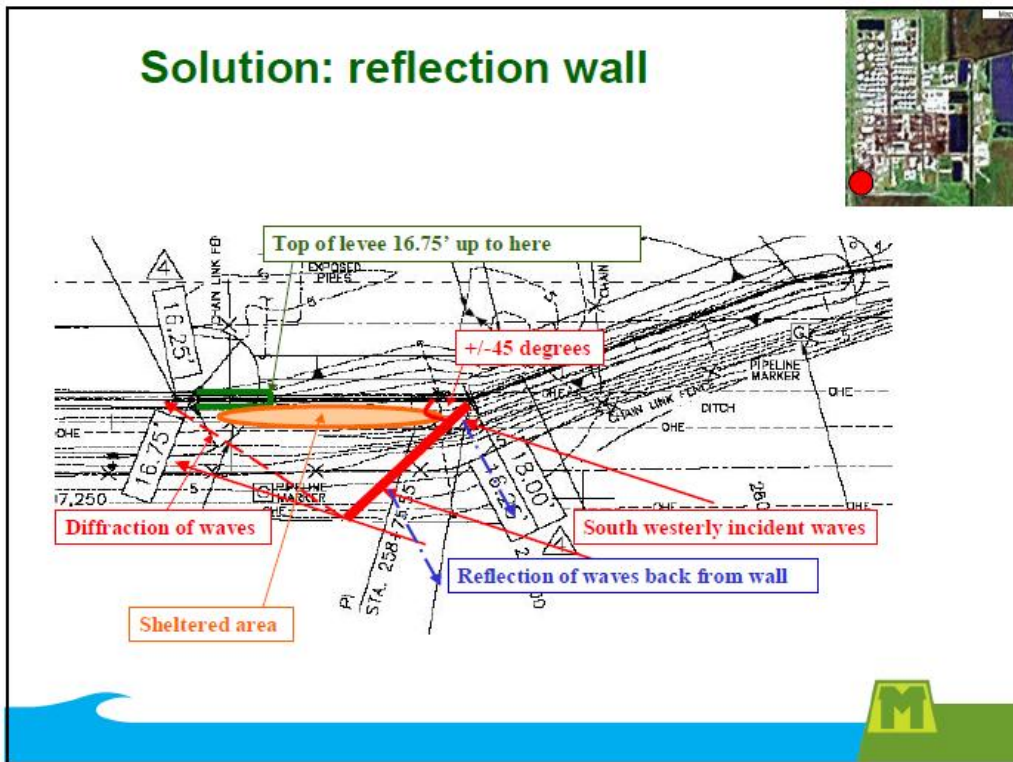
Erosion and overflow directly at end of wall

South westerly incident waves

Severely attacked: slope of head of levee, leading to erosion

ND WEST WALL B





Conclusions

- ✓ The hurricane protection was tested to its limits = design conditions
- ✓ Success: the refinery did not flood!
- ✓ Flooding: Katrina's surge would have resulted in 6' more salt water inside the refinery than George
- ✓ and far more damage
- ✓ Refinery returned to full operation in 1/3 of the time required for George, critical path being wind damage repair



Lessons learned

- ✓ Surge level: S = 15' RD, N = 16'-17' RD. Local variation in shallow water
- ✓ PVC sheet-piles can cope with waves, but not with floating logs
- ✓ Acceptable wave erosion was foreseen
- ✓ Overtopping and falling water (vertical wall) needs erosion protection
- ✓ Transitions are weak points
- ✓ Piping was not foreseen
- ✓ Severe overtopping gave no damage on dikes



B Model development for a grassed river dike

This appendix gives some ideas for the development of an erosion model for grass on clay. Figure B.1 shows the physically-based approach.

It is assumed that the following processes occur during erosion of the outer slope after initial damage of the grassed cover:

- 1 Micro-mechanism: Erosion of clay layer under wave forcing.
- 2 Macro-mechanism: Mass failure/slumping of clay block due to slope instability.

In addition, the following processes might be considered in the model (or ignored):

- Damping of wave impact along erosion depth due to the presence of the berms on outer slope of dikes.
- Variation of critical shear stress along the erosion depth, which can be considered or ignored comparing the time-scale of the wave forces and clay depletion.

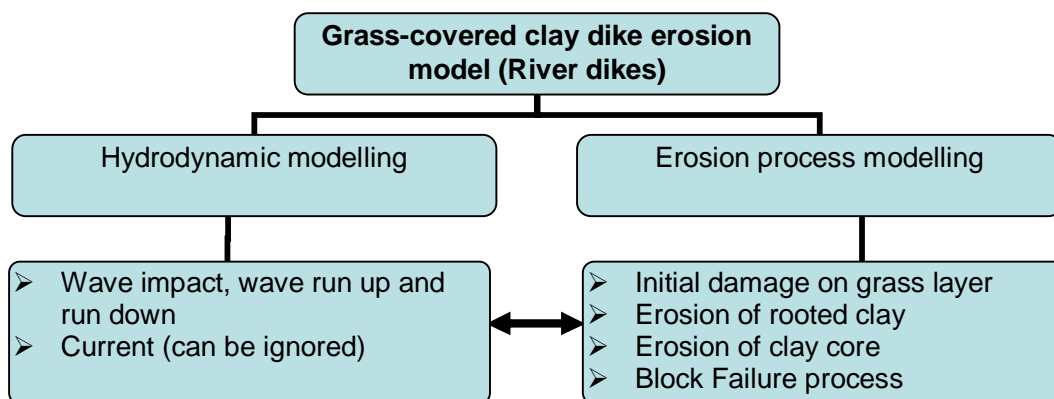


Figure B.1 A physically-based modeling approach for erosion evolution of grass-covered clay dikes

B.1 Clay erosion formulation considering damping

It has been postulated by some researchers (Van der Meer, 1998; in: Pilarczyk, Dikes and Revetments) that the presence of horizontal berms leads to the damping of wave run-up depending on the width of the berm. Similarly, the effect of wave forces may damp out along the erosion distance as well. Woolhiser et al. (1990) used a parameter to consider the effect of a water layer to damp the impact pressure. We adopt in a similar way to include damping of forces with respect to erosion development.

Considering the depth-varied damping factor as a first approximation the erosion can be expressed as follows:

$$\frac{dZ}{dt} = k_c A \sin^2(\omega t) \exp(-\kappa Z) \quad (\text{B.1})$$

where, κ = damping coefficient.

Solving Eq. (B.1) with an initial condition ($Z = 0$ when $t = 0$), we arrive at the following relationship:

$$Z = Z_{damping} = \frac{1}{0.43\kappa} \log \left[\kappa k_c r_0^2 \rho g R_u \left(\frac{t}{2} - \frac{1}{4\omega} \sin 2\omega t \right) + 1 \right] \quad (B.2)$$

where, $Z_{damping}$ = erosion depth considering damping effect.

In Eq. (B.2) 1 is added inside the bracket at the right hand side in order to avoid negative values.

If a berm is present below the erosion level, the dimension of the berm ($Z_{berm} = B_{berm} \cdot \sin i_s$, where B_{berm} = width of the berm and i_s = outer slope angle) should be taken into account in the erosion depth formulation, i.e. it has to be subtracted. This basically implies the consideration of the width of the berm for damping of forces.

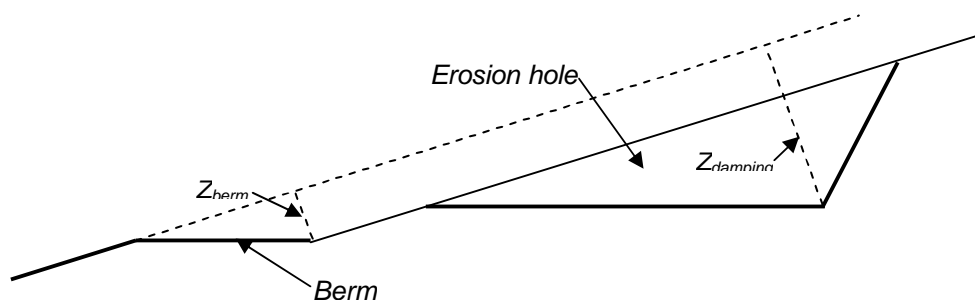


Figure B.2 Dike cross section with erosion hole and berm

If the berm is above the erosion level, it might provide some strength depending upon what kind of material is used for constructing the berm (presence of bicycle tracks, roads, houses and so on). However, for this the detailed information is needed from the field investigation, and has been ignored in the present analysis.

B.2 A sub-model for block failure in outer slope of clay dikes

Background

The mass failure of the slope of a dike might be not as severe as in case of a river bank as a dike is supposed to be designed considering the slope stability from geotechnical point of view. Nevertheless, the progressing erosion of the outer slope of river dikes caused by continuous wave attacks during a storm surge may cause an increase in slope steepness and in turn trigger the mass instability and failure of clay blocks from the body of a dike. Consequently, it is useful to include a failure model as well to determine residual strength of clay dikes with eroded/damaged cover layer.

We adapted the same approach where stability of a slope is governed by the balance between driving (gravitational force) and resisting (cohesion and friction) forces. Slope failure takes place when driving forces exceed resisting forces on the most critical failure plane. There are several types of failure mechanism (Langendoen, 2000) namely rotational (curved) failure, planer failure, cantilever failure and piping or sapping failure. Since we consider here failure of blocks from steep slope caused by erosion (undercutting) of clay layer, the planer failure mechanism is of relevance herein. We consider here the increase in slope angle due

to erosion development caused by wave attack, and the collapse of the block. It should be noted that we do not consider here the root strength as it reinforces only rooting depth and does not have effect on potential failure planes below. This might be true as we are considering the erosion process after the failure of cover layer and also the critical failure surface may intersect the slope where cover layer is damaged or eroded.

Block failure/mass wasting model

A basic approach for stability model for planer failure as used previously by some researchers (e.g. Darby and Thorne, 1996) has been adapted for our case of river dikes with clay considering erosion. In our case, the force acting on the slope (considering the wave impact pressure) and geometry of the failure plane/slope may alter from a natural river bank.

Figure B.3 shows a schematization of a simplified geometry after erosion. As previous observations have revealed, the slope of the erodible surface is almost 3-4 times larger than the initial slope (usually 45° - 60°).

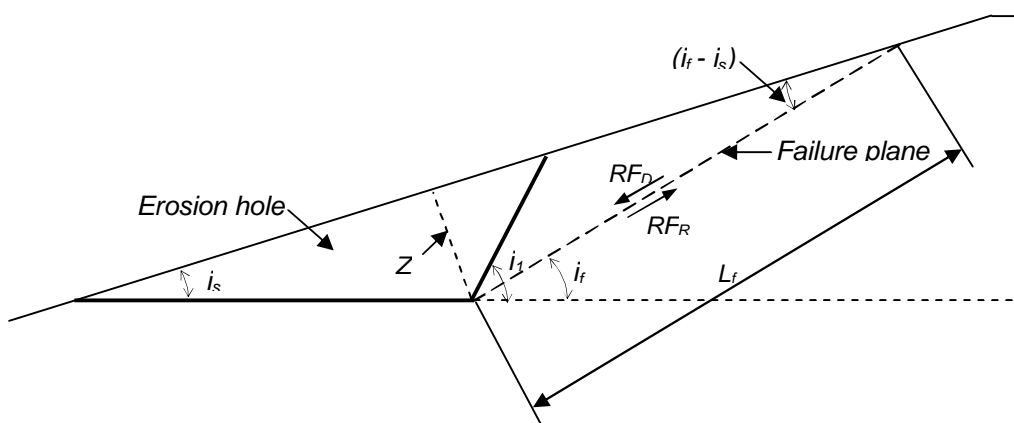


Figure B.3 Schematization of erosion hole and failure block

Basically, stability is defined by the factor of safety as used in all previous studies. Here we deal differently. We get an expression for the weight of the failure block (W_{Bm}) by equating the driving force and resisting force, i.e. the minimum weight of the block when it slumps. On the other hand, after calculating the angle of failure surface we can calculate the weight of the block from the geometry (W_B). $W_B \geq W_{Bm}$ implies the block slumps, and then it should be considered as eroded volume and added to the eroded volume caused by clay erosion.

Resultant driving force (RF_D) acting on the failure surface is defined as:

$$RF_D = W_{Bm} \sin i_f + F_{Dwp} \tag{B.3}$$

where, i_f = angle of failure surface; F_{Dwp} = driving force due to wave impact, assumed to be acting parallel to failure plane.

The driving force due to wave attack can be considered as wave impact pressure with some additional effect due to repetitive/discontinuous wave attack that is believed to generate a more critical situation to trigger the block failure. However, no specific methodology to describe this properly has been proposed within the scope of this work, and it is supposed to be worked out in the next phase if necessary (for the first approximation, this force can be ignored).

Besides, hydrostatic confining pressure has not been included herein, since it is assumed that the fluctuation water level during storm-surge does not play a positive role as a reduction of driving force for block failure (in other words, it does not increase the resistance). Another aspect to be noted is that the impact pressure is considered to have effect on both erosion as well as block failure processes. So, this should not be considered as doubly consideration of same force.

In the presence of cracks or damages, the force acting on them should also be considered. We will discuss this separately in the next section.

Similarly, the resultant resisting force (RF_R) on the failure surface is defined as:

$$RF_R = c L_f + (W_{B1} \cos i_f - U_w) \tan \phi \quad (\text{B.4})$$

where, c = the effective soil cohesion (in our case clay cohesion); L_f = length of the failure surface; ϕ = angle of soil friction; U_w = total pore water pressure acting on failure surface (can be ignored in the absence of a phreatic surface).

If necessary, the method to calculate U_w for different possible conditions can be found in Darby and Thorne (1996).

The block is stable under the condition $RF_D = RF_R$, i.e.

$$W_{Bm} \sin i_f + F_{Dwp} = c L_f + (W_{Bm} \cos i_f - U_w) \tan \phi \quad (\text{B.5})$$

Rearranging Eq. (B.5) with respect to W_{Bm} , we get:

$$W_{Bm} = \frac{c L_f - U_w \tan \phi - F_{Dwp}}{\sin i_f - \cos i_f \tan \phi} \quad (\text{B.6})$$

The angle of failure surface can be calculated using a simple conventional relationship (Simon et al., 1991):

$$i_f = (i_1 + \phi) / 2 \quad (\text{B.7})$$

where, i_1 = angle of eroded surface of dike (see Figure B.4).

Here it should be noted that, for the part of failure block, the outer slope might be an uneroded slope (i.e. original outer slope of dike). So, in principle the average of the two slopes can be taken. However, in order to increase the safety factor, it is recommended to take only the slope of eroded surface.

The angle of friction ϕ depends on the clay properties; however it can be found that the variation is usually within 20° - 40° . A relationship between plasticity index and effective angle of friction of soil (plotted as $\sin \phi'$) has been given in Lambe and Whitman (1979; after Kenny, 1959), although it is not apparent if this refers to the peak, or residual strength (Young, 2005); see Figure B.4.

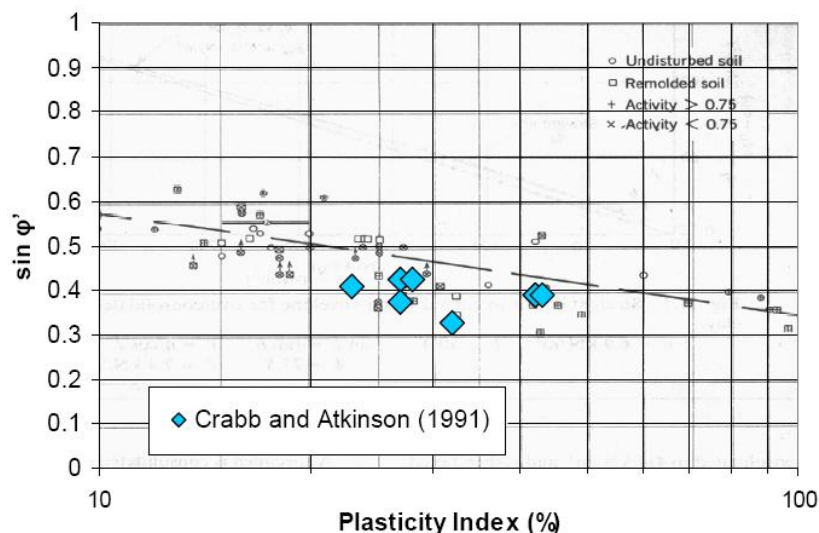


Figure B.4 Relation between friction angle and plasticity index of soil, plotted with the data from Crabb and Atkinson (Young, 2005)

Then, for a given angle of failure surface the length of the failure surface can be related to the erosion depth, and a relationship can be derived based on the geometry of the erosion hole and failure block itself (see Figure B.3) that reads as:

$$L_f = Z \frac{\sin(i_1 - i_f)}{\sin(i_1 - i_s)} \left(\frac{1}{\tan(i_1 - i_f)} + \frac{1}{\tan(i_f - i_s)} \right) \quad (B.8)$$

where, Z = erosion depth for a given time calculated by Eq. (B.8) proposed in previous section; i_s = angle of original outer slope of dike.

On the other hand, for a given angle and the length of the failure surface, the real weight of the failure block can be calculated using its geometry. For this purpose, first we have derived a formulation to calculate the volume per unit width of failure block (m^3/m , i.e. in fact the cross-section area of block) which also allows to relate the volume of failure block to the erosion depth as follows:

$$V_f = 0.5Z^2 \left(\frac{\sin(i_1 - i_f)}{\sin(i_1 - i_s)} \right)^2 \left(\frac{1}{\tan(i_1 - i_f)} + \frac{1}{\tan(i_f - i_s)} \right) \quad (B.9)$$

Consequently, the weight of the failure block per unit width can be calculated as:

$$W_B = \rho_c V_f \quad (B.10)$$

where, ρ_c = unit weight of clay.

If $W_B \geq W_{Bm}$, then the unit volume of block V_f should be added to the volume of the clay (V_c) eroded by waves. The volume of the eroded clay per unit width (i.e., the cross-section area of

erosion hole) can be calculated based on erosion depth and geometry of erosion hole as shown in Figure B.3:

$$V_c = 0.5Z^2 \left(\frac{1}{\tan(i_s)} + \frac{1}{\tan(i_1 - i_s)} \right) \quad (\text{B.11})$$

So, under the condition $W_B \geq W_{Bm}$, the total erosion volume can be calculated as the sum of V_f and V_c , otherwise only V_c should be considered as total eroded volume.

For simplicity reasons, let's consider as follows:

$$X = \left(\frac{1}{\tan(i_s)} + \frac{1}{\tan(i_1 - i_s)} \right) \quad (\text{B.12})$$

$$Y = \left(\frac{\sin(i_1 - i_f)}{\sin(i_1 - i_s)} \right)^2 \left(\frac{1}{\tan(i_1 - i_f)} + \frac{1}{\tan(i_f - i_s)} \right)$$

if $W_B \geq W_{Bm}$, then the expression for total unit volume ($V = V_f + V_c$) reads as:

$$V = 0.5Z^2 [X + Y] \quad (\text{B.13})$$

if $W_B < W_{Bm}$, then ($V = V_c$):

$$V = 0.5Z^2 X \quad (\text{B.14})$$

It should be noticed that the schematization of the failure block somewhat alters after the failure plane intersects the berm; however it can be neglected as it is in favor of the safety factor. Moreover, it should be mentioned that knowing the total volume, the erosion depth can be recalculated based on the shape of the erosion as a whole (which is assumed to be remained the same). However, it is recommended to use the development of the erosion volume (or cross-sectional area of erosion hole), and calculate the residual strength also based on the cross-sectional area of dike. When the erosion volume per unit width becomes equal to the volume of dike (volume above the erosion level) level calculated considering distance until crest, the residual strength of the dike can be assumed to be zero. The volume per unit width of dike can simply be calculated by using geometry as proposed by Van der Meer (2000).

One nuance that should be kept in mind is that the time step to calculate the erosion process should be as small as possible to capture proper volume of the failure block. Since mass failure does not include the horizontal erosion of hole, the erosion depth should be calculated based on total eroded volume (in case the mass failure occurs).

The cracks or damage on the surface of failure blocks may trigger the slumping of blocks reducing the residual strength of dike (which is not considered herein). On the other hand, grass (vegetation) may enhance the slope stability as recently reported in Pollen-Bankhead and Simon (2009). They have proposed a Rip-Root model in order to incorporate the effects of different vegetations on spatial and temporal variability in bank stability.

Consideration of the cracks or damages on dike surface

The presence of cracks or damages on the surface of dikes may trigger the failure of the blocks due to the impact pressure acting on the cracks. In this case, the geometry of failure surface has to be considered somewhat differently than previously shown; see Figure B.5.

The concept is based on a couple of assumptions: 1) the crack is assumed to be located above erosion hole; and 2) the failure is assumed to occur from the location of cracks. For the first approximation, the angle of failure plane can be calculated in the same way as in previous case. So, the length of the failure plane and in turn the unit volume of failure block should be calculated differently based on modified geometry. Besides, an additional driving force, namely impact pressure on crack, should be incorporated in the force balance.

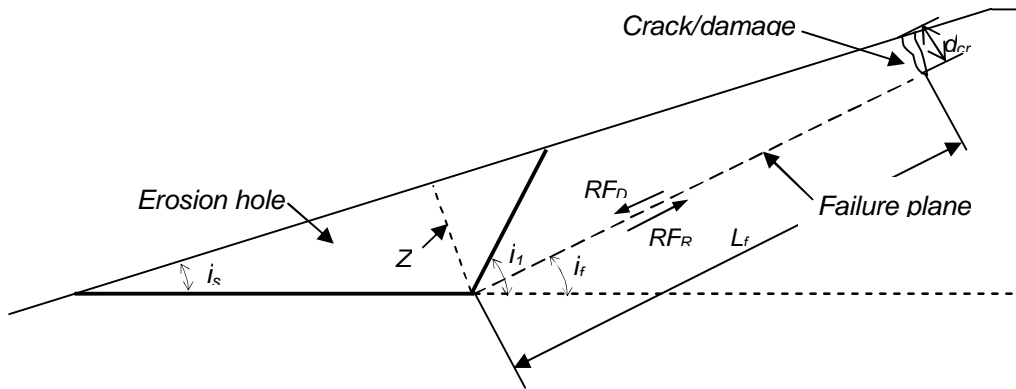


Figure B.3 Schematization of erosion hole and failure block with presence of crack on the surface

From the geometry an expression for the length of the failure surface can be derived that reads as follows:

$$L_f = Z \frac{\sin(i_1 - i_f)}{\sin(i_1 - i_s)} \left(\frac{1}{\tan(i_1 - i_f)} + \frac{1}{\tan(i_f - i_s)} \right) - \frac{d_{cr}}{\tan(i_f - i_s)} \quad (\text{B.15})$$

where, d_{cr} = depth of the crack, taken normal to failure plane.

The expression is similar to Eq. (B.13) except for an additional term that includes the size of tension crack. Similarly, an expression for the unit volume of the failure block can be derived as follows:

$$V_f = \frac{0.5Z^2}{\tan(i_1 - i_f)} \left(\frac{\sin(i_1 - i_f)}{\sin(i_1 - i_s)} \right)^2 + 0.5 \left(Z \frac{\sin(i_1 - i_f)}{\sin(i_1 - i_s)} + d_{cr} \right) \times \left(\frac{Z}{\tan(i_f - i_s)} \frac{\sin(i_1 - i_f)}{\sin(i_1 - i_s)} - \frac{d_{cr}}{\tan(i_f - i_s)} \right) \quad (\text{B.16})$$

At first sight, these expressions look complicated; however for known values of i_1 , i_f and i_s the expressions become rather simple.

In fact, we can relate the depth of the crack with the erosion depth, and assume the appearance of the crack at some particular erosion depth (it is a sort of replication of damage that might appear on the dike surface apart from the erosion hole).

So far as the additional driving force is concerned, we attempted to consider the same approach as used in case of tension cracks described in the previous section. Apart from the different length and unit volume of failure surface, the only difference is an additional driving force induced by the impact pressure acting along the failure plane, which should be added to the force balance equation. Considering the direction of F_{cr} along the failure plane, the unit weight for limit condition can be expressed as:

$$W_{Bm} = \frac{cL_f - F_{cr} - U_w \tan \phi - F_{Dwp}}{\sin i_f - \cos i_f \tan \phi} \quad (\text{B.17})$$

B.3 Reliability function for dike failure

Eq. B.17 cannot be used directly to determine the residual strength, particularly if the process includes the mass failure. So, most convenient way to evaluate the failure condition for the dike is to use a reliability function in the following form:

$$V > V_{dike} \quad (\text{B.18})$$

i.e., the dike is not safe if $V > V_{dike}$, where V is the eroded volume of dike during storm-surge period (calculated by using above-mentioned methods); and V_{dike} is the unit volume of a dike within the base of erosion hole and the crest that can simply be calculated considering dike geometry (Figure B.4). So, the unit volume (cross-section area) of the dike core can be calculated based on the geometry as follows:

$$V_{dike} = 0.5B_{dike}L_{dike}H_{dike} \quad (\text{B.19})$$

With

$$\begin{aligned} H_{dike} &= CL - wl + n_d H_s \\ B_{dike} &= H_{dike} \cot i_s \end{aligned} \quad (\text{B.20})$$

where, B_{dike} = width of the dike core; L_{dike} = length of the dike core; CL = crest level of the dike; wl = water level; d_k = width of the cover layer (in case of considering the eroded cover layer as proposed by Van der Meer); H_s = significant wave height ; n_d = a constant.

Van der Meer proposed n_d to be 0.25, i.e. erosion is assumed to start at the level of $0.25 \cdot H_s$ below the water level (wl). However, some others proposed higher values (see De Visser, 2007). Furthermore, if we consider the eroded cover layer, then it should be subtracted from the width of the dike core. Likewise, in case of the presence of a berm, its width must be added (following the recommendation of Van der Meer). As a factor of safety the part of dike volume within crest width can be ignored (as it reduces the unit volume).

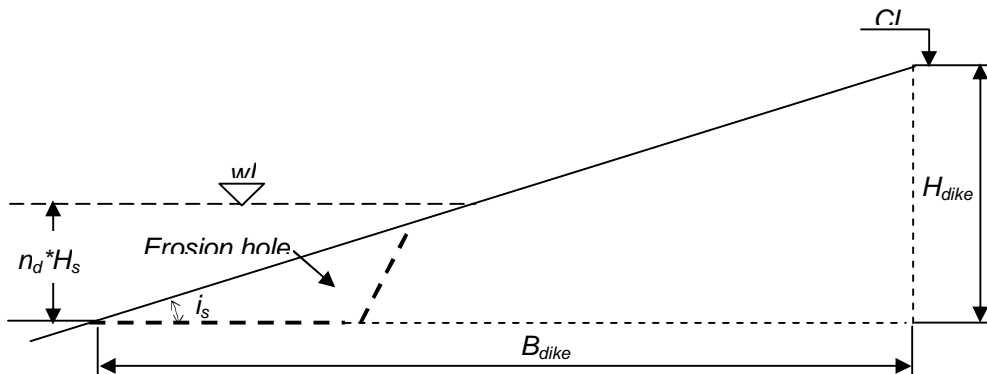


Figure B.4 Unit volume (cross-section) of dike prone to erosion and/or failure

B.4 Preliminary comparison of erosion model with experiments

Some preliminary comparison was made with Delta-flume experiments conducted at WL Delft Hydraulics at different moments. Experiments were conducted using different types of clay and even grass. In earlier sections, general information about these experiments has been given.

The comparison was made for the erosion module only, as our rough calculation shows that no failure of blocks occurs for the observed erosion depth (maximum 80 cm) considering relatively higher effective cohesion of clay (in the order of more than 5-10 KPa). Also, for this comparison we did not calculate critical shear stress by using formula proposed earlier due to the absence of the proper data on clay property, but just used suitable values based on the recommendation given by Van der Meer (2007).

The hydraulic and other characteristics are given in Table B.1.

<u>Experiment</u>	<u>H_s</u>	<u>T</u>	<u>L</u>	<u>Slope</u>	<u>τ_c</u>
DF1992Ka (Kruiningen)	1	4.2	28	1:4	0.5
DF1992Kb (Kruiningen)	1.47	4.9	38	1:4	0.5
DF1992Pa (Perkpolder)	1	4.2	28	1:4	1.5
DF1992Pb (Perkpolder)	1.47	4.9	38	1:4	1.5
DF1984a (high sand %)	1.05	12	225	1:3.5	50
DF1984b (low sand %)	1.05	12	225	1:3.5	50
DF1983Ga (location h-1 m)*	1.57	5.26	43	1:8	4
DF1983Gb (location h-0.5 m)*	1.57	5.26	43	1:8	4
DF1992a (with roots)	1.35	4.7	35	1:4	5
DF1992Kb (with roots)	1.35	4.7	35	1:4	50
DF1992KGa (with grass)	1.35	4.7	35	1:4	50

Table B.1 Hydraulic conditions and clay parameters

* Location of initial hole below water level (h)

In these experiments, the detailed characteristics of the clay are not known (just some information about basic characteristics). From this table, it can be seen that the critical shear strength for the clay varies between 0.5 and 50 N/m². However, this table does miss the values that lie within the range of $3 < \tau_c < 50$ (i.e., between the good and very good clay). We basically used the suitable values for τ_c that best fit with the result. For example, our comparison revealed that for Kruiningen clay the value of 0.5 N/m² showed good result; whereas for Perkpolder clay 1.5 N/m² appeared to be appropriate. For some experiment, value of $\tau_c = 4$ N/m² appears to be appropriate which is beyond the ranges presented in the table.

Another problem is the definition of erodibility as a function of τ_c . There is no common agreement that can be found from the previous investigations. As we mentioned before, in all our cases we found that the coefficient $b = -1$ (power of τ_c in relationship for erodibility); and this looks more logical in view of the fact that the power of τ_c should be same as n following the Partheniades-type equation (i.e., equal to 1 in our case). Whereas, the coefficient a was found to be $2 \cdot 10^{-6}$ which is nearer to the relation proposed by Thoman et al. (2008).

The appropriate value for the damping parameter (κ) was found to be equal to 3.5 (though we found that the value in the range between 1.5-3.5 is appropriate and does not change the result much for the cases given in this study). Another parameter is the relative turbulence intensity (r_0), which is taken to be 0.1 for all cases.

We compared the predicted quantities of temporal erosion development using our erosion model with and without damping with these laboratory measurements. From the comparison (Figure B.7), it can be seen that the model including damping shows better results than without damping. Basically, the results look reasonable. However, for some experiment the prediction does not appear to be reasonable, e.g. one of the cases DF1992Pb (with higher wave height), the erosion depth seems to be under predicted by the damping model. This leads to the conclusion that it is necessary to investigate more on determining damping parameter based on temporal change of wave impact. Verheij (2000; Q2529) proposed some relationships to determine the damping of waves due to energy dissipation caused by wave breaking, bottom roughness and vegetation drag for the case of river bank erosion. However, the value of the damping parameter was found to be rather low in comparison with our study (less than 1).

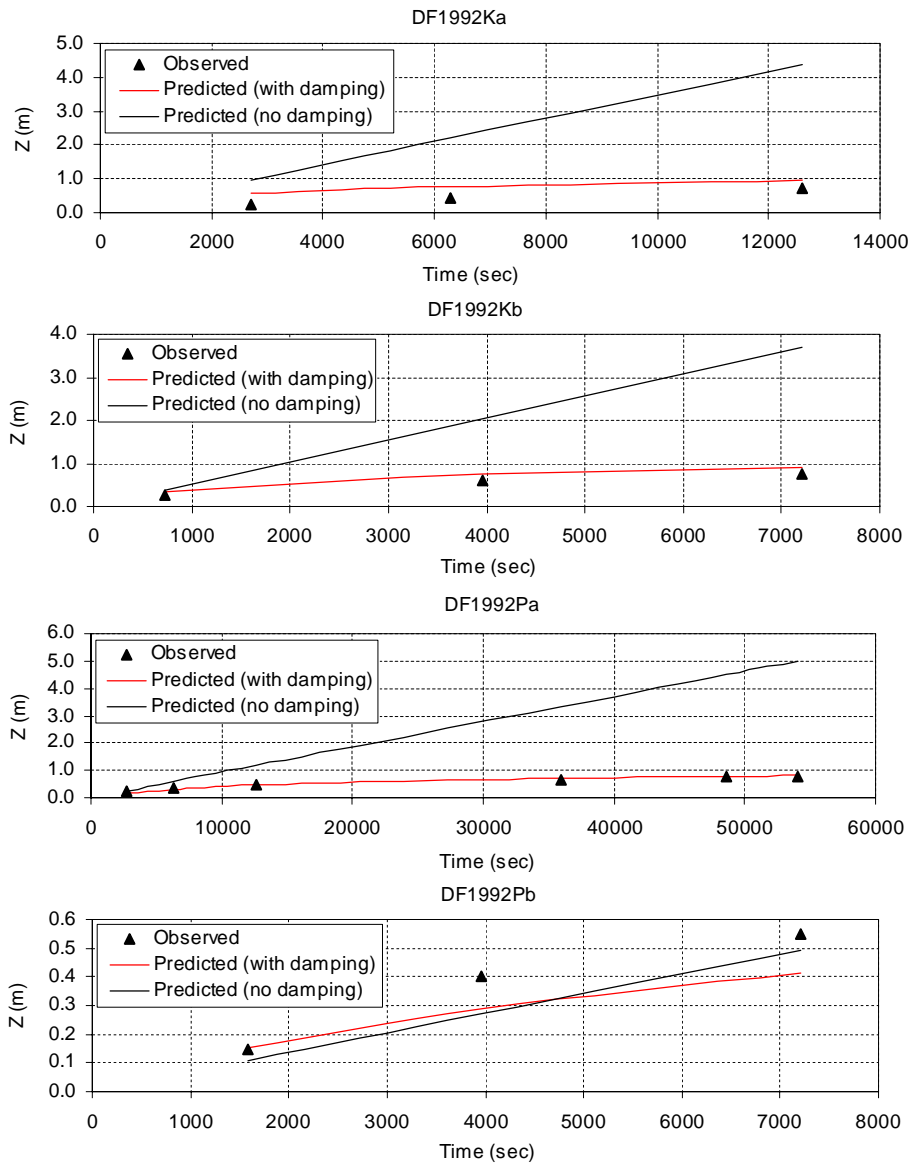


Figure B.5 Prediction of temporal change of erosion depth at clay dikes under wave attack with) and without damping for DF experiments 1992 (Zeeland).

Deel 5

Rol van micro-instabiliteit bij reststerkte van dijken met zandkern

Han Knoeff

Inhoud

1 Inleiding	1
1.1 SBW Reststerkte	1
1.2 Rol van microinstabiliteit bij reststerkte	1
1.3 Doelstelling onderzoek deelproject 5	3
1.4 Opbouw van het verslag	3
2 Mechanismebeschrijving	5
2.1 Definities	5
2.2 Initiërende mechanismen en processen	6
2.2.1 Infiltratie	6
2.2.2 Afschuiven binnentalud	7
2.2.3 Uitspoelen gronddeeltjes	10
2.3 Vervolgmechanismen en processen	10
2.4 Conclusie en afbakening	12
3 Theorieën en modellen microstabiliteit	15
3.1 Modellen uit bestaande leidraden	15
3.2 Recente inzichten	17
3.2.1 Begin van uitspoelen	17
3.2.2 Vervolgprocessen uitspoelen	18
3.3 Buitenland	21
3.4 Conclusie en aanbeveling	22
4 Relevantie voor Nederlandse Praktijk (fase 1b)	23
4.1 Praktijkvoorbeelden van microinstabiliteit	23
4.2 Resultaten 2 ^e landelijke toetsing	24
4.3 Microstabiliteit als reststerktemechanisme	26
4.4 Conclusie en aanbeveling	27
5 Conclusies en aanbevelingen	29
5.1 Conclusies	29
5.2 Aanbevelingen	30
5.2.1 Algemeen	30
5.2.2 Plan van aanpak algemeen	30
5.2.3 Plan van aanpak fase 2	31
6 Referenties	35
Bijlage(n)	
A Definities	37
B bezwijken van dammen door micro-instabiliteit	39

Symbolenlijst

A	empirische constante	[-]
B	empirische constante	[-]
c	effectieve zand-volumeconcentratie	[-]
g	versnelling zwaartekracht	[m/s ²]
h	waterlaagdikte	[m]
q	specifiek waterdebiet = h.u	[m ² /s]
s	specifiek zandtransport	[kg/sm]
u	gemiddelde stroomsnelheid in laag	[m/s]
α	hellingshoek talud	[°]
β	empirische coëfficiënt	[-]
γ	veiligheidsfactoren	[-]
Δ	relatieve dichtheid zandkorrels = $(\rho_s - \rho_w)/\rho_w$	[-]
ρ_g	dichtheid grond (korrels + water)	[kg/m ³]
ρ_w	dichtheid water	[kg/m ³]
ρ_s	dichtheid zandkorrels	[kg/m ³]
φ	hoek van inwendige wrijving	[°]
η	pakkingscoëfficiënt (verhouding oppervlakte van korrels, gevoelig voor transport, tot oppervlakte zandbed)	[-]
θ_{crit}	kritieke waarde van θ voor begin van bewegen	[-]
θ	dimensieloze bodemschuifspanning = $\tau / \{\rho_w g \Delta D_{50}\}$	[-]
n_0	poriëngehalte (ook wel 'porositeit') zandlichaam	[-]
τ	bodemschuifspanning (gemiddelde over eventuele turbulente fluctuaties)	[Pa]
ν	kinematische viscositeit van water	[m ² /s]

1 Inleiding

1.1 SBW Reststerkte

Het onderzoek SBW-reststerkte bestaat uit zeven deelprojecten:

- 1 reststerkte van keileem
- 2 reststerkte van een dijk met steenzetting op een kleilaag en zandkern
- 3 reststerkte van een dijk met asfalt op een zandkern
- 4 reststerkte van een kleidijk met gras langs een rivier
- 5 rol van micro-instabiliteit bij reststerkte van rivierdijken met zandkern
- 6 reststerkte van de kruin en het binnentalud van gras na schade door golfoverslag
- 7 communicatietraject en samenvattend verslag

Het eerste deelproject is reeds in 2006/2007 uitgevoerd. Het onderzoek is daarna in november 2008 van start gegaan met een inventarisatiefase voor deelprojecten 2 tot en met 5 en een communicatieplan voor deelproject 7.

De onderhavige rapportage betreft het deelproject 5, rol van micro-instabiliteit bij reststerkte. De aandacht wordt hierbij geconcentreerd op rivierdijken met een zandkern, omdat juist daar dit mechanisme van belang kan zijn.

Voor een gedetailleerd overzicht van de werkzaamheden wordt verwezen naar het projectplan (Klein Breteler en Muttray, november 2008).

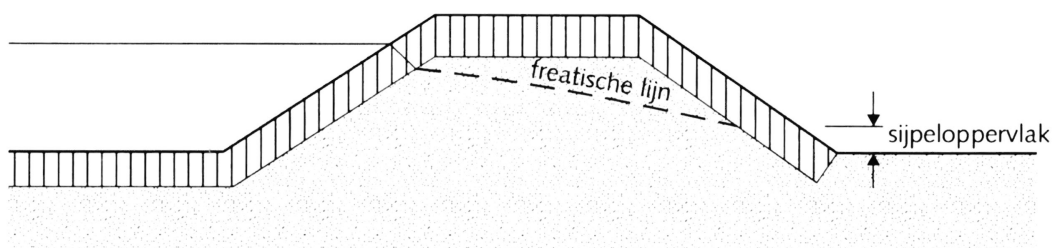
De reststerkte is het waterkerend vermogen dat overblijft na initiële schade aan een dijk. Afhankelijk van het type (potentieel) vervolgmecanisme na de initiële schade kan reststerkte worden uitgedrukt als:

- de duur tussen het optreden van initiële schade tot het doorbreken van de dijk;
- de restcapaciteit na het optreden van initiële schade.

1.2 Rol van micro-instabiliteit bij reststerkte

Micro-instabiliteit betreft het afschuiven of afdrukken van (een deel van) het binnentalud of het uitspoelen van gronddeeltjes onder invloed van uittredend water als gevolg van een hoge freatische lijn in de dijk. Microstabiliteit is de weerstand tegen micro-instabiliteit.

Micro-instabiliteiten treden alleen op bij dijken waar zich een hoge freatische lijn kan instellen.



Figuur 1.1 Water drukt van onder tegen kleilaag vanwege hoge freatische lijn, hetgeen tot micro-instabiliteit kan leiden.

Het mechanisme microstabiliteit is van belang:

- als initieel bezwijkmechanisme

- als reststerkte-mechanisme na het optreden van een binnenwaartse macro- of microinstabiliteit.

De uitgangssituatie, waar het proces van de reststerkte gaat beginnen, is dus:

- een onbeschadigde dijk met een zandkern, zodat micro-instabiliteit kan optreden als initieel mechanisme
- een dijk waar door macro-instabiliteit op het binnentalud schade is ontstaan en daarna micro-instabiliteit dreigt als vervolgmecanisme (zie Figuur 1.2)

Deze definitie van de uitgangssituatie sluit aan op een van de belangrijkste constatering in de risico-analyse (De Koning 2009).



Figuur 1.2 *Macro-instabiliteit binnenwaarts waarbij de kruin grotendeels op hoogte is gebleven, en micro-instabiliteit als vervolgmecanisme dreigt*

Het toetsproces in het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (Min VenW, 2007) is gebaseerd op theoretische evenwichtsvergelijkingen. Het tijdsaspect, de snelheid waarmee het mechanisme optreedt, speelt in deze vergelijkingen nog geen rol.

Recent is tijdens verschillende laboratorium proeven gebleken dat het proces van microinstabiliteit niet zo simpel is als de evenwichtsvergelijkingen uit de VTV beschrijven en bovendien vrij langzaam gaat (De Groot, 2008).

De proefresultaten kunnen gebruikt worden om een eerste schatting te maken van de reststerkte bij het optreden van microstabiliteit. Op basis van de proeven wordt vermoed dat de reststerkte bij het optreden van microinstabiliteit vrij groot kan zijn. Dit vermoeden dient te worden onderbouwd.

Micro-instabiliteit kan alleen optreden als er voldoende water door de dijk stroomt, en is daarom relevant voor rivierdijken met een zandkern. Bij een rivierdijk met een zandkern kan de freatische lijn snel stijgen, en ontstaat het risico van uittredend water op het binnentalud, of opwaartse krachten op het binnentalud die kunnen leiden tot afschuiving. Een redelijk doorlatende kleilaag op een zandkern is een omstandigheid die een snelle stijging van de freatische lijn tot een relatief hoog niveau mogelijk maakt, maar er zijn nog meer omstandigheden denkbaar. Dit wordt nader toegelicht in hoofdstuk 2.

1.3 Doelstelling onderzoek deelproject 5

Doel van dit onderzoek naar de rol van microstabiliteit bij reststerkte is het bepalen van de tijdsduur vanaf het optreden van een initieel bezwijkmechanisme tot het falen (kruinverlaging) van een waterkering door het optreden van microinstabiliteiten. Het optreden van initiële microinstabiliteit is geen onderwerp van dit reststerkteonderzoek. Vervolgens worden hiermee een toetsmethodiek en toetscriteria afgeleid op basis van een veiligheidsbeschouwing. Het onderzoek richt zich op dijken, en niet op duinen en kunstwerken.

Dit rapport betreft de rapportage van fase 1a en 1b van het deelproject. Doel van deze fasen is het bepalen van nut en noodzaak van het bepalen van de reststerktecapaciteit door microstabiliteit.

1.4 Opbouw van het verslag

Het rapport is als volgt opgebouwd. Na dit inleidende hoofdstuk volgt in hoofdstuk 2 een beschrijving van de processen die rondom microinstabiliteit optreden. In hoofdstuk 3 wordt ingegaan op beschikbare reststerktemodellen. De relevantie voor het onderzoeken van reststerkte bij microinstabiliteit voor de Nederlandse praktijk wordt in hoofdstuk 4 gegeven. Het laatste hoofdstuk 5 bevat conclusies en aanbevelingen van dit onderzoek.

2 Mechanismebescrijving

2.1 Definities

Onder microinstabiliteit wordt verstaan:

Het afschuiven of afdrukken van (een deel van) het binnentalud of het uitspoelen van gronddeeltjes onder invloed van uittredend water als gevolg van een hoge freatische lijn in de dijk.

In principe kan een microstabiliteit aan de buiten- en binnenzijde van de dijk optreden. Microinstabiliteit kan als (initieel) bezwijkmechanisme of als vervolgmecanisme optreden. De mate waarin vervolgmecanismen optreden bepaald de reststerkte.

Onder reststerkte in relatie tot micro-instabiliteit wordt verstaan:

De restcapaciteit om de waterkerende functie waarop aanspraak wordt gemaakt te vervullen, na optreden van een primair mechanisme.

Na optreden van een primair bezwijkmechanisme zijn verschillende vervolgmecanismen mogelijk die kunnen leiden het falen van een waterkering.

Onder falen van een dijk wordt verstaan:

Het niet kunnen vervullen van de waterkerende functie op het ogenblik dat daar aanspraak op wordt gemaakt. De aanwezige capaciteit om water te keren wordt overschreden door de benodigde capaciteit om water te keren.

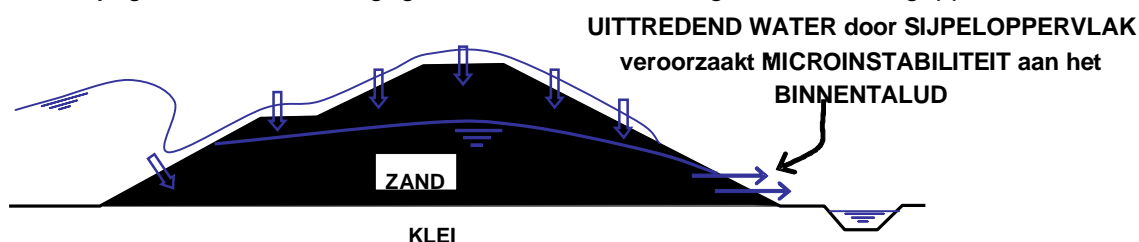
Doorgaans treedt falen op als de kruinhoogte door het bezwijkmechanisme zo ver gedaald is dat deze lager is dan de actuele waterstand.

Onder bezwijken wordt verstaan:

Het optreden van een bezwijkmechanisme. Dat is breuk, vormverandering, verlies van samenhang of schade aan (onderdelen) van de dijk, als gevolg van belastingen of belastingeffecten die de sterkte overtreffen, waardoor de capaciteit om water te keren nadelig kan worden beïnvloed.

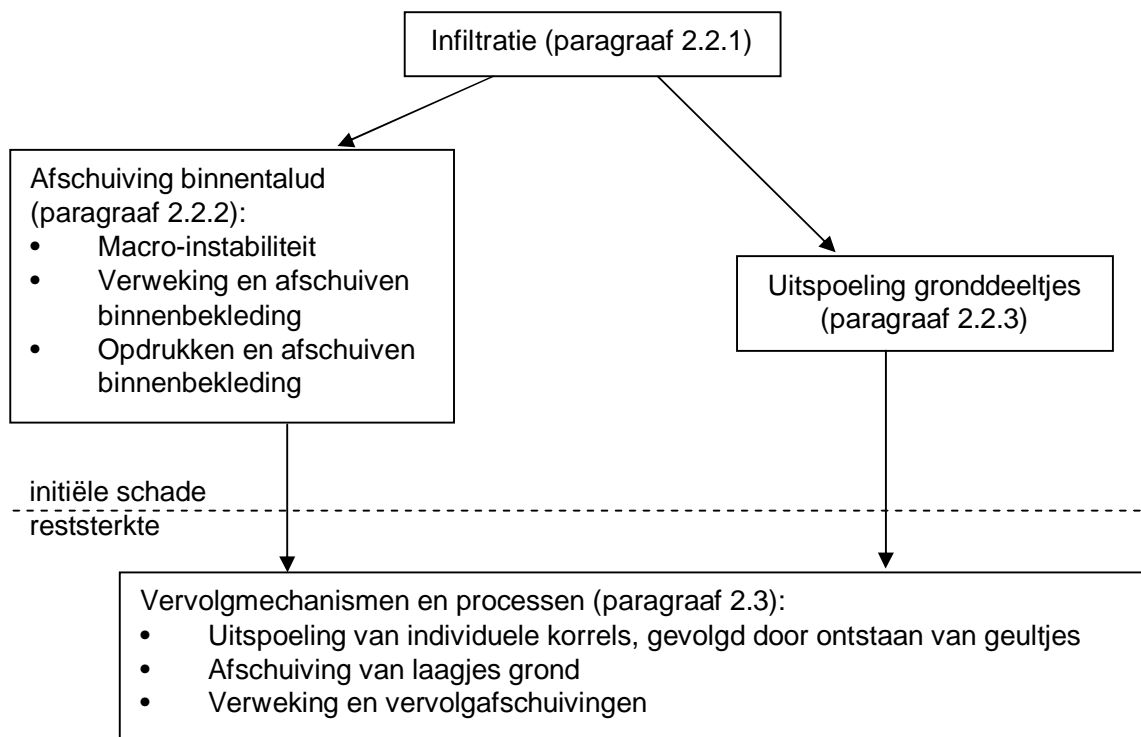
Microinstabiliteit wordt in dit kader beschouwd als vervolgmecanisme die na verschillende bezwijkmechanismen kan optreden. Voorwaarde voor microinstabiliteit is een hoge freatische lijn die uit het binnentalud uittreedt. Het oppervlak van het binnentalud waardoor het water uittreedt wordt sijpeloppervlak genoemd. Een sijpeloppervlak is het kenmerkende verschijnsel bij microinstabiliteit.

In de bijlage is een overzicht gegeven van definities van gehanteerde begrippen.



Figuur 2.1 Situatie waarin microstabiliteit kan optreden

In het vervolg worden eerst de initiële mechanismen beschreven (paragraaf 2.2) en daarna de voor reststerkte relevante vervolgmecanismen (paragraaf 2.3). Dit is schematisch weer-gegeven in Figuur 2.2.



Figuur 2.2 Schema van initiële schademechanismen en vervolgprocessen

2.2 Initiërende mechanismen en processen

2.2.1 Infiltratie

Voorwaarde voor microinstabiliteit is een hoge freatische lijn in de dijk, die uit het buitentalud uittreedt. De freatische lijn kan stijgen doordat water de dijk infiltreert. Infiltratie van water is mogelijk door:

- Het buitentalud: Bij hoge waterstanden, wanneer het water tegen de dijk aan staat, vindt infiltratie door het buitentalud plaats. De infiltratie is afhankelijk van de doorlatendheid van de buitenbekleding¹.
- De kruin: Bij overloop / overslag maar ook door neerslag vindt infiltratie door de kruin plaats. De hoeveelheid water dat de dijk instroomt is afhankelijk het type en staat van de bekleding.
- Het binnentalud: Door overloop/ overslag en neerslag vindt infiltratie via het binnentalud plaats. De hoeveelheid infiltratie is afhankelijk van de doorlatendheid van de bekleding¹.

1. *In de Nederlandse leidraden is een minimale dikte van de bekleding voorgeschreven. Wanneer deze bekleding inderdaad aanwezig is en in goede conditie is (begroeiing, voldoende vochtigheid), is de infiltratie laag. Door uitdroging, scheuren, aangetaste begroeiing en dierlijke activiteiten kan de bekleding in slechte conditie zijn waardoor water doorgelaten kan worden in het dijklichaam.*

- De onderzijde: Water kan ook via de onderzijde. Dit is vooral denkbaar indien watervoerende lagen in contact staan met het buitenwater en het kernmateriaal.
- Vreemde elementen: Vreemde elementen in dijken zijn potentieel zwakke plekken. Langs elementen kan water de dijk instromen. Lekkende waterleidingen kunnen direct voor een verhoging van de freatische lijn zorgen.

De mate waarin de freatische lijn in een hoogwatersituatie stijgt, is afhankelijk van de duur van de belasting en de aard van het kernmateriaal van de dijk. Bij een korte belastingduur kan vanzelfsprekend minder water de dijk infiltreren dan bij een lange belastingduur. Bij een kleidijk is de doorlatendheid van de kern laag en stijgt de freatische lijn langzamer dan bij een zanddijk. Daarom is een kern van zand een voorwaarde voor dit mechanisme. Een belangrijke onzekerheid bij de beoordeling ervan is de hoogte van de freatische lijn, die afhankelijk is van de duur van het hoogwater, de doorlatendheid van de kern en de eventueel daarop aanwezige kleilaag.

Door een hoge freatische lijn in het dijklichaam kunnen de volgende mechanismen optreden:

- 1 Afschuiven binnentalud
- 2 Uitspoelen gronddeeltjes

2.2.2 Afschuiven binnentalud

Door infiltratie kunnen verschillende typen afschuivingen optreden:

- A. Macroinstabiliteit (diepe afschuiving)
- B. Verweking en afschuiven binnenbekleding (ondiepe afschuiving)
- C. Opdrukken en afschuiven binnenbekleding (ondiepe afschuiving)

A Macroinstabiliteit binnenwaarts

Er is sprake van een macroinstabiliteit als grote delen van het grondmassief van een dijk afschuiven langs rechte of gebogen glijvlakken. Zoals de naam macroinstabiliteit al aangeeft is de oorzaak van de afschuiving een verlies van evenwicht van een moot grond. Dit evenwicht bestaat uit een aandrijvend moment uit het gewicht van het grondlichaam aan de actieve zijde (waterzijde), een tegenwerkend moment, het gewicht van het grondlichaam aan de passieve zijde (landzijde) en de schuifspanningen langs het glijvlak.

Als de schuifspanningen in de ondergrond, door toegenomen waterspanningen waaronder een hogere freatische lijn, afnemen, kan het evenwicht verloren gaan. Hoge waterspanningen in de dijk kunnen naast een hogere freatische lijn ontstaan door deformatie. Verder kan het evenwicht van een dijklichaam worden verstoord door toename van het aandrijvende moment, bijvoorbeeld door verkeer op de dijk, of door afname van het tegenwerkende moment, bijvoorbeeld door het aanleggen van een teensloot.

De eerste duidelijke verschijnselen van macroinstabiliteit zijn scheuren in de dijk. Als de dijk op afschuiven staat, groeit de scheur in breedte en lengte. Als de scheur niet groter en breder wordt, is de dijk in een stabielere situatie gekomen of ontstaat een nieuw, dieper gelegen glijvlak. Een nieuw dieper gelegen glijvlak manifesteert zich met een scheur aan de rivierzijde van en evenwijdig aan de eerste scheur. Een tweede, dieper gelegen, glijvlak kan zich gedurende het hele afschuifproces ontwikkelen waardoor het proces van de eerste afschuiving stopt.

Bij een daadwerkelijke afschuiving daalt het maaiveld aan de binnenzijde van de scheur, in het begin vaak langzaam. Een eerste afschuiving leidt vaak niet tot kruinverlaging. Vervolgmechanismen kunnen tot inundatie van het achterland leiden. De belangrijkste

vervolgmechanismen zijn: vervolgfascuivingen, uitspoelen van gronddeeltjes en erosie door overloop/overslag. Indien kan worden aangetoond dat deze mechanismen niet, of met een kleine kans, zullen optreden, kan niet alleen het overstromingsrisico beter worden vastgesteld maar kunnen ook toetsprocedures van dijken worden verbeterd waardoor sommige dijkversterkingen overbodig worden. In (Knoeff 2003) is een eerste analyse naar reststerkteprocessen door erosie en vervolgfascuivingen uitgevoerd.

B Verweken en afschuiven binnenbekleding

Bij overslag of overloop stroomt water over de kruin van de dijk. Water kan in de dijk infiltreren waardoor de korrelspanningen in de dijk afnemen.

Bij alleen infiltratie van een homogene dijk via de kruin verloopt het vochtfront onder invloed van de zwaartekracht vrijwel verticaal totdat het de grondwaterspiegel heeft bereikt. Nadat het vochtfront de grondwaterspiegel heeft bereikt wordt het driehoekige gebied onder het talud van binnenuit verzadigd. Bij gelijktijdige infiltratie via de kruin en het binnentalud ontstaat een vochtfront dat min of meer parallel loopt aan het talud (Grondmechanica Delft, 1991).

Bij een zanddijk met een kleilaag hangt de infiltratiesnelheid en waterspanningsopbouw af van de verhouding van de doorlatendheden van het kernmateriaal en de bekleding. Bij een kleidijk heeft de bekleding vaak een grotere doorlatendheid dan de kleikern. Het water infiltreert vaak niet verder dan de onderlaag. Alleen de bovenste circa 1 m van de dijk raakt dan verzadigd.

Door de afname van korrelspanningen kan de dijk instabiel worden. Een scheur evenwijdig aan de kruin is hiervan het eerste teken. Deze scheur wordt in de kruin of hoog in het binnentalud vlakbij de kruin waargenomen.

Uit testen in de kleine geotechnische centrifuge van de TU-Delft wordt geconcludeerd dat, bij infiltratie in de kruin van een zanddijk met een klei bekleding, de kleilaag door de waterspanningen wordt opgedrukt. Door de reductie van de wrijving tussen de klei en het zand veroorzaakt het eigen gewicht van de klei scheuren in de bekleding (Allersma 1999). Aan de binnenzijde van de scheur treedt verzakking van het maaiveld op. Dit duidt erop dat nabij de kruin de grond op trek wordt belast en de neiging vertoont om naar de teen te schuiven.

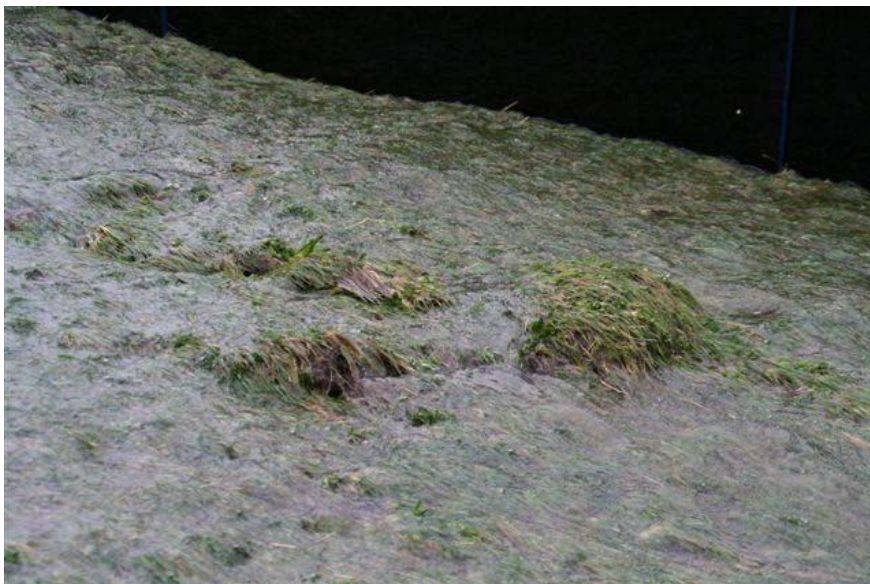
Door het ontstaan van een scheur loopt het water gemakkelijker de dijk in. Er kunnen nu, bij voortdurend hoogwater, twee scenario's optreden.

In het eerste scenario is de toplaag van de bekleding onvoldoende sterk. In en onder de toplaag ontstaan stromingspaden. Na verloop van tijd scheurt de toplaag aan de onderzijde van het binnentalud lokaal open. Er ontstaat een wel. Door een scheur boven in de dijk stroomt water naar binnen. Aan de teen stroomt het water er weer uit. Aanvankelijk is de wel nog vrij klein met als gevolg dat er nog maar weinig water en grond uitstroomt. Naarmate de wel door erosie groter wordt, komt er relatief meer grond mee. Door voortschrijdende erosie wordt de wel steeds groter en de toplaag verzakt iets. Na verloop van tijd storten de kanaaltjes in. Er ontstaan geulen in de bekleding. Het water dat de dijk instroomt kan er niet meer uit. Zodra zich waterspanningen opbouwen barst de toplaag op en schuift af. Dit mechanisme is waargenomen tijdens de stormvloed van 1953 en bij overslagproeven in Wissekerke.

In het tweede scenario is de toplaag voldoende sterk of dik om de waterdruk aanvankelijk te kunnen weerstaan. Onder de bekleding bouwen zich waarschijnlijk waterspanningen op. De ondergrond wordt min of meer gelijkmatig verzadigd doordat er geen stromingspaden zijn. Na verloop van tijd wordt de bekleding over een bepaalde lengte opgelicht en schuift af. De afschuiving is meestal schelpvormig en bevindt zich geheel in het binnentalud van het dijklichaam. Het scheidingsvlak ligt meestal onder de 'doorlatende' bekleding. Afschuiving van de toplaag (circa 1 m) is veelvuldig beschreven na de stormvloed van 1953 en 1916. Vooral beschrijvingen over een verzadigde toplaag komen vaak voor.

Wanneer een afschuiving heeft plaatsgevonden, is de bekleding aangetast en kan de dijk kern verder geërodeerd worden door een combinatie van uittredend en langsgestroomd water.

Schademechanismen door overloop/overslag zijn waargenomen bij de watersnoodrampen in 1916 en 1953 (Edelman, 1953) (Edelman, 1960), bij praktijkproeven in Friesland (Van der Meer, 2008) in Flevoland (2003) en Wissekerke (Grondmechanica Delft 1995) en onder andere beschreven door onder andere Galiana (2005).



Figuur 2.3 Schade bij overslag. Door infiltratie door het binnentalud wordt de bekleding opgedrukt. Enige seconden later zal de bekleding worden weggeslagen (ballonmechanisme). Foto overslagproeven voor SBW- overslag (Van der Meer 2008).

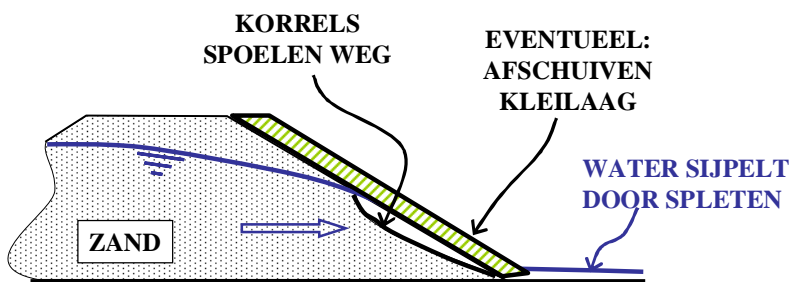
De bij deze proeven waargenomen mechanismen zijn vergelijkbaar met microïnstabiliteit. Het belangrijkste verschil is dat bij microïnstabiliteit de dreiging van binnen komt en bij schade door overslag van buiten (infiltratie door kruin en binnentalud). Schade door overloop/overslag wordt in het SBW-Overslag project onderzocht.

C Opdrukken en afschuiven binnenbekleding

Als het binnentalud van een zandige dijk is afgedekt met een kleilaag kan de kleilaag worden opgedrukt. Het opdrukken van de bekleding kan ertoe leiden dat de bekleding opbarst en afschuift. Indien de bekleding wordt opgedrukt kan het ook gebeuren dat zandkorrels aan het grensvlak met de kleilaag door spleten in de kleilaag wegspoelen. Door de reductie van de wrijving tussen de klei en het zand veroorzaakt het eigen gewicht van de klei scheuren in de bekleding. De kleilaag zal waarschijnlijk afschuiven, waarna het zandoppervlak bloot komt te liggen en verder aangetast kan worden (Figuur 2.4).



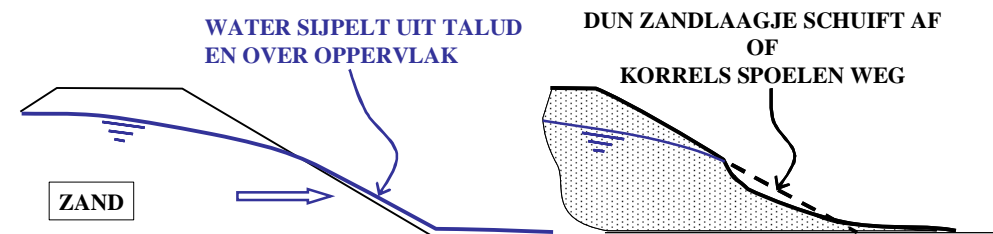
Figuur 2.4 Microinstabiliteit als initieel mechanisme. De bekleding is opgedrukt en afgeschoven



Figuur 2.5 Afdrukken en afschuiven bekleding

2.2.3 Uitspoelen gronddeeltjes

Bij een freatische lijn die in het buitentalud uitreedt, sijpelt water uit het buitentalud. Door het uitsijpelende water kunnen korrels, of groepjes korrels, die aan het oppervlak liggen worden meegevoerd. Dit proces treedt voornamelijk op bij granulair materiaal.



Figuur 2.6 Uitspoelen gronddeeltjes

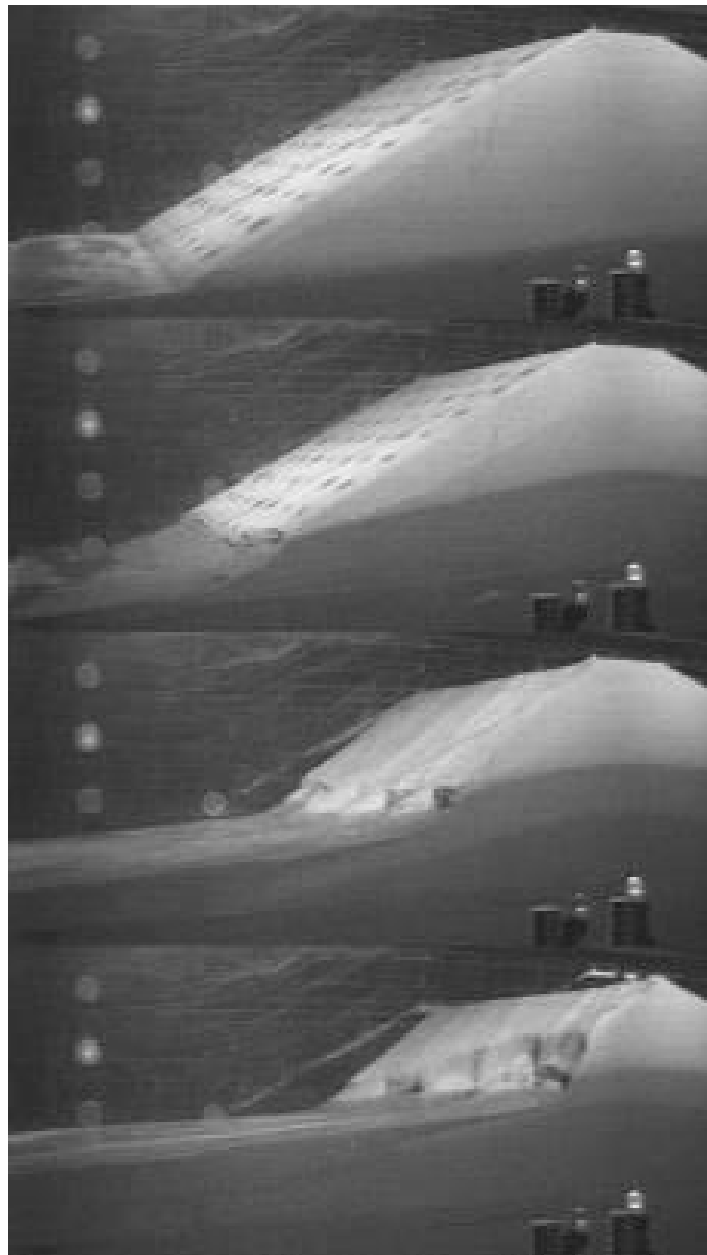
2.3 Vervolgmechanismen en processen

Bij een voldoende hoge freatische lijn in de dijk kan na optreden van een initieel mechanisme een aanhoudend proces plaatsvinden van afschuivingen en uitspoelen van losse

grondkorrels of groepjes grondkorrels. Dit proces gaat door totdat de kruin is ondermijnd en lager wordt dan de buitenwaterstand of een evenwichtssituatie wordt bereikt.

Een evenwichtssituatie wordt alleen bereikt onder de volgende omstandigheden:

- Voldoende flauwe helling van het binnentalud
- Onvoldoende stroming door het grondlichaam
- Bij specifieke eigenschappen van het zand, zoals bijvoorbeeld de grootte van de korreldiameter



Figuur 2.7 Foto's microstabiliteitsproeven Geocentrifuge.

In 2006 en 2008 zijn verschillende proeven in de Geocentrifuge en Brutusbak van Deltares uitgevoerd. De volgende verschijnselen zijn waargenomen (De Groot 2008):

- De proeven zijn uitgevoerd bij een taludhelling van 1:2 en 1:3,3. De processen bij 1:3,3 talud weken af van de processen bij een 1:2 talud. Bij het steile talud schoven laagjes grond af; ieder laagje opgebouwd uit talloze korrels: een collectief mechanisme. Bij het flauwe talud spoelden individuele zandkorrels weg: een solitair mechanisme. Na instabiliteit van het 1:2 talud was het beeld van wegspoelende individuele korrels ook zichtbaar onderaan het talud, waar een flauwer talud werd gevormd
- Waar individuele korrels wegspoelden ontstonden geultjes, waardoor het meeste water en de meeste korrels stroomden
- De taludhelling waaronder het geërodeerde zand bleef liggen was 1:6 tot 1:10
- Bij de meeste proeven ontstond een bijna verticale klif waar het freatisch vlak het talud sneed. Bij de centrifugeproeven met helling 1:2 waren die kliffen beperkt van hoogte omdat de erboven liggende laagjes droog zand 'uitregende'.

Uit de proeven worden een drietal vervolprocessen voor het uitspoelen van gronddeeltjes afgeleid:

- Uitspoelen van individuele korrels (bij flauwe taludhellingen) gevolgd door
- het ontstaan van geultjes.
- Afschuiven van laagjes grond (bij steile taludhellingen).

Deze processen worden in de navolgende paragraaf beschreven. Opgemerkt wordt dat uitspoelen van korrels optreedt voordat geultjes ontstaan. Beide processen treden onder de freatische lijn op. Afschuivingen kunnen ontstaan doordat waterspanningen toenemen (en daardoor korrelspanningen en schuifkrachten afnemen) of doordat zand uitspoelt waardoor onvoldoende tegenwerkend moment kan worden gemobiliseerd.

De vervolprocessen kunnen ook worden waargenomen bij damdoorbraken (zie hoofdstuk 4).

Verweking en vervolgafschuivingen

Hoge waterspanningen aan de binnenteen kunnen ook leiden tot een soort verwekingsproces. De binnenzijde van de dijk kan hierdoor als een soort pudding bezwijken. Naar dit mechanisme is weinig onderzoek gedaan.

2.4 Conclusie en afbakening

Microinstabiliteit treedt op bij uitredend water uit het binnentalud (sijpeloppervlak). Uittredend water kan alleen optreden bij een hoge freatische lijn in de dijk. Een hoge freatische lijn treedt op als water vanuit de ondergrond, langs een leiding of ander vreemd element, door het buitentalud, kruin en / of binnentalud de dijk instroomt. Door een hoge freatische lijn kunnen de volgende mechanismen en deelmechanismen optreden:

- Uitspoelen van korrels
 - Uit een wel aan de onderzijde van het talud. Het betreft erosie van een kanaaltje onder een toplaag.
 - Door uitsijpelend water. Hierdoor spoelen individuele korrels of groepjes korrels uit het binnentalud.
- Afschuiving
 - Macroinstabiliteit
 - Verweking en afschuiven binnenbekleding
 - Opdrukken en afschuiven binnenbekleding

In de leidraden in Nederland worden geen duidelijke grenzen aangegeven waar de bezwijkmechanismen door overslag/overloop ophouden en waar het bezwijkmechanisme microinstabiliteit begint. Ook de grens tussen een ondiepe en diepe afschuiving is vaag. Het verschijnsel dat kanaaltjes onder de toplaag ontstaan wordt in zijn geheel niet meegenomen. Vaak spreken we over microstabiliteit als de freatische lijn stijgt door infiltratie van het buitentalud, over overslag / overloop als water via de kruin of het binnentalud de dijk instroomt en van een macroinstabiliteit als de waterspanningen verhogen door infiltratie van uit een watervoerende zandlaag onder de dijk. Aanbevolen wordt om een definitiestudie uit te voeren naar de verschillende deelmechanismen en te controleren of deze voldoende in de huidige toetsvoorschriften zijn onderkend.

In deze studie wordt ingegaan op reststerkte bij het uitspoelen van gronddeeltjes. De volgende processen worden daarbij onderscheiden:

- Uitspoelen van individuele korrels (bij flauwe taludhellingen) gevolgd door
- het ontstaan van geultjes.
- Afschuiven van laagjes grond (bij steile taludhellingen).

Daarbij wordt vooral naar de Nederlandse situatie gekeken waarbij ervan wordt uitgegaan dat de doorlatendheid van een kleidijk onvoldoende groot is om uitspoelen van gronddeeltjes te veroorzaken. Derhalve worden alleen zanddijken beschouwd.

In het volgende hoofdstuk wordt ingegaan op bestaande modellen die kunnen worden gebruikt voor het bepalen van de reststerkte bij het uitspoelen van gronddeeltjes.

3 Theorieën en modellen microstabiliteit

3.1 Modellen uit bestaande leidraden

In (TAW 1985) en (TAW 2001) zijn rekenregels omschreven om na te gaan of micro-instabiliteit kan optreden.

Voor het uitspoelen van individuele of groepjes korrels worden twee situaties beschouwd, namelijk:

- uitspoelen bij horizontaal uittredend grondwater (Bij microinstabiliteit van een zanddijk met zandige toplaag)
- uitspoeling bij stroming loodrecht op het talud (Bij een microinstabiliteit onder water (zie Figuur 3.1) en een zanddijk met zandige toplaag).

Voor deze situaties zijn evenwichtsregels afgeleid. Dat wil zeggen dat gegeven een bepaalde grondsoort en helling van het binnentalud wordt aangegeven of microstabiliteit optreedt bij een bepaalde stromingsdruk en / of waterspanningsopbouw.

Allereerst wordt de slechtst mogelijke situatie voor uitstromend water bekeken. Voor het uitspoelen bij stroming loodrecht op het talud geldt:

$$\tan \varphi \geq \frac{\gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{m\phi} \cdot \rho_g \cdot g \sin \alpha}{\rho_g \cdot g \cdot \cos \alpha - \frac{\rho_w \cdot g}{\cos \alpha}} \quad (3.1)$$

Waarin:

γ	veiligheidsfactoren	[-]
ρ_g	dichtheid grond (korrels + water)	[kg/m ³]
ρ_w	dichtheid water	[kg/m ³]
φ	hoek van inwendige wrijving	[°]
α	hellingshoek talud	[°]

Naast betreffende volumegewichten is in deze evenwichtsbeschouwing alleen de helling van het binnentalud van belang. Indien het talud flauwer dan 1:2,7 is, wordt microinstabiliteit bij een dichtheid van de grond van 1700 kg/m³ niet verwacht.

Vervolgens wordt bekeken wat er gebeurt wanneer uitstromend water horizontaal uitspoelt:

$$\tan \alpha \leq \sqrt{\frac{\rho_g - \rho_w}{\gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_{m\phi} \cdot \rho_w}} \quad (3.2)$$

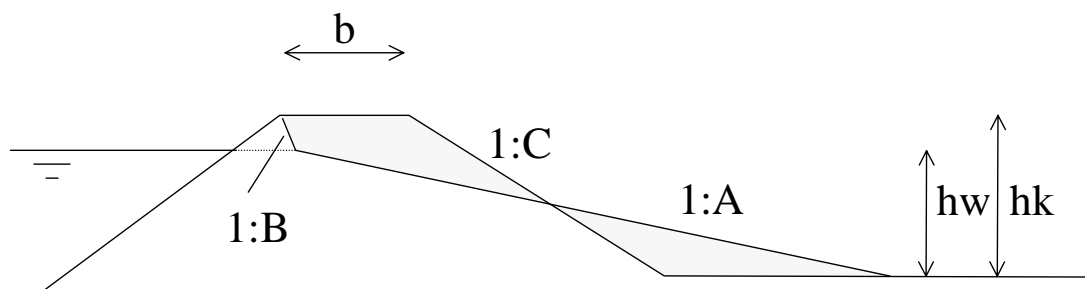
Evenwicht wordt bepaald door de dichtheid van water en grond en de helling van het binnentalud. Bij een dichtheid van de grond van 1700 kg/m³ bedraagt de minimale taludhelling waarbij geen microinstabiliteit bij horizontaal uitstromend water optreedt $\tan \alpha \leq 1,3$ (talud 1:0,8 of flauwer). Dit is derhalve minder relevant.

Deze rekenregels zijn de basis van de toetsregels uit het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (Min VenW 2007). Op basis van deze evenwichtsregels wordt aangegeven dat een controle van de microstabiliteit alleen noodzakelijk is als de helling van het binnentalud steiler is dan 1:3.



Figuur 3.1 Microinstabiliteit onder water, uitstromen van zand

Naast het uitspoelen van korrels worden onder het kopje microstabiliteit in de leidraden nog een vijftal vormen van afdrucken en afschuiven van de toplaag beschouwd. Uit proeven in de kleine centrifuge van de TU-Delft wordt geconcludeerd dat alleen schade aan het talud optreedt als het talud steiler dan 36° (1:1,3) is en de freatische lijn in de dijk op een hoger niveau ligt dan $1/3$ van de taludhoogte. (Allersma 1999)



Geometrische toets: Kruinverlaging treedt op als het in dwarsdoorsnede te eroderen oppervlak kleiner is dan het af te zetten oppervlak. Hierin is C de helling binnentalud, A de helling waaronder het uitgespoelde zand wordt afgezet (1:5), B de helling waaronder het talud boven de grondwaterstand blijft staan (te schatten op basis van grondeigenschappen), b de kruinbreedte, hw de waterstand voor de dijk en hk de kruinhoogte.

Figuur 3.2 Evenwichtsmodel reststerkte microstabiliteit

Indien de helling van het binnentalud steiler is dan 1:3 wordt in (Min VenW 2007) een niet gevalideerd geometrisch model gegeven op basis waarvan kan worden gecontroleerd of microinstabiliteit tot een kruinverlaging kan leiden. Basis van het model is een veronderstelde helling van 1:5 waaronder de uitgespoelde korrels worden afgezet. Op basis van deze helling wordt het te eroderen 'oppervlak uit het dwarsprofiel' vergeleken met het 'afgezette oppervlak' en geconcludeerd of kruinverlaging wel of niet kan optreden

In de benadering wordt uitgegaan van een horizontale freatische lijn in de dijk gelijk aan de buitenwaterstand. Erosie wordt verondersteld op te treden zolang sprake is van uittredend water. Het fysisch proces dat ten grondslag ligt aan deze benadering wordt niet beschreven. Ook wordt niet ingegaan op het tijdsaspect van het mechanisme.

3.2 Recente inzichten

3.2.1 Begin van uitspoelen

Naar aanleiding van een grote microinstabiliteit in Steijn zijn in 2004 door Deltares centrifugeproeven uitgevoerd om na te gaan in hoeverre de bestaande rekenmodellen correct zijn (Den Adel en Bezuien, 2004). Daaruit bleek echter dat uitspoelen van korrels optrad bij taludhellingen waarbij volgens de rekenmodellen uit de leidraden geen uitspoelen zou mogen optreden². Dat werd vervolgens ook gevonden in 1:1 proeven, die zijn uitgevoerd in de Brutusbak om na te gaan in hoeverre schaafeffecten het uitkomsten van de centrifugeproeven zouden kunnen hebben beïnvloed (Den Adel en De Groot, 2008).

In Delft Cluster project "Veiligheid tegen overstromen" is een verklaring gezocht voor de discrepantie tussen waarnemingen in proeven en rekenmodel en is een aanzet gegeven voor een nieuw rekenmodel (De Groot, 2008) voor instabiliteit en transport van zandkorrels bij taludoppervlak van zand. Bij de rekenmodellen uit de leidraden wordt de stabiliteit van een zandlaagje aan het oppervlak beschouwd. In het nieuwe rekenmodel wordt rekening gehouden met de stroom water die over het talud stroomt en daar een 'sleepkracht' ofwel schuifspanning overbrengt op de bovenste rij korrels gelijk aan het gewicht van het laagje water. Daarnaast wordt gekeken naar het evenwicht van individuele korrels in plaats van het evenwicht van een continuüm. Het evenwicht van individuele korrels waarbij rekening wordt gehouden met het effect van waterstroming bepaalt of een instabiliteit optreedt. In dit evenwicht worden derhalve de volgende krachten beschouwd:

- zwaartekracht op een korrel
- krachten als gevolg van naburige korrels
- kracht op de korrel als gevolg van uittredend water
- kracht op de korrel als gevolg van over het talud afstromend water

Het begin van bewegen van zandkorrels is in (De Groot, 2008:12) beschreven met een daartoe aangepaste formule van White.

$$\theta_{crit} = \beta \eta \frac{\pi}{6} \tan \varphi \left(\frac{\sin(\varphi - \alpha)}{\sin \varphi} - \frac{\sin \alpha \cdot \tan \alpha}{(1 - n_0) \Delta} \right) \quad (3.3)$$

Hierin is:

β =	empirische coëfficiënt	[-]
η =	pakkingscoëfficiënt (verhouding oppervlakte van korrels, gevoelig voor transport, tot oppervlakte zandbed)	[-]
θ_{crit} =	kritieke waarde van θ voor begin van bewegen	[-]
θ =	dimensieloze bodemschuifspanning = $\tau / \{\rho_w g \Delta D_{50}\}$	[-]
n_0 =	poriëngehalte (ook wel 'porositeit') zandlichaam	[-]

2. In de rekenmodellen wordt uitgegaan dat microstabiliteit niet optreedt bij hellingen flauwer dan 1:3. In de proeven trad micro-instabiliteit op bij een talud 1:3,3.

$$\Delta = \text{relatieve dichtheid zandkorrels} = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w \quad [-]$$

$$\rho_s = \text{dichtheid zandkorrels} \quad [\text{kg/m}^3]$$

3.2.2 Vervolprocessen uitspoelen

In hoofdstuk 2 is beschreven dat een drietal vervolprocessen bij het uitspoelen van korrels kunnen worden onderscheiden, namelijk:

- Uitspoelen van individuele korrels (bij flauwe taludhellingen)
- Ontstaan van geultjes.
- Afschuiven van laagjes grond (bij steile taludhellingen).

Uitspoelen van individuele korrels

Uit genoemde proeven in de Brutusbak volgt dat microtransport / erosie mogelijk is bij zeer lage stroomsnelheden en onder laminaire stromingscondities en bij een waterlaagdikte van orde grootte van de korreldiameter. Uit de proeven blijkt dat het specifiek debiet (het water dat over het talud stroomt), en stroomsnelheid door de waterkering zeer laag is. Het zandtransport is ook zeer laag. Dat betekent dat de reststerkte waarschijnlijk groot is.

De hoeveelheid getransporteerd zand per eenheid van breedte en daarmee de verwachting van schade voor bijvoorbeeld een dijk kan berekend worden met een afgeleide formule voor het specifiek debiet en de formules van Brutus-White I of II. De nauwkeurigheid van deze laatste formules is echter zeer beperkt, omdat de formules geijkt zijn op de resultaten van proeven die niet waren ingericht voor het meten van zandtransport. Uit berekeningen volgens genoemde formules zal veelal volgen dat het vele uren, zo niet dagen duurt voordat significante schade zal optreden. Op het tijdsaspect wordt in hoofdstuk 4.3 verder ingegaan. In de volgende alinea's worden de modellen Brutus White I en II beschreven.

Brutus - White I

Het model Brutus White I gaat ervan uit dat het transport van zand een bepaald percentage is van het water dat uit de dijk stroomt. Uit enkele laboratoriumproeven is afgeleid dat de effectieve zandvolumeconcentratie, dat is het volume getransporteerde korrels gedeeld door het volume getransporteerd water, ongeveer evenredig is met het gedeelte van de schuifspanning boven de kritieke waarde van deze schuifspanning.

$$c = 0.005 \left(\frac{\theta - \theta_{crit}}{\theta} \right) \quad (3.4)$$

Waarin:

$$c = \text{effectieve zand-volumeconcentratie} \quad [-]$$

De formule is afgeleid uit de proefresultaten voor één korreldiameter en voor beperkte variatie de binnetaldhelling (1:2 en 1:3,3).

Met een benadering voor de dieptegemiddelde stroomsnelheid bij een laminaire stroming

$$u \approx \frac{h\tau}{3\rho_w\nu} = \sqrt[3]{\frac{gq^2 \tan \alpha}{3\nu}} \quad (3.5)$$

Waarin:

h =	waterlaagdikte	[m]
τ =	bodemschuifspanning (gemiddelde over eventuele turbulente fluctuaties)	[Pa]
q =	specifiek waterdebiet = h.u	[m ² /s]
u =	gemiddelde stroomsnelheid in laag	[m/s]
ν =	kinematische viscositeit van water	[m ² /s]

Kan het zandtransport per meter breedte worden berekend volgens de formule:

$$s = \rho_s chu = \rho_s qc \quad (3.6)$$

Waarin:

s =	specifiek zandtransport	[kg/sm]
-----	-------------------------	---------

Brutus White II

In de Brutus White II formule wordt aangenomen dat de effectieve zandvolumeconcentratie afneemt met de waterlaagdikte. De formule luidt:

$$c = 3A \frac{\nu}{h^2} \sqrt{\frac{D_{50}}{g\Delta}} \frac{(\theta - \theta_{crit})^B}{\theta} \quad (3.7)$$

Waarin:

g =	versnelling zwaartekracht	[m/s ²]
A	empirische constante	[-]
B	empirische constante	[-]

Beide formules zijn gebaseerd op slechts enkele laboratoriumproeven.

Ontstaan van geultjes

Het ontstaan en groeien van geultjes is een vorm van oppervlakte erosie. Oppervlakte erosie van het binnentalud is het verschijnsel waarbij (dijks)materiaal door het langstromende water wordt meegevoerd. Dit verschijnsel kan optreden doordat water uit het binnentalud treedt en over het talud naar beneden stroomt.

Verschillende proeven en experimenten zijn in verschillende landen uitgevoerd om meer inzicht te krijgen in het mechanisme van oppervlakte-erosie bij overloop/overslag. Inzicht in het proces van oppervlakte erosie kan worden vergroot door bestudering van historische gebeurtenissen en erosiebeschrijvingen uit andere vakgebieden.

Met betrekking tot het ontstaan van geultjes door microinstabiliteit zijn geen modellen bekend. Mogelijk kan gebruikgemaakt worden van modellen die ontwikkeld zijn in het kader van Delft Cluster onderzoek naar golfoverslag. Het klifmodel dat wordt gebruikt om terugscheidende erosie te beschrijven voldoet waarschijnlijk het beste. Dit is een 3e fase van een overslagmodel waarbij het gras al weg is. Het uittredend debiet kan dan als maat voor de belasting worden gezien. Verder onderzoek naar groottes van debieten moet resulteren een veilig toelaatbaar debiet om microstabiliteit te voorkomen.

Op basis van de beschrijvingen bij oppervlakte-erosie en waarnemingen bij geulvorming door uitspoelen van korrels kunnen de volgende fasen worden onderscheiden (zie ook Figuur 3.3):

1. Een zandkern is nooit uniform. Op sommige locaties zal een concentratie van het stromende water leiden tot kanaaltjes en lokaal grotere uitspoeling van korrels. Deze kanaaltjes kunnen ook ontstaan door interne erosie. Dat wil zeggen dat in het dijklichaam al kanalen ontstaan. Als dit water uitreedt is direct sprake van een geconcentreerde stroming. Dit proces van interne kanaalvorming heeft overeenkomsten met het pipingproces (Galiana 2005).
2. Het kanaaltje wordt steeds groter totdat de sleepkracht van het water maximaal is. Deze grote (maximale) erosieve kracht van het water versnelt de verticale erosie. Er ontstaat een "klif" in het binnentalud.
3. Het water stroomt nu uit de klif. De klif beweegt zich vervolgens stroomopwaarts (terugschrijdende erosie). Het materiaal boven het uittredepunt in de klif stort in en wordt weggevoerd. Verschil met oppervlakte-erosie door overloop/overslag is dat bij overslag/overloop het water over de klif stroomt. Het instorten en wegvoeren van water vertoont overeenkomsten met processen bij duinafslag waarbij het buitentalud wordt ondermijnd en instort.



Figuur 3.3 Ontstaan van geultjes door geconcentreerde uitstroming (Noord-west Polen bij Rewal)

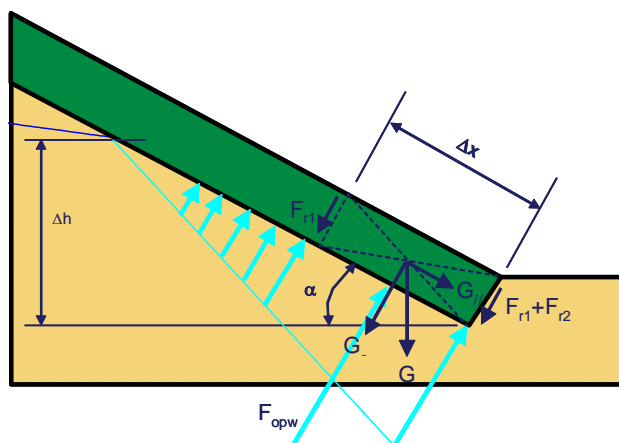
Oppervlakte erosie is afhankelijk van een heleboel parameters. De volgende eigenschappen die de erosiebestendigheid beïnvloeden worden onderscheiden:

- Het zand, klei en lutum gehalte;
- Het gehalte organische stof;
- De dichtheid van de bodem;
- De gestructureerdheid van het bodemmateriaal;
- Hydraulische condities.

Voor het proces van terugschrijdende erosie zijn verschillende modellen beschikbaar. De bekendste modellen zijn Bres, gebaseerd op een combinatie van verschillende modellen voor sedimenttransport (Visser 1998) en SITES, een model dat in de Verenigde Staten is ontwikkeld voor het ontwerp van dammen voor waterreservoirs. Het SITES model kent een

module dat het oppervlakte erosieproces van aarden dammen beschrijft (USDA 1997). Beide modellen gaan uit van overloop.

Het is niet bekend in hoeverre de modellen ook geldig zijn voor microinstabiliteit waarbij het water uit een klif (en niet over) en een minder grote hoeveelheid water over het talud stroomt. In het kader van deze studie zijn met deze modellen geen (globale) berekeningen uitgevoerd voor het bepalen van de reststerkte.



$$\frac{2cd}{\gamma_{mc}} + \frac{\rho_g g}{\gamma_{mp}} \Delta x d \cos \alpha + \frac{\rho_g g}{\gamma_{mp}} \Delta x d \sin \alpha \frac{\tan \varphi}{\gamma_{m \tan \varphi}} \geq \gamma_n \gamma_d \left(\Delta h - \frac{1}{2} \Delta x \sin \alpha \right) \frac{\rho_w g}{\gamma_{mp}} \Delta x \quad (3.8)$$

Figuur 3.4 Afschuiven laagjes grond

Afschuiven van laagjes grond

Bij steile taludhellingen is waargenomen dat laagjes grond afschuiven. Hiervoor zijn geen gevalideerde modellen beschikbaar. Wel kan een evenwichtsregel worden afgeleid. Met grondwaterstromingsberekeningen kan worden berekend wanneer voldoende druk wordt ontwikkeld om een laagje grond te doen afschuiven. Met andere woorden dat door toename van de waterspanningen de korrelspanningen en daarmee de schuifspanningen langs een glijvlak dusdanig reduceren dat een afschuiving optreedt.

3.3 Buitenland

Internationaal wordt de term microinstabiliteit ('micro-instability') niet gebruikt. Termen die het meest in de buurt komen zijn in het Engels: 'ravelling, sloughing, sapping, flow-through erosion en seepage erosion' en in het Frans: 'le déchaussement'. Dit type erosie treedt op bij ophogingen waarbij aan de voet van een helling stromingskrachten leiden tot destabilisatie van het korrelskelet. Het materiaal wordt steeds sneller meegevoerd door de stroming, waardoor de ophoging instabiel raakt en waardoor materiaal naar beneden glijdt, dat vervolgens weer wordt meegeleurd.

'Internal erosion', 'erosion interne' en 'innere Erosion' zijn de termen die internationaal voor niet oppervlakkige erosieverschijnselen worden gebruikt. Dit zijn echter verzamelnamen voor verschillende mechanismen variërend van piping, microstabiliteit tot uitspoelen en oplossen van korrels uit een grondlichaam.

3.4 Conclusie en aanbeveling

In de huidige leidraden wordt ervan uitgegaan dat uitspoelen van gronddeeltjes niet optreedt bij taludhellingen kleiner dan 1:3 en dat zand dat uitspoelt, wordt afgezet onder een helling van 1:5. Uit proeven volgt dat zand wordt afgezet onder taludhellingen variërend van 1:6 tot 1:10. Aanbevolen wordt daarom om na te gaan of de modellen voor microstabiliteit uit het Voorschrift Toetsen op Veiligheid veilig genoeg zijn.

Overwogen kan worden eerst onderzoek te doen naar de evenwichtshelling, en pas als blijkt dat deze anders is dan in de VTV, het overige onderzoek op te starten.

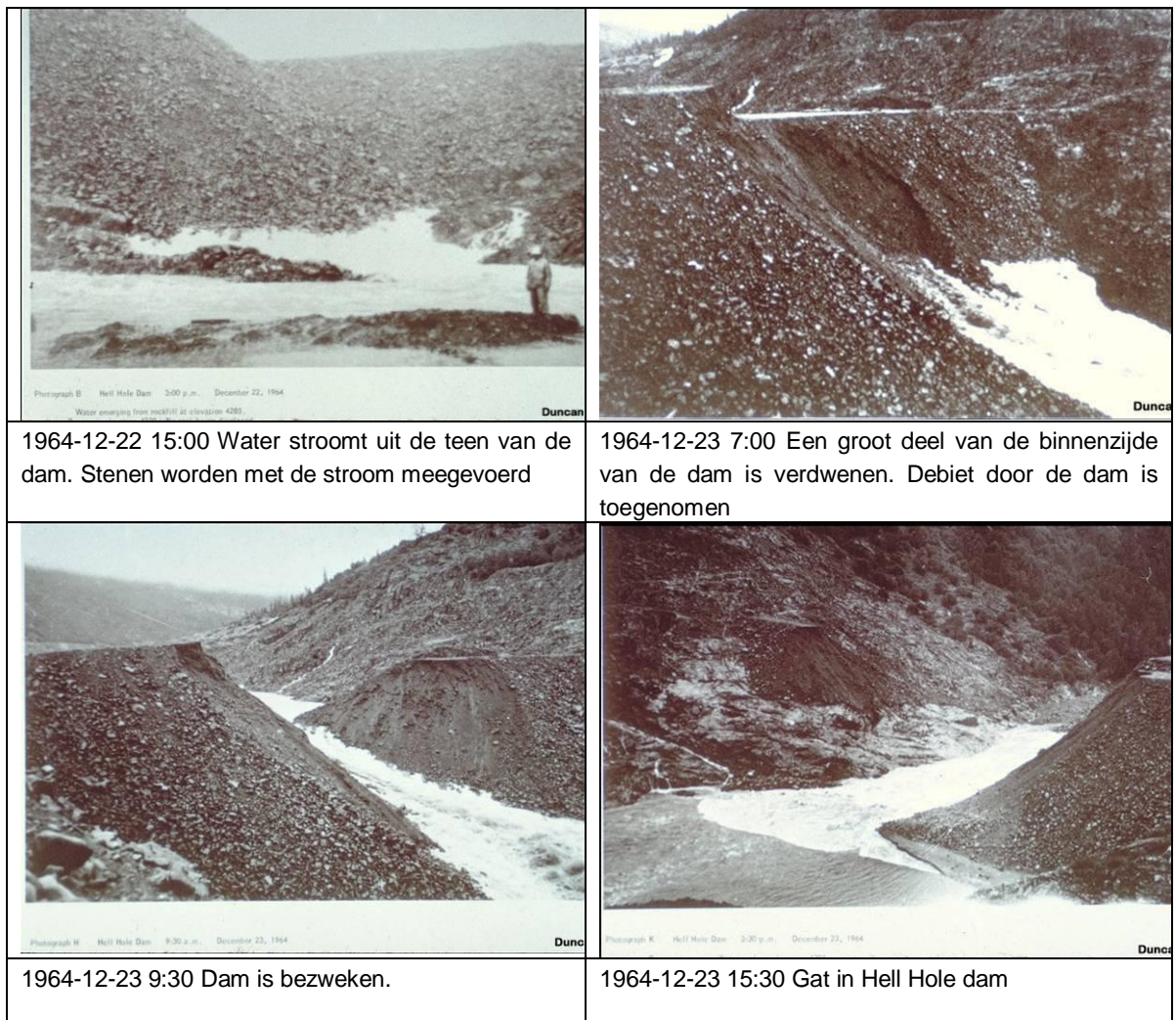
Naast onduidelijkheid over een veilige hellingshoek, bestaat er ook onduidelijkheid over het maximaal toelaatbare debiet waarbij microstabiliteit nog niet optreedt. Ook hier kan in het vervolgonderzoek aandacht aan worden besteed.

In deze studie wordt gekeken naar reststerkte bij het optreden van het uitspoelen van gronddeeltjes. Verschillende deelprocessen kunnen worden onderscheiden. Naast het uitspoelen van individuele korrels, het ontstaan en terugschrijden van geultjes en het afschuiven van laagjes aan het binnentalud. Voor deze deelprocessen zijn niet gevalideerde modellen beschikbaar.

4 Relevantie voor Nederlandse Praktijk (fase 1b)

4.1 Praktijkvoorbeelden van microinstabiliteit

In februari 1995 is tijdens hoogwater op de IJssel op het dijkvak Kloosterbosch - Kerkhofdijk (waterschap Oost Veluwe) verlies van microstabiliteit opgetreden. Een gat van ongeveer 1 m³ is daarbij ontstaan. Nadat het water van de Lek al weer was gezakt, trad in 1995 bij Schoonhoven micro-instabiliteit op door kwelwater bij een teensloot. Verder zijn er weinig praktijkbeschrijvingen van microinstabiliteit als initieel bezwijkmechanisme in de Nederlandse literatuur beschreven. Het tekort aan beschrijvingen in de literatuur wil niet zeggen dat microstabiliteit niet voorkomt. Schadebeelden, zoals de voorbeelden in Figuur 4.1 en Figuur 3.1 uit de Brielse Dijkkring, worden wel waargenomen maar niet altijd herkend als microinstabiliteit.



Figuur 4.1 Foto's van het bezwijken van de Hell Hole dam (<http://cee.engr.ucdavis.edu>, 2006)

In januari 2004 trad aanzienlijke schade op aan het binnentalud van de dijk langs het Julianakanaal nabij Stein als gevolg van een gebroken waterleiding. Uit de aard van de schade werd het mechanisme microinstabiliteit als oorzaak aangewezen.

Dijkdoorbraken door microinstabiliteit in Nederland zijn niet bekend. In 2001 heeft het wel tot dijkdoorbraken geleid in Hongaars-Oekraïens grensgebied als gevolg van overtollig smeltwater. Veel rampen met dammen zijn veroorzaakt doordat de kern van de dam niet ondoorlatend genoeg was en water door de dam kon stromen. In de literatuur wordt dit bezwijkmechanisme vaak piping genoemd. Het is echter misschien beter te spreken van microinstabiliteit. In Figuur 4.1 staan enkele foto's van het bezwijken van de Hell Hole dam in Californië in 1962. Bijlage 2 bevat soortgelijke foto's van andere dammen.

Piping door een dam (microinstabiliteit) wordt vaak als oorzaak van doorbraken van stuwdammen genoemd. Verschillen met dijken zijn de hoogwaterduur en het waterstandsverschil voor en achter de grondconstructie. Bij dammen is vaak sprake van een permanent waterstandsniveau tegen de dam of een hogere waterstand en langere hoogwaterduur dan in Nederland bij een dijk van toepassing is. Vooral door de ontwerpeisen voor deze langere hoogwaterduur zijn dammen niet één op één te vergelijken met dijken.

4.2 Resultaten 2^e landelijke toetsing

Microstabiliteit als reststerktemechanisme is van belang na een binnenwaartse macro-instabiliteit of binnenwaartse microinstabiliteit. In de VTV 2006 (Min VenW 2007) zijn voor beide initiële mechanismen toetsporen microinstabiliteit opgenomen.

Bij de landelijke toetsing in 2006 is 0,6% van de totale lengte van de categorie a waterkeringen afgekeurd op het bezwijkmechanisme microstabiliteit. 9,7% van de waterkeringen heeft voor dit mechanisme geen oordeel gekregen (Min V en W 2006).

Voor macrostabiliteit binnenwaarts waren deze percentages respectievelijk 5,5 procent en 16,8 procent.

Een overzicht van de percentages onvoldoende en geen oordeel per dijkring is gegeven in tabel 4.1 (Min V en W 2006). In de tabel is geen onderscheid gemaakt tussen zanddijken en kleidijken. Microstabiliteit speelt alleen een rol bij zanddijken. Bij kleidijken speelt het mechanisme microstabiliteit geen rol.

De dijkringen waar de hoogste percentages geen oordeel en afkeuring op microstabiliteit gegeven werden zijn:

1. Mastenbroek;
2. IJsseldelta;
3. Lopiker- en Krimpenerwaard;
4. Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden;
5. Schouwen Duiveland;
6. Betuwe, Tieler- en Culemborgerwaarden;
7. Eempolder.

Tabel 4.1 Overzicht resultaten toetsing 2006 (initiële mechanismen)

cat. A	Totaal [km]	Macro	g.o.	Micro	g.o.
1	Schiermonnikoog	4	0	0	0
2	Ameland	16,5	0	0	0
3	Terschelling	13,8	0	0	0
4	Vlieland	0,9	0	0	0
5	Texel	26	12,6	2,1	2
6	Friesland en Groningen	232	12,1	2,9	0
7	Noordoostpolder	55,6	0	0	0
8	Flevoland	94,8	0	0	0
9	Vollenhove	34,5	0	0	0
10	Mastenbroek	47,6	0	0	33,6
11	IJsseldelta	33	0	26,3	0
12	Wieringen	32,3	0	0	0
13	Noord-Holland	124,2	41,7	5,1	0,8
13b	Marken	8,9	0	0,9	0
14	Zuid-Holland	43,7	2	0,8	0,3
15	Lopiker- en Krimpenerwaard	47,5	11,4	2,6	0,1
16	Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden	84	17	19	0
17	IJsselmonde	62	1	0	0
18	Pernis	5,2	0	0	0
19	Rozenburg	8,1	0	0	0
20	Voorne-Putten	54	4,6	0	0
21	Hoeksche Waard	69,4	13,5	1	4,9
22	Eiland van Dordrecht	37,1	6,2	0,4	0
23	Biesbosch	20,9	4	0	0
24	Land van Altena	46,1	0,5	45,6	0
25	Goeree-Overflakkee	26,3	1,8	0	0
26	Schouwen Duiveland	43,4	0	19	0
27	Tholen en St. Philipsland	53	0	21,7	0
28	Noord-Beveland	24,7	0	5,3	0
29	Walcheren	26	0	18,2	0
30	Zuid-Beveland West	62,2	0	28,6	0
31	Zuid-Beveland Oost	48,3	0	17,5	0
32	Zeeuws-Vlaanderen	78,8	0	54,4	0
33	Kreekrakpolder (nvt)	16,1	0	0	0
34	West-Brabant	47,8	0	0	0
34a	Geertruidenberg	9,9	0	0	0
35	Donge	28,3	0,8	0	0,8
36	Land van Heusden/De Maaskant	101,5	0	0	0,2
36a	Keent	4,3	0	0	0
37	Nederhemert	1,3	0	0	0
38	Bommelerwaard (nvt)	48,2	0	0	0
39	Alem	4,5	0	0	0
40	Heerewaarden	11,4	0	0	0
41	Land van Maas en Waal	88,3	0	0	0
42	Ooij en Millingen (nvt)	17,5	0	0	0
43	Betuwe, Tieler- en Culemborgerwaarden	169,2	0	138,9	0
44	Kromme Rijn	56,3	0	5,9	0
45	Gelderse Vallei	33,7	2,8	0,9	0,7
46	Eempolder	8,7	0	0	3,5
47	Arnhemse en Velpsebroek	14,3	3,7	0	1,4
48	Rijn en IJssel	53	0	0	0
49	IJsselland	33,3	0,1	0	0
50	Zutphen	10,8	0,9	0	0
51	Gorssel	23,6	0,5	0	0
52	Oost-Veluwe	63	0	0	0
53	Salland (nvt)	70,7	0	0	0
Totaal niet goedgekeurd [km]	2480,5	137,2	417,1	14,5	241,5
percentage niet goedgekeurd [..]		5,53	16,82	0,58	9,74

In de Betuwe, Tieler en Culemborgerwaarden komen van nature zanddijken voor. De oorspronkelijke dijken in de overige dijkringen zijn voornamelijk kleidijken. Dijkversterkingen die na de watersnoodramp in 1953 op Schouwen Duiveland zijn in zand uitgevoerd. Dijkversterkingen in de Lopiker- en Krimpenwaard en Alblasserwaard en Vijfheerenlanden zijn in klei uitgevoerd. De Eempolder heeft geen versterkingen ondergaan. De reden waarom in laatstgenoemde dijkringgebieden niet aan (nog) niet aan de normen voor microinstabiliteit voldoet is onbekend.

De dijkringen waar de hoogste percentages geen oordeel en afkeuring op macrostabiliteit gegeven werden waren:

1. Texel;
2. Friesland en Groningen;
3. Noord-Holland;
4. Lopiker- en Krimpenerwaard;
5. Arnhemse- en Velpsebroek.

De zeedijken op Texel, in Friesland en Groningen zijn zanddijken. Ook in de dijken in de Arnhemse en Velpsebroek bevatten veel klei. De IJsselmeerdijken van Noord Holland bestaan voornamelijk uit klei evenals de dijken in de Lopiker- en Krimpenerwaard.

Microstabiliteit kan ook bij andere dan primaire waterkeringen van a categorie voorkomen. In deze studie heeft geen inventarisatie plaatsgevonden naar het belang van reststerkte bij het optreden van microstabiliteit bij andere primaire en regionale keringen.

Geconcludeerd wordt dat het reststerktemechanisme microstabiliteit een belangrijke rol kan spelen bij de toetsing op veiligheid van primaire en mogelijk bij niet primaire waterkeringen.

4.3 Microstabiliteit als reststerktemechanisme

Het huidige reststerktemodel is een simpele evenwichtsbeschouwing. De evenwichtsbeschouwing gaat uit van een evenwichtshelling van 1:5.

Wanneer met deze evenwichtshelling wordt gekeken naar verschillende dijkprofielen blijkt dat de kruinbreedte belangrijk is voor de reststerkte. Wanneer deze kleiner is dan een kwart van de dijkhoogte, kan microstabiliteit als reststerktemechanisme een rol spelen. Hierbij is het wel van belang dat het verschil in buiten- en binnenwaterstand groot is. Voor de andere dijken kan op basis van de simpele evenwichtsbeschouwing worden aangetoond dat microstabiliteit niet tot een dijkdoorbraak zal leiden.

Vermoedelijk is de aanname van een evenwichtshelling van 1:5 echter niet veilig. In experimenten in de Brutusbak is een evenwichtshelling tussen de 1:6 en 1:10 gemeten (de Groot 2008). Als deze flauwere evenwichtshelling in het reststerktemodel uit de leidraad wordt gestopt, volgt dat bij de meeste zanddijken in Nederland een proces van microinstabiliteit tot een dijkdoorbraak kan leiden.

Uit genoemde proeven blijkt dat het proces van microinstabiliteit een langzaam proces is. Het kan enkele etmalen duren voordat microinstabiliteit leidt tot kruinverlaging. De proeven zijn echter niet uitgevoerd om de reststerktecapaciteit te bepalen. Bij een hoge waterstand en een smalle dijk is het voorstelbaar dat een versnelling van het mechanisme optreedt en de

schade veel sneller zichtbaar is en tot een dijkdoorbraak leidt. Uit beschrijvingen van verschillende damdoorbraken blijkt dat een proces van microinstabiliteiten wel degelijk snel tot een doorbraak kan leiden.

Bij toepassing van de formules van Brutus White I volgt dat toepassing van Brutus White II tot bijna 100 maal zo hoge transporten als Brutus White I leidt. Toepassing van de modellen op een prototype-dijk levert het resultaat dat erosie pas na etmalen tot bezwijken van de dijk leidt (De Groot, 2008).

Vervolgonderzoek is aanbevolen om de evenwichtshelling uit het huidige reststerktemodel te valideren en bestaande formules voor microstabiliteit als reststerktemechanisme te verifiëren en te vertalen naar regels voor ontwerp en toetsing. De huidige regels lijken namelijk onveilig te zijn op basis van de in deze studie beschouwde proefresultaten. Met dit onderzoek wordt tevens meer inzicht verkregen in de tijd waarmee significante schade bereikt wordt.

4.4 Conclusie en aanbeveling

In Nederland zijn geen beschrijvingen bekend van dijken die door een continu proces van microinstabiliteiten hebben gefaald. Wel zijn verschillende (initiële) schades door microinstabiliteiten beschreven en gefotografeerd. In het buitenland zijn voorbeelden bekend van dammen die door microinstabiliteit falen.

De bijdrage van microstabiliteit aan de reststerkte van een dijk dient nader te worden onderzocht, omdat de huidige regels onveilig lijken te zijn op basis van de in deze studie beschouwde proefresultaten. Uit recente laboratoriumproeven volgt dat de gehanteerde evenwichtshelling in het huidige reststerkte evenwichtsmodel mogelijk niet veilig is. Uit dezelfde proeven volgt ook dat het proces van opeenvolgende microinstabiliteiten een langzaam proces is. Na een initieel bezwijkmechanisme kan een dijkdoorbraak enkele etmalen op zich laten wachten. Dit is in tegenspraak met beschrijvingen van damdoorbraken in het buitenland. Dit kan komen doordat het proces pas laat herkend wordt, waardoor het lijkt of het initiële mechanisme snel tot een dijkdoorbraak leidt. Het is ook mogelijk dat het zand en de klei-afdekkingen in niet-Nederlandse dijken zulke andere eigenschappen heeft dat dit een ongunstig effect heeft op de voortgang van een microstabiliteitsproces.

5 Conclusies en aanbevelingen

Onder microinstabiliteit wordt verstaan: Het oppervlakkig afschuiven van dunne laagjes zand of het wegspoelen van zandkorrels. Onder reststerkte wordt verstaan: de restcapaciteit om de waterkerende functie waarop aanspraak wordt gemaakt te vervullen, na optreden van een primair mechanisme, in dit geval een initiële microinstabiliteit of binnenwaartse macroinstabiliteit.

5.1 Conclusies

In Nederland zijn geen beschrijvingen aanwezig van een proces van microinstabiliteiten dat leidt tot het bezwijken van een waterkering. Wel zijn beschrijvingen van schade door overloop en overslag bekend zoals bij de watersnoodramp in 1953, waarbij vergelijkbare mechanismen een rol spelen. In het buitenland zijn dammen wel bezweken door processen die lijken op wat we in Nederland microinstabiliteit noemen. In de internationale literatuur komt de term 'micro stability' niet voor. Microinstabiliteit is in het buitenland een vorm van interne erosie.

Vervolgonderzoek is zinvol omdat uit de resultaten van de laatste toetsing en ook uit opgetreden schadegevallen kan worden afgeleid dat microinstabiliteit in theorie ook bij Nederlandse dijken tot bezwijken van dijken kan leiden.

In schaalproeven zijn diverse deelmechanismen van microinstabiliteit waargenomen. De belangrijkste hiervan zijn:

- Uitspoelen van individuele korrels (bij flauwe taludhellingen) gevolgd door het ontstaan van geultjes.
- Afschuiven van laagjes grond (bij steile taludhellingen).

Vervolgonderzoek naar reststerkte bij het optreden van microstabiliteit is daarnaast ook nuttig. Voor de verschillende deelmechanismen zijn rekenmodellen beschikbaar. Deze rekenmodellen zijn in de meeste gevallen niet ontwikkeld voor het beschrijven van reststerkte bij microinstabiliteit. Uit oriënterende berekeningen wordt verwacht dat na validatie van deze (eventueel aangepaste) modellen voor de specifieke situatie van microinstabiliteit een grote reststerkte kan worden verwacht. Na initieel bezwijken kan het in sommige gevallen nog dagen duren voordat een doorbraak door microinstabiliteit optreedt.

Geconcludeerd wordt dat onderzoek naar reststerkte bij het optreden van microstabiliteit zinvol en nuttig is.

Vervolgonderzoek is aanbevolen om de evenwichtshelling uit het huidige reststerktemodel te valideren en bestaande formules voor microstabiliteit als reststerktemechanisme te verifiëren. Met dit onderzoek wordt vooral de aandacht gericht op de tijd waarmee significante schade bereikt wordt.

Bovendien bestaat er nog onduidelijk over maximaal toelaatbare debieten waarbij microstabiliteit op kan treden. Ook dit onderdeel draagt bij aan een compleet beeld van de veiligheid en tijdsduur tot een bres.

Dit kan tevens leiden tot een verbetering van de regels voor ontwerp en toetsing. De huidige regels lijken namelijk onveilig te zijn op basis van de in deze studie beschouwde proefresultaten.

5.2 Aanbevelingen

5.2.1 Algemeen

Bestaande rekenmodellen om de reststerkte bij het optreden van microstabiliteit te bepalen zijn opgesteld voor andere doeleinden dan het bepalen van deze reststerktecapaciteit. De modellen zijn daardoor niet gevalideerd en nog niet toepasbaar voor het bepalen van de reststerkte van een waterkering. De volgende aanbevelingen worden gedaan:

- Valideren aanname evenwichtshelling in het bestaande reststerktemodel. Na deze validatie wordt besloten al dan niet verder te gaan met de overige onderwerpen.
- Aanpassen bestaande rekenmodellen voor bepalen reststerkte bij het optreden van microstabiliteit. Met name voor de terugschrijdende ontwikkeling van geulen in het binnentalud en het afschuiven van grondlagen zijn alleen theoretische modellen bekend. Met oriënterende berekeningen kan de toepasbaarheid van deze modellen voor de Nederlandse situatie worden bepaald. Eventueel dient een aanpassing van de rekenmodellen plaats te vinden. Voor het uitspoelen van individuele korrels zijn niet gevalideerde rekenregels beschikbaar. Bij het opstellen van rekenmodellen dient rekening te worden gehouden met het internationale onderzoek dat naar microinstabiliteit (piping) wordt uitgevoerd. Ook internationale ervaringen bij damdoorbraken zijn nuttig om mee te nemen.
- Bepalen toepassingsgebied van de verschillende rekenregels. Onderzocht dient te worden onder welke omstandigheden de verschillende deelprocessen optreden.
- Uitvoeren kleinschalige en enkele grootschalige laboratoriumproeven om rekenmodellen te valideren. De kleinschalige proeven zijn nodig om de beschreven processen te valideren. Het gaat bij de kijkproeven om het bepalen van dominante mechanismen en grondeigenschappen. Daarna volgt dan validatie en doorontwikkeling van modellen. Het tijdsaspect, dat zich moeilijker laat schalen kan worden gevalideerd in enkele grootschalige proeven.

5.2.2 Plan van aanpak algemeen

De aanbevelingen hebben geen gevolgen voor het onderzoeksplan zoals dat eind vorig jaar is opgesteld (Klein Breteler en Muttray, 2008). Het onderzoek wordt gefaseerd uitgevoerd. De volgende fasen worden onderscheiden:

- Fase 1a: Definiëren en beschrijven reststerkteprocessen bij microinstabiliteit
- Fase 1b: Bepalen relevantie van reststerkteprocessen in Nederlandse praktijk
- Fase 2a: Mini symposium met deskundigen en waterkeringbeheerders
- Fase 2b: Uitvoeren (kijk)proeven op laboratoriumschaal, en verifiëren modellen
- Fase 3: Opstellen en verbeteren van rekenmodellen / toetsregels
- Fase 4: Indien nodig een validatieproef

Elke fase wordt afgesloten met een rapportage. Na elke fase vindt een “go” / “no-go” beslissing plaats voor de daaropvolgende fase. Dit rapport beschrijft de resultaten van fase 1a en 1b. Het rapport is de basis voor een mini-symposium (fase 2a) van waterkering-beheerders met deskundigen. Hier worden de resultaten van dit inventariserend onderzoek besproken en draagvlak gevraagd voor de vervolgfases.

Uit het vorige hoofdstuk blijkt dat reststerkte door micro-instabiliteit relevant kan zijn voor Nederlandse dijken.

In een tweede fase wordt met proeven op laboratoriumschaal de toepasbaarheid van bestaande modellen voor het bepalen van reststerkte door micro-instabiliteit verder onderzocht. Daarbij wordt eerst aandacht besteed aan de evenwichtshelling, en vervolgens beoordeeld of ook de andere aspecten onderzocht gaan worden.

Naar aanleiding van deze proeven worden rekenmodellen opgezet of verbeterd in de derde fase. Deze rekenmodellen worden vervolgens gevalideerd aan een praktijkproef in de vierde fase. Mogelijk wordt hiervoor gebruik gemaakt van de faciliteiten van de IJkdijk.

Flankerend hieraan zal gewerkt worden aan een veiligheidsbeschouwing die tot doel heeft om goed om te gaan met de onzekerheden en uiteindelijk te komen tot een keuze voor een toetscriterium, dat rekening houdt met de wens om voldoende restveiligheid over te houden.

5.2.3 Plan van aanpak fase 2

Door een hoge freatische lijn kunnen verschillende reststerktemechanismen van micro-instabiliteit optreden. In deze studie wordt ingegaan op reststerkte bij het uitspoelen van grondeeltjes. De volgende processen worden daarbij onderscheiden:

- Uitspoelen van individuele korrels (bij flauwe taludhellingen) gevolgd door
- het ontstaan van geultjes.
- Afschuiven van laagjes grond (bij steile taludhellingen).

Onduidelijk is onder welke omstandigheden welk mechanisme optreedt en onder welke omstandigheden een mechanisme kan stabiliseren. Hiervoor wordt voorgesteld een aantal proeven in de Brutusbak uit te voeren. Het gaat bij de kijkproeven om het bepalen van dominante mechanismen en grondeigenschappen. Daarna volgt dan validatie en doorontwikkeling van modellen.

Proefopstelling

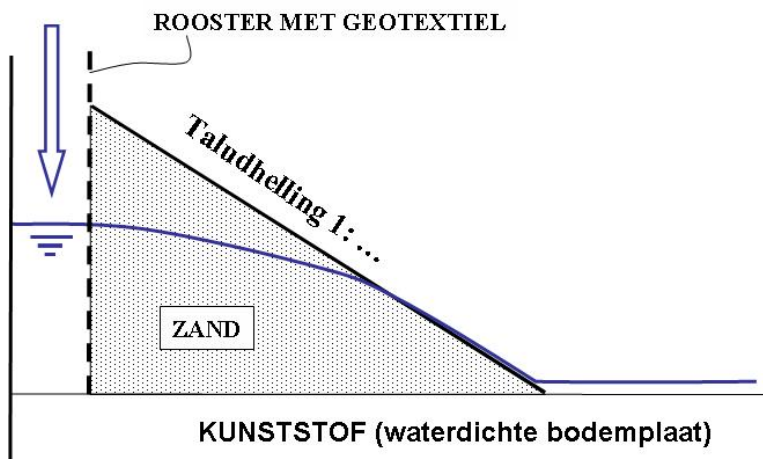
De Brutusbak is een bak, 2 m lang, 1 m hoog en 1 m breed. Aan de voor- en achterkant is de wand uit glas vervaardigd, zodat de inhoud van de bak en het reststerkteproces kan worden bekeken. In Figuur 5.1 is de bak te zien.



Figuur 5.1 Brutusbak

Op de bodem van de bak wordt een waterdichte bodemplaat gemonteerd. Deze wordt aan de randen afgekit om verlies van water langs de glazen wand naar de ruimte onder de bodemplaat te voorkomen.

Aan één kant wordt in de bak een waterdoorlatend rooster aangebracht. Hiertegen wordt een zandpakket aangebracht, gevormd als de teen van een talud. Aan de andere zijde van het schot wordt ruimte overgelaten om een gewenste waterstand aan de bovenstroomse zijde van de dijk op te leggen. Tussen het zand en het schot is een zanddicht geotextiel voorzien, om te voorkomen dat zand door het rooster valt. Met behulp van een constant head pot wordt een constante waterstand aan de bovenstroomse zijde van de teen aangebracht. Het water stroomt door het talud en treedt aan de benedenstroomse kant uit het talud. De bak is zodanig recht gezet dat aan de benedenstroomse kant de bodemplaat horizontaal ligt. Daardoor is er geen "laagste punt" Er is derhalve geen voorkeur voor het water dat uit het talud treedt, om dat laagste punt op te zoeken, waardoor een ongelijkmatig schadepatroon zou kunnen optreden.



Figuur 5.2 Dwarsdoorsnede proefopstelling Brutusbak

Het monster bestaat uit een prismavormig stuk zand van ruwweg 0,5 à 1 m lang, 1 m breed en 30 tot 50 cm hoog. De helling van de schuine zijde is afhankelijk van hoogte en lengte. Het zand wordt onder water aangebracht. De Brutusbak wordt daartoe aan de benedenstroomse zijde opgetild en zodoende op zijn zijkant gezet. Het binnenbeloop (de schuine zijde van het prisma) staat dan ongeveer horizontaal. Na aanbrengen van het zand zijn de trilmotoren gestart, om het zand te verdichten. Nadat de Brutusbak recht wordt gezet kan het talud worden afgevlakt tot de gewenste afmetingen.

Gedurende de proef worden de waterspanningen in het zandpakket met waterspanningsmeters op de bodem, onder het zandpakket gemonitord. Met camera's wordt het proces vastgelegd.

Proeven

Naast de taludhelling zijn de eigenschappen van zandkorrels (oa d_{50} , uniformiteit, korrelvorm) en zandlichaam (oa doorlatendheid, porositeit en relatieve dichtheid) van invloed op het proces van micro-instabiliteit. Bij erosieproeven die in het kader van SBW-piping zijn uitgevoerd blijkt dat vooral de korrelgrootte en relatieve dichtheid (porositeit) een belangrijke rol spelen. Verwacht wordt dat dit ook voor micro-instabiliteit geldt.

Voorgesteld wordt om vier verschillende zanden, met verschillende d_{50} , te beproeven. Twee van deze zanden worden bovendien bij 3 verschillende taludhellingen beproefd. Zover mogelijk zijn de zanden dezelfde die ook in het SBW-piping project zijn beproefd. Over de (erosieve) eigenschappen van deze zanden zijn daar al veel gegevens, zoals korrelverdelingen, KAS waarden, verzameld. Bij een zand, Baskarpzand, wordt nagegaan of proeven bij verschillende dichtheden kunnen worden uitgevoerd. Alle proeven worden in duplo uitgevoerd. In totaal worden 20 proeven voorzien.

Met de bestaande, in voorgaande hoofdstukken beschreven, modellen worden predictieberekeningen gemaakt voor de snelheid waarmee het proces van micro-instabiliteiten optreedt en de helling waarmee de uitgespoelde korrels worden afgezet.

Verifiëren modellen

Een belangrijk resultaat uit de proeven is de validatie van de evenwichtshelling, de helling waaronder de uitgespoelde korrels worden afgezet, die in de huidige toetsvoorschriften is opgenomen. Over deze evenwichtshelling bestaat veel twijfel. De voorgestelde proeven leveren voldoende resultaten voor validatie van de evenwichtshelling.

Voor validatie van de overige modellen (het geultjesmodel en de modellen van Brutus White I en II) is het aantal uitgevoerde proeven te laag. Wel geven de proeven informatie over trends. Nagegaan wordt of deze trends overeenkomen met de bestaande modelbeschrijvingen. Indien dat het geval is, geeft dit meer vertrouwen in de modellen en kan in fase 3 worden nagedacht over een veiligheidsfilosofie over de toepassing van deze modellen voor het toetsen van de reststerkte van waterkeringen.

Indien de trends afwijkend zijn, dienen de modellen te worden aangepast. Dit kan, afhankelijk van de afwijkingen, op basis van empirisch of meer fundamenteel onderzoek in fase 3.

Haalbaarheid

In 2007 zijn ter verificatie van centrifugeproeven in de Brutusbak micro-stabiliteitsproeven uitgevoerd. Deze proeven zijn vergelijkbaar met de hierboven beschreven proeven. Het beschreven plan is dus zeker haalbaar.

6 Referenties

- De Groot (2008), *Microinstabiliteit binnentalud zanddijk*, Deltares kenmerk 418020-0009 v1, maart 2008
- H. den Adel en A. Bezuijen (2004), *Micro instabiliteit, Uitwerking centrifugeproeven*, Deltares kenmerk CO-522260-1, versie 04, concept 2004
- H. den Adel en M.B. de Groot (2008), *Brutusbakproeven, Micro instabiliteit schaal 1 op 1 Deltares kenmerk 418020-0004*, versie 03 definitief
- M. Galiana (2005) *Development of prediction model for erosion of vegetated clay cover of inner dike slope by overtopping waves*, GeoDelft/Ecole centrale Paris, Master Thesis, 25 juli 2005
- Grondmechanica Delft (1995), *Dijkoverslagproef, GeoDelft kenmerk CO-342770/121*, mei 1995
- Fry, J.-J., Artières, O., Bemer, E., Bernardini, C., Blais, J.-P., Chopin, M., Gouvenot, D., Hicher, P.-Y., Marot, D., Nauroy, J.-F., Rio, D., Poligot-Pitsch, S., and Royet, P. (2004). *Revue bibliographique sur l'erosion interne*, IREX, Paris.
- J.G. Knoeff (2003), *Indicatie van reststerkte na binnenwaartse macroinstabiliteit, DelftCluster kenmerk 02.02.01.46*, februari 2003
- <http://cee.engr.ucdavis.edu> (2006) http://cee.engr.ucdavis.edu/faculty/boulanger/geo_photo_album/Embankment%20dams/Failure%20of%20hell-hole%20dam/Hell-hole%20dam%20-%20main.html, 16 december 2008
- Klein Breteler en Muttray, *projectplan SBW reststerkte, Deltares kenmerk H5099.00 concept*, november 2008
- Koning, M.C.M. de (2009); *Risicoanalyses reststerkte dijken*; PRC, rapport X0 653.01.02, 9 februari 2009
- Ministerie Verkeer en Waterstaat (2007), *Voorschrift Toetsen op Veiligheid 2006, Bijlage II, bedoeld in artikel 2 van de Regeling veiligheid primaire waterkeringen*. ISBN 978-90-369-5762-5, September 2007
- Ministerie Verkeer en Waterstaat (2006), *Primaire Waterkeringen getoetst, landelijke Rapportage Toetsing 2006*, September 2006
- TAW (1985), *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken. Deel I – Bovenrivierengebied*. ISBN 90-12-05169-X, 1985
- TAW (2001), *Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies*. ISBN 90-369-3776-0, 2001

USDA (1997), *National Engineering Handbook, Part 628 dams, chapter 51 Earth Spillway Erosion model*, US Department of agriculture, 1997

Van der Meer (2008), *Doorbraakvrije dijken, opzet doorbraakvrije dijken en voorlopige conclusies sterkte binnentalud bij golfoverslag*, Van der Meer Consulting B.V., 2008

Visser, P.J. (1998), *Breach growth in sand dikes*, Proefschrift, ISBN 90-9012279-6, november 1998

A Definities

Falen van de waterkerende functie van de dijk:

Het niet kunnen vervullen van de waterkerende functie op het ogenblik dat daar aanspraak op wordt gemaakt. *De aanwezige capaciteit om water te keren wordt overschreden door de benodigde capaciteit om water te keren.*

Falen van de waterkerende functie kan tot stand komen doordat óf de te keren waterstand (substantieel) hoger is dan die waarop de hoogte van de waterkering berekend is (maar waarbij geen dijkdoorbraak ontstaat), óf als gevolg van dijkdoorbraak. In dit rapport wordt de laatste vorm van falen beschouwd.

Bezwijken:

Het optreden van een bezwijkmechanisme.

Bezwijkmechanisme (of kortweg: mechanisme):

Breuk, vormverandering, verlies van samenhang of schade aan (onderdelen) van de dijk, als gevolg van belastingen of belastingeffecten die de sterkte overtreffen, waardoor de capaciteit om water te keren nadelig kan worden beïnvloed.

Primaire mechanismen:

De verzameling van (bekende) mechanismen die beschouwd wordt bij het ontwerpen of toetsen van de waterkerende capaciteit van de dijk.

Volgens de vigerende ontwerp/toetsrichtlijnen zijn de primaire mechanismen bij dijken:

- *erosie van de binnentaludbekleding bij overloop en/of golfoverslag*
- *grondmechanische instabiliteit van het binnentalud bij overloop en/of golfoverslag*
- *grondmechanische instabiliteit van het binnentalud als gevolg van een hoge buitenwaterstand of als gevolg van neerslag*
- *micro-instabiliteit van het binnentalud*
- *onderloopsheid (piping of heave)*
- *erosie/breuk/wegslaan van de buitentaludbekleding*
- *grondmechanische instabiliteit van het buitentalud (na een hoogwatersituatie)*
- *instabiliteit van het voorland (zettingsvloeiing)*

De aanname is dat indien geen van de mechanismen optreedt dit falen van de waterkerende functie door dijkdoorbraak uitsluit.

Reststerkte (Reststerkte na optreden van een primair mechanisme):

Restcapaciteit (tijd) om de waterkerende functie waarop aanspraak wordt gemaakt te vervullen, na optreden van een primair mechanisme.

Faaltraject na optreden van een primair mechanisme:

Optreden van een sequentie van vervolgmecanismen die leidt tot (het begin van) een dijkdoorbraak.

Dijkdoorbraak (begin van dijkdoorbraak):

Het ontstaan van een zodanige verlaging van de kruin van de dijk dat (bij aanhoudende waterstand) bresgroei wordt geïnitieerd.

Er is natuurlijk veel discussie mogelijk over de vraag hoe eenduidig dit is, met name of de verschillende primaire mechanismen en bijbehorende vervolgmecanismen wel tot een bres-initiatie en (beginfase van) bresgroei leiden die door eenzelfde bresgroeiproces kunnen worden beschreven. In de studies over bresgroei wordt daar tot nu toe wel (impliciet) van uit gegaan. Immers, de beschrijving van bresgroei begint bij een initieel geultje (Visser, Verheij).

Wanneer dit een correcte benadering is, is ook de knip tussen faaltraject na optreden van een mechanisme en begin van het bresgroeiproces een valide en eenduidige knip. Daarom de volgende definitie:

Bresgroei (begin van bresgroei):

Het proces van erosie van de dijk, beginnend met een initiële kruinverlaging, waarbij een stroomgat wordt gevormd.

Microinstabiliteit:

het afschuiven of afdrukken van (een deel van) het binnentalud of het uitspoelen van gronddeeltjes onder invloed van uittredend water als gevolg van een hoge freatische lijn in de dijk.

Microstabiliteit

weerstand tegen microinstabiliteit.

B bezwijken van dammen door micro-instabiliteit



Bezwijken Teton Dam Idaho (1976)



Bezinken Koga Kawai - Japan (1986)

Deel 6

Reststerkte van de kleilaag

Henk Verheij

Inhoud

Lijst van Symbolen	iii
1 Inleiding	1
2 Klei-eigenschappen	3
2.1 Klei als mineraal	4
2.2 Klei als grond	6
2.3 Kleiclassificatie voor erosiebestendigheid	7
3 Praktijkervaringen met erosie van klei	17
3.1 Afsluitdam Brielse Maas	19
3.2 Eilanddijk	19
3.3 Tholen	20
3.4 Sabrina-Henrica polder	21
3.5 Emmapolderdijk	22
3.6 Stormvloed schade van 1962 in Duitsland	23
3.7 Stormvloedschade in 1976 in Denemarken	28
3.8 Conclusies en aanbevelingen	30
4 Laboratoriumervaringen met erosie van klei	31
4.1 Gestructureerde klei	32
4.2 Ongestructureerde klei	35
4.3 Keileem	37
4.4 Erosieprofiel	38
4.5 Analyse	39
5 Reststerkte modellering	43
5.1 Inleiding	43
5.2 Aanzet tot nieuwe reststerkte modellering	45
6 Conclusie	51
7 Literatuur	53
Bijlage(n)	
A Overige erosie formules uit de literatuur	57

Deltares

Lijst van Symbolen

Symbol	Eenheid	Betekenis
c	kN/m^2	cohesie
C_f	kN/m^2	breeksterkte klei
C_R	kN/m^2	wortelcohesie
C_0	-	coëfficiënt
$C_{cl,c}$	-	kritieke waarde kleicohesie, $C_{cl,c} = 0,6(1 - n)C_f$
C_E	-	kleikwaliteit
C_{klei}	-	parameter voor de kleikwaliteit
d	m	laagdikte
d_a	m	diameter klei aggregaat
$d_{\text{soil_str}}$	m	ontwikkeling in de diepte van de bodemstructuur
D	m	dikte toplaag van gezette steen
D_{n50}	m	$(M_{50}/\rho_s)^{1/3}$ = mediane nominale diameter van breuksteen
E_x	m	erosielengte = grootste afstand tussen oorspronkelijk profiel en geërodeerd profiel, gevonden op 0,1 à 0,3 m onder de waterlijn
E_{x1}	m	erosielengte na de eerste belastingperiode
$E_{x, \text{Berm}}$	m	max. horizontale erosielengte met breuksteenberm van 2,5 m breedte
$E_{x, \text{toelaatbaar}}$	m	erosielengte bij het begin van het doorbreken van de keileemlaag
E_z	m	erosiediepte
g	m/s^2	zwaartekracht (m/s^2)
h	m	waterstand ten opzichte van NAP of waterdiepte
h	m	dikte waterlaag
H_s	m	significante golfhoogte (hier gedefinieerd op basis van energie)
H_{s1}	m	gemiddelde significante golfhoogte tijdens de eerste belastingperiode
H_b	m	golfhoogte tijdens breken
I_c	-	consistentieindex
I_p	%	plasticiteitsindex
k_c	-	erosiecoëfficiënt
k_d	$\text{cm}^3/\text{N/m}^2$	empirische ontgrondingscoëfficiënt
M_{50}	kg	massa van de breuksteen met 50 procent onderscheidingsfrequentie
n	-	poriëngehalte (-)
P_{clay}	%	percentage klei (%)
p_{max}	N/m^2	druk tijdens een golfklap (N/m^2)
r	-	invloedsfactor voor de hoek van de golfaanval ($r = 1$ bij loodrechte golfaanval)
r_0	-	relatieve turbulentie intensiteit
S_c	%	silt-klei percentage
S_{op}	-	$H_s/(1,56T_p^2)$ = golfsteilheid op basis van diepwater golflengte

Deltares

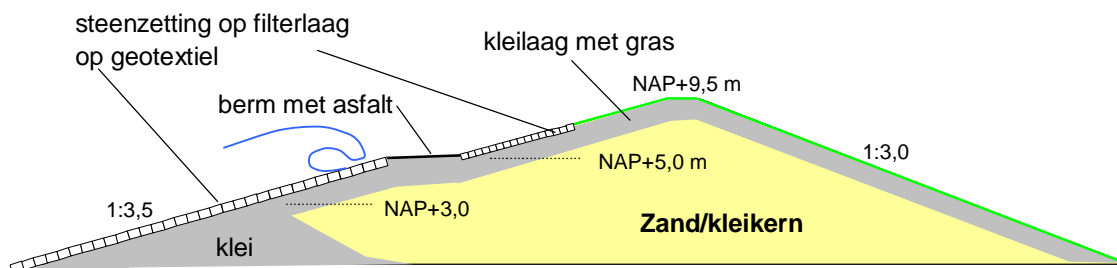
T_p	s	golfperiode bij de piek van het spectrum
t	uur	belastingduur of tijd
t_1	uur	duur van de eerste belastingperiode
t_2	uur	duur van de tweede belastingperiode
t_{2^*}	uur	equivalente belastingduur van eerste twee periodes, met golfhoogte van de tweede periode
t_{RK}	s of uur	reststerkte van klei
U_c	m/s	kritieke stroomsnelheid (m/s)
$u_{c, sand}$	m/s	kritieke stroomsnelheid van zand (m/s)
V_{golf}	cm^3	geërodeerd volume dijkmateriaal door een enkele golf
V_c	m^3	geërodeerd volume
v	-	poriëngetal
W_l	%	uitrolgrens
W_p	%	vloei-grens
W_n	%	watergehalte
w	-	empirische coëfficiënt voor golfdempend effect van een waterlaag
x	m	afstand tot het golfschot
$X_{\phi max}$	m	horizontale afstand van de snijlijn van de stilwaterlijn en het talud tot de locatie met grootste stijghoogte in de golfklap
Z	m	erosiediepte haaks op talud
z	m	niveau ten opzichte van de gootbodern
α	°	taludhelling
α	-	coëfficiënt ≈ 15
β	-	coëfficiënt ≈ 1
Δ	-	relatieve soortelijke massa van stenen
ξ_{sop}	-	$\tan\alpha/\sqrt{(H_s/1,56/T_p^2)}$ = brekerparameter
$\Psi_{c,M}$	-	kritieke waarde Shields parameter
ρ	kg/m^3	dichtheid van water
ρ_s	kg/m^3	dichtheid van grond

1 Inleiding

Het SBW-onderzoek naar de reststerkte van dijken gaat over het erosieproces na het optreden van initiële schade aan de dijk. Die initiële schade kan bestaan uit het uitlichten van een steen uit een steenzetting, of het beschadigd raken van een asfaltbekleding, of beginnende erosie van de grasmat. Daarnaast zijn er ook initiële mechanismen van grondmechanische aard, zoals piping, macro-instabiliteit en micro-instabiliteit.

De reststerkte is het waterkerend vermogen dat overblijft na initiële schade van een dijk. In dit geval gaat het om de tijd tussen schade aan de bekleding en het ontstaan van een bres in de dijk.

Het doel van het reststerkte-onderzoek is enerzijds het kwantificeren van het proces na het optreden van initiële schade tot het optreden van een bres in de dijk, en anderzijds hiermee een toetsmethodiek en toetscriteria afleiden op basis van een veiligheidsbeschouwing.



Figuur 1.1 Verticale dwarsdoorsnede van dijk met steenzetting in de golfaanvalzone en gras op de kruin en binnentalud

In andere deelprojecten van het reststerkte-onderzoek is vastgesteld dat de reststerkte opgedeeld kan worden in een aantal reststerktecomponenten. In algemene zin geldt:

- 1 reststerkte van de toplaag (bekleding van bijvoorbeeld gezette steen, gras)
- 2 reststerkte van eventuele filterlaag
- 3 reststerkte van eventueel geotextiel
- 4 reststerkte van de kleilaag
- 5 reststerkte van de dijkkern van zand of klei

Het onderhavige deelverslag gaat over de reststerkte van een kleilaag en van de kleikern. In andere deelrapporten wordt ingegaan op de andere aspecten van de reststerkte.

Het vervolgonderzoek komt in dit deel niet aan de orde, want dat wordt gecombineerd met het onderzoek naar de reststerkte van klei onder een steenzetting. Daarom is dat beschreven in Deel 2 (hoofdstuk 6).

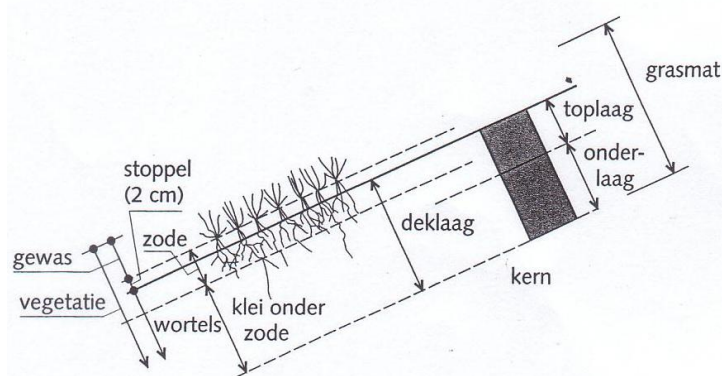
Opgemerkt wordt dat de reststerkte van de kleilaag en kleikern ook beïnvloed wordt door bijzonderheden in de geometrie, zoals een berm, of een verharde weg op de kruin. Hier is aandacht aan besteed bij de behandeling van de reststerkte van gras in deel 4 van deze rapportage, maar dat heeft dus ook betrekking op de reststerkte van de kleilaag en kleikern.

2 Klei-eigenschappen

Bij een kleidijk wordt onderscheid gemaakt tussen een grasmat of een harde bekleding als toplaag en de daaronderliggende klei. De grasmat bestaat uit de zode, en de klei onder de zode (zie ook Figuur 2.1). Het ondergrondse deel (wortellaag en klei onder de zode wordt deklaag genoemd. De feitelijke bescherming wordt geboden door gras of harde bekleding plus direct daaronderliggende klei en de klei in de kern van de dijk

Met betrekking tot de klei kunnen de volgende constructies worden onderscheiden:

- Onder harde bekleding:
 - kleilaag, dikte 0,5 à 1,0 m
 - dijk kern van klei (of zand)
- Grasbekleding:
 - klei onder de zode, dikte orde 0,5 m (kenmerk: nog enkele wortels)
 - kleilaag onder de deklaag, dikte 0,25 à 0,5 m (kenmerk: geen wortels)
 - klei in de dijk kern.



Figuur 2.1 Definities grasmat op een kleidijk (TAW, 1999)

Zowel bij de toepassing onder een graslandbekleding als onder een 'harde' bekleding moet de klei meestal aan erosiebestendigheidscategorie 1 voldoen (zie Figuur 2.5). Bij de toepassing onder een graslandbekleding mag een minder erosiebestendige klei liggen, daar deze gunstiger is voor de doorworteling.

De eventueel in de kern van de dijk aanwezige klei mag van mindere kwaliteit zijn. Dit geldt ook voor de klei die wordt toegepast in het binnentalud.

De indeling in erosiebestendigheidscategoriën is gebaseerd op een aantal materiaalparameters: zandgehalte en Atterbergsegrenzen. Op deze en andere eigenschappen zal in dit hoofdstuk nader worden ingegaan.

Klei is echter niet alleen gevoelig voor water in relatie tot de sterkte, maar ook tot het volume. Als natte klei uitdroogt krimpt deze, met scheuren tot gevolg. Deze scheuren zorgen vervolgens ook weer voor vermindering van de sterkte. Klei mag daarom niet te nat zijn bij aanbrengen. De consistentie-index moet daarom voor deklagen hoger of gelijk zijn aan 0.75.

De vorming van scheuren en de daaropvolgende processen worden samengevat in de term 'structuurvorming'.

Bij de beschrijving van de eigenschappen van klei wordt onderscheid gemaakt in de eigenschappen van klei als mineraal (paragraaf 2.1) en de eigenschappen van klei als natuurlijke grond (paragraaf 2.2). In het eerste geval gaat het om een beschrijving van de samenstelling, het waterhoudend vermogen en de cohesie. De beschrijving als natuurlijke grond richt zich vooral op aspecten als bodemstructuur en doorlatendheid. Vervolgens zal worden ingegaan op de classificatie van klei in erosiebestendigheidscategoriën (paragraaf 2.3).

Voor zover beschikbaar zal ook informatie over keileem worden vermeld in de diverse paragrafen.

2.1 Klei als mineraal

samenstelling

In de TR Klei (TAW 1996) wordt de term “klei” gebruikt als benaming voor cohesieve grond die voor een belangrijk deel uit fijne deeltjes bestaat. Die deeltjes zijn lutum, silt en zand en dat zijn erosie- en afbraakproducten van natuurlijke gesteenten die door natuurlijke processen bijeen zijn gekomen. Klei, waarvan in de oeverbescherming gebruik wordt gemaakt, ontleent de erosiebestendigheid aan die mineralogische samenstelling. Van klei wordt gesproken als het materiaal een lutumfractie (gehalte aan deeltjes $< 2 \mu\text{m}$) heeft dat groter is dan 8% (NEN 5104). In veel gevallen blijkt echter een hoger lutumgehalte nodig te zijn om een cohesief geheel te verkrijgen. Het lutumgehalte is niet hetzelfde als het kleigehalte. Globaal begint de kleifracctie bij $2 \mu\text{m}$, maar er kunnen wel degelijk kleideeltjes zijn die groter zijn dan $2 \mu\text{m}$. Kwartsdeeltjes kunnen bovendien ook kleiner zijn dan $2 \mu\text{m}$.

De gebruikelijke fractiegrenzen zijn:

- Zand: korreldiameter gelijk aan of groter dan $63 \mu\text{m}$ en kleiner dan 2mm ;
- Silt: korreldiameter gelijk aan of groter dan $2 \mu\text{m}$ en kleiner dan $63 \mu\text{m}$;
- Lutum: korreldiameter kleiner dan $2 \mu\text{m}$.

De onderlinge verhoudingen tussen zand, lutum en silt worden vaak weergegeven in een gronddriehoek.

Keileem is een kleilig materiaal dat in boorstaten wordt beschreven als “leem, sterk zandig met grindstukjes” (GeoDelft, 2006). Door de brede gradering heeft het materiaal een hoge dichtheid van ongeveer 2000kg/m^3 en een lage waterdoorlatendheid.

Watergehalte

Veel klei-eigenschappen hangen samen met het watergehalte en veranderingen daarin. Het vermogen om water vast te houden komt doordat de watermoleculen zich relatief sterk hechten aan het oppervlak van de deeltjes en verplaatsing van water beperkt mogelijk is door de vele zeer fijne poriën. De doorlatendheid van een ongestructureerd kleipakket is in het algemeen dan ook slecht.

De Atterbergse grenzen (vloeigrens en uitrolgrens) zijn een maat voor de plastische eigenschappen van grond en hangen samen met de fysisch-chemische eigenschappen van de klei en de vorm en de grootte van de poriën. De resultaten van de bepaling van de Atterbergse grenzen geeft inzicht in het gedrag van klei als functie van het watergehalte. Bij lage watergehalten is het gedrag van klei bros, bij stijging van het watergehalte gaat dit over in plastisch en daarna in vloeibaar gedrag. Deze overgangen worden respectievelijk uitrolgrens W_p en vloeigrens W_l genoemd. Het verschil tussen beide is de plasticiteitsindex I_p gedefinieerd als:

$$I_p = W_l - W_p \quad (2.1)$$

Waarin:

W_l = uitrolgrens (%)

W_p = vloeigrens (%)

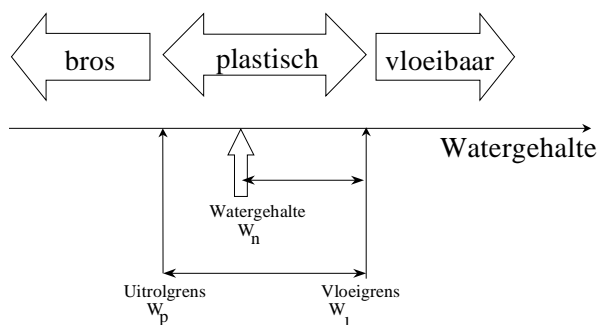
De consistentieindex I_c tenslotte geeft de actuele toestand van het materiaal weer op basis van het actuele watergehalte en beide grenzen, waarbij de uitrolgrens op 1 en de vloeigrens op 0 zijn gesteld. De consistentieindex I_c is gedefinieerd als:

$$I_c = (W_l - W_n) / (W_l - W_p) \quad (2.2)$$

Waarin:

W_n = watergehalte (%)

In Figuur 2.2 zijn deze begrippen nader toegelicht.



Figuur 2.2 Grafische weergave van de consistentiegrenzen

Keileem kan onder invloed van water snel vervloeien. Dit komt tot uiting in het kleine verschil tussen vloeigrens en uitrolgrens. De plasticiteitsindex voor keileem van de Wieringermeerdiijk is ongeveer 5 à 10%. Ter vergelijking: voor klei uit dijken langs de Westerschelde is dit 20 à 30%.

cohesie

Karakteristieke eigenschappen van klei zijn cohesie en het vermogen water vast te houden. De cohesie is het gevolg van fysisch-chemische bindingen tussen met name de fijnste gronddeeltjes. Deze hangen samen met de mineralogie, de geadsorbeerde stoffen (vaak kationen) en de samenstelling van de porievloeistof. De krachten zijn groot ten opzichte van het gewicht van de deeltjes.

Naast de affiniteit van de vaste deeltjes voor water is de cohesie tevens het gevolg van het met elkaar verbonden zijn van mineralen en organische stoffen. Deze cementatie ontstaat meestal door mineralen en organische stoffen die aan het oppervlak van meerdere deeltjes vastzitten.

Gangbare waarden voor de cohesie van klei liggen in de orde van $c = 2$ à 10 kN/m^2 . Voor keileem van de Wieringermeerdiijk zijn ongeveer waarden bepaald.

2.2 Klei als grond

Behalve de mineralogische structuur van klei speelt ook de bodemstructuur een belangrijke rol. In een kleipakket ontstaan grotere poriën door het scheuren van de grond en door biologische activiteit in de grond. Scheuren kunnen ontstaan door krimpen en zwellen als gevolg van het droog en nat worden van klei. Biologische activiteiten betreffen bijvoorbeeld het graven van dieren en doorworteling door vegetatie. Zowel het scheuren als de biologische activiteiten leiden tot bodemstructuur.

Klei met een bodemstructuur bestaat uit een samenstel van grotere en kleinere, meestal hoekige brokken; de zogenaamde bodemaggregaten. De grotere aggregaten vallen vaak weer uiteen in kleinere aggregaten. De kleinste aggregaten met afmetingen van minder dan 2 mm worden in en direct onder een graszode aangetroffen. Grotere aggregaten kunnen een afmeting hebben van 20 cm. De aggregaten hebben meer of minder onderlinge samenhang doordat ze aan elkaar kleven of doordat ze door bijvoorbeeld wortels aan elkaar verbonden zijn.

De aanwezigheid van een bodemstructuur domineert de meeste civieltechnische eigenschappen van klei. De doorlatendheid wordt er volledig door bepaald en het heeft belangrijke negatieve invloed op de erosiebestendigheid. In het algemeen heeft alle klei in dijken in meer of mindere mate een bodemstructuur.

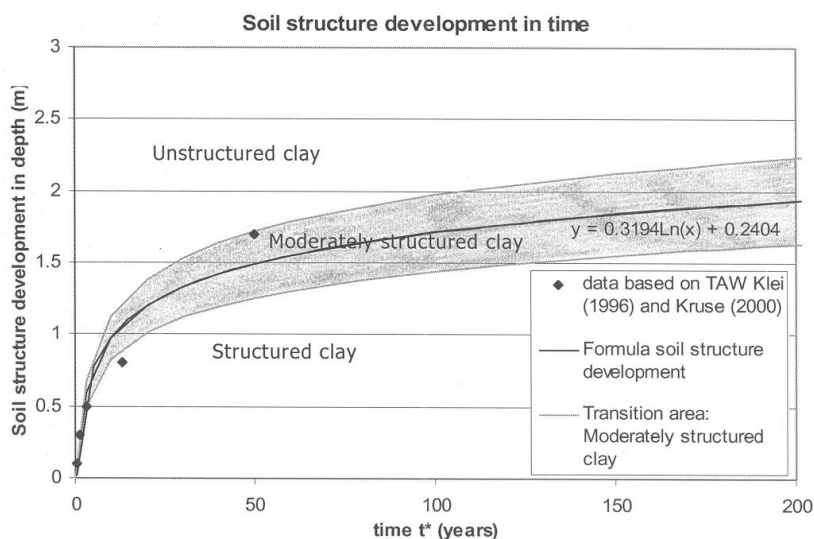


Figure 2.3 Ontwikkeling bodemstructuur in de tijd (De Visser, 2007)

De bodemstructuur kan meer of minder ontwikkeld zijn. Bij een sterk ontwikkelde structuur is er sprake van aggregaten die afzonderlijk herkenbaar zijn en die onderling weinig samenhang vertonen. Zo'n uitgesproken structuur ontwikkelt zich door voortdurende geringe beweging door zwellen en krimpen. Snelle veranderingen van watergehalte, bijvoorbeeld door regenval veroorzaken veel kleine scheurtjes en daarmee een fijne structuur. De bovenste decimeters onder een graszode op een dijktafval is daar een voorbeeld van met veel relatief kleine aggregaten met afmetingen van millimeters tot centimeters. Op grotere diepte onder een grasdek en in kleilagen onder steenzettingen zijn de aggregaten minder duidelijk herkenbaar. Daar zijn de afmetingen soms meer dan 10 cm en is vaak nog enige cohesie aanwezig tussen de aggregaten. Een duidelijke bodemstructuur kan ook in klei onder asfalt ontstaan.

Bodemstructuur kan ook worden aangetroffen in de kern van de dijk. Als bijvoorbeeld een dijk steeds weer is opgehoogd, hebben de diverse lagen ooit bij het oppervlak gelegen en hebben deze daardoor een bodemstructuur.

Als voorbeeld is in Figuur 2.3 het verloop van de structuur ontwikkeling in de diepte als functie van de tijd weergegeven (De Visser, 2007). Voor een matig gestructureerde klei kan de volgende empirische relatie worden afgeleid voor de ontwikkeling in de diepte van de bodemstructuur d_{soil_str} :

$$d_{soil_str} = 0.32 \ln(t) + 0.24 \quad (2.3)$$

waarin t = tijd na aanleg van de dijk (in jaren).

Waterdoorlatendheid

Door de vorming van bodemstructuur wordt de samenhang in een kleipakket aanzienlijk beperkt en ontstaat er een netwerk van grove poriën. De waterdoorlatendheid neemt sterk toe. De infiltratiesnelheid voor water gemeten op een groot aantal locaties ligt tussen 10^{-5} en 10^{-4} m/s. De doorlatendheid van een goed verdichte kleibekleding kort na het aanbrengen bedroeg minder dan 10^{-6} m/s en nam in het eerste halfjaar na aanleg toe tot circa 10^{-5} m/s. Een factor 10 groter als gevolg van nauwelijks waarneembare scheurvorming door drogen.

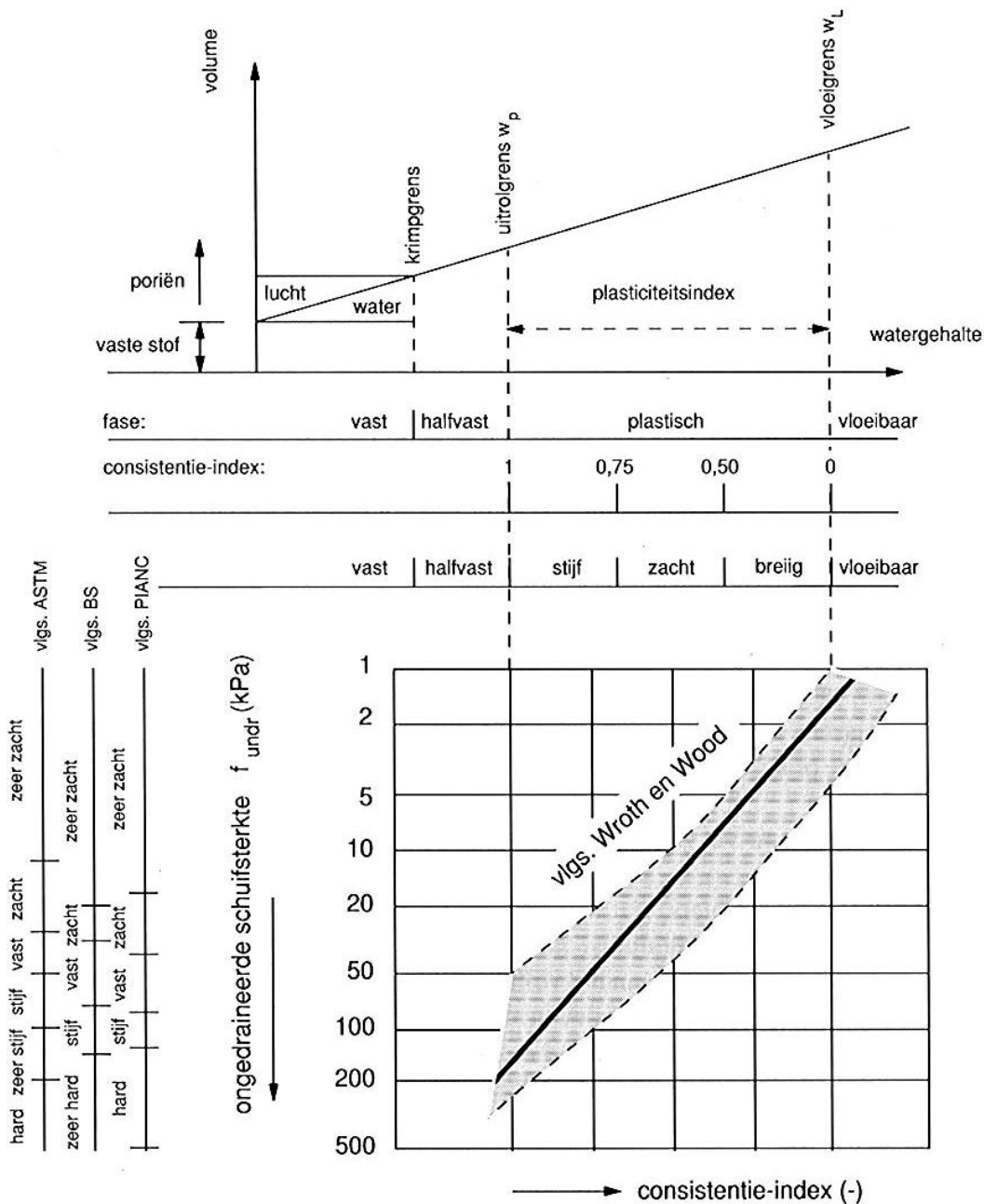
Ter vergelijking: bij de proeven op de Boonweg in het kader van SBW-Golfoverslag en Sterkte Gras is een doorlatendheid gemeten van 1.10^{-5} à 3.10^{-5} .

Bij keileem speelt de leemfractie een belangrijke rol in die zin dat hierdoor water minder makkelijk binnendringt. De doorlatendheid is dan ook geringer dan die van klei. Echter bij aanwezigheid van scheuren verandert dit en gaat de sterkte verloren. Die sterkte is namelijk afhankelijk van de negatieve poriëndruk (en in aanvulling daarop door de aanwezige humus en organische stoffen). Als het oppervlak dicht genoeg is, blijft de sterkte dus gehandhaafd; treden er scheuren op dan neemt de sterkte snel af.

2.3 Kleiclassificatie voor erosiebestendigheid

Erosie van klei in dijken kan plaats vinden door dispergeren van fijne deeltjes in water, het meevoeren door stromend water, en door golfwerking. Het oplossen van fijne deeltjes (dispergeren) gebeurt als gevolg van aantrekken van water door de deeltjes, zodat de samenhang verloren gaat. Deze vorm van erosie gaat zeer langzaam, maar kan belangrijk zijn bij wisselende zoet-zout omstandigheden. Op langere termijn kunnen ontgrondingen onder harde bekledingen ontstaan, zoals geulvorming onder steenbekledingen.

Door stromend water kunnen individuele gronddeeltjes of kleine aggregaten worden losgewerkt. Er is sprake van min of meer regelmatige slijtage van het oppervlak. Grond met meer dan 40% zand blijkt snel te eroderen bij relatief geringe stroomsnelheden. Bij vette kleisoorten met een vloeigrens groter dan 45% leidt erosie door langsstromend water niet tot sterke erosie. Water kan enige uren met een snelheid van 8 m/s langs een dergelijke klei stromen zonder een grotere slijtage te veroorzaken dan 1 tot 3 mm.



Figuur 2.4 Relatie consistentie-index, I_c , en schuifsterkte in geroerde toestand

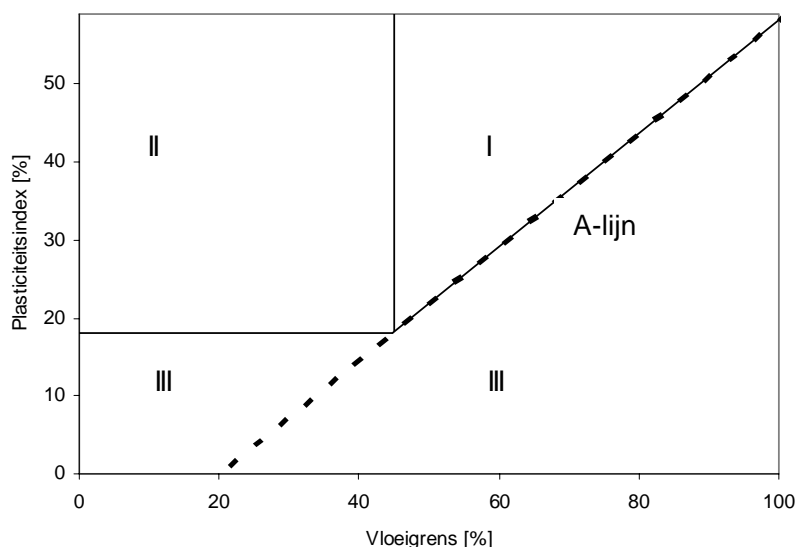
Een belangrijk erosiemechanisme zijn de krachten als gevolg van brekende golven. Grondaggregaten kunnen losslaan en worden afgevoerd door de drukopbouw in het talud door de golfwerking, de krachten op het talud door het breken van de golven en de daarop volgende stroming over het talud. Bij de in 1992 uitgevoerde grootschalige proeven op klei met bodemstructuur bleek deze vorm van erosie reeds bij golven met een significante golfhoogte van 1 m de belangrijkste oorzaak van schade te zijn. Die klei had echter erg te lijden gehad van het winnen (te droog) en plaatsen in de goot. Overigens wijzen berekeningen er op dat deze vorm van erosie bij golven lager dan 0,5 m waarschijnlijk nauwelijks meer optreedt.

Eén van de belangrijkste en meest gebruikte relaties is de lijn volgens Wroth en Wood (Wroth 1978) weergegeven in Figuur 2.4. De lijn geeft relaties tussen de plasticiteitsgrenzen (vloeigrens en uitrolgrens) en de sterkte van het materiaal. Hierbij wordt opgemerkt dat voor een willekeurige klei de relatie ongeveer binnen het grijze gebied ligt, waarvoor de lijn volgens Wroth en Wood niet meer dan een trend aangeeft.

Later onderzoek (GeoDelft 1988) heeft aangetoond dat er een indeling naar erosiebestendigheid gemaakt kan worden van klei op basis van de Atterbergse grenzen en het zandgehalte, gecombineerd met enkele andere eigenschappen. De volgende classificatie wordt onderscheiden (zie ook Figuur 2.5):

- Cat. I: Erosiebestendige gronden (zandgehalte < 40%)
- Cat. II: Matig erosiebestendige gronden (zandgehalte < 40%)
- Cat. III: Weinig erosiebestendige gronden (zandgehalte > 40%)

Deze indeling is opgenomen in Technisch Rapport Eisen Klei voor Dijken (TAW 1996) en in de VTV en is gebaseerd op de erosiebestendigheid van een kleibekleding met een grasbedekking die enige tijd aan de wind is blootgesteld en daarbij een bodemprofiel heeft ontwikkeld.



Figuur 2.5 Indeling erosiebestendigheidscategorieën op basis van de Atterbergse grenzen

Relevant is de A-lijn die in formule luidt:

$$I_p = 0,73 * (W_l - 20) \quad (2.4)$$

Tabel 2.1 geeft een overzicht van de criteria waaraan een bepaalde categorie moet voldoen. Naast vloeigrens W_l , plasticiteitsindex I_p en zandgehalte z_k worden eisen gesteld aan: organisch stofgehalte, zoutgehalte van het poriewater, kalkgehalte (gewichtsverlies bij HCl behandeling). Het maximum zoutgehalte betreft het gehalte bij aanbrengen. Het criterium is opgevoerd om begroeiing met gras goed mogelijk te maken, met daarnaast het voorkomen van dispersie van zout aangebrachte klei (uiteenvallen van de klei door in dit geval de osmotische werking van het poriewater) en betreft rivierdijken. Het zoutgehalte voor klei in

zoutwateromgeving (zeedijken) is niet van belang (zoet poriewater trekt geen extra water aan en er is dus geen dispersie daardoor, ook niet oppervlakkig).

Categorie	Categorie 1	Categorie 2	Categorie 3
Omschrijving	Erosiebestendige klei	Weinig en matig erosiebestendige klei	Weinig erosiebestendige klei
Vloiegrens W_l	> 45%	< 45%	< 45%
Plasticiteitsindex I_p	> $0.73 \cdot (W_l - 20)$	> 18%	< 18% of < $0.73 \cdot (W_l - 20)$
Zandgehalte	< 40%	< 40%	> 40%
Organische stof	< 5%	< 5%	< 5%
Gewichtsverlies bij HCl behandeling	< 25%	< 25%	< 25%
Zoutgehalte porievloeistof*	< 4gr/l	< 4gr/l	< 4gr/l

Tabel 2.1 Classificatie-eigenschappen van de verschillende erosiebestendigheidscategorieën volgens TR Klei voor Dijken (1996) (* = alleen relevant voor rivierdijken met gras)

De gronden kunnen ook kwalitatief worden beschreven:

Cat. I Erosiebestendige gronden die:

- Relatief weinig grove deeltjes bevatten en
- Een hoge vloiegrens en plasticiteitsindex hebben en
- Waarvan de plasticiteitsindex op empirisch vastgestelde wijze met de vloiegrens toeneemt (de A-lijn in Figuur 2.5).

Cat. II Matig erosiebestendige gronden die:

- Qua eigenschappen tussen beide andere categorieën vallen;
- Zowel weinig, als matig als sterk erosiebestendige eigenschappen kan bezitten (afhankelijk van de samenstelling);
- Onder andere een zeer heterogene verdeling van zand en silt hebben;
- Relatief weinig voorkomt.

Cat. III Weinig erosiebestendige gronden die:

- Relatief veel grove deeltjes in de cohesieve matrix bezitten en
- Een lage vloiegrens of plasticiteitsindex hebben.

Uit verdere onderzoeken blijkt dat de indeling in goede c.q. slechte erosiebestendigheid ook bruikbaar is voor klei onder gezette steen langs de Zeeuwse wateren boven gemiddeld hoogwater (GeoDelft 1994) (GeoDelft 1995).

In het onderzoek (GeoDelft 1990), (GeoDelft 1997) dat geleid heeft tot bovenstaande erosiebestendigheidscategorieën is onder andere gebruik gemaakt van het roto-erosie apparaat van Deltares. Dit is een erosietoestel waarmee kleine cilindrische monsters kunnen worden beproefd. Het bestaat uit een met water gevulde cilinder waarin het monster wordt ingebouwd, waarna door middel van schoepen aan de binnenzijde van de cilinder het water met een bepaalde snelheid rond het monster wordt gestroomd. Het gewichtverlies van een grondmonster onder invloed van de erosieve kracht van langsstromend water wordt gemeten. Analyse van de resultaten van de metingen en waarnemingen ((GeoDelft 1986);(GeoDelft 1988)) laten zien dat er zelden sprake is van gelijkmatige erosie, maar dat monsters óf slechts in geringe mate waren geërodeerd óf dat ze in korte tijd vrijwel geheel uiteen waren gevallen. Op basis van de waarnemingen kunnen de volgende erosieve eigenschappen van de verschillende categorieën onderscheiden worden:

Categorie 1: stabiel met stroomsnelheden tot 0,8 m/s

Categorie 2: bezwijkt bij stroomsnelheden kleiner dan 0,5 m/s maar groter dan 0,1 m/s

Categorie 3: (zandig cohesief materiaal): bezwijkt bij stroomsnelheden kleiner dan 0,1 m/s.

In een notitie van 2006 (van Etten, 2006) worden verschillen aangegeven tussen de VTV beoordeling en de resultaten van proeven met de erosiecentrifuge van Deltares. Onder andere wordt gebruik gemaakt van de verschillende soorten klei die genoemd zijn in een rapport over een onderzoek naar klei onder steenzettingen (Pilarczyk, 1985). Uit de vergelijking blijkt dat de erosiebestendigheid bepaald met het erosietoestel nauwelijks met de VTV overeen blijkt te komen. Aanbevolen wordt de erosiecentrifuge slechts met grote voorzichtigheid te gebruiken.

Keileem is erosiebestendiger dan klei, wat blijkt uit diverse literatuurstudies en onderzoeken (Infram 2005)(LGM 1985)(GeoDelft 2006), maar dat kan niet worden aangetoond met de huidige beoordelingsmethode op basis van Atterbergse grenzen en zandgehalte. Verantwoordelijk voor de sterkte is vooral de negatieve poriëndruk die ontstaat onder water als het oppervlak van de keileem dicht genoeg is.

Keileem is erg gevoelig voor vervormingen. Zelfs bij kleine vervormingen treedt al een grote afname op van de schuifsterkte. Bij ontgraven en verwerken verliest de keileem dus haar sterkte maar deze kan in de loop der tijd onder invloed van compactie weer toenemen.

Kritieke snelheid

De erosiebestendigheid van klei kan ook worden gerelateerd aan de kritieke stroomsnelheid of kritieke schuifspanning. De relatie tussen de schuifspanning (τ) en de stroomsnelheid (U) in een stroming is niet eenvoudig te leggen. Het is onder andere afhankelijk van het stromingsprofiel en de turbulentie. Daarom zijn de formules onderling niet vergeleken.

Een voorbeeld van een voorkeur voor de kritieke stroomsnelheid is de formule van Mirskhoulava voor cohesieve grond uitgebreid met een parameter om de sterkte van wortelcohesie in rekening te brengen:

$$U_c = \log\left(\frac{8.8h}{d_a}\right) \sqrt{\frac{0.4}{\rho} [(\rho_s - \rho)gd_a + 0.6C_f + C_R]} \quad (2.5)$$

Waarin:

U_c = kritieke stroomsnelheid (m/s)

- C_f = $0.035c$ = breeksterkte klei (kN/m^2)
 c = cohesie (kN/m^2)
 C_R = wortelcohesie (kN/m^2)
 h = waterdiepte (m)
 d_a = diameter klei aggregaat (= 0,004 m)
 ρ = dichtheid van water (kg/m^3); $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$
 ρ_s = dichtheid van grond (kg/m^3); $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$
 g = zwaartekracht (m/s^2); $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

Recenter, onderzochten Hoffmans et al. (2009) de sterkte van een graszode op klei waarbij gebruik is gemaakt van een krachtenevenwicht. Het gaat hierbij om het evenwicht tussen de hydraulische krachten als gevolg van het langsstromende water, en weerstandbiedende krachten van een gronddeeltje (gewicht, cohesie en wortels). Dit leidde tot de volgende formule zonder de term voor de wortelcohesie:

$$U_c = \frac{c_0}{r_0} \sqrt{\Psi_{c,M}} \sqrt{\Delta g d_a + 0.6 \frac{C_f}{\rho}} \quad (2.6)$$

Waarin:

- c_0 = *coëfficiënt*
 $c_{cl,c}$ = kritieke waarde kleicohesie, $c_{cl,c} = 0,6(1 - n)C_f$
 n = poriëngehalte (-)
 r_0 = relatieve turbulentie intensiteit (-)
 $\Psi_{c,M}$ = kritieke waarde Shields parameter, $\Psi_{c,M} = 0,012$.

De eerste term onder het wortelteken in de formule volgens Hoffmans et al leidt tot de gebruikelijke formulering volgens Shields van de kritieke stroomsnelheid voor niet-cohesieve materialen. De tweede term geeft de invloed van de cohesie.

Nadeel van bovenstaande formules is dat deze geen andere kleieigenschappen bevatten dan de cohesie, terwijl ook de grootte van de aggregaten moet worden geschat. Andere formules zoals die van Kamphuis & Hall (1983) gebaseerd op het percentage klei, kennen ook het nadeel van een beperkte mate van invloed van kleieigenschappen:

$$U_c = u_{c,sand} \left(1 + 0.01 \alpha P_{clay} \right) \quad (2.7)$$

waarin:

- $u_{c,sand}$ = kritieke stroomsnelheid van zand (m/s)
 P_{clay} = percentage klei (%)
 α = *coëfficiënt* ≈ 15 (-)

De Vroeg (2002) voegde de invloed van het poriëngetal v toe, wat resulteerde in de volgende formule:

$$U_c = u_{c,sand} (1 + 0.01\alpha P_{clay}) + \beta (0.65 - v) \quad (2.8)$$

waarin:

β = coëfficiënt ≈ 1 (-)

v = poriëngetal (-)

Aanbevolen waarden voor de coëfficiënten α en β zijn 15 and 1 respectievelijk. Het poriëngetal is een maat voor de compactheid:

$$v = \frac{n}{1-n}$$

waarin n = poriëngehalte (-).

Gangbare waarden voor vaste klei en tamelijk compacte klei zijn respectievelijk $v = 0,25$ en $v = 0,5$. Voor zand wordt met een gemiddelde waarde voor n van ongeveer 0,4 gevonden $v = 0.65$.

Het voorgaande kan ook voor keileem worden gebruikt, maar waarden voor de relevante coëfficiënten zijn niet bekend.

Een andere benadering van de erosiebestendigheid is uit te gaan van resultaten verkregen met onderzoek naar grasdijken in de Deltagoot (Meijer & Verheij, 1998) (Smith, 1994) en de Scheldebak (Verheij et al, 1995) en onderzoek door De Vroeg (de Vroeg et al, 2002) naar bresgroei in dijken in het kader van Delft Cluster. De mate van erosie is daarbij vertaald naar sterkteparameters. Deltares heeft de sterkte van een groot aantal gronden geanalyseerd, deels in het kader van activiteiten voor de ontwikkeling van PC-Ring en een CUR onderzoek (CUR, 1996), naar de erosie van onverdedigde oevers. Dit heeft geresulteerd in best guesses voor sterkteparameters en kritische schuifspanning, maar wel op basis van experimentele resultaten en expert judgement. Deze zijn samengevat in Tabel 2.2. De relatie tussen de schuifspanning (τ) en de stroomsnelheid (U) in een stroming is niet eenvoudig te leggen. Het is onder andere afhankelijk van het stromingsprofiel en de turbulentie. In de tabel is daarom een kritieke waarde voor beide gegeven.

In bovenstaande tabel ontbreekt keileem. Volgens GeoDelft zou keileem een ongedraineerde schuifsterkte bezitten van ongeveer 50-70 kN/m². Daarmee is het vergelijkbaar met goede klei.

Interessant is dat de omschrijving van de kwaliteit van de klei in de tweede kolom van Tabel 2.2 ook terug te vinden is in Figuur 2.4 van Wroth en Wood.

Op basis van de waarden in de tabel kon een relatie tussen de factor voor de kwaliteit van de toplaag uitgedrukt in c_E en de kritische schuifspanning τ_c worden bepaald:

$$\tau_c = \frac{1,85 * 10^{-4}}{c_E} \quad (2.9)$$

De parameter c_E is eerder toegepast bij graserosie door golven op het buitentalud:

$$\frac{y}{t} = c_E H_s^2 \quad (2.10)$$

waarin:

- y = afslag (m)
- t = tijd (s)
- c_E = sterktefactor ($m^{-1} s^{-1}$) (zie Tabel 2.2)
- H_s = significante golfhoogte (m)

Grond	Kwaliteit	Sterktefactor c_E ($m^{-1} s^{-1}$)	Kritieke schuifspanning τ_c (N/m^2)	Kritieke stroomsnelheid U_c (m/s)
Gras	Goed	$0,01 \cdot 10^{-4}$	125 à 250	5 à 8
	Gemiddeld	$0,02 \cdot 10^{-4}$	50 à 150	3 à 5
	Slecht	$0,03 \cdot 10^{-4}$	25 à 75	2 à 4
Klei	Zeer goed (ongedraineerde sterkte 80-100 kN/m^2)	$< 0,5 \cdot 10^{-4}$	50 à 150	0,9 à 1,2
	Goed (ongedraineerde sterkte 40-80 kN/m^2)	$0,5 \text{ à } 1 \cdot 10^{-4}$	1,5 à 3	0,7 à 1,0
	Gestructureerd	$1 \text{ à } 3 \cdot 10^{-4}$	0,5 à 1,5	0,5 à 0,7
	Matig/slecht (ongedraineerde sterkte 20-40 kN/m^2)	$3 \text{ à } 5 \cdot 10^{-4}$	0,3 à 0,5	0,3 à 0,5
zand	-	$> 10 \cdot 10^{-4}$	0,1 à 0,2	0,15 à 0,3

Opm.: De parameter c_E heeft een relatie met de parameter f_g , die in PC-Ring wordt gebruikt voor de sterkte van gras: $c_E = 0,017 \cdot 10^{-4} f_g$

Tabel 2.2 Karakteristieke sterkteparameters voor diverse grondsoorten

Dit suggereert een afhankelijkheid van H_s^2 , hetgeen discutabel is. Waarschijnlijk moet de macht kleiner zijn.

In de literatuur worden diverse formules gegeven voor de kritieke schuifspanning van cohesieve grond. Er is geen poging gedaan om de in het vervolg genoemde formules voor de kritieke schuifspanning te vergelijken. Daarvoor zijn teveel aannames nodig, terwijl de formules op verschillende parameters zijn gebaseerd.

Ansari (1999, 2003) onderzocht cohesieve grond aangevallen door ondergedompelde verticale stralen. Hij gebruikte zand-klei mengsels met klei percentages variërend van 5 tot 20%, vochtgehalte van 5 tot 27% en een vane shear sterkte variërend van 0,2 tot 191 kN/m^2 . Hij stelt de volgende formule voor:

$$\tau_{cc} = 0.001(1 + PI)^{2.89} \left(\frac{W}{W_*} \right)^{0.1} 10^{(0.64e+2.3)} \quad (2.11)$$

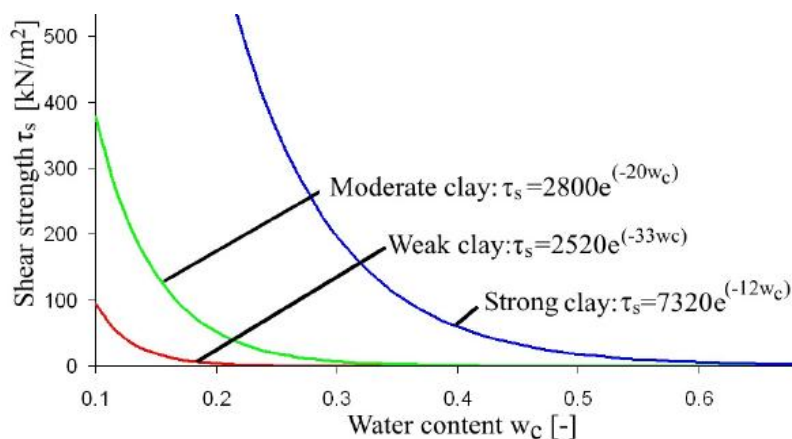
waarin PI = plasticiteitsindex; W = vochtgehalte; W_* = vochtgehalte bij verzadiging; e = poriëngetal.

Kortenhaus (2003) presenteerde een figuur met een verband tussen schuifsterkte en water gehalte voor verschillende typen klei; zie Figuur 2.6.

Julian en Torres (2006) presenteren een empirische formule op basis van het silt-klei percentage:

$$\tau_{cc} = 0.1 + 0.1779S_c + 0.0028S_c^2 + 0.0000234S_c^3 \quad (2.12)$$

waarin S_c = silt-klei percentage (%).



Figuur 2.6 Schuifsterkte als functie van het watergehalte (after Kortenhaus, 2003)

Alles samenvattend moet worden geconcludeerd dat nog veel onduidelijk is over de sterkte van cohesieve grond. De bestaande classificatie op basis van de A-lijn (Figuur 2.5 en Tabel 2.1), die opgenomen is in de VTV 2006, lijkt voornamelijk het meest bruikbaar. Aanbevolen wordt een koppeling te leggen tussen Figuur 2.4 van Wroth and Wood, Tabel 2.2 en formules zoals van Kortenhaus (Figuur 2.6).

3 Praktijkervaringen met erosie van klei

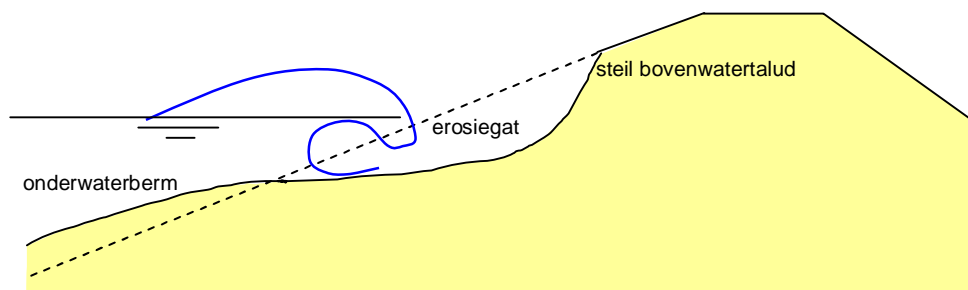
Literatuur over goed beschreven schadegevallen aan de bekleding van dijken, die tot bezwijken of het bijna bezwijken van de dijk geleid heeft, is beperkt. Dit heeft ermee te maken dat bij veel van de opgetreden schadegevallen/doorbraken het schadeverloop niet goed is gedocumenteerd (zie bv. Calle et al., 2002). Dat is ook logisch in die situatie, want men heeft wel iets anders te doen dan het schadeverloop vast te leggen.

En als er schade is opgetreden, bv. bij de stormramp van 1953, dan is het grootste deel ervan aangetroffen aan de binnenbelopen en de kruin. De buitenbeloop zelf is vaak onbeschadigd. Door het bezwijken van de binnenbeloop en de kruin (door golfoverslag) kan in een later stadium ook het buitenbeloop aangetast worden wat uiteindelijk tot een bres kan leiden. Dit is gerapporteerd bijvoorbeeld in Huitema (1947), Rijkswaterstaat (1961) en vd Kley & Zuidweg (1969).

Op plaatsen waar wel schade aan het buitentalud werd aangetroffen bleef dit meestal beperkt tot brandingafslag over een smalle strook boven de harde bekleding of een plaatselijk vernieling van de steenglooiing, zonder dat brede erosie van de onderlagen is opgetreden.

In meerdere gevallen was de opgetreden schade aan het buitentalud hoofdzakelijk te wijten aan een slecht uitgevoerde bekleding (slechte klemming van blokken), aan de beheersvorm van de grasmat (klepelmaaien, overbemesting, overbegrazing), de aanwezigheid van lichtmasten of andere discontinuïteiten (sluizen, trappen, damwanden etc.) in de dijk, aan overgangen tussen verschillende bekledingsvormen (bv. overgang blokken/asfalt naar gras), of aan zeer slechte kleikwaliteit. Goede voorbeelden voor dit soort beperkte schade zijn te vinden bijvoorbeeld in Calle et al. (2002). In het voorgaande wordt genoemd dat de beheersvorm oorzaak was van de schade. Recente ervaringen met golfoverslag op binnentaluds lijken dit tegen te spreken in die zin dat er geen onderscheidende invloed is vast te stellen van de beheersvorm (SBW-2009).

Grotere schadegevallen zijn gerapporteerd bijvoorbeeld in Huitema (1947), RWS (1961), Kolb (1962), Zitscher (1962), Polytechnisch Tijdschrift, vd Kley & Zuidweg (1969), Klein Breteler (1991), CUR (1996), Hoffmans & Verheij (1997), Calle et al. (2002), TAW (1995, 2003). Zoals gezegd bevatten de meeste helaas niet veel informatie en zijn hier niet weergegeven. In de volgende paragrafen wordt verder alleen ingegaan op die schadegevallen met betrekking tot schade aan de buitenbekleding waarover iets meer informatie beschikbaar is.



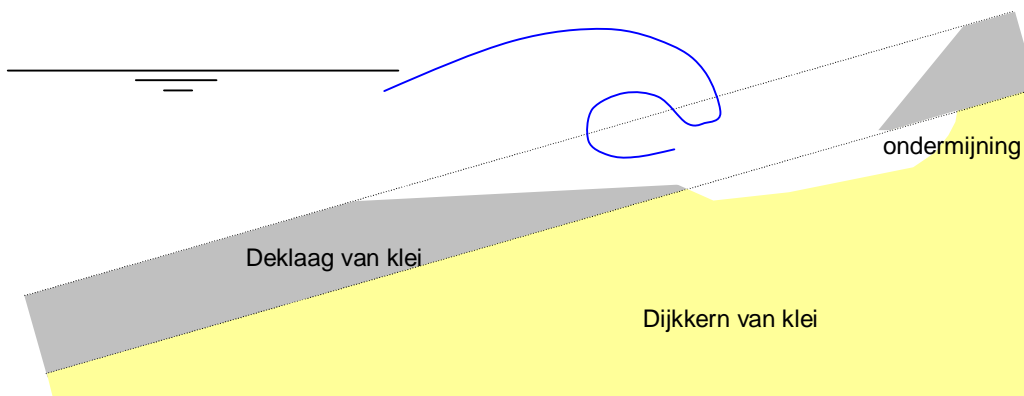
Figuur 3.1 Geërodeerd materiaal uit erosiegat heeft lager op het talud een onderwaterberm gevormd (S-profiel)

Daaraan voorafgaand is in Figuur 3.1 het erosieproces aangegeven. De erosie schrijdt in horizontale richting voort door de dijk.

Het niveau van de onderwaterberm wordt onder meer bepaald door het niveau tot waar een kleilaag (of harde bekleding) zal eroderen. Naar verwachting ligt dit op ca $0,7H_s$ à $1,5H_s$ onder water.

Het is de vraag of het geërodeerde materiaal een berm vormt die onderdeel uitmaakt van een S-profiel zoals geschetst in Figuur 3.1. Bij loodrechte golfaanval op een zeer brede dijk waar over grootte breedte afslag optreedt, klopt dit waarschijnlijk. Als echter een relatief klein gat ontstaat (bijvoorbeeld 10 à 20 m breed), of als er scheve golfaanval is, zal de onderwaterberm waarschijnlijk niet gevormd worden, omdat al het geërodeerde materiaal langs de dijk verspreid wordt (materiaaltransport evenwijdig aan de dijkas). Naar verwachting zal de erosie dan groter zijn.

De reststerkte van de dijk moet worden gezien in verband met het bezwijkproces van de gehele dijk inclusief toplaag, eventuele filterlaag, geotextiel, weg op de kruin van de dijk, en wordt waarschijnlijk sterk beïnvloed door het bezwijkmechanisme en schadevoortgang van de verschillende erboven liggende lagen.



Figuur 3.2 Ondermijning van deklaag zodra de dijk kern bereikt is

Als er sprake is van een deklaag van klei zal eerst die kleilaag door de golven lokaal worden geërodeerd (zie Figuur 3.2). Zo'n gat in de kleilaag is meestal iets onder de waterlijn begonnen en groeit naar boven. Nadat de kleilaag lokaal over de volledige dikte is geërodeerd wordt de kern van de dijk aan directe golfaanval blootgesteld. Aangezien de klei in de kern minder erosiebestendig is dan de klei in de laag erboven, is het te verwachten dat de deklaag ondermijnd wordt. De golven kunnen delen van de ondermijnde deklaag afslaan, waardoor de deklaag waarschijnlijk sneller zal eroderen, dan wanneer de hele dijk uit dezelfde klei zou bestaan.

In geval van een bekleding met grote samenhang, zoals asfalt of een blokkenmat, dan kunnen de bekledingsdelen in het erosiegat lang blijven liggen en de verdere erosie afremmen of stoppen. Het is daarentegen ook denkbaar dat asfalt wat in zeer grote platen uiteenvalt, zoals is vastgesteld tijdens onderzoek in de Deltagoot (Derks en Klein Breteler 1992), de energie van de inkomende golven concentreert waardoor de erosie in landwaartse richting lokaal juist versterkt, in plaats van remt.

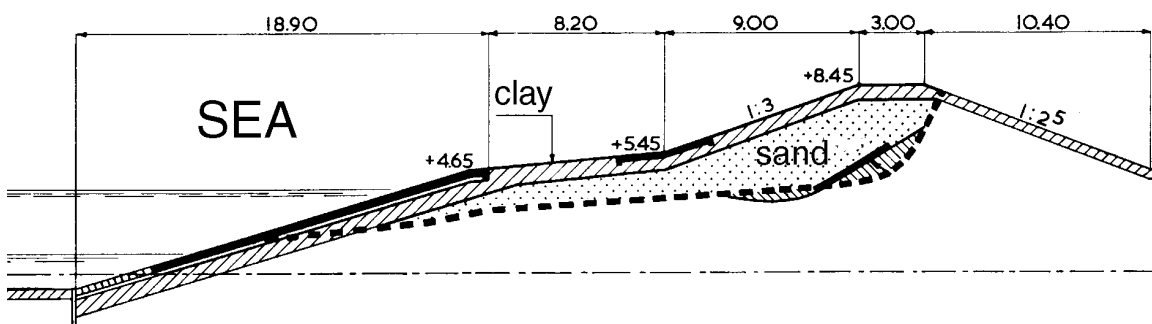
3.1 Afsluitdam Brielse Maas

Tijdens de stormvloed van 1953 is schade ontstaan aan de afsluitdam van de Brielse Maas. Dit wordt door J. v.d. Veen (Polytechnisch Tijdschrift) en RWS (1961) beschreven. Het volgende wordt vermeld:

“De dam in de benedenmond van de Brielse Maas werd vrij ernstig aan de buitenzijde beschadigd. Dit is wel een van de weinige gevallen waar een waterkering aan de buitenzijde plaatselijk zo ernstig werd beschadigd, dat uitsluitend als gevolg daarvan doorbraak heeft gedreigd. De tot ongeveer 4m +NAP aanwezige steenglooiing werd, voor zover deze bestond uit Maaszetsteen, vrijwel geheel uit elkaar geslagen. Waar deze uit zuilenbasalt bestond vond geen beschadiging plaats. In het buitenbeloop boven deze glooiing werden twee bressen geslagen, waarvan één tot de binnenkruinlijn”, zie Figuur 3.3.

“Hierdoor werd de kleibekleding onder de glooiing en onder de betonband, die de glooiing aan de bovenzijde afsloot, plaatselijk weggeslagen en de zandkern aangetast. Deze aantasting zette zich op een paar plaatsen voort tot in het buitentalud boven de buitenberm van de dam en op een plaats zelfs door de kruin tot in het binnentalud.”

In deel 7 wordt ook op dit geval ingegaan, omdat het een zanddijk betreft. Hier ligt de nadruk op de kleilaag onder de bekleding. Uit Figuur 3.3 kan verder de volgende informatie over dit schadegeval gewonnen worden: De afsluitdam heeft een helling van 1:3. De dikte van de kleilaag onder de steenzetting en maaiveld is ongeveer 0,8m. De kern van de dijk is van zand. De hoogste waterstand was: +3,85m NAP (zie ook RWS, 1961), dus ongeveer op de hoogte met de bovenrand van de steenglooiing. De waterstand was 3 uur hoger dan +3.5m NAP and 5,5 uur hoger dan +3m NAP. Helaas is bijna geen informatie beschikbaar over de golfcondities. Er wordt ervan uitgegaan dat de golfhoogte $H_s = 2-3\text{m}$ was. De maximale erosie was ongeveer 20m in horizontale richting (klei + zand) met een maximale erosiediepte van 1m (verticaal gemeten vanaf de hoogste waterstand, klei + zand).



Figuur 3.3 Schade aan afsluitdam van de Brielse Maas (1953), dichtbij Oostvoorne

3.2 Eilanddijk

Op 2 januari 1976 is er tijdens een storm met windsnelheid van 26 m/s schade opgetreden aan de Eilanddijk, nabij Vlissingen (gedocumenteerd door Klein Breteler, 1991; daar staat 1979 vermeld, hetgeen waarschijnlijk onjuist is). De bekleding van de dijk ter hoogte van de schade bestond uit Haringmanblokken van 25cm dikte op een 60-80cm dikke kleilaag met een taludhelling van 1:4. Deze bekleding strekte zich uit van NAP +3,0m tot NAP +5,0m, aan de bovenzijde aansluitend op een berm met de helling van 1:20 met dezelfde bekleding. Onder NAP +3,0m is het talud bekleed met basalt.

De kleikwaliteit is meerdere malen onderzocht, met als gemiddeld resultaat:

Zandgehalte: 38%, Vloei grens: 35%, Plasticiteitsindex: 17%.

De spreiding in de resultaten van de metingen was groot.

Tijdens de storm is een waterstand van NAP +3,45m opgetreden. De golfaanval leidde tot gaten in de toplaag en tevens schade aan de kleilaag. Het grootste gat in de toplaag was 30x3 m², ter hoogte van de stilwaterlijn tijdens de storm. De golfhoogte is niet gemeten, maar de volgende schatting is gegeven voor NAP +3,45m en de windsnelheid van 26 m/s:

$$\begin{aligned} H_s &= 1,6\text{m} \\ T_p &= 7,3\text{s} \\ \xi_{op} &= 1,8 \\ H_s/(\Delta D) &= 4,9 \quad (\Delta = 1,3) \end{aligned}$$

De omvang van de klei-erosie is helaas niet precies bekend. Totaal is er 160m² van de toplaag weggeslagen en 100m³ klei geërodeerd. Dit betekent een gemiddelde erosie van ca. 60cm.

3.3 Tholen

Tijdens de storm van 27 november 1983 is er op verschillende plaatsen schade ontstaan aan de zuidelijke dijk langs het eiland Tholen (Klein Breteler 1991). De constructie bestaat ter hoogte van de schade uit betonblokken van 50x50cm² en 20cm dikte op klei. De taludhelling is 1:3. De storm leidde tot een hoogste waterstand van NAP +3,40m en golven met hoogte van 1,5 à 2m. De schade ontstond rond NAP +1,5 à NAP +2,5m. De klei-erosie bleef beperkt tot enkele decimeters (geschat aan de hand van foto's).

Ook hier is een schatting van de golfbrandvoorwaarden gegeven (geschatte golfsteilheid 5%):

$$\begin{aligned} H_s &= 1,5 \text{ à } 2\text{m} \\ T_p &= 4,4 \text{ à } 5,1\text{s} \\ \xi_{op} &= 1,5 \\ H_s/(\Delta D) &= 5,7 \text{ à } 7,7 \quad (\Delta = 1,3) \end{aligned}$$



Figuur 3.4 Schade bij Scherpenisse

Op twee locaties is er schade ontstaan:

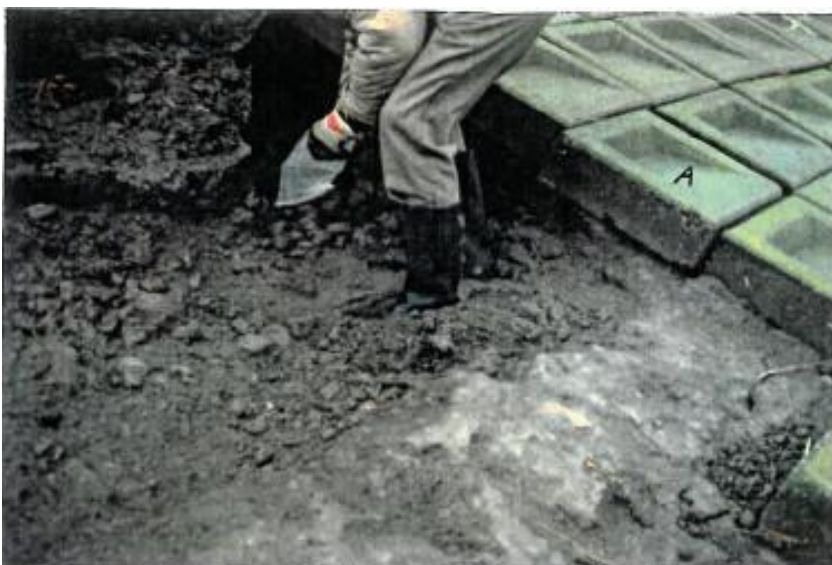
- > Schade nabij Scherpenisse:
47m² toplaag weggeslagen met als grootste gat ca. 12m². Erosiediepte in de klei was ongeveer 20cm, met lokaal 30cm erosie (zie Figuur 3.4).
Klei eigenschappen: Gehalte organische stof: 7%, Zandgehalte: 19%, Vloeigrens: 92%, Plasticiteitsindex: 59%.
- > Schade nabij Nieuw Strijen:
Gaten in de toplaag van respectievelijk 30 en 28m². Erosiediepte in de klei was 10 à 20cm, met bij een palenrij ca. 40 cm erosie.

Gezien de vrij zware golfaanval en beperkte erosie is de klei waarschijnlijk van goede kwaliteit geweest.

3.4 Sabrina-Henrica polder

Tijdens dezelfde storm (27 november 1983) is er schade opgetreden aan de dijk langs de Sabrina-Henrica polder langs het Volkerak. De situatie kan als volgt omschreven worden:

- Haringmanblokken van 50x50x15 cm³ op klei
- Talud 1:3
- Hoogste waterstand: NAP+3,80m
- Schadeniveau: tussen NAP +3,0m en NAP +4,5m
- Windsnelheid: ongeveer 25 m/s
- Windrichting: ZW
- Golfhoogte: 1,0 à 1,2m
- Golfperiode: ~ 3,8s (golfsteilheid geschat op 5%)
- Brekerparameter: $\xi_{op}=1,5$
- $H_s/(\Delta D)=$ ca. 5,6
- Klei-eigenschappen: onbekend



Figuur 3.5 Schade bij Sabrina-Henrica polder

Op diverse plaatsen is er een gat in de toplaag ter hoogte van de overgangsconstructie geslagen. Aan de schade is vaak moeilijk te zien of deze vlak onder of vlak boven de

overgangsconstructie is begonnen. Op minstens één plaats is dit echter duidelijk: vlak boven de overgangsconstructie bij de blokken op klei.

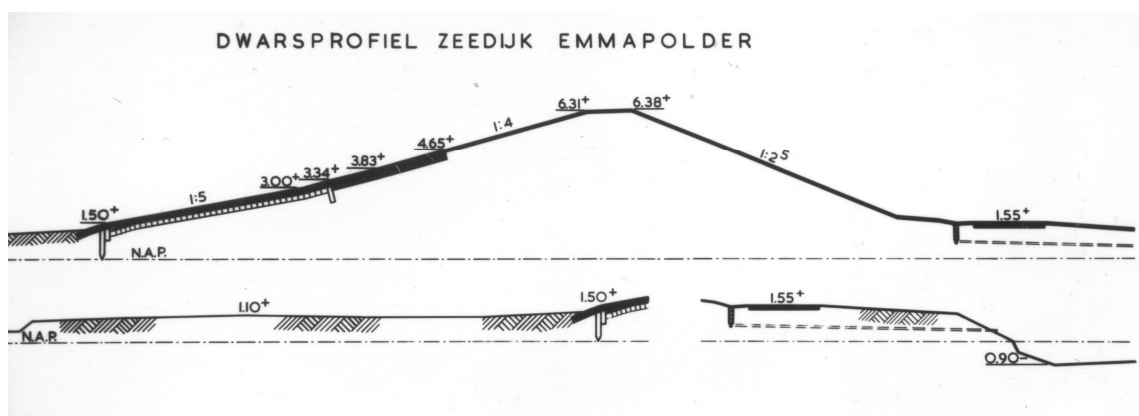
De klei-erosie was op de meeste plaatsen vrij oppervlakkig: slechts 10 à 20 cm. Op één plaats was de klei kennelijk van mindere kwaliteit, want daar is een erosie-diepte van ca. 50cm geconstateerd (zie Figuur 3.5). Aan de hand van de foto's lijkt de klei brokkelig en zijn er diverse lagen die onderling minder goed hechten. Zo zijn er in de erosiekuil duidelijk rupsbandsporen van tijdens de aanleg zichtbaar geworden.

3.5 Emmapolderdijk

In Van der Meer (2000) wordt een schade aan de Emmapolderdijk in Groningen beschreven ontstaan tijdens de storm van 1962. Over 2 km lengte werden meer dan 100 gaten in de grasbekleding geslagen, waarvan de grootste tot ongeveer 3m (horizontaal gemeten) van de binnenkruinlijn kwamen (het binnentalud zelf bleef onaangetast). De kleilaag had een dikte van 0,5m (helling 1:4). Aangegeven is dat de klei van zeer slechte kwaliteit was. Op basis van de gegeven beschrijving van het grootste gat, kan de erosiekuil globaal worden aangenomen als geschetst in Figuur 3.8. De maximale opgetreden erosie was dus ongeveer 3,5 à 4 m in horizontale richting (klei + zand) met een maximale erosiediepte van 0,5m (verticaal gemeten vanaf de hoogste waterstand, klei + zand).



Figuur 3.6 Schade aan de Emmapolderdijk

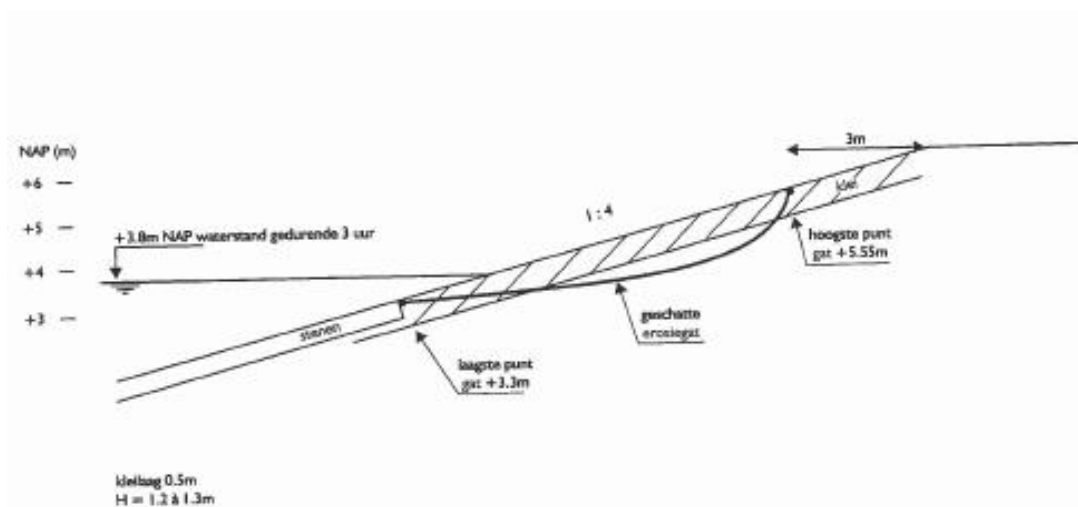


Figuur 3.7 Dwarsprofiel van de Emmapolderdijk

Deze schade is waarschijnlijk ontstaan tijdens een periode van ongeveer 3 uur met een hoogste waterstand van NAP + 3,8m (de golven braken op het grastalud) en een golfhoogte in de orde van $H_s=1$ a $1,5m$ ($H_s=1,3m$). De steenglooiing (LxBxH: 20x10x10cm, helling 1:5), bestraat in beton- en bitumenmortel, is grotendeels niet beschadigd geraakt. Verder toont de relatief kleine schade aan de kern aan dat de stormduur niet veel groter was dan de reststerkte van de kleilaag.

Alleen op 3 plekken langs de dijk zijn gaten in de steenzetting ontstaan (grootte onbekend, foto's duiden op enkele m^2). De klei is eronder tot een diepte van ongeveer 0,4m weggeslagen. Er worden echter holten gevonden, die onder losgewerkte en uitgespoelde stenen ontstaan zijn van tot aan $25m^2$ grootte. De schade aan de klinkerglooiing (dikte 10cm) lijkt te zijn ontstaan van boven uit, doordat eerst een gat in het grastalud geslagen was. Doordat de waterstand tijdens de storm sterk varieerde, heeft ieder punt van die glooiing slechts korte tijd flinke golfaanval moeten weerstaan.

Vergeleken met de naastliggende polders (die minder schade tonen) had de Emmapolder-dijk een vrij jonge leeftijd (aanleg 1942 t/m 1947). De gebruikte kwelderklei is irreversibel ingedroogd, waardoor scheurvorming is ontstaan. Omdat kwelderklei arm is aan bacterieleven zijn plantendelen op grotere diepte niet verrot. De later aangebrachte compost heeft alleen op de bovenste 15 cm klei een positieve invloed gehad door humificatie.



Figuur 3.8 Schade (geschat) aan de Emmapolderdijk te Groningen (1962)

De gatgrootte wordt op basis van de foto's geschat op orde 10 à $30 m^2$ (2 á 4 m hoogte langs talud omhoog vanaf steenzetting en 3 à 10 m in breedterichting). Meestal werd de onderliggende zandlaag niet bereikt en is alleen de kleilaag van 0,5 m dikte geërodeerd. In dat geval is het geërodeerde volume dus orde $10 m^3$. Op plaatsen waar de zandlaag wel is bereikt, is de erosie groter. Het volume is daar orde $20 m^3$.

3.6 Stormvloed schade van 1962 in Duitsland

De stormvloed van 1962 heeft niet alleen grote schade in Nederland veroorzaakt maar ook dijkdoorbraken en inundaties langs de Duitse kustlijn opgeleverd, zie Figuur 3.9 en Figuur 3.10. De laatste figuur toont de waterstanden van Husum tot Sylt aan de westkust van Schleswig-Holstein. Zoals gezegd is de schade geenszins te vergelijken met die langs de

Nederlandse kust. De dijken tonen diepe erosie aan het binnen-/buitentalud of zijn helemaal doorgebroken. In het volgende worden een aantal van deze schadegevallen nader bekeken die uitgebreid gerapporteerd werden (Zitscher 1962).

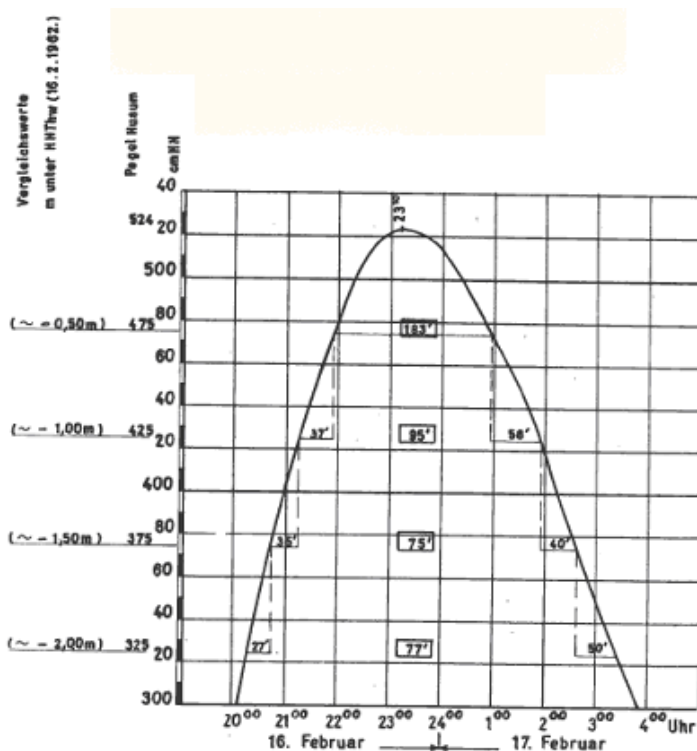


Figuur 3.9 Beschadigde dijk op Nordstrand (storm 16.2.1962)

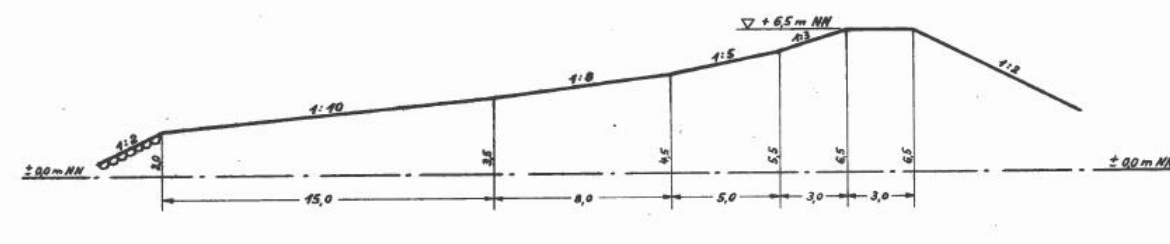


Figuur 3.10 Locaties van dijkprofielen en stormvloed waterstanden langs de westkust van Schleswig-Holstein (Duitsland)

De stormvloed van 16.2.1962 werd gekenmerkt door een maximale waterstand van +5,24m NN. De belastingduur kan geschat worden met Figuur 3.11. Een typisch dijkprofiel is getoond in Figuur 3.12. De kleidijken hebben een binnen- en buitentalud van gras en bij de teen een verdediging van blokken. Een typisch schadebeeld is te zien in Figuur 3.14, terwijl in Figuur 3.16 het resulterende doorbraakprofiel wordt getoond.



Figuur 3.11 Waterstandsverloop van +3,25m tot +4,75m NN tijdens de stormvloed van 16/17.2.1962 (peil Husum)



Figuur 3.12 Typisch dijkprofiel langs de noord-friese kust

In Tabel 3.1 en Tabel 3.2 zijn de beschikbare gegevens van de belasting en de gevonden erosie weergegeven. Talud A heeft betrekking op het talud boven HHT (+5,25m NN) en talud B is het talud onder HHT (tot -1,0m HHT); H_b is de golfhoogte tijdens breken, h de maatgevende waterstand en t de bijbehorende belastingduur. De opgetreden erosie is geschat met behulp van de gegeven schadeprofielen, zie bv. Figuur 3.14.

H_b is hierbij teruggerekend uit de gemeten golfoploop z met de volgende golfoploopformule (Pilon, 1960):

$$z = 2,7 \cdot H_b \cdot \sin \alpha \cdot \sqrt{\pi / 2\alpha} \quad (3.1)$$

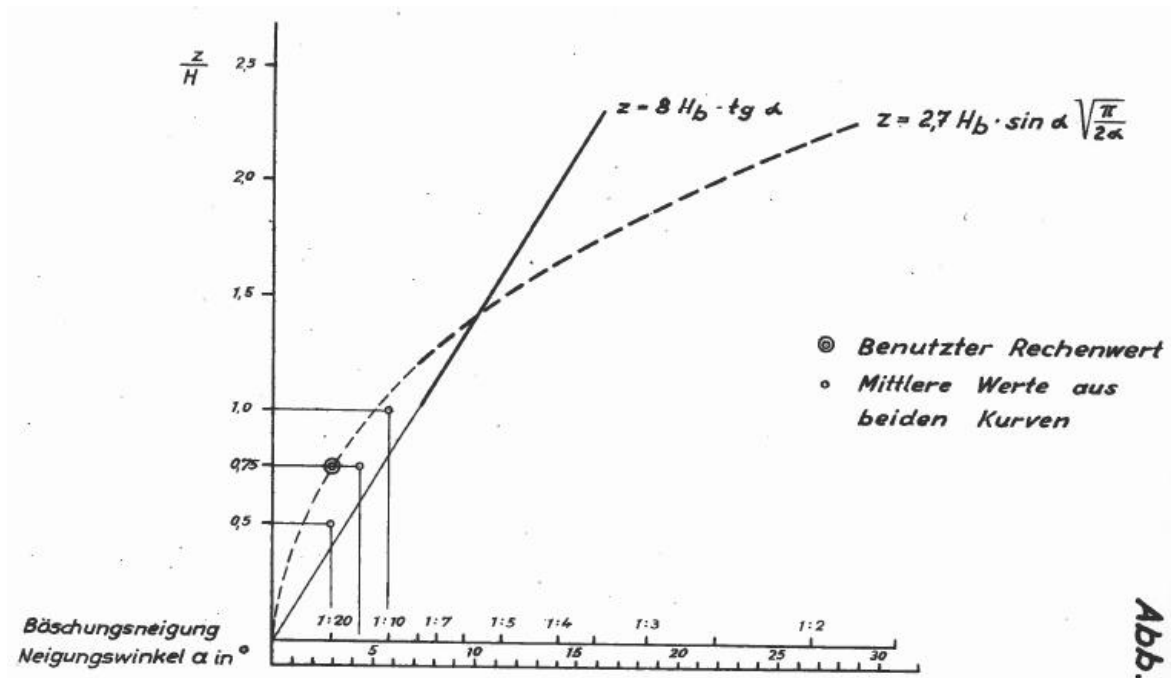
Waarin α de taludhelling weergeeft.

Locatie	Profiel	Talud [cota]		Golfoploop z [m]	H _b * [m]	Schade
		A	B			
Festland Süd	8	3	7,3	1,95	1,04	-
	9	2,6	2,6	>2,0	>1,0	-
	10	2,7	3,5	>2,3	>1,18	groot
	11	2,6	8	1,75	0,88	groot
	12	3,3	3,3	1,85	1,0	-
	13	3	6	>2,1	>1,12	groot
	14	3	3,5	>2,33	>1,24	groot
	15	3	6	>2,5	>1,33	groot
	Gemiddeld	2,9	5	2,09	1,1	
Nordstrand	16	4,6	4,6	1,1	0,67	-
	17	4	5	1,75	1,05	groot
	18	3,3	5,2	>3,2	>1,77	groot
	19	3,6	5	2,85	1,66	groot
	20	3	4	2,1	1,1	groot
	21	3,2	5,6	>2,65	>1,45	-
	Gemiddeld	3,4	5	2,51	1,41	

Tabel 3.1 Bekende gegevens voor de stormvloed 16.2.1962 (*Terug gerekende waarden)

Locatie	Profiel	h (m) maatg.	t (min)	H _b * [m]	Ex (m) gem.	Ez (m) gem.	Ex (m) ber.	Ez (m) ber.	Ex (m), ber. (keileem)
Festland Süd	10	5,04	118	>1,18	3,40	0,8	2,33	0,53	2,34
	11	5,04	118	0,88	4,20	0,8	1,74	0,40	1,75
	13	5,18	64	>1,12	4,0 / 8,6	1,2 / 0,8	1,65	0,35	1,58
	14	4,98	131	>1,24	3,0	1,0	2,55	0,59	2,61
	15	4,98/4,78	183	>1,33	8,6 / 9,0	1,2 / 0,8	3,10	0,74	3,38
Nordstrand	17	4,74	183	1,05	3,4	1,0	2,44	0,58	2,67
	18	4,76	183	>1,77	5,8	0,0	4,12	0,98	4,49
	19	4,74	183	1,66	6,4	1,0	3,86	0,92	4,22
	20	4,76	183	1,1	8,4	1,0	2,56	0,61	2,79

Tabel 3.2 Maximale gemeten erosie en vergelijking met erosieformule voor klei en keileem



Figuur 3.13 Gebruikte relatie voor de golfoploop (Pilon, 1960)

Omdat door de beschikbare profielen een goede inschatting van de erosie mogelijk is, is deze ook vergeleken met de voorspelde erosie. De volgende formule is voor de horizontale erosie van klei gebruikt (Wolters en Klein Breteler, 2007):

$$E_x = C_{klei} \cdot H_s (-6,43 + \ln(t)) \quad (3.2)$$

waarin:

- E_x = grootste horizontale erosielengte (m)
- C_{klei} = parameter voor de kleikwaliteit (-) $\approx 0,81$, voor gestructureerde klei
- H_s = significante golfhoogte (m),
- t = belastingduur (s).

De belastingduur voor de maatgevende waterstand is met Figuur 3.11 berekend.

Verder is in Tabel 3.2 ook de parameter E_z vermeld. Deze is gedefinieerd als de verticale erosie (m).

De vergelijking van de gemeten erosiewaarden met de berekende waarden toont aan dat de maximale erosielengte E_x onderschat wordt. De maximale erosiediepte E_z ligt echter dicht bij de metingen. Het blijkt dat de simpele formules (ontwikkeld voor een 'ideaal' dijkprofiel zonder bermen en knikken in het talud) niet de hydraulische, geometrische en bodemmechanische omstandigheden van de Duitse dijken kunnen weerspiegelen. Redenen voor het verschil kunnen zijn:

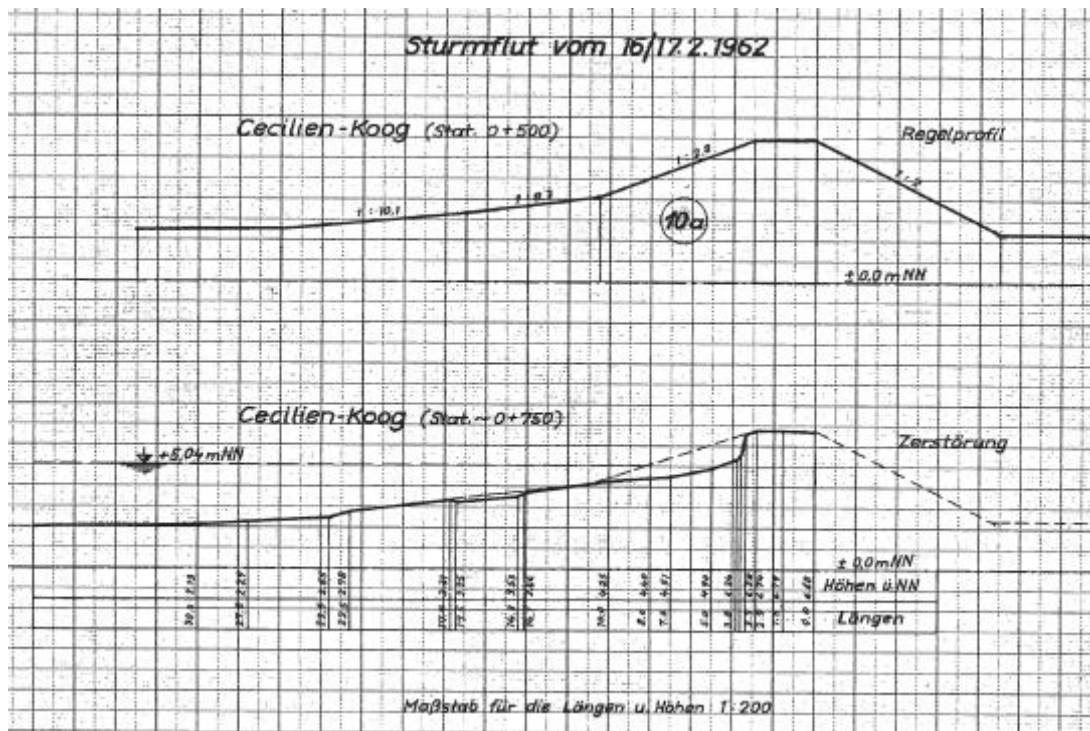
- > Andere klei eigenschappen (niet gedocumenteerd);
- > Onzekerheden in golfhoogten (teruggerekend);
- > Ander golfregime (Iribarren nummer / golfbreker type) door het verschil in het dijkprofiel, dat tot sterkere belasting heeft geleid;
- > Andere geometrie van de dijk waaronder een concaaf talud (dit in tegenstelling tot het convexe talud van de Nederlandse dijken) waardoor de taludhelling bij de maatgevende

waterstand veel steiler is dan op Nederlandse dijken (waar de formule uit de Deltagoot op gebaseerd is).

De laatste 2 punten blijken de bepalende factoren te zijn, zoals door Zitscher (1962) is vermeldt.

Zitscher (1962) noemt in zijn rapport toelaatbare snelheden van 2 m/s op erosiebestendige klei, waarbij de beschermende werking van gras verwaarloosd wordt. Op basis van zijn berekeningen redeneert hij dat tijdens de stormvloed 1962 snelheden van 1,5-2,3 m/s zijn opgetreden. Verder zijn de volgende kritieke belastingen genoemd (drempelwaarden):

- > golfloop $z > 1,75\text{m}$
- > watersnelheid $v_0 > 1,5\text{m/s}$
- > kritieke golfhoogte $> 1\text{m}$.

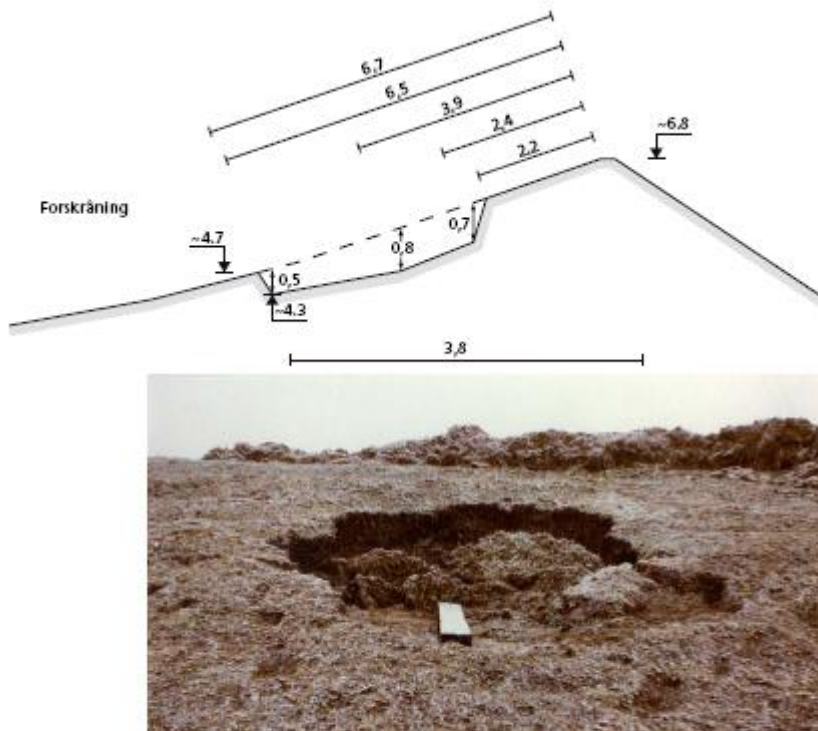


Figuur 3.14 Schadeprofiel voor locatie 10a

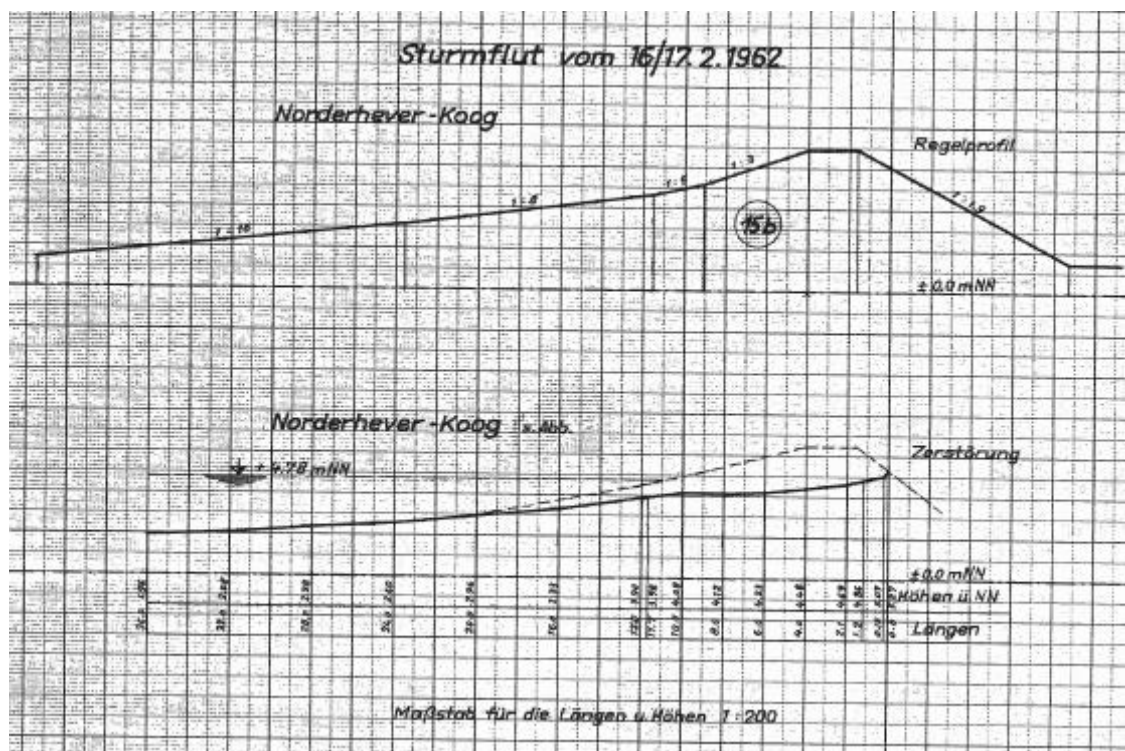
3.7 Stormvloedschade in 1976 in Denemarken

Op 3 januari 1976 heeft een storm bij Rejsby aan de Deense Noordzeekust schade aangericht en doorbraken veroorzaakt (Bernitt 2006). In paragraaf 3.3 in deel 4 wordt hier in detail op ingegaan. Hier worden de belangrijkste bevindingen herhaald wat betreft de gatgrootte. Uit foto's zijn afmetingen te bepalen in de orde van 10 tot 20 m. Bernitt vermeldt dat een typische gatafmeting een straal heeft van ongeveer 0,7 m en dat zou een gatgrootte van ongeveer 1,5 m zijn (zie Figuur 3.15). Dit grote verschil is opmerkelijk en nog niet verklaard.

20 december 2010, definitief



Figuur 3.15 Erosiegat op locatie 23.0 Rejsby Dike na de storm van 3 januari 1976



Figuur 3.16 Schadeprofil voor locatie 15b (nog niet uitontwikkeld doorbraakprofiel)

3.8 Conclusies en aanbevelingen

Complete beschrijvingen van schades tijdens stormen ontbreken grotendeels. Uit de beschikbare informatie blijkt dat als er een gat ontstaat tijdens een storm de afmetingen meestal beperkt zijn gebleven. Gatgroottes variëren in de orde van 20 à 30 m en de gatdiepte is meestal orde 0,20 à 0,50 m. In enkele gevallen is de diepte meer dan 0,5 m. De significante golfhoogte was meestal ongeveer 1,0 à 1,5 m bij een belasting duur van 3 uur.

Gegevens van schade in Duitsland in 1962 zijn nagerekend met een formule afgeleid van kleiproeven in de Deltagoot. Het blijkt dat de horizontale erosielengte E_x waarover schade optreedt groter is dan berekend (opgetreden $E_x = 3$ à 10 m). Gegeven de grote onzekerheden omtrent de opgetreden golfcondities, de aanwezige kleikwaliteit en een afwijkende geometrie, is de voorspelling van de erosiediepte van 0,8 à 1,2 m wel redelijk te noemen. De oorzaak van de afwijkende voorspelling is waarschijnlijk de concave taludhelling van de Duitse dijken (in Nederland convex) en een ander golfregime.

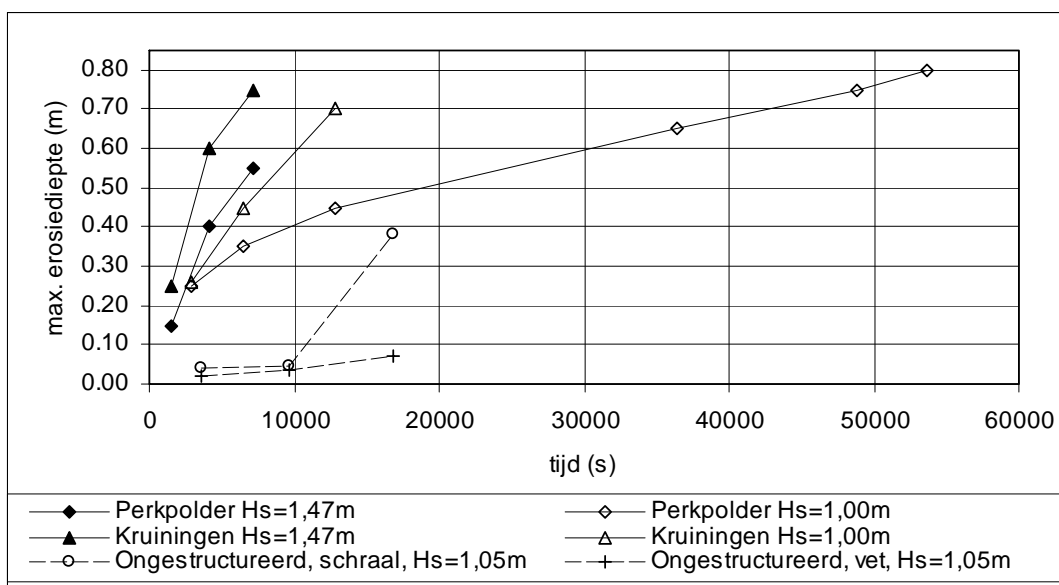
4 Laboratoriumervaringen met erosie van klei

Onderzoek naar de reststerkte van klei is uitgevoerd in de Deltagoot in de periode 1991/1992 (Wouters, 1993) (Smith, 1994) en in de 80-er jaren (Burger, 1985). Daarbij was sprake van twee soorten klei:

- Onderzoek in 1991/92: De klei is ongeroerd naar het model gebracht vanuit twee dijken in Zeeland (Wouters 1993). Deze klei was gestructureerd. Helaas was de klei tijdens het winnen erg droog en brokkelig, waardoor het relatief veel te lijden had tijdens transport. Hierdoor zijn de resultaten waarschijnlijk conservatief. De taludhelling was 1:4.
- Onderzoek in 1992: Betreft hier lange duur proeven naar de reststerkte van ongestructureerde klei onder de graszode uit een Friese zeedijk, met talud van 1:4.
- Onderzoek in 80-er jaren: De klei was ongestructureerd en geroerd. De klei is zorgvuldig verdicht na het aanbrengen in het model (Burger 1985 en Klein Breteler 1991). Deze proeven hadden als doel de erosiesnelheid van ongestructureerde klei te bepalen. De taludhelling was 1:3,5.

Bij deze onderzoeken was de aandacht gericht op de erosie van de klei, zonder bijzondere invloeden zoals een berm of een geasfalteerde weg op de kruin. Vooral bij rivierdijken komen dergelijke bijzonderheden relatief vaak voor.

Klein Breteler en vd Werf (2006) hebben de ontwikkeling van de erosie uit Burger (1985) en Wouters (1993) samengevat in Figuur 4.1.



Figuur 4.1 Ontwikkeling erosie onder golfbelasting waargenomen in Deltagootproeven (Klein Breteler en vd Werf 2006)

Om de klei te kwalificeren zijn de percentages van het aanwezige lutum en zand bepaald, zie Tabel 4.1. Hierin bepalen de verhoudingen tussen lutum en zand of de klei vet is of niet. In dit geval was bijvoorbeeld de Kruiningenklei vetter te noemen dan de Perkpolderklei.

In Figuur 4.1 is te zien dat de proeven op gestructureerde klei en ongestructureerde klei duidelijke anders zijn. De erosiesnelheid van de ongestructureerde klei is veel kleiner, hoewel er na ca. 3 uur golven in de schrale ongestructureerde klei een gat ontwikkelde van 30 tot 40 cm diepte, en 2 à 3 m lengte (langs het talud omhoog gemeten). Kennelijk was er lokaal een zwakke plek in de klei aanwezig, die tijdelijk een versnelling van het erosieproces laat zien.

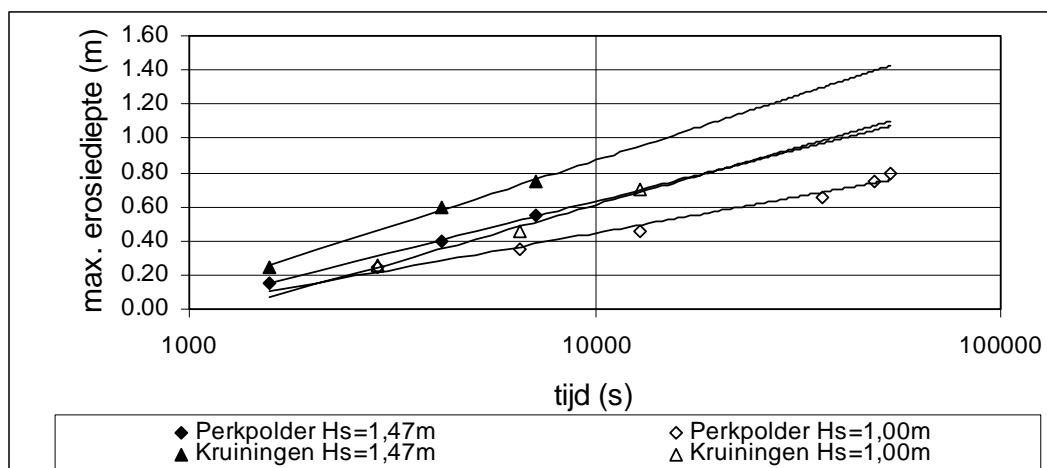
Door de verschillen in erosiesnelheid tussen gestructureerde en ongestructureerde klei wordt het noodzakelijk de beide soorten apart te behandelen. Aangenomen is dat erosie van beide soorten bij benadering met één formule kunnen worden beschreven. Deze formule wordt in paragraaf "Gestructureerde klei" bepaald voor gestructureerde klei en vervolgens ook gebruikt voor ongestructureerde klei in paragraaf "Ongestructureerde klei".

	Gestructureerd Perkpolderklei	Gestructureerd Kruiningenklei	Ongestructureerd schraal	Ongestructureerd vet
lutum %	27	34	20	36
zand %	29	24	32	10

Tabel 4.1 Belangrijke eigenschappen van gebruikte klei in de Deltagoot

4.1 Gestructureerde klei

Na het analyseren van de gegevens zoals hierboven gepresenteerd blijkt dat de erosiediepte tegen de tijd het beste bekeken kan worden als er een logschaal toegepast wordt voor de tijd. Dit is goed te zien in Figuur 4.2. De erosiediepten die daar gepresenteerd worden lopen vrijwel allemaal in een rechte lijn. Hieruit kan geconcludeerd worden dat in de formule voor de erosiediepte een logaritmisch verband met de tijd opgenomen kan worden.



Figuur 4.2 Erosiediepte tegen de tijd op een log-schaal

Er zijn twee proevenseries uitgevoerd op de klei. Het verschil bij deze series is de significante golfhoogte H_s . Duidelijk te zien in Figuur 4.2 is dat de erosie in de proeven met een H_s van 1,00 m (de open datapunten) veel minder snel gaat dan in de proeven met een H_s van 1,47 m (de dichte datapunten). De erosiediepte blijkt ongeveer evenredig te zijn met de golfhoogte. In het verleden is ook wel gewerkt met een kwadratisch verband ($d_e \equiv H_s^2$), maar de

meetpunten sluiten daar duidelijk minder goed op aan. Zo'n verband is bijvoorbeeld gebruikt voor de probabilistische berekeningen in het kader van VNK. De overweging erbij was dat men wilde voorkomen dat de reststerkte wordt overschat als de golfhoogte groot is ($H_s > 2$ m). Dit aspect is in de VTV opgelost door te stellen dat bij een golfhoogte groter dan 2 m de reststerkte nihil is.

De eventuele invloed van de golfsteilheid is niet onderzocht. Deze was ongeveer $H_s/L_{op} \approx 0,037$ tijdens alle proeven.

De eigenschappen van de klei zijn ook van invloed op de erosie. Dit komt in de formule tot uitdrukking in een factor voor de kleikwaliteit, de C_x of C_z .

Voor de proeven is gekozen de beide soorten klei te onderwerpen aan exact dezelfde condities en is er derhalve een goede vergelijking te maken tussen beide soorten klei.

Er zijn nieuwe formules gefit op basis van de oorspronkelijke metingen voor de erosie van gestructureerde klei. Voor de erosielengte is afgeleid (zie ook Figuur 4.3):

$$E_x = C_x \cdot H_s (-6,43 + \ln(t)) \quad (4.1)$$

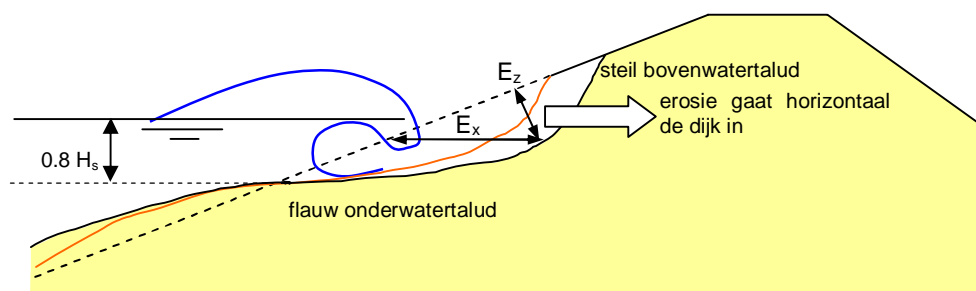
waarin:

- E_x = grootste horizontale erosielengte (m)
- C_x = parameter voor de kleikwaliteit (-) $\approx 0,81$, voor gestructureerde klei
- H_s = significante golfhoogte (m),
- t = belastingduur (s).

Voor de erosiediepte E_z kon worden afgeleid:

$$E_z = C_z H_s [-6,9 + \ln(t)] \quad (4.2)$$

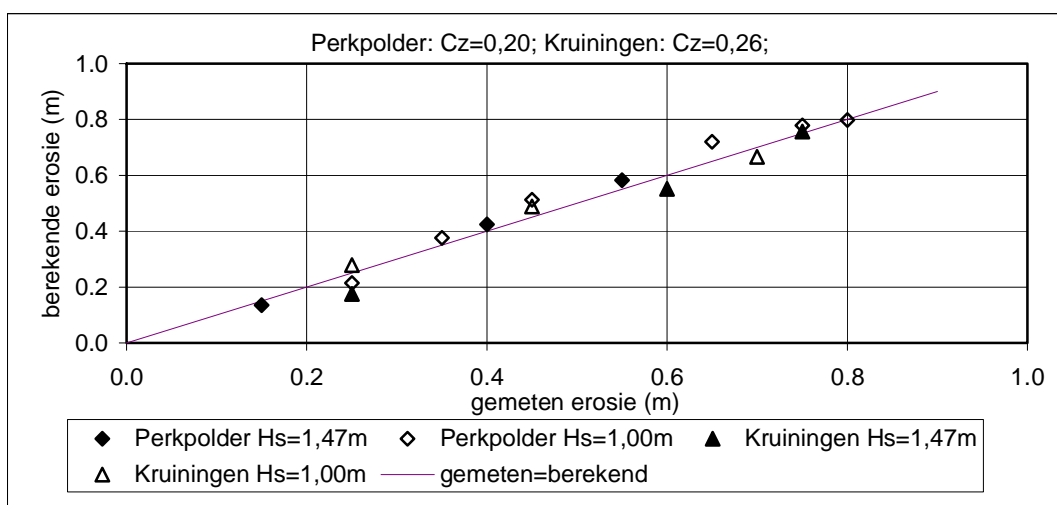
De coëfficiënt C_z is afhankelijk van de kleikwaliteit; klei dat 1991/92 in de Deltagoot is onderzocht wordt beschreven door $C_z = 0,20$ en $0,26$. Het mag aangenomen worden dat de formule enigszins conservatief is, omdat de klei gewonnen is tijdens een vrij droge periode en vervolgens door de gebrekkige steekmethode tijdens het winnen en transporteren naar de Deltagoot vrij veel te lijden heeft gehad. Daardoor zijn er scheuren in de klei ontstaan die de klei-erosie ongetwijfeld verergerd hebben.



Figuur 4.3 Schematische weergave van erosieproces, dat horizontaal voortschrijdt (Wolters en Klein Breteler, 2007).

In Figuur 4.4 zijn de met de formule berekende erosiediepten uitgezet tegen de gemeten erosiediepten. Te zien is dat de berekende erosiediepten goed aansluiten op de gemeten waarden.

Hoewel de formule de metingen erg goed benaderd en in Figuur 4.4 de meetpunten bovendien een betrekkelijk kleine spreiding hebben, moet deze formule toch met voorzichtigheid gebruikt worden. De proeven zijn immers uitgevoerd met één golfsteilheid en één taludhelling en precies gefit met de waarde van C_z . Andere omstandigheden zouden een andere erosiesnelheid kunnen opleveren.



Figuur 4.4 Gemeten en berekende erosiediepte voor beide kleikwaliteiten

In de praktijk zal de klei niet altijd op elke locatie in een dijk van dezelfde kwaliteit zijn. Als de bekleding op zeer vele plaatsen beschadigd zou kunnen raken, zal voor de toetsing ook rekening gehouden moeten worden met deze variatie van de kleikwaliteit. initiële schade zal echter plaatsvinden op een locatie waar de steenzetting wat zwakker is dan elders, of waar de belasting wat groter is. Om te voorkomen dat de beoordeling gebaseerd wordt op het samengaan van meerdere zeldzame gebeurtenissen, waardoor veiligheid op veiligheid wordt gestapeld, is het beter om bij deze beoordeling te rekenen met de gemiddelde kleikwaliteit.

Opmerkelijk aan de formules is de lineaire relatie tussen de erosie en H_s , terwijl eerder een kwadratische relatie is voorgesteld tussen reststerkte en H_s . De lineaire relatie blijkt goed op de metingen aan te sluiten. In paragraaf 4.5 wordt uitgelegd dat deze trends niet strijdig zijn.

De oorspronkelijke kwantificering van de reststerkte op basis van de proeven was gegeven door Klein Breteler (1992c) (geciteerd in Klein Breteler 1994) (veilige waarden):

$$\begin{array}{ll}
 \text{Zeer goede klei} & t_{RK} > 13 H_s^{-2} \\
 \text{Goede klei met weinig structuur} & 6 H_s^{-2} < t_{RK} < 13 H_s^{-2} \\
 \text{Sterk gestructureerde goede klei} & 3 H_s^{-2} < t_{RK} < 6 H_s^{-2} \\
 \text{Matige of slechte klei} & t_{RK} < 3 H_s^{-2}
 \end{array} \quad (4.3)$$

Het bovenstaande is mede gebaseerd op langeduurproeven, uitgevoerd in de Deltagoot (Smith 1994). Hierin is t_{RK} de reststerkte in uren voor een kleilaag van 80 cm dikte. De maatgevende stormduur moet vervolgens vergeleken worden met de reststerkte. Als de

stormduur groter is dan de reststerkte van toplaag en kleilaag dan raakt de zandkern blootgesteld aan directe golfaanval.

De reststerkte van een kleilaag van 80 cm varieert tussen 2 a 4 uur (klei van goede kwaliteit, niet zo homogeen, bovenin matig en onderin weinig gestructureerd bij $H_s = 1,5$ m) en 8 a 13 uur (klei van matige kwaliteit, homogeen en ongestructureerd bij $H_s = 1,0$ m, Klein Breteler, 1994).

Wouters (1993) heeft de erosie van een kleilaag onder een steenzetting en van een kleilaag zonder steenzetting in de Deltagoot onderzocht. Het erosiegedrag van klei wordt niet alleen bepaald door de samenstelling van de klei maar ook door de structuur. Ronde initiële gaten bleken minder effect op de kleierosie te hebben dan langwerpige gaten. Wouters constateert dat de reststerkte van de kleilaag afhankelijk is van de kleikwaliteit. De erosiesnelheid van een kleilaag (zonder steenzetting) neemt in de tijd af. Een verhoging van de golfhoogte met 50% heeft tot gevolg dat de erosiesnelheid meer dan 2 keer groter is.

4.2 Ongestructureerde klei

Aangenomen wordt dat de formules ook gebruikt kunnen worden voor de ongestructureerde klei. Vanwege het verschil in erosiesnelheid moet er echter wel een andere C_z gebruikt worden.

In het erosieproces van de gestructureerde klei komt het vaak voor dat een groot deel van de erosie wordt veroorzaakt door de structuurvorming. Deze structuurvorming zorgt ervoor dat de klei wordt opgedeeld in kleibrokken met slechts matige onderlinge samenhang. Hierdoor kunnen de brokken worden losgeslagen door de golven en zal de erosie vrij snel gaan.

Bij ongestructureerde klei is de samenhang in de klei beduidend groter en zal het erosieproces meer lijken op het afschuren van kleideeltjes dan het losrukken van brokken. Deze deeltjes hebben echter een relatief grote onderlinge samenhang waardoor dit over het algemeen langzaam gaat.

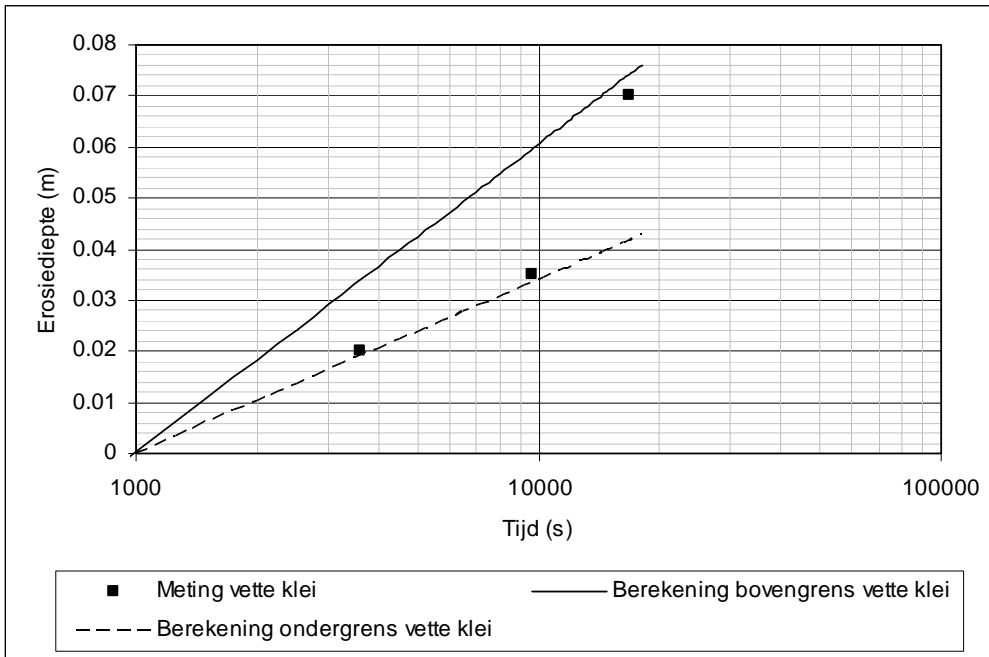
Tijdens de proeven op de schrale en ongestructureerde klei bleek dat er plotseling een brok klei wegspoelde, waardoor er plotseling vrij veel erosie was ontstaan. In Figuur 4.1 is dit te zien in een plotselinge sterke toename van de erosiediepte tot een waarde van 38 cm. Waarschijnlijk was dit een gevolg van het feit dat de klei kort voor de proef in goede staat was aangebracht en getracht is alles goed te verdichten, maar wellicht op die plaats onvoldoende goed was gelukt. Daardoor was niet de samenhang in de klei verkregen die normaal is voor klei die al enige jaren in een dijk heeft gezeten.

Voor de verdere analyse van de meetresultaten wordt deze plotselinge erosie van de brok klei vooralsnog niet meegeteld.

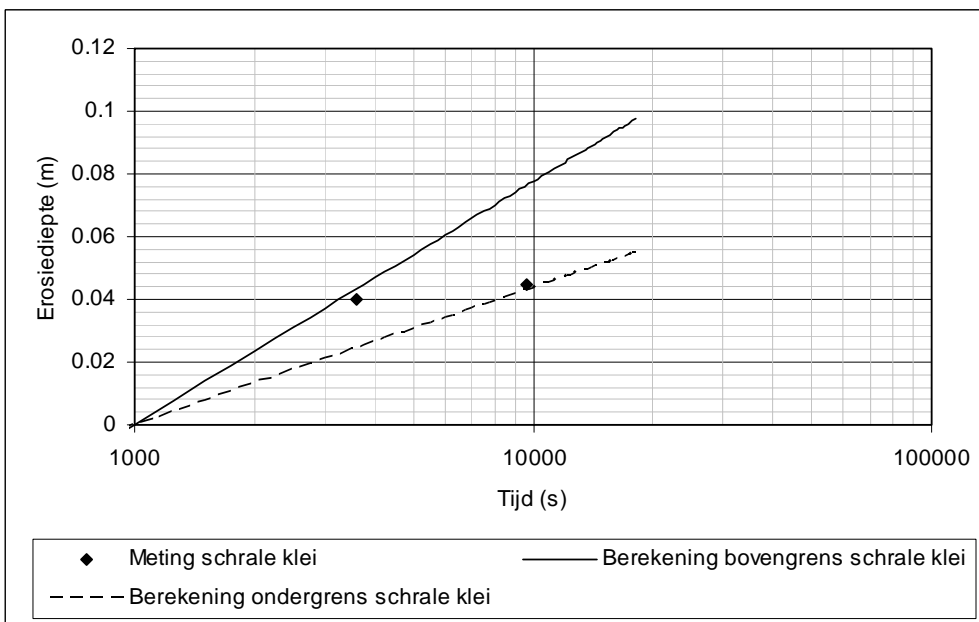
In Figuur 4.5 is de gemeten erosiediepte tegen de tijd uitgezet, samen met de berekende waarden volgens de formule en waarden van C_z uit Tabel 4.2. Het valt op dat de erosie van de klei bijzonder gering is. Een nadeel daarvan is dat de metingen minder nauwkeurig zijn. Er wordt daarom voor gekozen om niet de vorm van de formule aan te passen aan de precieze ligging van deze meetpunten, maar te kiezen voor een range waartussen de waarde van C_z zou moeten liggen.

Kleisoort	C_z ondergrens	C_z bovengrens
Schraal	0,018	0,032
Vet	0,014	0,025

Tabel 4.2 Boven- en ondergrenzen van C_z voor de ongestructureerde klei



Figuur 4.5 Gemeten en berekende erosie van de ongestructureerde, vette klei

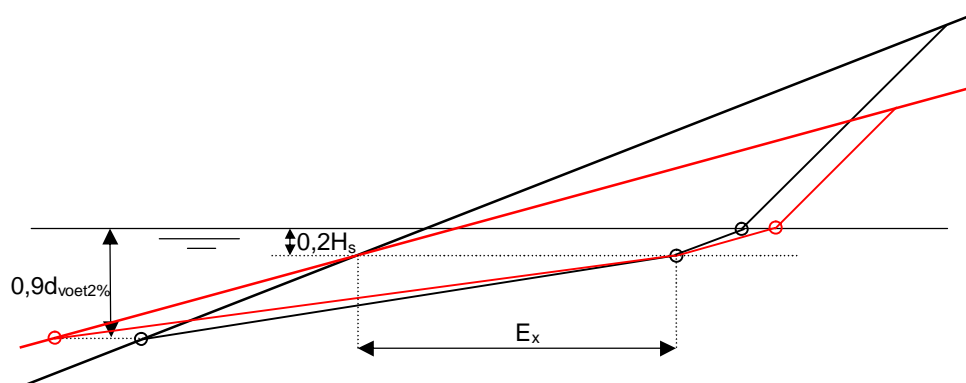
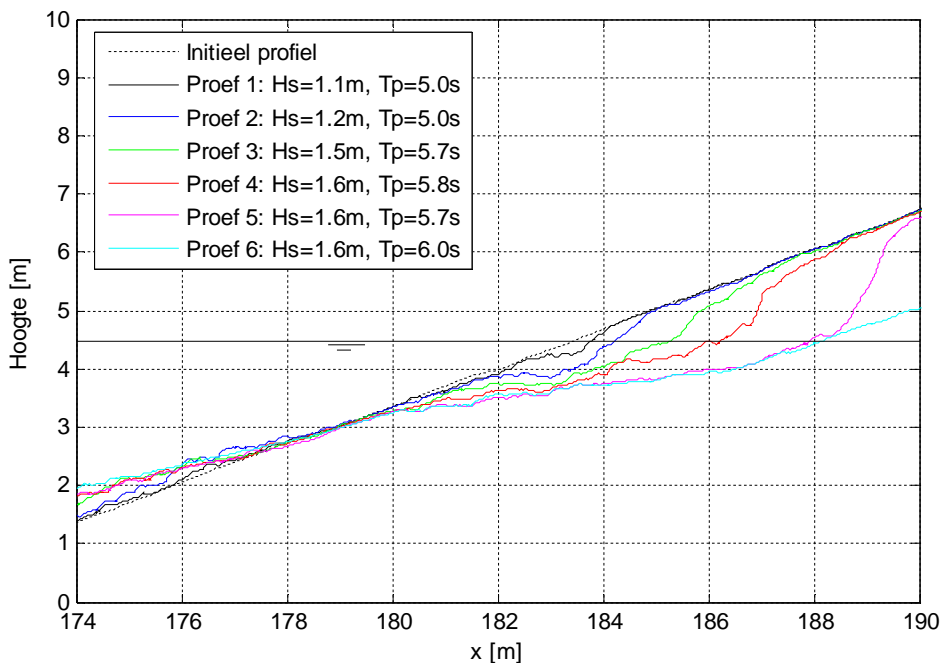


Figuur 4.6 Gemeten en berekende erosie van de ongestructureerde, schrale klei

In Tabel 4.2 is de minimale en maximale C_z opgegeven voor beide soorten klei (schraal en vet). Als toch gebruikgemaakt wordt van het laatste meetpunt met de schrale klei, toen een brok klei plotseling erodeerde, dan wordt voor de bovengrens van C_z een waarde van 0,13 verkregen.

4.3 Keileem

In het kader van de veiligheidstoetsing van de Wieringermeerdijk is een geavanceerde toetsing uitgevoerd en is de erosiebestendigheid van keileem onder golfbelasting in de Deltagoot onderzocht (Wolters en Klein Breteler, 2007 en Klein Breteler en Wolters, 2008).



Figuur 4.7 Gemiddelde erosieprofielen (Wieringermeerdijkonderzoek, Wolters en Klein Breteler, 2007)

Voor de proeven is keileem van de Wieringermeerdijk gebruikt. De keileem is in blokken van ruim 10 ton (1,8 m × 1,3 m × 1,5 m) gestoken met, en vervoerd in, stalen mallen om tijdens

het steken, plaatsen en vervoeren de keileem zo min mogelijk te verstoren. De keileemblokken zijn naar de Deltagoot overgebracht en ingebouwd. Deze methode gaf veel beter resultaat dan die uit 1992, omdat de keileem door de stalen matten veel beter ondersteund wordt en daardoor niet scheurt. Bovendien konden de keileemblokken met vijzels tegen elkaar gedrukt worden waardoor de naden vrijwel onzichtbaar waren.

Het is denkbaar dat het erosieprofiel bij andere taludhellingen ongeveer dezelfde vorm aanhoudt als in deze proeven. Dat zou de mogelijkheid kunnen bieden om de sterkte van keileem op een flauwer talud te beoordelen, zoals geschetst in onderste deel van Figuur 4.7. Hierbij is aangenomen dat het verband tussen E_x (grootste afstand tussen oorspronkelijk profiel en het geërodeerde profiel) en de belastingduur niet veranderd, hoewel het denkbaar is dat de taludhelling ook daar invloed op heeft. Dit vergt meer onderzoek voor verificatie.

De proeven zijn uitgevoerd met een 'kaal' talud van keileem (zonder steenzetting en breuksteen berm). Daardoor zijn de resultaten van het modelonderzoek conservatief voor de Wieringermeerdijk. Uit het onderzoek bleek dat de grootste horizontale erosielengte E_x meestal op 0,1 à 0,3 m onder de waterlijn ligt (met $H_s = 1,1 - 1,6$ m). Op basis van de proefresultaten is een formule afgeleid voor de horizontale erosielengte als functie van de belastingduur t (mits: $1,1 < H_s < 1,8$ m, talud 1:3 en keileem zoals op de Wieringermeerdijk):

$$E_x = 1.36 H_s t^{0.56} \quad (4.4)$$

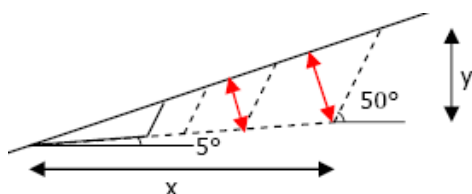
E_x = grootste horizontale erosielengte (grootste horizontale afstand tussen oorspronkelijk profiel tot geërodeerd profiel) (m)

Bij het Wieringermeerdijkonderzoek ligt de maximale erosielengte ca. $0,2 H_s$ onder de waterlijn (zie Figuur 4.7). Het onderwatertalud in het erosiegat is flauw, onder een niveau van ca. $0,8 H_s$ vindt bijna geen erosie plaats. Het erosieprofiel verloopt van SWL- $0,2 H_s$ tot de waterlijn (SWL) met een helling van ca. 1:3 en boven water is het profiel heel steil, namelijk ongeveer 1:1.

In deel 7 van deze rapportage wordt ook ingegaan op het afslagprofiel.

4.4 Erosieprofiel

Op basis van de waargenomen erosieprofielen heeft De Visser (2007) de erosie ontwikkeling geschematiseerd (Figuur 4.7)).



Figuur 4.8 Geschematiseerde erosie ontwikkeling (De Visser, 2007)

De aangegeven hoeken zijn gemiddelden gebaseerd op laboratorium proeven en waargenomen schades in situ. De vorm van het profiel wordt gekarakteriseerd door hellingen met hoeken van 5° en 50° voor de horizontale en verticale taluds (respectievelijk 1:11 en 1:1).

Vastgesteld kan worden dat de overeenkomst met Figuur 4.7 vrij goed is, hoewel het onderwatertalud in de keileem iets steiler was, namelijk 1:8.

Op basis van berekeningen met Xbeach is in deel 7 van deze rapportage vastgesteld dat het onderwatertalud bij zand ongeveer 1:15 à 1:20 is (3 à 4°). In vergelijking tot het erosieprofiel in zand is de helling van het onderwatertalud hier vrij steil (ca 1:8). Volgens de berekeningen met Xbeach ontstaat er bij zand een helling van ongeveer 1:15 à 1:20. Het is conform de verwachtingen dat een erosieprofiel in zand een flauwer talud heeft dan in keileem, want zand is niet cohesief.

4.5 Analyse

Om de verschillende formules beter vergelijkbaar te maken is nog eens opnieuw naar de data gekeken waar ze op gebaseerd zijn, en is getracht een simpele relatie op te stellen. Er is daarbij voorlopig uitgegaan van de horizontale erosielengte als maat voor de erosie. De horizontale erosielengte is overigens eenvoudig om te zetten naar een erosieoppervlak door gebruik te maken van vgl. (4.7) uit deel 4.

	Talud	H _s (m)	Cumulatieve duur (uur)	E _x (m)
Perkpolder	1:4	1.47	0.44	0.70
	1:4	1.47	1.17	1.59
	1:4	1.47	2.00	2.18
	1:4	1.00	0.81	1.02
	1:4	1.00	1.81	1.53
	1:4	1.00	3.57	1.79
	1:4	1.00	10.12	2.47
	1:4	1.00	13.55	2.98
	1:4	1.00	14.90	3.23
Kruiningen	1:4	1.47	0.44	0.89
	1:4	1.47	1.17	2.18
	1:4	1.47	2.00	2.98
	1:4	1.00	0.81	1.19
	1:4	1.00	1.81	1.79
	1:4	1.00	3.57	2.13
Geroerde schrale klei	1:3,5	1.05	1.00	0.15
	1:3,5	1.05	2.67	0.16
	1:3,5	1.05	4.67	1.35
Geroerde vette klei	1:3,5	1.05	1.00	0.07
	1:3,5	1.05	2.67	0.13
	1:3,5	1.05	4.67	0.25
Keileem	1:3	1.15	0.50	1.06
	1:3	1.15	1.31	2.19
	1:3	1.55	1.72	2.54
	1:3	1.55	2.91	3.57
	1:3	1.55	4.56	5.03
	1:3	1.55	5.29	5.40

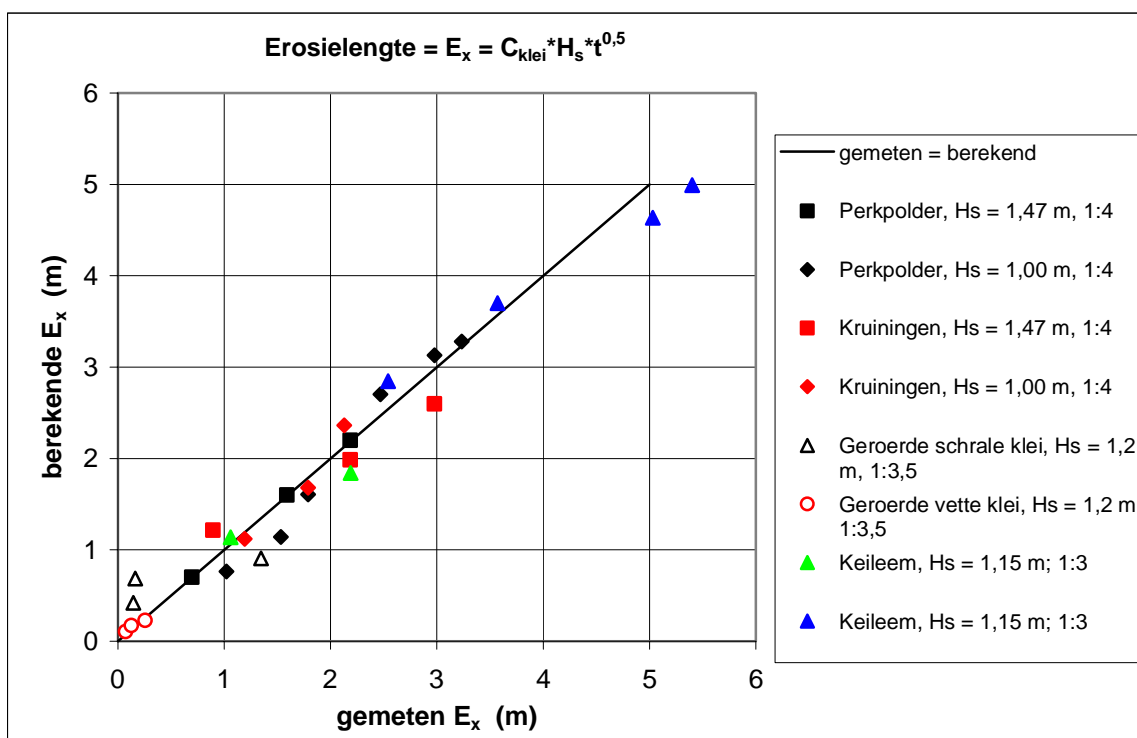
Tabel 4.3 Gemeten waarde van E_x tijdens de diverse onderzoeken in de Deltagoot met klei en keileem

De meetgegevens zijn weergegeven in de Tabel 4.3. Voor de relatie tussen de erosielengte en de golfhoogte is gekozen voor een lineaire, omdat in Figuur 4.1 bleek dat dit goed werkt voor klei, en volgens Wolters en Klein Breteler (2007) ook goed werkt voor keileem. Voor de relatie tussen de erosielengte en de belastingduur is gekozen voor een macht, m . De algemene formule, met C_{klei} als karakteristieke parameter voor de kleikwaliteit, wordt hiermee:

$$E_x = C_{klei} H_s t^m \quad (4.5)$$

Voor keileem bleek de macht m gelijk aan 0,56 te zijn. Voor de klei is deze waarde wat aan de grote kant, en daarom is gekozen voor $m = 0,5$, zodat er een eenvoudige formule resulteert:

$$E_x = C_{klei} H_s \sqrt{t} \quad (t \text{ in uren}) \quad (4.6)$$



Figuur 4.9 Gemeten en de berekende waarde van E_x (m)

De waarde van C_{klei} is vervolgens zodanig bepaald dat de spreiding van de metingen ten opzichte van de berekende trend zo klein mogelijk is. Dat heeft geresulteerd in:

- Ongestructureerde vette klei: $C_{klei} = 0,10$
- Ongestructureerde schrale klei: $C_{klei} = 0,40$
- Perkpolder klei (gestructureerde klei): $C_{klei} = 0,85$
- Kruiningen klei (gestructureerde klei): $C_{klei} = 1,25$
- Keileem van Wieringermeerdijk. $C_{klei} = 1,40$

De ongestructureerde klei komt voor in de tijzone en daaronder, terwijl de gestructureerde klei (Perkpolder en Kruiningen) voorkomt boven GHW + 1 m. Keileem is een duidelijk ander materiaal dan klei en heeft een kleinere erosiebestendigheid.

Het voorgaande betekent dus dat als we een beschrijving hebben van de klei zoals in bovenstaande lijst, dan kunnen we een schatting maken van de reststerkte.

Ter aanvulling wordt opgemerkt dat de waarden voor Perkpolder en Kruiningen beide van toepassing zijn voor gestructureerde klei. De Perkpolderklei is beter omdat deze minder gestructureerd is dan de Kruiningenklei. De laatste heeft betere kleieigenschappen, maar kennelijk weegt de mate van structuur zwaarder bij de erosiebestendigheid.

In Figuur 4.9 is te zien dat hiermee een goede overeenstemming is bereikt tussen de berekende waarde van E_x en de gemeten waarden.

Stanczak et al. (2008a, b) heeft een model ontwikkeld voor een zanddijk. Deze is interessant om hier te vermelden, omdat hij een wat andere insteek heeft gekozen. Hij geeft een formule voor de erosie per golf, in plaats van als functie van de tijd. De door hem gegeven formule voor het geërodeerde volume dijk materiaal voor een enkele golf is:

$$V_{golf} = k_d p_{max} e^{-wh} \quad (4.7)$$

Waarin:

- V_{golf} = geërodeerd volume dijk materiaal door een enkele golf (cm^3)
- k_d = empirische ontgrondingscoëfficiënt ($\text{cm}^3/\text{N/m}^2$)
- p_{max} = druk tijdens een golfklap (N/m^2)
- w = empirische coëfficiënt voor het golfdempend effect van een waterlaag (-)
- h = dikte waterlaag (m)

De druk p_{Max} kan worden geschat met Schiereck (2001):

$$p_{max, 50\%} = 8 \rho g H_s \tan \alpha \quad (4.8)$$

$$p_{max, 0.1\%} = 16 \rho g H_s \tan \alpha$$

Waarin:

- $p_{max, 50\%}$ = maximale golfdruk overschreden door 50% van de golven (N/m^2)
- $p_{max, 0.1\%}$ = maximale golfdruk overschreden door 1 op elke 1000 golven (N/m^2)
- H_s = significante golfhoogte (m)
- α = taludhoek (graden)
- ρ = dichtheid van water (kg/m^3)

5 Reststerkte modellering

5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden een aantal formules, van diverse auteurs, naast elkaar gezet die betrekking hebben op de erosie van de kleilaag. Sommigen zijn ook geschikt voor de erosie van de kern, al dan niet van klei of zand. Alle formules beschrijven dus hetzelfde proces.

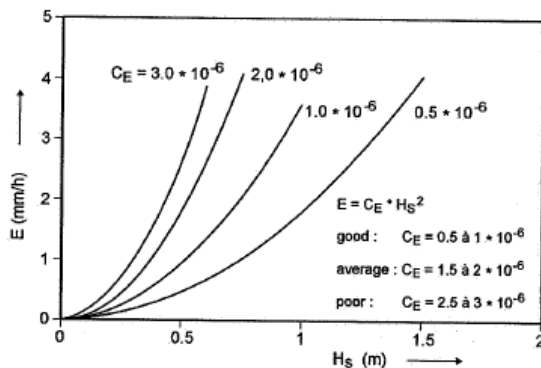
Op basis van de eerder gepresenteerde evenredigheid $t_{Rk} - H_s^2$ (zie formule 4.3) voor diverse kleikwaliteiten is de volgende formule voor PC-Ring afgeleid voor de toelaatbare duur in seconden:

$$t_{\max} = \frac{d}{\gamma c_{pcr} H_s^2} \quad (5.1)$$

Waarin d = laagdikte (m), γ = veiligheidsfactor (-), c_{pcr} = kleikwaliteit (1/sm) en H_s = significante golfhoogte (m). Afhankelijk van de keuze van γ levert deze formule een conservatieve waarde of niet. Deze formule is ook gebruikt door Seiffert and Verheij (1998) om de erosiesnelheid, E (m/uur), door golven te kwantificeren (zie ook Figuur 5.1):

$$E = c_E H_s^2 \quad (5.2)$$

Met c_E = kleikwaliteit (1/(m·uur))



Figuur 5.1 Verband tussen erosiesnelheid en significante golfhoogte (Seiffert and Verheij, 1998)

De reststerkte volgens formule (5.1) is eind 90-er jaren vertaald naar de volgende formule voor de reststerkte t_{Rk} (s) (best guess):

$$t_{Rk} = 0.4 \frac{c_k d_k}{r^2 H_s^2 \tan \alpha} \quad (5.3)$$

Hierin is $d_k/\tan(\alpha)$ de horizontale breedte van de afdeklaag van klei en c_k is een coëfficiënt met betrekking tot de erosiebestendigheid van de afdeklaag. De waarde van c_k varieert in PC-Ring van $7 \cdot 10^3$ ms (slechte klei) tot $54 \cdot 10^3$ ms (goede klei). Voor zand wordt in PC-Ring $c_k = 0$ ms aangehouden, wat in feite betekent dat de reststerkte van de zandkern verwaarloosd wordt (zeer conservatief). Verder zijn van belang de significante golfhoogte H_s en de reductiefactor r in verband met scheef invallende golven (schatting: $r = \cos \beta$, met β = hoek

van golfaanval).

Knoeff et al. (2004) gebruiken een variant voor de reststerkte van een kleilaag, die ook in het FLOODsite Task 4 rapport wordt genoemd (best guess):

$$t_{Rk} = c_{k1} \frac{d_k}{H_s^2 \tan \alpha} \quad (5.4)$$

Hierin is d_k de dikte van de kleilaag en de coëfficiënt c_{k1} varieert tussen 2800 voor slechte klei en 21600 voor goede klei (factor 0,4 kleiner dan de eerder genoemde waarden). Formule 5.4 is niet wezenlijk anders dan Formule 5.3 (als $c_{k1} = 0,4c_k/r^2$).

In bovenstaande formules is de reststerkte evenredig met de dikte van de kleilaag d_k , terwijl dat niet ondersteund wordt door de metingen (Klein Breteler en van der Werf, 2006). Volgens de metingen zou de reststerkte evenredig moeten zijn met een hogere macht van de kleilaagdikte, bijvoorbeeld d_k^2 .

De recente heranalyse van de Deltagootmetingen door Klein Breteler en Van der Werf resulteert in een nieuwe formule voor de reststerkte in uren (best guess):

$$t_{Rk} = \exp \left[6,9 + c_k \frac{d_k}{H_s \sin(\alpha)} \right] \quad (5.5)$$

Hierin zijn uit het Deltagootonderzoek coëfficiënten afgeleid: $c_k = 0,7$ voor gestructureerde klei, $c_k = 5$ voor ongestructureerde schrale klei en $c_k = 10$ voor ongestructureerde vette klei.

Ten opzichte van de eerdere formule is nu de taludhelling toegevoegd. Gezien het feit dat het erosieproces aanvangt rond de locatie waar de golfklappen plaatsvinden, en vervolgens horizontaal door de kleilaag voortgaat, is als eerste benadering aangehouden dat met name de horizontale afstand van klei-oppervlak tot de klei-onderkant bepalend is voor de reststerkte. Dat betekent dat de term $d_k/\sin\alpha$ in de formule moet voorkomen.

In paragraaf 4.5 is een formule voor de erosielengte E_x afgeleid uit de Deltagootmetingen. Met $E_x = d_k/\sin\alpha$ is die formule is ook om te zetten naar een formule voor de reststerkte (best guess):

$$t_{Rk} = 3600 \cdot \left(\frac{d_k}{C_{klei} H_s \sin \alpha} \right)^2 \quad \text{met } t_{Rk} \text{ in seconde} \quad (5.6)$$

- Ongestructureerde vette klei: $C_{klei} = 0,10$
- Ongestructureerde schrale klei: $C_{klei} = 0,40$
- Perkpolder klei (gestructureerde klei): $C_{klei} = 0,85$
- Kruiningen klei (gestructureerde klei): $C_{klei} = 1,25$
- Keileem van Wieringermeerdijk. $C_{klei} = 1,40$

Deze formule geeft ongeveer dezelfde resultaten als formule 5.5, maar is eenvoudiger.

Deze formule is alleen hetzelfde als formule 5.3 als $C_{klei}^2 \cdot \sin\alpha/d_k/3600 = r^2/c_k/0,4$. Als bijvoorbeeld $C_{klei} = 1$, $d_k = 0,8$ m en het talud is 1:4, dan is dit het geval met loodrechte golfaanval ($r = 1$) als $c_k = 28800 \text{ m}^2\text{s}$ (gemiddelde klei).

Volgens VTV2006 is de reststerkte van een 0,7 m dikke kleilaag (gestructureerd, boven GHW+1 m) van goede klei bij een golfhoogte van $H_s = 1,0$ m: $t_{Rk} = 1,5$ uur. Volgens boven-

staande formule is dit bij $C_{\text{klei}} = 1,25$ en een talud van 1:4: $t_{\text{RK}} = 5,0$ uur. Bij een golfhoogte van 1,8 m is volgens de VTV $t_{\text{RK}} = 1,0$ uur en volgens bovenstaande formule 1,5 uur. Hieruit blijkt dat de VTV doorgaans veel conservatievere waarden geeft.

Opgemerkt wordt dat het talud weliswaar in bovenstaande formules is opgenomen via de term $d_k/\sin\alpha$, maar dat komt door de vertaling van de laagdikte naar de horizontale erosie. Een steiler talud geeft zo meer erosie. Een steiler talud geeft echter ook een zwaardere belasting en dat effect is niet opgenomen in voorgaande formules. Dit kan het beste worden ingebracht via de brekerparameter ξ .

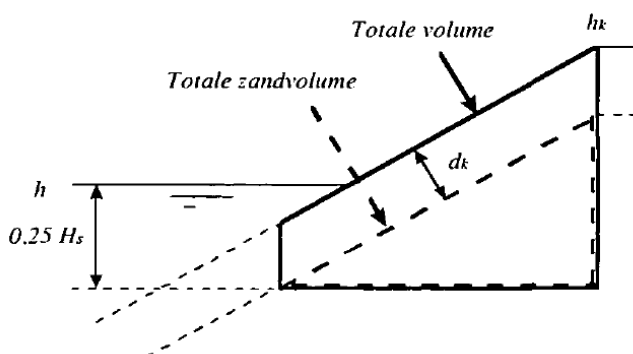
5.2 Aanzet tot nieuwe reststerkte modellering

Rudimentair model Van der Meer

De eerste versies van PC-Ring maakten gebruik van formule (5.3), waarbij de formule werd gebruikt voor zowel afdekklei als kernklei. Van der Meer (2000) heeft het model verbeterd en daarbij gebruik gemaakt van schades in het verleden waarbij grote gaten in kleilaag en kern van een dijk zijn geslagen. Daaruit kan een eerste vorm van een afslagprofiel worden gehaald.

Uit foto's van schades aan dijken (bv. Emmapolderdijk 1962) waarbij de kleilaag is weggeslagen en soms ook een deel van de kern van zand, is te halen dat het bovenste deel van het erosieprofiel een heel steil talud heeft, rondom 1:1, soms nog steiler. Er is dan een abrupte overgang naar een heel flauw, maar nog niet horizontaal talud (1:10). De schade lijkt te beginnen net onder de waterlijn ($0,25 H_s$) en zich daarna naar boven uit te breiden, zonder dat deze schade naar beneden groter wordt. Dit komt ook in grote lijnen overeen met het profiel dat gemeten is tijdens de Deltagootproeven met keileem van de Wieringermeerdijk (zie paragraaf 4.3).

Van der Meer stelt dat de dijk als bezweken kan worden beschouwd als het afslagprofiel de buitenkruinlijn bereikt (veilige aanname) of als de binnenkruinlijn wordt bereikt (Figuur 5.2).



Figuur 5.2 Zandvolume en totale volume van het afslagprofiel

Het rudimentaire erosiemodel van Van der Meer (2000) gaat uit van een erosieformule voor klei die in de negentiger jaren was gemaakt voor PC-Ring. Om zeker te zijn dat de formule conservatieve resultaten geeft, was toen een lineair verband met de kleilaagdikte

voorgesteld, hoewel de metingen een hogere macht voor de kleilaagdikte aangaven. De formule voor de reststerkte (in seconden) is:

$$t_{RB} = \frac{0.4 L_B c_{RB}}{r^2 H_s^2} \quad (5.7)$$

$$c_{RB} = \frac{c_{RK}}{(1 + \alpha_z r_z)} \quad (5.8)$$

met

t_{RB} = reststerkte van de dijk kern (nadat bovenliggende kleilaag is bezwaken) tot binnenkruinlijn (s)

L_B = horizontale breedte van de zandkern op $0,25H_s$ onder de waterlijn, tot de binnenkruinlijn (zie Figuur 5.3) (m)

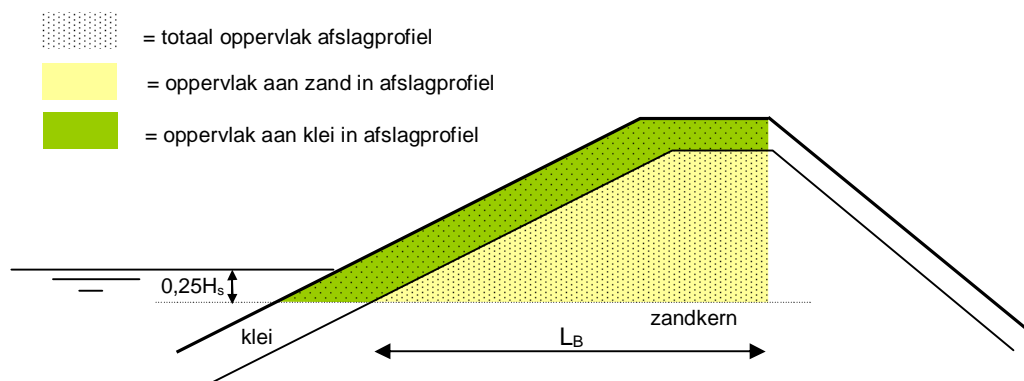
c_{RK} = coëfficiënt voor de erosiebestendigheid van klei:
= $7000 \text{ m}^2\text{s}$ (slechte klei) – $54000 \text{ m}^2\text{s}$ (goede klei)

c_{RB} = coëfficiënt voor de erosiebestendigheid van zand (m^2s)

r = reductiefactor scheve golfival ($r = \cos\beta$) (-)

r_z = verhouding tussen oppervlak aan zand in het afslagprofiel en het totale oppervlak van het afslagprofiel (gerekend in een dwarsdoorsnede) (zie Figuur 5.3) (-)

α_z = verhouding tussen de erosiesnelheid in zand en die in klei (versnellingsfactor) (-)



Figuur 5.3 Definities met betrekking tot rudimentair erosiemodel

Van der Meer geeft omtrent dit rekenmodel de volgende waarschuwing: “Omdat door het falen van de harde bekleding van een buitentalud nog nooit een dijk is doorgebroken, is het model alleen een gedachtemodel en dient gedegen onderzoek te worden uitgevoerd hoe het werkelijke bezwijkmechanisme er uitziet en kan worden gemodelleerd.”

Voor de formule was uitgegaan van de erosiesnelheid in klei, vandaar het gebruik van de parameter c_{RK} , die vervolgens is omgerekend naar een nieuwe parameter: c_{RB} . Daarin is het aandeel zand in het afslagprofiel verwerkt, en de verhouding tussen de erosiesnelheid in zand en die in klei (α_z).

Met deze formule kan de reststerkte van een dijk met kleikern berekend worden als $r_z = 0$ wordt gekozen. De formule wordt dan (t_{kleikern} in s):

$$t_{\text{kleikern}} = \frac{0,4 L_{\text{kleikern}} c_{\text{RK}}}{r^2 H_s^2} \quad (5.9)$$

Met:

L_{kleikern} = horizontale afstand, gemeten op $0,25H_s$ onder de waterstand, van de kleikern tot de binnenkruinlijn (m)

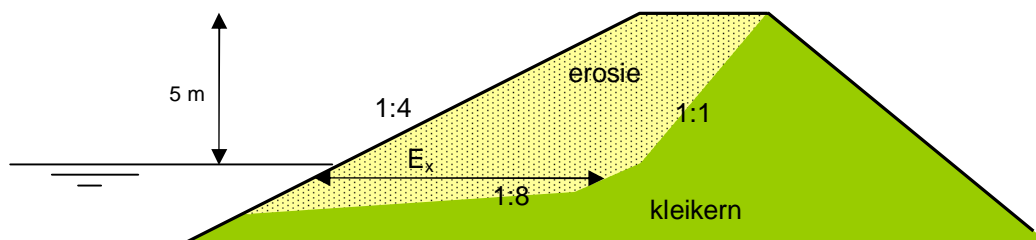
Voor de waarde van c_{RK} (coëfficiënt voor de erosiebestendigheid van klei) wordt in PC-Ring gerekend met (best guess):

- Matige/slechte klei: $7000 \text{ m}^2\text{s}$
- Gestructureerde klei: $16000 \text{ m}^2\text{s}$
- Goede klei: $34000 \text{ m}^2\text{s}$
- Zeer goede klei: $54000 \text{ m}^2\text{s}$

Als voorbeeld is de reststerkte van een kleikern berekend bij golfcondities van $H_s = 2 \text{ m}$ en $T_p = 6 \text{ s}$. De dijk heeft een talud van 1:4, een kruinhoogte van 5 m boven het toetspeil, en een kruinbreedte van 2 m. De grootte van L_{kleikern} is in dit geval 24 m (ter hoogte van $0,25H_s = 0,5 \text{ m}$ onder de waterlijn). Met $c_{\text{RK}} = 34 \cdot 10^3 \text{ m}^2\text{s}$ (goede klei) levert dit bij loodrechte golfaanval een reststerkte van 22,7 uur.

De reststerkte van de dijk uit dit voorbeeld kan ook berekend worden met formule 5.5, als gewerkt wordt met E_x in plaats van $d_k/\sin\alpha$. In Figuur 5.4 is af te leiden dat in dit geval $E_x = 17 \text{ m}$ is als de erosie de binnenkruinlijn bereikt. Met $C_{\text{klei}} = 1,25$ is volgens formule 5.5 de reststerkte $t_{\text{RK}} = 46 \text{ uur}$.

Hieruit blijkt weer dat de formule uit PC-Ring veel conservatiever is dan Formule 5.6. Overigens is een factor 2 niet zo groot.



Figuur 5.4 Erosielengte E_x een rekenvoorbeeld

Vroeger bouwde men dijken van klei en was de ontwerpfilosofie dat deze klei voldoende erosiebestendig was om te voorkomen dat er een dijkdoorbraak ontstond tijdens zware stormomstandigheden. De steenzetting in de tijzone was slechts bedoeld om het onderhoud te beperken, omdat kleine stormen anders al wat erosie van de dijk zouden geven. Gezien de resultaten van bovenstaand rekenvoorbeeld blijkt deze filosofie nog niet zo gek te zijn. Een dijk van klei kan een zware storm gedurende zeer lange tijd weerstaan.

Model gebaseerd op geërodeerd volume

In deel 4 'Reststerkte van een grasdijk' is een aanzet gegeven voor een model gebaseerd op het geërodeerde volume. De beschrijving zal hier worden herhaald.

Op basis van de schuifspanningsbenadering voor de erosiesnelheid, omdat dit aansluit bij de gangbare literatuur op het gebied van erosiemodellering (bijv Partheniades, 1965, Osman and Thorne, 1988), is een formule afgeleid voor de erosiediepte. De basis is de oppervlakte-erosie als gevolg van langstromend water. Deze formule is vervolgens omgezet naar een functie van brekerparameter ξ en golfhoogte (Figuur 5.5), waarbij aangenomen is dat de golfloop evenredig is met het product van ξ en H_s :

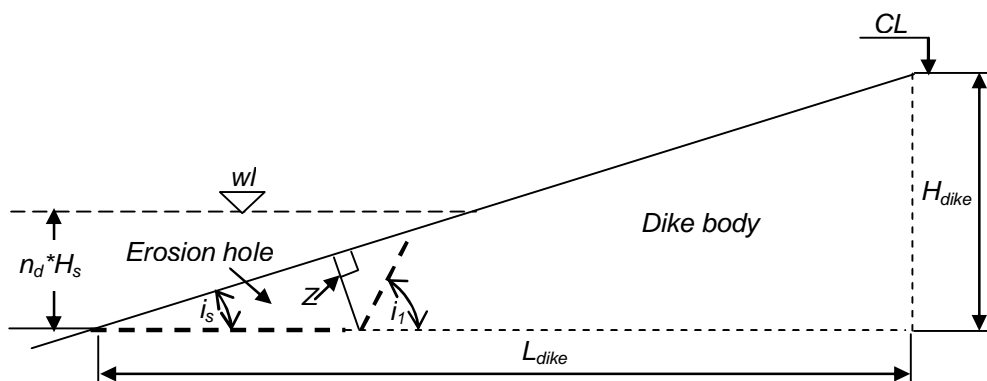
$$Z = C k_c r_0^2 \rho g \xi H_s t \quad (5.10)$$

Waarin:

- Z = erosiediepte (haaks op het talud) (m)
- $\xi = \tan \alpha / \sqrt{(H_s / 1,56 T_p^2)}$ = brekerparameter (-)
- H_s = significante golfhoogte (m)
- T_p = golfperiode bij de piek van het spectrum (s)
- C = erosiecoëfficiënt (-)
- r_0 = relatieve turbulentie-intensiteit (-)
- k_c = erosiecoëfficiënt (-)
- t = belastingduur (s)
- ρ = dichtheid van water (kg/m^3)
- g = zwaartekracht (m/s^2)

De waarde van de coëfficiënt C zal nader moeten worden bepaald.

De horizontale afstand E_x kan eenvoudig worden berekend met $E_x = Z / \sin i_s$.



Figuur 5.5 Schematisatie van het afslagprofiel ($i_s = \alpha$ = taludhelling; i_1 = helling boventalud afslagprofiel)

Voordeel van vgl. (5.10) is dat via de brekerparameter ξ en de golfhoogte H_s de relevante golfparameters zijn opgenomen, die ook eenvoudig zijn te bepalen. Het gaat dan om golfhoogte H_s en golfperiode T_p , maar ook de invloed van de taludhelling. Zonodig is bovendien de invloed van een berm of oprit eenvoudig in te brengen.

De formule bevat ook een nieuw element: de turbulentie. In hoeverre deze relevant is bij de kleine golfhoogten in het rivierengebied moet nog blijken.

Een nadeel van de aanpak is dat klei erodeert in brokken als gevolg van golfklappen, terwijl de oorspronkelijke formules bedoeld waren voor erosie door langstromend water, en dus meer geschikt zijn voor erosie in de golfloop en -neerloop.

Omzetten naar de gebruikelijke formules voor de reststerkte en inbrengen van de horizontale lengte E_x geeft ($t =$ de reststerkte (s)):

$$t = \frac{E_x / \sin \alpha}{C k_c r_0^2 \rho g \xi H_s} \quad (5.11)$$

Als we deze formule vergelijken met de eerdere formules dan valt op dat de golfhoogte lineair voorkomt, terwijl dit in vgl.(5.7) kwadratisch is. Dit verdient nadere aandacht.

Vgl. (5.10) kan eenvoudig worden omgewerkt naar een geërodeerd volume (Figuur 5.5). Op basis van geometrie geldt voor het geërodeerd volume V_c :

$$V_c = 0.5Z^2 \left(\frac{1}{\tan(\alpha)} + \frac{1}{\tan(i_1 - \alpha)} \right) \quad (5.12)$$

Substitutie van Z volgens vgl.(4.5) geeft vervolgens:

$$V_c = 0,5 \left[C k_c r_0^2 \rho g \xi H_s t \right]^2 \left(\frac{1}{\tan(\alpha)} + \frac{1}{\tan(i_1 - \alpha)} \right) \quad (5.13)$$

Aanbevolen wordt deze formule verder te ontwikkelen. Een eerste stap is deze formule te vergelijken met de resultaten waarop vgl.(5.7) is gebaseerd. Verder kunnen de resultaten worden vergeleken met de gepresenteerde formules van Stanczak et al (2007).

De formules zouden verder nog uitgebreid kunnen worden met een term voor de invloed van de hoek van golfaanval.

Het mooie van bovenstaande formules is dat er tot op zekere hoogte enige theoretische achtergrond aan ten grondslag ligt. Het nadeel is natuurlijk dat er coëfficiënten in zitten waarvoor niet direct een waarde beschikbaar is. De coëfficiënten moeten worden gekwantificeerd aan de hand van experimentele data. Dit is nodig voor de parameters C , k_c en r_0 .

6 Conclusie

Klei is een cohesief materiaal dat vrij goed in staat is gedurende enige tijd golfaanval te weerstaan. De mate van erosie is afhankelijk van de mineralogische samenstelling van de klei (zoals het lutumgehalte: percentage korrels kleiner dan 0,002 mm), maar wordt waarschijnlijk nog meer bepaald door de bodemstructuur.

Klei met een bodemstructuur bestaat uit een samenstel van grotere en kleinere, meestal hoekige brokken; de zogenaamde bodemaggregaten. De grotere aggregaten vallen vaak weer uiteen in kleinere aggregaten. De kleinste aggregaten met afmetingen van minder dan 2 mm worden in en direct onder een graszode aangetroffen. Grotere aggregaten kunnen een afmeting hebben van 20 cm. De aggregaten hebben meer of minder onderlinge samenhang doordat ze aan elkaar kleven of doordat ze door bijvoorbeeld wortels aan elkaar verbonden zijn.

De aanwezigheid van een bodemstructuur domineert de meeste civieltechnische eigenschappen van klei. De doorlatendheid wordt er volledig door bepaald en het heeft belangrijke negatieve invloed op de erosiebestendigheid. In het algemeen heeft alle klei in dijken in meer of mindere mate een bodemstructuur.

Doordat de bodemstructuur zo belangrijk is, is het noodzakelijk om de erosiebestendigheid van klei te bepalen op vrij grote monsters. Bij onderzoek naar de erosie van een kleilaag in de Deltagoot is het essentieel dat de klei in ongeroerde staat in de modelopstelling wordt aangebracht. Dit maakt de proeven relatief duur, en daarom zijn dit soort proeven in het verleden nog niet veel uitgevoerd. Tijdens het onderzoek van 1992/'93 is dit voor het eerst in de Deltagoot uitgevoerd, maar toen nog met een vrij gebrekkige methode om klei te steken, waardoor het veel te lijden had voordat het in de Deltagoot stond. Die proefresultaten zijn daardoor conservatief (de erosie ging sneller). De proeven met keileem van 2006/'07 waren echter zeer succesvol.

Er zijn ook een aantal schadegevallen uit de praktijk geanalyseerd. Daarbij valt op dat zelden de kleikwaliteit bekend is, en soms moet ook een schatting gemaakt worden naar de opgetreden golfcondities en de belastingduur.

Gegevens van schade in Duitsland in 1962 zijn nagerekend met een formule afgeleid van kleiproeven in de Deltagoot. Het blijkt dat de horizontale erosielengte waarover schade optreedt groter is dan berekend (opgetreden $E_x = 3$ à 10 m). De erosiediepte van 0,8 à 1,2 m wordt wel redelijk voorspeld. De oorzaak van de afwijkende voorspelling is waarschijnlijk de concave taludhelling van de Duitse dijken (in Nederland convex) en een ander golfregime.

In de literatuur zijn een aantal formules gevonden voor het berekenen van de erosiesnelheid of reststerkte van klei. De meeste formules hebben parameters waarvan de grootte niet of nauwelijks vast te stellen is, waardoor ze minder bruikbaar zijn.

Op basis van een heranalyse van Deltagootproeven is voorlopig de volgende formule opgesteld voor de reststerkte van een kleilaag:

$$t_{Rk} = \left(\frac{d_k}{C_{klei} H_s \sin \alpha} \right)^2 \quad \text{met } t_{Rk} \text{ in uren} \quad (6.1)$$

De waarde van C_{klei} is vervolgens zodanig bepaald dat de spreiding van de metingen ten opzichte van de berekende trend zo klein mogelijk is. Dat heeft geresulteerd in:

- Ongestructureerde vette klei: $C_{\text{klei}} = 0,10$
- Ongestructureerde schrale klei: $C_{\text{klei}} = 0,40$
- Perkpolder klei (gestructureerde klei): $C_{\text{klei}} = 0,85$
- Kruiningen klei (gestructureerde klei): $C_{\text{klei}} = 1,25$
- Keileem van Wieringermeerdijk. $C_{\text{klei}} = 1,40$

In vergelijking tot de VTV2006 geeft deze formule een beduidend grotere reststerkte. Ten opzichte van de formule in PC-Ring is deze formule duidelijk anders. Alleen de evenredigheid met H_s^2 is hetzelfde.

Geconcludeerd moet worden dat de basis voor deze formule zwak is, maar beter dan de formule uit PC-Ring en de tabel uit de VTV. Vele aspecten die waarschijnlijk een belangrijke invloed hebben op de reststerkte zijn er niet in opgenomen, zoals de taludhelling, de golfsteilheid, berm in het talud, etc.. Verder moet de waarde van C_{klei} bepaald worden voor een breder scala aan kleisoorten. Nu is het met betrekking tot gestructureerde klei (het meest voorkomend in Nederland) alleen bekend voor de klei die gestoken is bij Perkpolder en Kruiningen, terwijl de steekmethode toen nog gebrekkig was. Daardoor is de uit die proeven bepaalde waarde van C_{klei} waarschijnlijk te hoog en wordt de reststerkte onderschat.

Een alternatief is uit te gaan van een aanzet voor een nieuwe formule op basis van het geërodeerd volume:

$$V_c = 0,5 \left[C k_c r_0^2 \rho g \xi H_s t \right]^2 \left(\frac{1}{\tan(\alpha)} + \frac{1}{\tan(i_1 - \alpha)} \right) \quad (6.2)$$

Voordeel van deze formule is dat hierin eenvoudig meetbare en relevante parameters staan zoals golfhoogte en brekerparameter. Aanbevolen wordt deze formule verder uit te werken en te toetsen aan beschikbare meetgegevens.

Deze meetgegevens zouden moeten worden verkregen uit nader onderzoek gericht op de kwantificering van de reststerkte van de klei, zoals voorgesteld in Deel 2 van deze rapportage.

Het vervolgonderzoek komt in dit deel niet aan de orde, want dat wordt gecombineerd met het onderzoek naar de reststerkte van klei onder een steenzetting. Daarom is dat beschreven in Deel 2 (hoofdstuk 6).

7 Literatuur

Allsop, W., A. Kortenhuis, M. Morris; Floodside2007, Failure Mechanisms for Flood Defence Structures; Report Number T04-06-01; February 2007

Ansari, S.A. (1999). Influence of cohesion on local scour. PhD thesis, Univ. of Roorkee, Roorkee, India.

Ansari, S. A., U. C. Kothyari, and K. G. Ranga Raju (2003), Influence of cohesion on scour under submerged circular vertical jet, J. Hydraul. Eng., 129(12), 1014 – 1019.

Calle, E. et al., 2002, Delft Cluster rapport: Dijkdoorbraakprocessen, rapport no. 720201/39

Coeveld, E.M., Knoeff J.G., Bizarri A., Klein Breteler M., 2004, Residual strength of dike after failure of cover layer, Proceedings ICCE 2004 conference, Lisbon, Portugal.

CUR, 1996, Erosie van onverdedigde oevers, rapport 96-7, Gouda.

Klein Breteler, M., 1991, Reststerkte van dijkbekledingen, Oriënterende bureaustudie, Deel 1, rapport H195, Waterloopkundig Laboratorium.

Derks, H. en M. Klein Breteler (1992), Gedrag van asfaltbekleding onder golfaanval; Verslag modelonderzoek in de Deltagoot, Waterloopkundig Laboratorium, verslag H1480, mei 1992

Etten, R.J.G. van, Verschillen in bepalingsmethode erosiebestendigheid en reststerkte van klei. RWS, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, notitie 26-07-2006

Floodside2007; Failure Mechanisms for Flood Defence Structures; Report Number T04-06-01; February 2007

Fürhböter, 1966, Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen, Technische Hochschule Hannover, Franzius-Institut für Grund- und Wasserbau

GeoDelft, 2006, Bronnenonderzoek keileemkern Wiieringermeerdijk, rapportage veld en labwerk

Hoffmans G.J.C.M. en Verheij H.J., 1997, Scour manual, AA. Balkema.

Hoffmans, G.J.C.M., H.J.Verheij, A. van Hoven and G.J.Akkerman, Erodibility of Grass and Clay caused by Wave Overtopping, J. of Hydraulic Engineering (submitted)

Huitema T., 1947, Dijken.

Infram, 2005, Kosten/batenanalyse voor de geavanceerde reststerkte toets, rapport 04i114

Jong de R.J., 1970, Stroombestendigheid van een grasmat op de dijk van Oostelijk Flevoland, Delft Hydraulics, rapport R603.

Julian, J. P., and R. Torres (2006), Hydraulic erosion of cohesive riverbanks. *Geomorphology* 76(1-2): 193-206.

Kamphuis, J.W., and K.R. Hall. (1983), Cohesive Material Erosion by Unidirectional Current, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 109, No. 1, pp. 49-61.

Kley van der R. J., Zuidweg H.J., 1969, *Polders en dijken*, Agon Elsevier.

Klein Breteler, M., I. van de Werf (2006), Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steembekledingen; modellering belasting en de reststerkte Anamos+, WL | Delft Hydraulics, conceptverslag H4846, augustus 2006 (deels ook gerapporteerd door Klein Breteler en Wolters, 2007)

Klein Breteler, M. en G. Wolters (2008), Reststerkte van de Wieringermeerdijk; geavanceerde toetsing op basis van Deltagootonderzoek, WL | Delft Hydraulics, verslag H4739, maart 2008

Knoeff J.G., Klein Breteler M., Kool A.M., Vroeg de J.H., 2000, Dijkdoorbraakprocessen, Deel 1: Beschrijving initiërende mechanismen en doorbraakprocessen, Delft Cluster rapport 01.02.01/13

Knoeff J.G., Verheij H.J., 2004, Residual strength after initial failure by overflow / overtopping, Delft Cluster publication 02.02.01.-57.

Kortenhaus, A. (2003), Probabilistische Methoden für Nordseedeiche, Ph.D-Thesis, Technical University of Braunschweig

Larson, M.; Erikson, L.; Hanson, H. (2004), See Floodside2007

Lastrup, Chr.; Toxvig Madsen, H; Jensen, J.; Poulsen, L., Dike failure calculation model based on in situ tests. Proceedings of the 22nd International Conference on Coastal Engineering, pp. 2671-2681, 1990.

LGM, 1985, Kleionderzoek Deltagootproeven Provo, rapport CO-416550/4

Meer, J.W. Van der, 2000, Erosiemodellen voor dijken bij golfaanval, Verdere modellering in het kader van Sprint en het programma PC-Ring, INFRAM rapport i157.

Meijer, D. G. and Verheij, H. J., Grasdijken, Analyse meetresultaten grootschalig modelonderzoek, WL/Delft Hydraulics, rapport Q1584, 1998.

Osman, A. M. and C. R. Thorne. 1988. Riverbank stability analysis I: Theory. *Journal of Hydraulic Engineering*. 114:134-150.

Partheniades, 1965. E. Partheniades, Erosion and deposition of cohesive soils. *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers* 91

Pilon J.J., 1960, Wellenbremsende Konstruktionen bei Uferdeckwerken in Asphaltbauweise in Holland und ihre wirtschaftliche Bedeutung, Bitumen, H.3

RWS, 1961, Verslag over de stormvloed 1953.

Sanford, L., and Maa, J. P.-Y., A unified erosion formulation for fine sediments; *Marine Geology*, 179, 2001.

Seiffert, J.W. and H.J. Verheij, 1998, Grass covers and reinforcement measures; in *Pilarczyk: Dikes and Revetments*.

Stanczak, G., Oumeraci, H. and Kortenhaus, A., Laboratory Tests on the Erosion of Clay Revetment of Sea Dike With and Without a Grass Cover Induced by Breaking Wave Impact, *LWI REPORT NR 935*, 2007.

TAW, 1996, Technisch rapport Klei voor dijken; mei 1996

TNO, 1998, Theoriehandleiding PC-Ring, Deel A Mechanisme beschrijvingen – 2e Concept, TNO rapport 98-CON-R1430, november 1998.

TNO, 2000, Discussiedocument faalmechanismen PC-Ring, document 2000-CON-DYN-M2083/SNH, Augustus 2000.

TNO, 2003, Theoriehandleiding PC-Ring, Deel A Mechanisme beschrijvingen, TNO rapport 2003-CI-R0020, april 2003

Verheij, H.J., D.G.Meijer, G.A.M.Kruse, G.M.Smith en M.Vasseur, 1995, Onderzoek naar de sterkte van graszoden van rivierdijken, Waterloopkundig Laboratorium, rapport Q1878, Delft

Visser, M. M. de (2007). "A Clay Layer as a Revetment for Sea Dikes The Behaviour of Clay under Wave Loading," MSc thesis, TUDelft, Delft.

Vroeg de J.H., Kruse G.A.M., Van Gent M.R.A., 2002, Delft Cluster rapport: Processes related to the breaching of dikes, Erosion due to overtopping and overflow, rapport DC030202/H3803.

VTV 2006, Voorschrift toetsen op veiligheid primaire waterkeringen, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, september 2007

Wolters, G., Klein Breteler, M. (2007) Deltagootproeven met keileem van de Wieringermeerdijk. WL | Delft Hydraulics, verslag 4739, december 2007.

Wouters, J., Reststerkte van dijkbekledingen, Stabiliteit van steenzetting en klei-onderlaag, Deel III, Meetverslag Deltagootonderzoek. Waterloopkundig Laboratorium, A2.93.27, H1550, juni 1993.

Woolhiser, D. A., Smith, R. E., and Goodrich, D. C. (1990), KINEROS- a Kinematic Runoff and Erosion Model: Documentation and User Manual, USDA-Agricultural Research Service, ARS-77. US Department of Agriculture: Washington, DC.

Wroth, C. P. and D. M. Wood (1978). The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils. *Can. Geotech. J.* 15(2): 137–145.

Zitscher, 1962, Analyse zur Bemessung von Außenböschungen scharliegender Seedeiche gegen Wellenbeanspruchung, Husum/Nordsee.

A Overige erosieformules uit de literatuur

FLOODsite

In het FLOODsite project rapport (Allsop et al., 2007) wordt de erosie van de zandkern van een dijk of dam met behulp van de formule van Larson et al. (2004) berekend. Deze is gebaseerd op een erosiemodel voor duinen en gebruikt een sedimenttransportaanpak.

Volgens Larson is de erosie per golf:

$$A_{golf} = x_i \bar{y}_i = C_s \frac{u_o^4}{g^2 T_p} \quad (\text{A.1})$$

Met:

$$u_o = k^* \sqrt{2gA_{98}} \quad (\text{A.2})$$

$$A_{98} = 3H_s \tanh(0,65\xi_{op}) \quad (\text{A.3})$$

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_s / 1,56 / T_p^2}} \quad (\text{A.4})$$

$$C_s = c_1 \cdot e^{-c_2 H_s / D_{50}} \quad (\text{A.5})$$

$$c_1 = 1,34 \cdot 10^{-2}$$

$$c_2 = 3,19 \cdot 10^{-4}$$

$$k^* = 1$$

Het erosieoppervlak A_i per golf in het dwarsprofiel volgt uit het samenstellen van deze formules:

$$A_{golf} = x_i \bar{y}_i = 36c_1 \frac{H_s^2}{T_p} \tanh^2(0,65\xi_{op}) \exp\left[-c_2 \frac{H_s}{D_{50}}\right] \quad (\text{A.6})$$

Hierin is x_i de breedte van het geërodeerde profiel (per golf met golfperiode T_p) en y_i de bijhorende gemiddelde hoogte, c_1 en c_2 zijn empirische coëfficiënten ($c_1 = 1,34 \cdot 10^{-2}$ en $c_2 = 3,19 \cdot 10^{-4}$) en D_{50} is de gemiddelde korreldiameter van het zand.

Larson geeft in zijn publicatie aan dat het volume van de dijk boven het niveau SWL- y_{imp} relevant is:

$$y_{imp} = H_s (0,8 + 0,6 \cdot \tanh(\xi_{op} - 2,1)) \quad (\text{A.7})$$

Als $\xi_{op} = 1,5$ resulteert dit in $y_{imp} = 0,48H_s$, en als $\xi_{op} = 2$ levert dit $y_{imp} = 0,74H_s$. Dit niveau ligt dus wat lager dan voorgesteld door Van der Meer (2000).

Door bovenstaande formule te vermenigvuldigen met het aantal golven in de storm, levert dit het totale afslagoppervlak. Dat kan vervolgens omgerekend worden naar een formule voor de reststerkte. Hiervoor wordt het afslagprofiel uit Figuur 5.3 gehanteerd met als onderkant $SWL - y_{imp}$. Met $N =$ aantal golven in de storm $= t_{RK} / (T_p / 1,1)$ wordt dit:

$$t_{RK} = \frac{A_{afslag}}{A_{golf}} \cdot T_p / 1,1 \quad (A.8)$$

Als voorbeeld is de reststerkte van een dijk kern berekend. De golfcondities zijn: $H_s = 2$ m en $T_p = 6$ s. De dijk heeft een talud van 1:4, een kleilaag met de dikte van 0,8 m, een kruinhoogte van 6 m boven het toetspeil, en een kruinbreedte van 2 m.

De brekerparameter is $\xi_{op} = 1,33$. Bij een korrelgrootte van 0,2 mm levert dit een erosie per golf op van $A_{golf} = 0,006$ m².

Met $y_{imp} = 0,82$ m is het oppervlak van de zandkern en de erboven gelegen kleilaag tot de binnenkruinlijn: 98,2 m². De reststerkte wordt derhalve: 24,8 uur.

Stanczak et al. (2007)

Stanczak et al. (2007) has performed laboratory tests on the erodibility of a clay cover with and without grass, subjected to impact pressures generated by a controlled falling water mass. Three types of clay, representing different erosion resistances as well as grass cover of moderate quality have been used in order to gain information on the processes of surface erosion and shear failure within a crack in a dike cover subject to impact pressures. The conceptual model of Führböter (1966) on the shear failure of a crack in a clay revetment is compared to the experimental results.

They made use of the description of the volume of soil eroded by wave attack. An empirical formula proposed by Woolhiser et al. (1990) can be used to calculate the volume of soil eroded by a single breaking wave impact ('splash erosion' considered in case of erosion due to the impact of a water mass with known kinetic energy):

$$R_d = k_d E_k e^{-wh} \quad (A.9)$$

where, $R_d =$ volume of soil eroded after a single impact event (cm³); $k_d =$ empirical detachability coefficient (cm³/J); $E_k =$ kinetic energy of an impact event (J); $w =$ empirical coefficient representing the effectiveness of a water layer to damp impact pressure (-); $h =$ water layer thickness (m).

In case of clay with significant shrinkage cracks, mostly the conceptual model proposed by Führböter (1966) is used. Detailed study on this with some laboratory test can be found in Stanczak et al. (2007). In his study, some laboratory experiments were performed to quantify the volume of soil eroded by the impact pressure. On the basis of their result, it was found that the pressure better correlated with the eroded volume rather than the kinetic energy (it is in effect not linearly dependent to the energy of the impact). Following relationship has been proposed instead:

$$R_d = k_{d,p} p_{max} e^{-wh} \quad (A.10)$$

where, $R_d =$ volume of soil eroded after a single impact event (cm³); $k_{d,p} =$ empirical detachability coefficient (cm³/kPa) which is calculated as the mean value of soil volume

eroded by a unit impact pressure (1 kPa) when no damping water layer is present; w = empirical coefficient representing the effectiveness of a water layer to damp impact pressures (-); h = water layer thickness (m).

The calibrated values of $k_{d,p}$ for different types of soil is given in Stanczak et al.(2007).

It was found from these experiments that the critical impact pressure $p_{max,crit} \approx 0$ kPa for weak soil; whereas for moderate clay $p_{max,crit} = 6.3$ kPa, and for strong clay $p_{max,crit} = 11.7$ kPa. The critical impact pressure for the strong clay is comparable with the pressure induced by the impact of breaking wave of $H_s \approx 0.6$ m. This corresponds to the observations made by Delft Hydraulics (1992), where no damage of the clay cover was seen for the waves smaller than $H_s \approx 0.5$ m.

Lastrup (1990)

In this work, the waves are assumed to hit the slope at the mean high water level. It is assumed that a plunging breaker falls from a height of $0.78 \cdot H_s$ above mean water level. The impact velocity v_A is defined as:

$$v_A = \sqrt{g(h_B + 1.56H_B)} \quad (\text{A.11})$$

v_A = impact velocity (m/s); g = acceleration of gravity (m/s^2); h_B = water depth at breaking point (m); H_B = wave height at breaking point (m).

Erosion rate of the core is calculated as:

$$l(t) = k_c k_e v_A \frac{t}{T} \quad (\text{A.12})$$

$l(t)$ = horizontal erosion (m); t = time (s); k_c = calibration constant; k_e = core material constant (see Table A.1); T = wave period.

Material	Core material constant (k_e)
Sand with 10% silt	$1.35 \cdot 10^{-3}$ s/jet
Sand with 17% silt	$0.89 \cdot 10^{-3}$ s/jet
Clay with sand (60%)	$0.059 \cdot 10^{-3}$ s/jet

Sanjay

The equation for erosion velocity (E) in general form can be written as follows:

$$E(z, t) = k_c (\tau(t) - \tau_c(z))^n \quad (\text{A.13})$$

where k_c = local constant with an appropriate unit (in general, k_c might depend on z and t , but herein it is assumed to be independent). Sanford and Maa (2001) used a local constant instead of erodibility.

The relationship between erosion rate and excess shear stress is assumed to be linear, i.e. $n = 1$, since under small waves (as we are interested in waves less than 1 m), the erosion behavior is expected to be linear.

The rate of change of erosion rate can be described by differentiating Eq. A.13 as follows:

$$\frac{dE}{dt} = k_c \left(\frac{d\tau}{dt} - \frac{d\tau_c}{dz} \frac{dz}{dt} \right) \quad (\text{A.14})$$

This equation can be rewritten as;

$$\frac{dE}{dt} + k_c \gamma E = k_c \frac{d\tau}{dt} \quad (\text{A.15})$$

with, $\gamma = d\tau_c/dz$, and $E = dz/dt$.

Eq. A.15 describes the full time dependent erosion process in a physical way.

Since we are considering oscillatory forces (waves), we can assume the sinusoidal near bed velocity, and the shear stress is the square of this velocity that reads as:

$$\tau = \tau_m \sin^2(\omega t) \quad (\text{A.16})$$

where, $\tau_m =$ maximum wave-induced shear stress; $\omega =$ radian frequency.

The maximum value of wave-induced shear stress (τ_m) can be determined using the relationship given by Hoffmans ($\tau_m = 0.7\rho(r_0U_m)^2$).

Combining Eq. A.16 and A.15 we get:

$$\frac{dE}{dt} + k_c \gamma E = k_c \omega \tau_m \sin(2\omega t) \quad (\text{A.17})$$

Integrating this equation results in following relationship:

$$E = e^{-k_c \gamma t} C + \frac{\tau_m k_c \omega \left[-2\omega \cos(2\omega t) + k_c \gamma \sin(2\omega t) \right]}{k_c^2 \gamma^2 + 4\omega^2} \quad (\text{A.18})$$

The integration constant C can be found assuming the condition that $E = 0$ at $t = n\pi/\omega$ with n as an integer (i.e. the erosion rate is zero for zero shear stress defined by Eq. A.16):

$$C = \frac{1}{e^{-k_c \gamma t}} \frac{2\tau_m k_c \omega^2}{k_c^2 \gamma^2 + 4\omega^2} \quad (\text{A.19})$$

Putting the value of C into Eq. A.18 and rearranging it, one arrives at following relationship:

$$E = \frac{k_c \tau_m \sin^2(\omega t)}{1 + p^2} + \frac{1}{\gamma} \frac{\omega \tau_m \sin(2\omega t)}{1 + \left(\frac{1}{p^2}\right)} \quad (\text{A.20})$$

where, $p = k_c \gamma / 2\omega$ (as defined in Sanford and Maa, 2001), which appears to control the nature of the solution of Eq. A.20. Physically p represents the ratio of the time scale of the forces, i.e. $(2\omega)^{-1}$, to the time scale of clay depletion, $(k_c \gamma)^{-1}$.

Based on the calculations of the erosion process for two types of oscillatory forcing scenarios (waves and tide) in upper Chesapeake Bay, Sanford and Maa (2001) concluded that the erosion is not depth dependent and is directly in phase with forcing in case of wave condition (i.e. Type II erosion). This is the case when $p \ll 1$, then Eq. A.20 can be approximated as:

$$E = k_c \tau_m \sin^2(\omega t) \quad (\text{A.21})$$

This implies that the erosion rate is proportional to the bottom shear stress. This can be rewritten as:

$$\frac{dZ}{dt} = k_c \tau_m \sin^2(\omega t) \quad (\text{A.22})$$

We attempted to resolve this equation further with respect to the erosion depth (Z). Eq. A.22 can be solved with the initial condition: $Z = 0$ when $t = 0$. Then, the relationship for the erosion depth (Z) for a given time (t) under oscillatory forcing reads as:

$$Z = k_c \tau_m \left(\frac{t}{2} - \frac{1}{4\omega} \sin 2\omega t \right) \quad (\text{A.23})$$

Finally, combining the relationship given by Hoffmans ($\tau_m = 0.7\rho(r_0 U_m)^2$) and A.23, we arrive at an expression for the erosion depth which is proportional to wave run-up:

$$Z = 1.1 k_c r_0^2 \rho g R_u \left(\frac{t}{2} - \frac{1}{4\omega} \sin 2\omega t \right) \quad (\text{A.24})$$

The Eq. A.24 cannot be used directly to determine the residual strength, particularly if the process includes the mass failure. So, the most convenient way to evaluate the failure condition for dike is to use a reliability function in following form:

$$V < V_{dike} \quad (\text{A.25})$$

i.e., dike is not safe if $V < V_{dike}$, where V is the eroded volume of dike during storm-surge period (calculated by using above-mentioned methods); and V_{dike} is unit volume of a dike within the base of erosion hole and the crest that can simply be calculated considering dike geometry (Figure A.1). So, the unit volume (cross-section area) of the dike core can be calculated based on the geometry as follows:

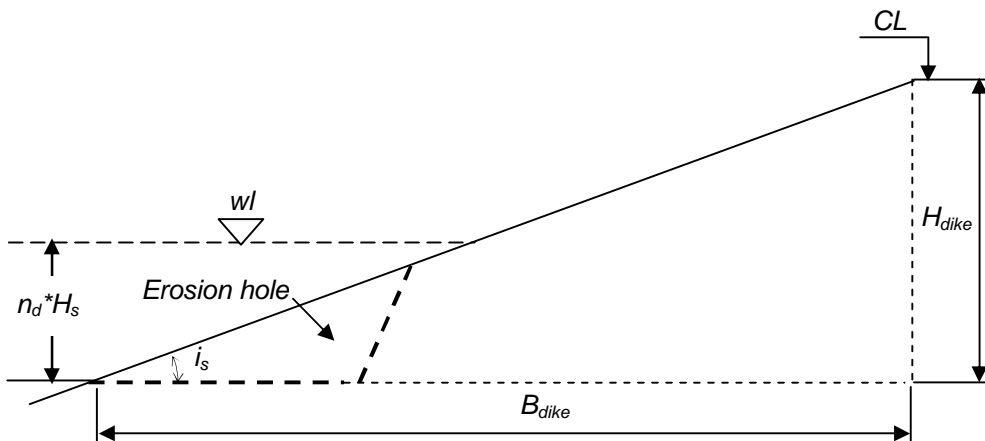
$$V_{dike} = 0.5 B_{dike} H_{dike} \quad (A.26)$$

with

$$\begin{aligned} H_{dike} &= CL - wl + n_d H_s \\ B_{dike} &= H_{dike} \cot i_s \end{aligned} \quad (A.27)$$

where, B_{dike} = width of the dike core; L_{dike} = length of the dike core; CL = crest level of the dike; wl = water level; d_k = width of the cover layer (in case of considering the eroded cover layer as proposed by Van der Meer); H_s = significant wave height ; n_d = a constant.

Van der Meer proposed n_d to be 0.25, i.e. erosion is assumed to start at the level of $0.25 \cdot H_s$ below the water level (wl). However, some others proposed higher values (see Visser, 2007). Furthermore, if we consider the eroded cover layer, then it should be subtracted from the width of the dike core. Likewise, in case of presence of berms, its width must be added (following the recommendation of Van der Meer). As a factor of safety the part of dike volume within crest width can be ignored (as it reduces the unit volume).



Figuur A.1 Unit volume (cross-section) of dike prone to erosion and/or failure

Deel 7

Reststerkte van de zandkern

Mark Klein Breteler
Guido Wolters

Inhoud

1 Inleiding	1
2 Erosieproces	3
3 Resultaten literatuurstudie	5
3.1 Duinafslag	5
3.2 Erosie van keileem	8
3.3 Schadegevallen uit de praktijk	11
3.4 Rekenmodellen	15
4 Conclusies	21
5 Referenties	23

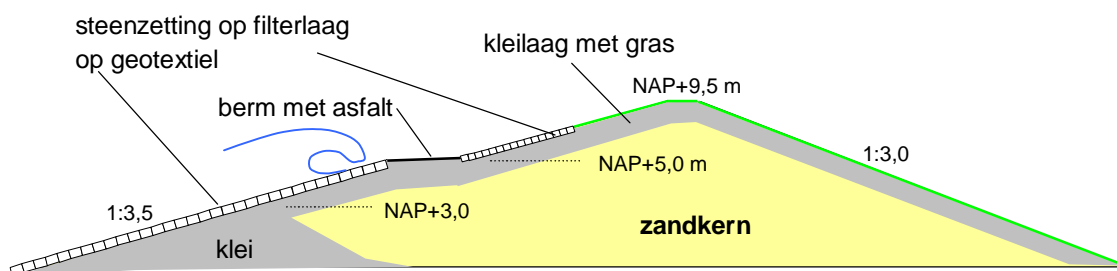
1 Inleiding

Het SBW-onderzoek naar de reststerkte van dijken gaat over het erosieproces na het optreden van initiële schade aan de dijk. Die initiële schade kan bestaan uit het uitlichten van een steen uit een steenzetting, of het beschadigd raken van een asfaltbekleding, of beginnende erosie van de grasmat. Daarnaast zijn er ook initiële mechanismen van grondmechanische aard, zoals piping, macro-instabiliteit en micro-instabiliteit.

De reststerkte is het waterkerend vermogen dat overblijft na initiële schade van een dijk. In dit geval gaat het om de tijd tussen schade aan de bekleding en het ontstaan van een bres in de dijk.

Als er sprake is van een *vervolgmechanisme*, zoals een vervolgfascuiving zonder erosie, dan gaat het om de waarschijnlijkheid dat dit vervolgmechanisme optreedt en leidt tot een doorbraak.

Het doel van het reststerkte-onderzoek is enerzijds het kwantificeren van het proces na het optreden van initiële schade tot het optreden van een bres in de dijk, en anderzijds hiermee een toetsmethodiek en toetscriteria afleiden op basis van een veiligheidsbeschouwing.



Figuur 1.1 Verticale dwarsdoorsnede van dijk met steenzetting in de golfaanvalzone en gras op de kruin en binnentalud

In andere deelprojecten van het reststerkte-onderzoek is vastgesteld dat de reststerkte opgedeeld kan worden in een aantal reststerktecomponenten. Voor steenzettingen geldt bijvoorbeeld:

- 1 reststerkte van de toplaag van gezette steen
- 2 reststerkte van de granulaire filterlaag
- 3 reststerkte van het geotextiel
- 4 reststerkte van de kleilaag
- 5 reststerkte van de zandkern

Voor asfalt en gras zijn vergelijkbare reststerkte-componenten te onderscheiden.

Het onderhavige verslag gaat over de reststerkte van de zandkern. Duinen en kunstwerken vallen buiten het kader van dit onderzoek.

Hoewel een dijkbeheerder natuurlijk niet zover wil gaan dat aan het eind van de toetsstorm de zandkern zo ver is geërodeerd dat het hoogste punt van de dijk nog maar net boven de waterstand uitsteekt, is het toch zinvol om de reststerkte van de zandkern te beschouwen.

Deze kennis is bijvoorbeeld noodzakelijk om de reststerkte van bijzonder brede dijken te beoordelen, zoals met een opgespoten industrieterrein aan de binnenzijde of een brede verkeersweg op de kruin.

Verder is dit noodzakelijk om verstandig te kunnen omgaan met de onzekerheden, zoals de onzekerheid in de dikte van de kleilaag. Dit kan enerzijds door in een deterministische toetsing een deel van de reststerkte als reserve te houden (bijvoorbeeld een deel van de reststerkte van de zandkern), of door een probabilistische toetsing uit te voeren.

Deze twee methoden kunnen nader toegelicht worden aan de hand van een voorbeeld waarbij de initiële schade bestaat uit erosie van het buitentalud door golfaanval:

1. Deterministisch:

Voor een deterministische toetsing gaat men dan de tijdsduur bepalen vanaf initiële schade tot het moment waarop er nog een minimaal restprofiel aanwezig is. De maat van dit minimale restprofiel zou bijvoorbeeld erosie tot aan de binnenkruinlijn kunnen zijn. Deze reststerkte tot een minimaal restprofiel kan vergeleken worden met de belastingduur, waarbij de onzekerheid in rekening wordt gebracht door overal veilige waarden voor aan te nemen. Door te werken met een minimaal restprofiel en veilige waarden is er een niet nader gekwantificeerde restveiligheid gerealiseerd.

2. Probabilistisch:

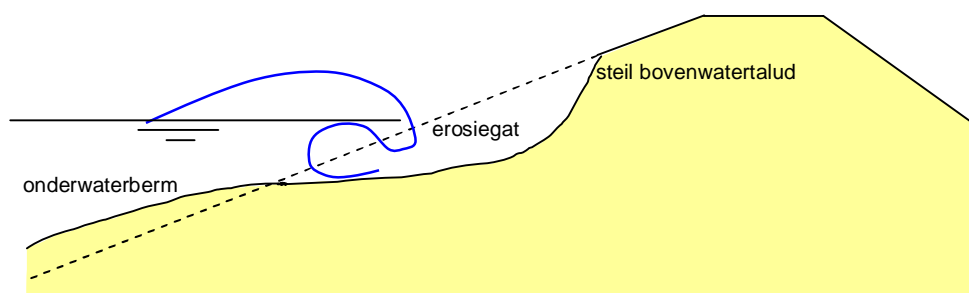
Voor een probabilistische toetsing moet de tijdsduur van initiële schade tot een dijkdoorbraak gekwantificeerd worden. Met een inschatting van de onzekerheden, en een geaccepteerde kans dat een doorbraak mag optreden, kunnen vervolgens probabilistische berekeningen uitgevoerd worden. De zo berekende kans moet kleiner zijn dan de geaccepteerde kans op een doorbraak.

In beide gevallen is kennis omtrent de reststerkte van de zandkern noodzakelijk.

Voor het aan te houden minimale restprofiel (deterministische methode) of de acceptabele kans op een doorbraak (probabilistische methode) moeten nog nadere keuzes gemaakt worden, waarbij dijkbeheerders, ENW en overheid betrokken moeten zijn.

2 Erosieproces

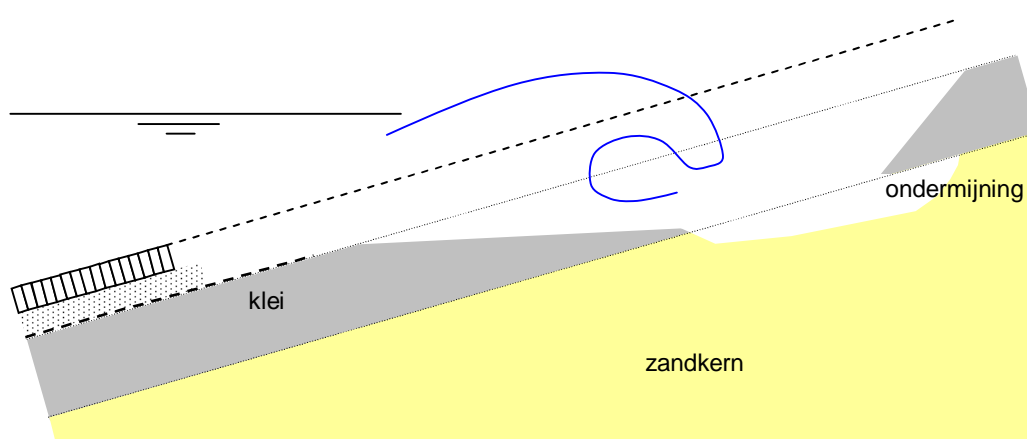
In het verleden is meermalen vastgesteld dat het erosieproces leidt tot een flauw talud onder water, en een steil boventalud, zoals getekend in Figuur 2.1 (bijvoorbeeld: Wolters en Klein Breteler 2007). Het erosieproces schrijdt daarbij in horizontale richting voort door de dijk.



Figuur 2.1 Geërodeerd materiaal uit erosiegat heeft lager op het talud een onderwaterberm gevormd (S-profiel)

Het niveau van de onderwaterberm wordt onder meer bepaald door het niveau tot waar een kleilaag (of asfalt) zal eroderen. Naar verwachting ligt dit op ca $0,7H_s$ à $1,5H_s$ onder water.

De reststerkte van de zandkern moet worden gezien in verband met het bezwijkproces van de gehele dijk inclusieve toplaag, eventuele filterlaag, geotextiel en kleilaag en wordt waarschijnlijk sterk beïnvloed door het bezwijkmechanisme en schadevoortgang van de verschillende erboven liggende lagen.



Figuur 2.2 Zodra de zandkern bereikt is, zal de kleilaag ondermijnd worden en daardoor sneller eroderen.

Als er sprake is van een kleilaag zal eerst die kleilaag door de golven lokaal worden geërodeerd (zie Figuur 2.2). Zo'n gat in de kleilaag is meestal iets onder de waterlijn begonnen en groeit naar boven. Nadat de kleilaag lokaal over de volledige dikte is geërodeerd wordt de zandkern van de dijk aan directe golfaanval blootgesteld. Aangezien het zand in de kern minder samenhang vertoont dan de kleilaag, is het te verwachten dat de kleilaag ondermijnd wordt. De golven kunnen delen van de ondermijnde kleilaag afslaan,

waardoor de kleilaag waarschijnlijk sneller zal eroderen, dan wanneer de hele dijk uit klei zou bestaan.

In geval van een bekleding met grote samenhang, zoals asfalt of een blokkenmat, dan kunnen de bekledingsdelen in het erosiegat lang blijven liggen en de verdere erosie afremmen of stoppen. In paragraaf 3.3 wordt hiervan een voorbeeld beschreven. Het is daarentegen ook denkbaar dat asfalt in een relatief kleine brokken uiteen geslagen wordt, zoals vastgesteld tijdens onderzoek in de Deltagoot (Derks en Klein Breteler 1992).

Is er echter weinig samenhang, zoals bij een ingestorte steenzetting, dan is het denkbaar dat de heen en weer geslingerde blokken op het talud de erosie kunnen versnellen.

3 Resultaten literatuurstudie

3.1 Duinafslag

Rekenmodellen

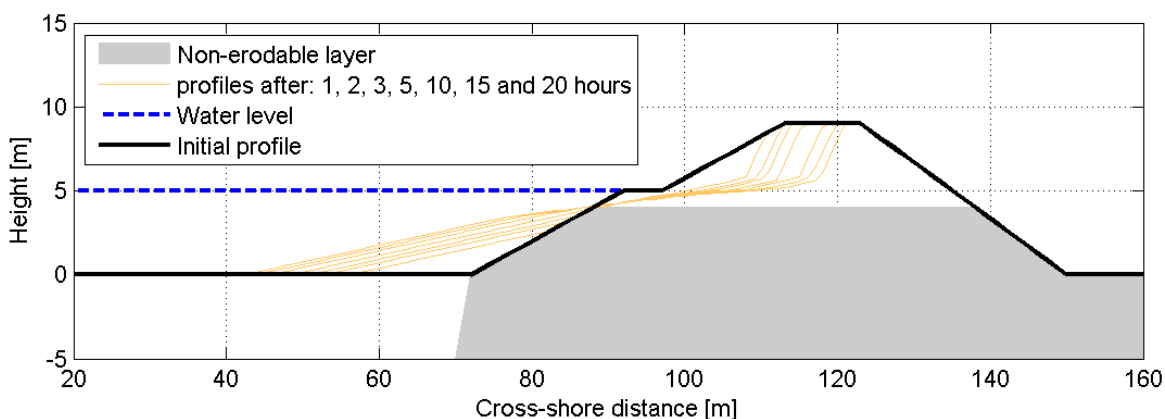
De erosie van de zandkern van de dijk zou op het eerste gezicht gemodelleerd kunnen worden met de rekenmodellen voor duinafslag. Bij duinafslag gaat men echter uit van het optreden van een evenwichtsprofiel, waarbij er evenveel zand van het hoge deel van de duin afslaat als dat er op de vooroever wordt afgezet. De wat gecompliceerdere rekenmodellen kunnen ook berekenen hoe snel dit proces zich voltrekt (zoals Durosta en Xbeach).

Het doorrekenen van een dijk alsof het een duin is gaat echter voorbij aan twee belangrijke aspecten:

- De erosie vindt plaats in een gat in de dijk, waarbij het zand dat uit het gat verdwijnt, mogelijk zich niet afzet op de vooroever, maar zich verspreid langs de dijk. Dat maakt dat het erosieproces geen evenwicht bereikt.
- De dijk heeft een schil van klei en/of asphalt, waardoor er een proces van ondermijning optreedt en vervolgens het instorten van stukken van deze schil. Dit erosieproces verloopt waarschijnlijk veel trager dan duinafslag.

Daardoor heeft het waarschijnlijk weinig zin om met de rekenmodellen voor duinafslag de reststerkte van de dijk te schatten.

Om toch een indruk te geven van de resultaten van dergelijke berekeningen is de afslag van een dijkprofiel met twee golfcondities doorgerekend met Xbeach. De dijk heeft een talud van 1:4, een berm van 5 m breedte op toetspeil, en een kruinhoogte van 4 m boven toetspeil. De kruinbreedte is vrij breed genomen, namelijk 10 m, om het erosieproces wat langer te kunnen volgen. Aangenomen is dat tot 1 m onder het toetspeil de steenzetting intact blijft (geen erosie van het talud onder SWL – 1 m).

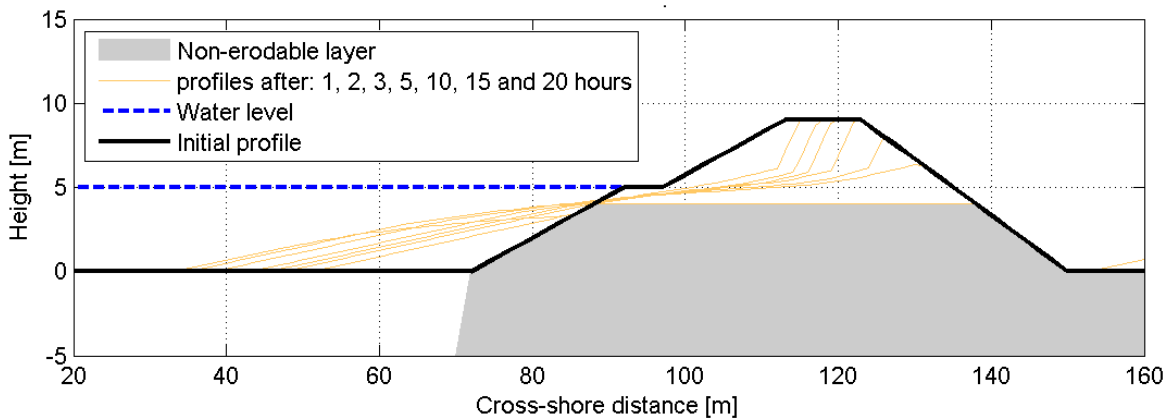


Figuur 3.1 Resultaat van berekening met Xbeach ($H_s = 1,5$ m, $T_p = 5$ s)

Bij golfcondities met $H_s = 1,5$ m en $T_p = 5$ s blijkt de erosie aanvankelijk vrij snel te gaan, maar uiteindelijk is de binnenkruinlijn na 20 uur golven nog steeds niet bereikt (zie Figuur 3.1). Als de dijk een kruinbreedte van 2 m zou hebben gehad, dan was de binnenkruinlijn bereikt na 5 uur.

Bij iets grotere golven ($H_s = 2$ m en $T_p = 6$ s) wordt de binnenkruinlijn bereikt na 5 uur en breekt de dijk na 15 uur door (zie Figuur 3.2).

Opvallend is de hoeveelheid zand die voor de dijk terechtkomt. Deze onderwaterberm tussen $X = 40$ à 60 en $X = 80$ à 90 m beïnvloedt de grootte van de golven en verlaagd daardoor de erosiesnelheid. In principe is het mogelijk om de berekeningen uit te voeren met een kleine langtransportgradiënt (evenwijdig aan de dijk), waardoor deze onderwaterberm niet of minder gevormd wordt. Dit kan ook bereikt worden door het voorland veel dieper te leggen.



Figuur 3.2 Resultaat van berekening met Xbeach ($H_s = 2,0$ m, $T_p = 6$ s) (na 20 uur ligt het profiel strak op het niet erodeerbare materiaal en is de dijk doorgebroken)

Modelonderzoek

Modelonderzoek naar de erosie van de kern van een dijk is in het verleden nog nooit uitgevoerd. Het onderzoek dat dit het beste benadert, is het onderzoek naar duinafslag. Dit is in Nederland begonnen met het onderzoek van Vellinga (1986) in de Deltagoot van Deltares, dat later geleid heeft tot de rekenmethode voor het toetsen van duinen.

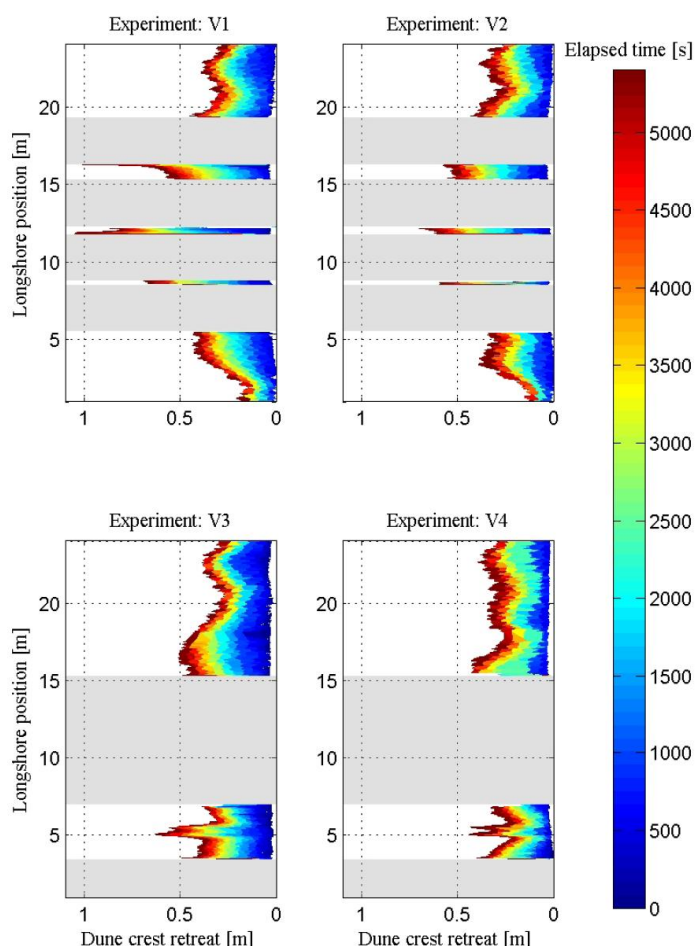
Recent zijn er interessante onderzoeken aan toegevoegd. Het onderzoek van Van Gent (2008) laat bijvoorbeeld zien wat de consequenties zijn van restanten van een steenzetting op de erosie van het zand (Figuur 3.3).



Figuur 3.3 Restanten van een steenzetting op een eroderend duin in de Deltagoot

Geconcludeerd is dat de invloed van de restanten van de steenzetting op de erosiesnelheid gering is voor een 2D-situatie.

De situatie met een lokaal beschadigde bekleding, en daarnaast nog een bekleding die intact is, is later onderzocht in het Vinjébassin van Deltares (Boers e.a., 2008).



Figuur 3.4 *Het terugschrijden van de kruin van het duin (vergelijkbaar met buiten kruinlijn) als functie van de tijd (zie kleurcode)(de grijze balken geven het deel van de constructie aan waar geen schade aan de bekleding is opgetreden en dus ook geen erosie optreedt)*

Uit de proeven blijkt dat als de harde bekleding op een dijk heel lokaal bezwijkt (lokaal gat in de bekleding), en daarnaast intact blijft, de erosie veel sneller gaat dan wanneer het zand in de dijk over een grote lengte blootgesteld wordt aan de golven. Dat komt omdat het zand uit het gat zich verspreidt langs de dijk en er dus geen berm van zich afzettend zand voor de dijk ontstaat, zoals getekend in Figuur 2.1.

Enkele resultaten zijn weergegeven in Figuur 3.4. In deze figuur zijn verschillende proeven weergegeven, waarin de grootte van de gaten in de bekleding is gevarieerd. Ter plaatse van de grijze secties is de bekleding niet bezweken. Met de kleuren is aangegeven waar de kruin van het duin (overeenkomend met de buitenkruinlijn van een dijk) zich bevond na een bepaalde tijd. Ten aanzien van de schaal moet men denken aan ca. 1:20 voor de lengtes en ca 1:4 à 1:5 voor de tijd. Deze schaal is gebaseerd op de golfcondities tijdens de proeven in verhouding tot de golfcondities bij dijken. Dit maakt dat de proeven, omgerekend naar het

prototype, ongeveer 6 uur hebben geduurd en dat daarbij 10 à 20 m erosie is opgetreden (horizontale achteruitgang van het profiel).

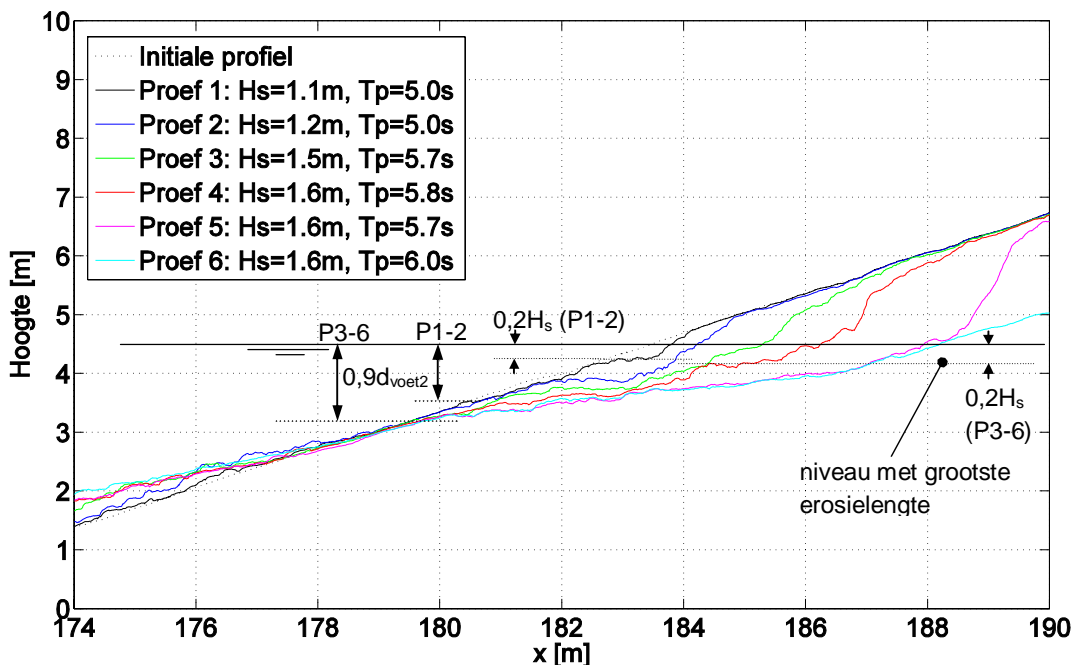
De metingen geven aan dat bij een lokaal gat in de bekleding, met breedte van ongeveer 10 à 20 m, de erosie ongeveer 2 à 2,5 maal sneller gaat dan wanneer de bekleding over grote lengte verdwenen is.

In werkelijkheid zal het gat in de bekleding nooit klein blijven, maar steeds breder worden omdat de stabiliteit van de bekleding aan de randen van het gat relatief laag is. Naarmate het gat breder wordt, gaat de erosie van het zand trager. Als het gat in de bekleding 50 à 100 m breed geworden is, is de erosiesnelheid vergelijkbaar met de 2D-situatie.

3.2 Erosie van keileem

Ook de erosie van de keileem is waarschijnlijk heel anders dan de erosie van de kern van een dijk. Toch loont het de moeite om de resultaten van het onderzoek naar de erosie van de keileem in de Deltagoot te beschouwen (Wolters en Klein Breteler, 2007).

De gemiddelde profielen uit Figuur 3.5 geven een goed beeld van de ontwikkeling van het erosieproces. Duidelijk is te zien dat onder de waterlijn het keileemoppervlak in de loop van de proeven steeds flauwer wordt, en daarboven ontstaat een veel steiler talud (klif).



Figuur 3.5 Gemeten erosieprofiel met enkele kenmerkende maten

Er is ook een niveau aan te wijzen waaronder er geen erosie plaatsvindt, maar slechts wat afzetting van geërodeerde keileem. Dit niveau is nog niet zo goed herkenbaar tijdens de eerste twee proeven, maar vanaf proef 3 tot en met 6 is op 1,2 à 1,3 m onder de waterlijn de grens te zien tussen erosie en geen erosie. Deze grens is in Figuur 3.5 aangegeven met een horizontale stippellijn. Dit niveau is waarschijnlijk gerelateerd aan de waterbeweging op het talud, zoals de lokatie waar de golfklappen neerkomen en/of de golfneerloop. In het

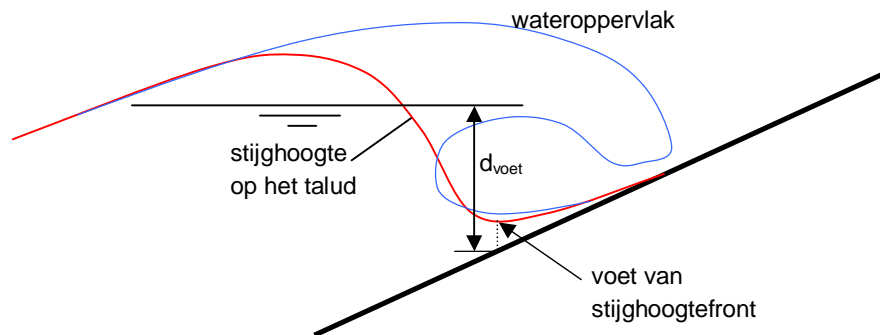
steen-zettingenonderzoek is een empirische formule opgesteld voor het niveau op het talud waarboven de voet van het stijghoogtefront optreedt (Klein Breteler e.a. 2006). Deze lokatie is toegelicht in Figuur 3.6 en komt globaal overeen met de lokatie van de golfneerloop. Tussen dit niveau en de waterlijn zullen de golfklappen op het talud neerkomen. De empirische formule, die goed aansluit op de meetpunten, is:

$$\frac{d_{\text{voet}2\%}}{H_s} = \min \left\{ 0,25 + \frac{0,11}{\sqrt{s_{op}}}; 2,0 \right\} \quad (5)$$

met:

$d_{\text{voet}2\%}$ = diepte van de voet van het stijghoogtefront ten opzichte van de waterlijn, die door 2% van de golven worden onderschreden (m)

$s_{op} = H_s / (1,56T_p^2) = \text{golfsteilheid (-)}$



Figuur 3.6 Stijghoogtefront met niveau op het talud waar de voet van het stijghoogtefront optreedt

Voor de proeven 3 t/m 6 is de diepte $d_{\text{voet}2\%}$ iets groter dan de diepte waarboven de erosie optreedt: Bij $H_s = 1,57$ m en $s_{op} = 0,03$: $d_{\text{voet}2\%} = 1,39$ m. Hieruit blijkt dat de diepte waarboven de erosie optreedt ongeveer gelijk is aan $0,9d_{\text{voet}2\%} = 1,25$ m.

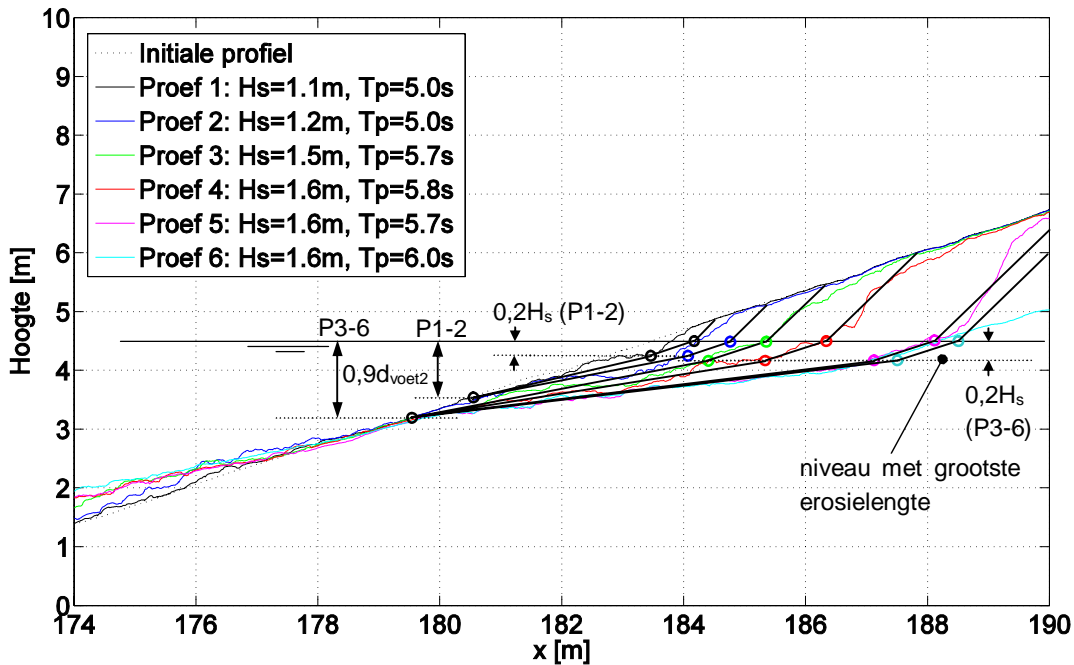
Voor de proeven 1 en 2 is dit ook in Figuur 3.5 ingetekend.

De grootste horizontale afstand tussen het oorspronkelijke profiel en het geërodeerde profiel (de erosielengte) wordt doorgaans net onder de waterlijn gevonden. Omdat dit niveau waarschijnlijk ook verband houdt met de golfhoogte, wordt dit hieraan gerelateerd. Het blijkt dat de grootste erosielengte optreedt op $0,1H_s$ à $0,3H_s$ onder de waterlijn. Het gemiddelde niveau is in Figuur 3.5 ingetekend.

Vanaf het punt op $0,9d_{\text{voet}2\%}$ tot het punt waar de grootste erosielengte optreedt is er sprake van een vrijwel recht onderwatertalud, dat in de loop van de proeven steeds flauwer wordt. In Figuur 3.7 is het geschematiseerde profiel voor alle proeven ingetekend.

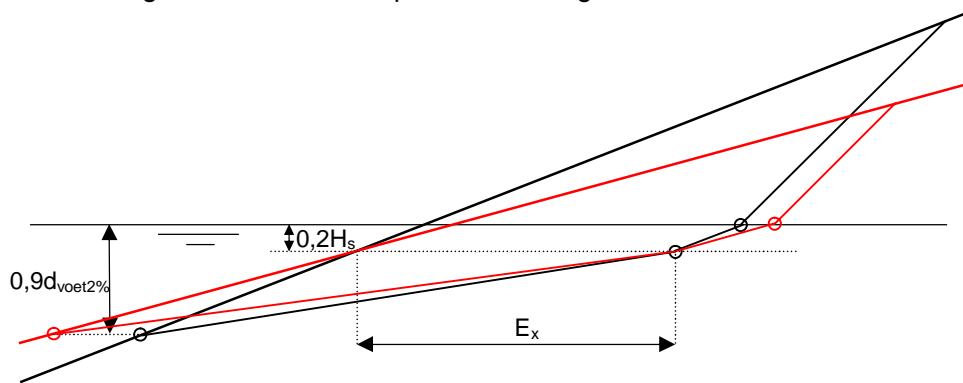
Vervolgens verloopt het profiel van $SWL-0,2H_s$ tot de waterlijn (SWL) met een helling die ongeveer gelijk is aan het oorspronkelijke talud. Boven water is het profiel heel steil, namelijk ongeveer 1:1.

In Figuur 3.7 is te zien dat het zo geschematiseerd profiel goed gefit kan worden op het gemeten profiel onder water, en het gemeten profiel boven water voor de proeven 3 t/m 5. Tijdens de proeven 3 t/m 5 was de erosie boven water opgetreden in de wat zachtere blokken. We zien dan ook dat het gemeten profiel boven water tijdens proef 1 en 2 wat minder is dan het geschematiseerd profiel. Het bovenwaterprofiel van proef 6 wijkt af vanwege de invloed van de verticale overgangconstructie bovenaan de modelopstelling.



Figuur 3.7 Gemeten erosieprofiel en geschematiseerd profiel

Het is denkbaar dat het erosieprofiel bij andere taludhellingen ongeveer dezelfde vorm aanhoudt als in deze proeven. Dat zou de mogelijkheid kunnen bieden om de sterkte van keileem op een flauwer talud te beoordelen, zoals geschetst in Figuur 3.8. Hierbij is aangenomen dat het verband tussen E_x (grootste afstand tussen oorspronkelijk profiel en het geërodeerde profiel, zie Figuur 3.8) en de belastingduur niet veranderd, hoewel het denkbaar is dat de taludhelling ook daar invloed op heeft. Dit vergt meer onderzoek voor verificatie.



Figuur 3.8 Erosieprofiel voor steil en flauw talud

In vergelijking tot het erosieprofiel in zand is de helling van het onderwatertalud hier vrij steil (ca 1:8). Volgens de berekeningen met Xbeach ontstaat er bij zand een helling van ongeveer 1:15 à 1:20 (zie Figuur 3.1). Het is conform de verwachtingen dat een erosieprofiel in zand een flauwer talud heeft dan in keileem.

3.3 Schadegevallen uit de praktijk

Helaas zijn er weinig goed omschreven gevallen van schade aan dijken in de praktijk die iets concreets opleveren over de reststerkte van de dijk kern. Er zijn drie interessante cases gevonden.

Houtribdijk

In 1986 werd op de Houtribdijk nabij Lelystad een proefvak ingericht waarop vier flexibele dijkbekledingen (blokkenmatten) zijn getest. De voorgeschiedenis van deze proef en de resultaten van het onderzoek zijn beschreven in Klein Breteler (1998).

De toegepaste dijkbekledingen waren:

- Terrafix blokken: Terrafix blokkenmatten op Terrafix geotextiel op zand
- Betonblokken: Betonblokkenmatten op geotextiel op mijnsteen 0/125 (dikte 0,5m) op zand
- Betonblokken: Betonblokkenmatten op geotextiel op zand (alleen boven NAP)

De gebruikte typen blokkenmatten waren VOB, ASAM, Armorflex en Betomat.



Figuur 3.9 Proefvak Armorflex (links) en Betomat op Houtribdijk (schade najaar 1986)



Figuur 3.10 Proefvakken Armorflex (links) en Betomat (rechts) op Houtribdijk (situatie najaar 1991)

In het najaar van 1986 is aan alle vier bekledingsconstructies van het nieuwe proefvak schade ontstaan, met name door de storm van 20 oktober (zie Figuur 3.9). Helaas zijn de golfcondities en de lokale waterstand tijdens deze storm niet nauwkeurig bekend. Als schatting wordt een significante golfhoogte van 1,6 m en een piekperiode van 5 s bij een waterstand van 1 m boven NAP gegeven.

Er wordt concludeerd dat de schade is ontstaan doordat de mat te licht was voor de optredende golfbelasting, doordat de koppeling tussen de matten onvoldoende was, en door grondmechanische instabiliteit.

Het maatgevende schademechanisme bestaat uit de vorming van een S-profiel, in combinatie met zanduitspoeling (waarschijnlijk wat lager op het talud) en mogelijk verweking van de ondergrond. Bij de bekledingen op zand (zonder granulair filter) heeft grondmechanische instabiliteit hierbij een grote rol gespeeld.

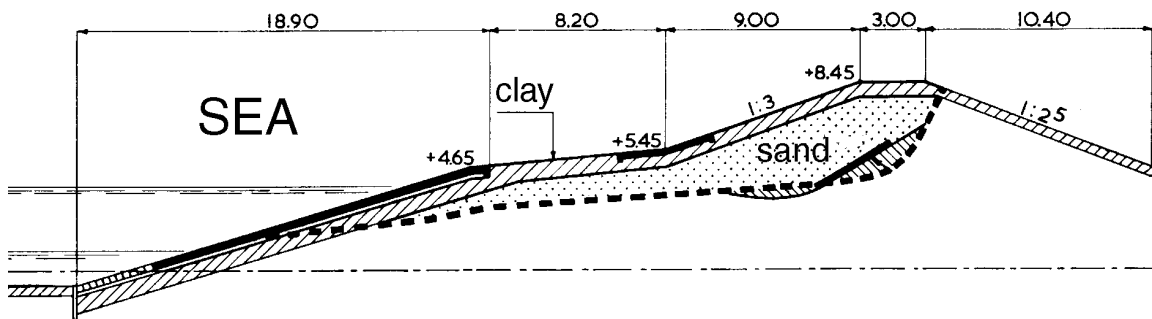
Gedeeltelijke afschuivingen hebben weliswaar tot openingen in de toplaag geleid, maar het onderliggende geotextiel heeft steeds voorkomen dat significante uitspoeling heeft plaatsgevonden. De bekleding op zand liep duidelijk eerder schade op dan de bekleding op mijnsteen.

De flexibele matten lijken bovendien de ontgronding van basismateriaal aanzienlijk te vertragen in vergelijking met de schade-ontwikkeling bij een conventionele zetting. In principe kan een blokkenmat een reststerkte van meerdere stormduren hebben, zelfs wanneer er sprake is van ernstige overbelasting: $H_s/\Delta D \approx 8$.

Dat blijkt uit het feit dat vijf jaar later, zonder dat de schade is hersteld, de dijk nog steeds niet is doorgebroken (zie Figuur 3.10). In die periode is nog viermaal windkracht 8 à 9 opgetreden en tweemaal windkracht 10, met golven van ongeveer $H_s = 1,5$ m. Deze stormen hebben flinke erosie van de ondergrond teweeggebracht, maar nergens meer dan 3 m ten opzichte van het oorspronkelijke profiel. De dijk is daardoor nog niet doorgebroken en heeft derhalve nog niet gefaald.

Brielse Maas

Tijdens de stormvloed van 1953 is aan de afsluitdam van de Brielse Maas schade ontstaan. Dit was een van de ernstigste gevallen van erosie van het buitentalud tijdens deze stormvloed. De tot ongeveer 4 m+NAP aanwezige steenglooiing werd, voor zover deze bestond uit Maaszetsteen, vrijwel geheel uit elkaar geslagen. In het buitenbeloop boven deze steenzettingen is op twee locaties erosie van het buitentalud opgetreden, waarvan één tot de binnenkruinlijn, zie Figuur 3.11. Deze schade is ook beschreven in deel 6 (paragraaf 3.1) en wordt hier voor de volledigheid nog eens kort herhaald.



Figuur 3.11 Schade aan afsluitdam van de Brielse Maas (1953), dichtbij Oostvoorne

Van Figuur 3.11 kan verder de volgende informatie over dit schadegeval gewonnen worden: De afsluitdam heeft een helling van 1:3. De dikte van de kleilaag onder de steenzetting en maaiveld is ongeveer 0,8 m. De kern van de dijk is van zand. De hoogste waterstand was: +3,85 m NAP (zie ook RWS, 1961), dus ongeveer op de hoogte met de bovenrand van de

steenglooiing. De waterstand was 3 uur hoger dan +3.5 m NAP and 5,5 uur hoger dan +3 m NAP. Helaas is bijna geen informatie beschikbaar over de golfcondities. Er wordt ervan uitgegaan dat de golfhoogte $H_s = 2-3\text{m}$ was.

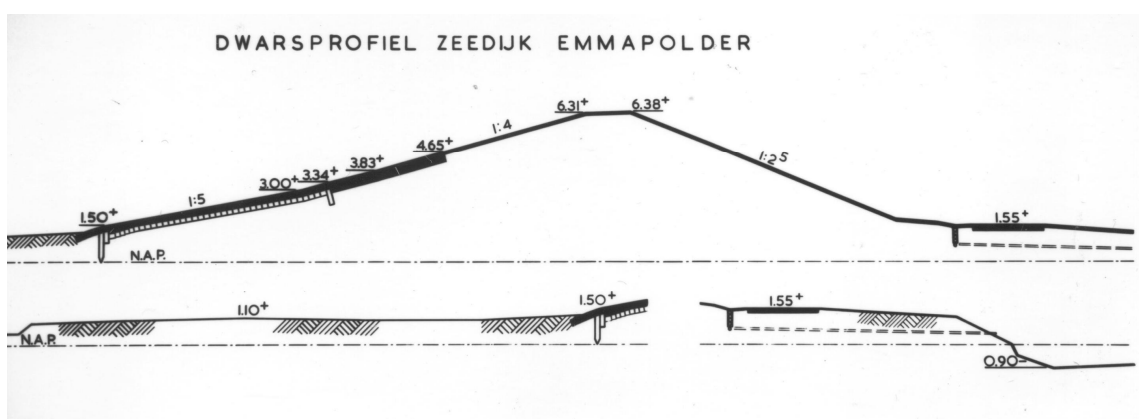
De maximale erosie was ongeveer 20 m in horizontale richting (klei + zand) met een maximale erosiediepte van 1m (verticaal gemeten vanaf de hoogste waterstand, klei + zand).

Emmapolderdijk

In Van der Meer (2000) wordt de schade aan de Emmapolderdijk in Groningen (ten noorden van Uithuizermeenden) beschreven, die daar ontstaan is tijdens de storm van 16/17 februari 1962. Over 2 km lengte werden meer dan 100 gaten in de grasbekleding geslagen, waarvan een aantal ook erosie van de zandkern gaven. Deze schade is ook beschreven in deel 6 (paragraaf 3.5), maar wordt hier vanuit een ander gezichtspunt belicht.

De dijk had ter hoogte van de waterlijn een talud van 1:4 met kleilaag dikte van 0,5 m op een zandkern. Aangegeven is dat de klei van slechte kwaliteit was. Op basis van de gegeven beschrijving van het grootste gat, kan de erosiekuil globaal worden aangenomen als geschetst in Figuur 3.13. De maximale opgetreden erosielengte was dus ongeveer 3,5 à 4 m in horizontale richting (klei + zand).

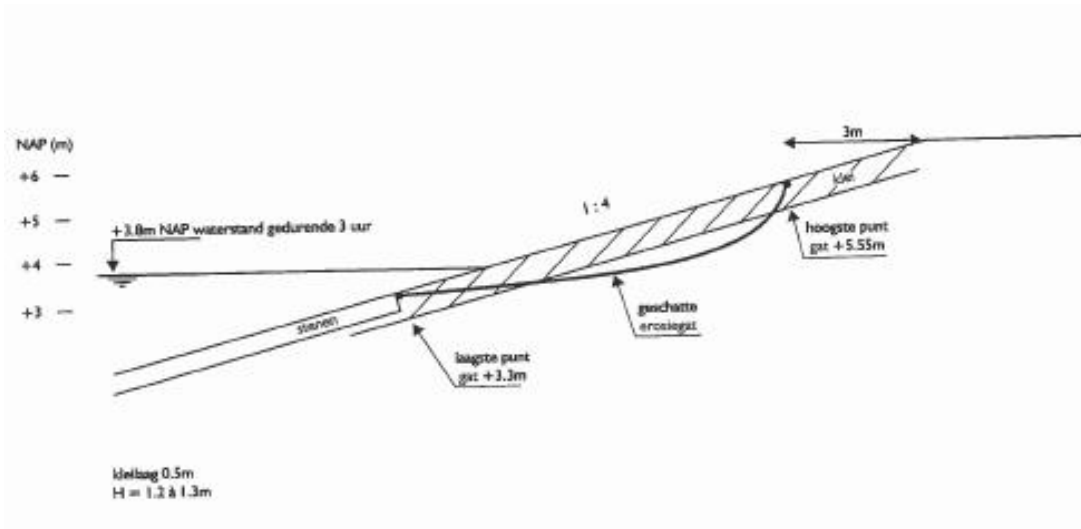
Deze schade is waarschijnlijk ontstaan tijdens een periode van ongeveer 3 uur met een hoogste waterstand van NAP + 3,8 m (de golven braken op het grastalud) en een golfhoogte in de orde van $H_s = 1$ a 1,5 m ($H_s = 1,3\text{ m}$).



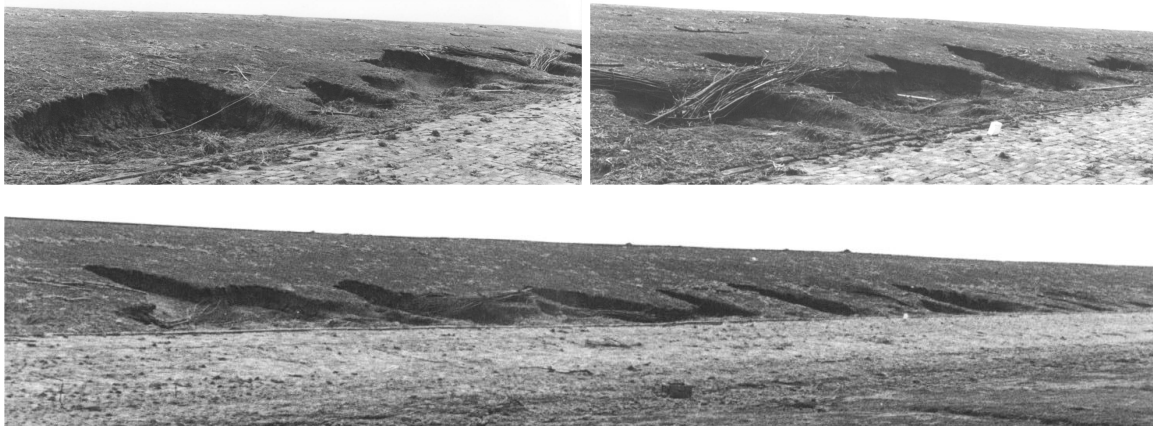
Figuur 3.12 Dwarsprofiel van de Emmapolderdijk

Op basis van de foto's kan worden geconcludeerd dat in veel gevallen de erosiediepte te gering was om het zand onder de klei te bereiken. Er was dan slechts wat klei geërodeerd. Op een aantal plaatsen is de erosie echter wat sneller gegaan en is er ook een volume zand geërodeerd. Gezien de locatie kan aangenomen worden dat de golfbelasting over deze lengte van de dijk ongeveer constant was. De variatie in erosie moet daarom toegeschreven worden aan de variatie aan klei-eigenschappen. Het valt echter op dat daar waar ook zand is geërodeerd, er niet zoveel spreiding zit in de omvang van de gaten, zie bijvoorbeeld Figuur 3.14. De grootste spreiding is te zien in Figuur 3.15, waar de grootste erosielengte ongeveer het dubbele is van de kleinste.

De relatief kleine spreiding kan toegeschreven worden aan de mogelijk beperkte variatie in klei-eigenschappen, maar kan ook een gevolg zijn van het verloop van het erosieproces. In Figuur 3.1 en Figuur 3.2 is te zien dat het erosieproces in het begin heel snel gaat, maar later sterk gaat vertragen. Als er al een flink gat in het buitentalud zit, dan kost het de golven relatief veel tijd om dat gat nog iets groter te maken.



Figuur 3.13 Schade (geschat) aan de Emmapolderdijk te Groningen (1962)



Figuur 3.14 Locaties met weinig spreiding in grootte van schade aan de Emmapolderdijk

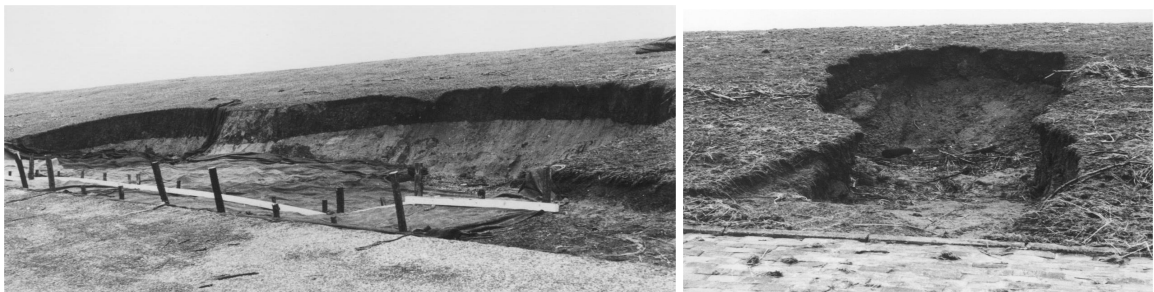


Figuur 3.15 Locatie met relatief veel spreiding in grootte van schade aan de Emmapolderdijk

In Figuur 3.16 en Figuur 3.17 is duidelijk de kleilaag en de daar ondergelegen zandkern te herkennen. Vele gaten in het buitentalud zijn relatief smal gebleven. De onder het gat gelegen steenzetting is steeds onbeschadigd gebleven.



Figuur 3.16 Detail van diepste gat in buitentalud uit Figuur 3.15



Figuur 3.17 Groot en smal gat in buitentalud Emmapolderdijk

3.4 Rekenmodellen

Rudimentair erosiemodel van Van der Meer (2000)

Het rudimentair erosiemodel van Van der Meer (2000) is ook behandeld in deel 6 (paragraaf 5.2) en wordt in deze paragraaf kort herhaald, en vervolgens vergeleken met andere erosieformules.

Voor de ontwikkeling van zijn rudimentair erosiemodel heeft Van der Meer gekeken naar schades in het verleden waarbij grote gaten in kleilaag en kern van een dijk zijn geslagen. Daaruit kan een eerste vorm van een afslagprofiel worden gehaald.

Uit foto's van schades aan dijken (bv. Emmapolderdijk 1962) waarbij de kleilaag is weggeslagen en soms ook een deel van de kern van zand, is te halen dat het bovenste deel van het erosieprofiel een heel steil talud heeft, rondom 1:1, soms nog steiler. Er is dan een abrupte overgang naar een heel flauw, maar nog niet horizontaal talud (1:10). De schade lijkt te beginnen net onder de waterlijn ($0,25 H_s$) en zich daarna naar boven uit te breiden, zonder dat deze schade naar beneden groter wordt. Dit komt ook in grote lijnen overeen met het profiel dat gemeten is tijdens de Deltagootproeven met keileem van de Wieringermeerdijk (zie paragraaf 3.2).

Van der Meer stelt dat de dijk als bezweken kan worden beschouwd als het afslagprofiel de buitenkruinlijn bereikt (veilige aanname) of als de binnenkruinlijn wordt bereikt.

Van der Meer (2000) vermoedt dat het meenemen van de erosie van de kern wel iets toevoegt aan de sterkte van de dijk, maar dat dit niet spectaculair is (erosieduur in de orde van de kleilaag zelf). Verder hebben BREAKWAT-berekeningen aangetoond dat het niet aannemelijk is dat een zodanig lang afslagprofiel in een dijk kan ontstaan dat de golven geen

kracht meer hebben om het talud verder te eroderen. Volgens hem leidt de vorming van het S-profiel, waarbij golven breken op de ontstane onderwaterberm, dus niet tot een gereduceerde golfaanval op het steile deel van het erosieprofiel (rond de waterlijn en daarboven).

Het rudimentaire erosiemodel van Van der Meer (2000) gaat uit van een erosieformule voor klei die in de negentiger jaren was gemaakt voor PC-Ring. Om zeker te zijn dat de formule conservatieve resultaten geeft bij hoge golven, was toen een kwadratisch verband met de golfhoogte voorgesteld, hoewel de metingen een minder sterke relatie met de golfhoogte aangaven. De voorlopige formule voor de reststerkte, met veel onzekerheid, is:

$$t_{RB} = \frac{0.4 L_B c_{RB}}{r^2 H_s^2} \quad (3.1)$$

$$c_{RB} = \frac{c_{RK}}{(1 + \alpha_z r_z)} \quad (3.2)$$

met

t_{RB} = reststerkte van de dijk kern (nadat bovenliggende kleilaag is bezweken) tot binnenkruinlijn (s)

L_B = horizontale breedte van de zandkern op $0,25H_s$ onder de waterlijn, tot de binnenkruinlijn (zie Figuur 3.18) (m)

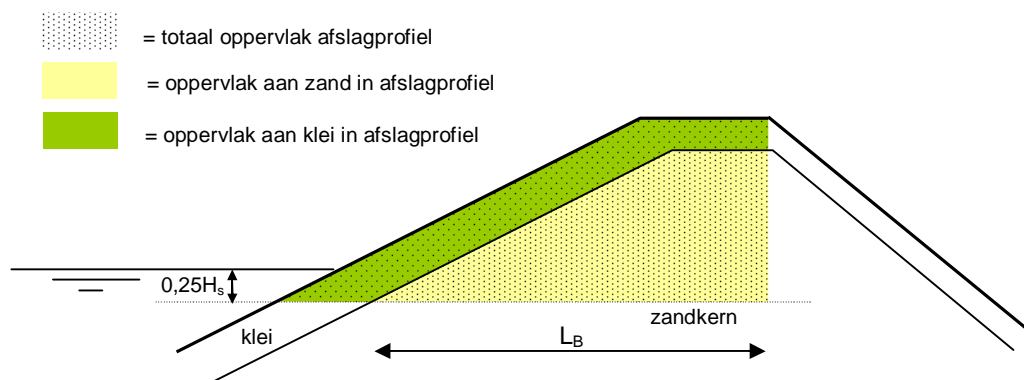
c_{RK} = coëfficiënt voor de erosiebestendigheid van klei:
= $7000 \text{ m}^2\text{s}$ (slechte klei) – $54000 \text{ m}^2\text{s}$ (goede klei)

c_{RB} = coëfficiënt voor de erosiebestendigheid van zand (m^2s)

r = reductiefactor scheve golfval ($r = \cos\beta$?) (-)

r_z = verhouding tussen oppervlak aan zand in het afslagprofiel en het totale oppervlak van het afslagprofiel (gerekend in een dwarsdoorsnede) (zie Figuur 3.18) (-)

α_z = verhouding tussen de erosiesnelheid in zand en die in klei (versnellingsfactor) (-)



Figuur 3.18 Definities met betrekking tot rudimentair erosiemodel

Voor de formule was uitgegaan van de erosiesnelheid in klei, vandaar het gebruik van de parameter c_{RK} , die vervolgens is omgerekend naar een nieuwe parameter: c_{RB} . Daarin is het aandeel zand in het afslagprofiel verwerkt, en de verhouding tussen de erosiesnelheid in zand en die in klei (α_z). Dat laatste is helaas niet bekend. Voorlopig wordt aanbevolen een waarde aan te houden tussen 0 en 4. Als $\alpha_z = 0$ is de erosiesnelheid van zand en klei gelijk, en als $\alpha_z = 4$ dan erodeert zand vijfmaal zo snel.

Van der Meer geeft omtrent dit rekenmodel de volgende waarschuwing: “Omdat door het falen van de bekleding van een buitentalud nog nooit een dijk is doorgebroken, is het model

alleen een gedachtemodel en dient gedegen onderzoek te worden uitgevoerd hoe het werkelijke bezwijkmechanisme er uitziet en kan worden gemodelleerd. ”

Als voorbeeld is de reststerkte van een dijk kern berekend bij golfcondities van $H_s = 2$ m en $T_p = 6$ s. De dijk heeft een talud van 1:4, een kleilaag met de dikte van 0,8 m, een kruinhoogte van 6 m boven het toetspeil, en een kruinbreedte van 2 m. De grootte van L_b is in dit geval 22,8 m (ter hoogte van $0,25H_s = 0,5$ m onder de waterlijn). Het totale oppervlak van het afslagprofiel is $97,5 \text{ m}^2$, met daarin het totale oppervlak aan zand van $75,8 \text{ m}^2$. Hierdoor is $r_z = 75,8/97,5 = 0,78$. Met $\alpha_z = 3$ levert dit: $c_{RB} = 16 \cdot 10^3$ als uitgegaan wordt van goede klei.

Bij loodrechte golfaanval levert dit een reststerkte van 10,2 uur.

PC-Ring

In PC-Ring is het rudimentaire erosiemodel van Van der Meer (2000) opgenomen.

Voor de versnellingsfactor α_z wordt gerekend met 2 of 6, met een variatiecoëfficiënt van 0,5. Het is niet duidelijk in welk geval welke waarden wordt gehanteerd. Elders wordt echter in de documentatie genoemd dat er gerekend wordt met $c_{RB} = 0$, hetgeen erop neerkomt dat de reststerkte van de zandkern wordt verwaarloosd.

Voor de waarde van c_{RK} (coëfficiënt voor de erosiebestendigheid van klei) wordt gerekend met:

- Matige/slechte klei: $7000 \text{ m}^2\text{s}$
- Gestructureerde klei: $16000 \text{ m}^2\text{s}$
- Goede klei: $34000 \text{ m}^2\text{s}$
- Zeer goede klei: $54000 \text{ m}^2\text{s}$

Coeveld et al. (2004)

Coeveld et al. (2004) hebben een reststerkteformule voor de zandkern van een dijk uit berekeningen met een duinerosiemodel afgeleid (UNIBEST-DE, Delft Hydraulics, 1995). Zij gaan ervan uit dat de reststerkte van een dijk met zandkern en kleilaag zeker 2 tot 3 keer groter is dan de reststerkte van een dijk uit zand. Waar dit op gebaseerd is, is niet vermeld.

Zij stellen voor om de reststerkte met de volgende voorlopige formule af te schatten:

$$t_{Rz} = c_{kern} \cdot A_{SWL}^{2,35} \cdot H_s^{-3} \quad (3.3)$$

Hierin is :

t_{Rz} = reststerkte van de zandkern (s)

A_{SWL} = volume van de dijk boven SWL per meter dijk lengte, zonder het volume onder het binnentalud (m^2)

c_{kern} = parameter; $c_{kern} = 18$ met $\sigma(c_{kern}) = 7$ (log-normaal verdeeld)

Uit de rapportage wordt niet duidelijk of dit een conservatieve formule is.

Als voorbeeld is de reststerkte van dezelfde dijk kern berekend als met de methode van Van der Meer is gedaan. De golfcondities zijn weer: $H_s = 2$ m en $T_p = 6$ s. De dijk heeft een talud van 1:4, een kleilaag met de dikte van 0,8 m, een kruinhoogte van 6 m boven het toetspeil, en een kruinbreedte van 2 m.

Het volume van de dijk boven SWL, per meter dijk, bedraagt $A_{SWL} = 84 \text{ m}^2$.

De reststerkte wordt derhalve: 20,8 uur. Dit is veel meer dan volgens Van der Meer (2000).

Bresgroeimodellen

Het proces van bresgroei in zanddijken (zonder bekleding) kan worden beschreven door de modellen BREACH en BRES (Knoeff en Verheij 2004; Visser 1998; Verheij 2003). Beide modellen gaan uit van een geul die, door overloop/overslag gevormd, in het binnentalud aanwezig is en focussen hoofdzakelijk op het bresgroeiproces (en dus niet op de reststerkte van de dijk voor het initiële falen). Ze zijn gebaseerd op verschillende sedimenttransportmodellen en alleen geschikt voor (quasi-) steady state (overflow) condities. Golf impact/golfoverslag wordt niet gemodelleerd.

Voor deze studie zijn die modellen niet geschikt omdat het initiële erosieproces van de dijk (voor het optreden van een bres) minder goed beschreven wordt en niet is gevalideerd.

SSEA

SSEA (USDA, 1997) is een model dat in de Verenigde Staten is ontwikkeld (oorspronkelijk voor het ontwerp van dammen voor waterreservoirs) en het oppervlakte erosieproces van aarden dammen beschrijft. Het is dus ontwikkeld voor overloop en niet voor golfoverslag of golfimpact. In het kader van deze studie blijkt het dus niet geschikt (zonder verdere studie en uitbreiding) om de reststerkte van een zandkern te bepalen.

FLOODsite

In het FLOODsite project rapport (Allsop et al., 2007) wordt de erosie van de zandkern van een dijk of dam met behulp van de formule van Larson et al. (2004) berekend. Deze is gebaseerd op een erosiemodel voor duinen en gebruikt een sedimenttransportaanpak.

Volgens Larson is de erosie per golf:

$$A_{golf} = x_i \bar{y}_i = C_s \frac{u_o^4}{g^2 T_p} \quad (3.4)$$

Met:

$$u_o = k * \sqrt{2gA_{98}} \quad (3.5)$$

$$A_{98} = 3H_s \tanh(0,65\xi_{op}) \quad (3.6)$$

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_s / 1,56 / T_p^2}} \quad (3.7)$$

$$C_s = c_1 \cdot e^{-c_2 H_s / D_{50}} \quad (3.8)$$

$$c_1 = 1,34 \cdot 10^{-2}$$

$$c_2 = 3,19 \cdot 10^{-4}$$

$$k^* = 1$$

Het erosieoppervlak A_i per golf in het dwarsprofiel volgt uit het samenstellen van deze formules:

$$A_{golf} = x_i \bar{y}_i = 36c_1 \frac{H_s^2}{T_p} \tanh^2(0,65\xi_{op}) \exp\left[-c_2 \frac{H_s}{D_{50}}\right] \quad (3.9)$$

Hierin is x_i de breedte van het geërodeerde profiel (per golf met golfperiode T_p) en y_i de bijhorende gemiddelde hoogte, c_1 en c_2 zijn empirische coëfficiënten ($c_1 = 1.34 \cdot 10^{-2}$ en $c_2 = 3.19 \cdot 10^{-4}$) en D_{50} is de gemiddelde korreldiameter van het zand.

Larson geeft in zijn publicatie aan dat het volume van de dijk boven het niveau $SWL - y_{imp}$ relevant is:

$$y_{imp} = H_s (0,8 + 0,6 \cdot \tanh(\xi_{op} - 2,1)) \quad (3.10)$$

Als $\xi_{op} = 1,5$ resulteert dit in $y_{imp} = 0,48H_s$, en als $\xi_{op} = 2$ levert dit $y_{imp} = 0,74H_s$. Dit niveau ligt dus wat lager dan voorgesteld door Van der Meer (2000).

Door bovenstaande formule te vermenigvuldigen met het aantal golven in de storm, levert dit het totale afslagoppervlak. Dat kan vervolgens omgerekend worden naar een formule voor de reststerkte. Hiervoor wordt het afslagprofiel uit Figuur 3.18 gehanteerd met als onderkant $SWL - y_{imp}$. Met $N =$ aantal golven in de storm $= t_{RK} / (T_p / 1,1)$ wordt dit:

$$t_{RK} = \frac{A_{afslag}}{A_{golf}} \cdot T_p / 1,1 \quad (3.11)$$

Het lijkt erop alsof met deze formules een best guess is nagestreefd.

Als voorbeeld is de reststerkte van dezelfde dijk kern berekend als met de methode van Van der Meer. De golfcondities zijn weer: $H_s = 2$ m en $T_p = 6$ s. De dijk heeft een talud van 1:4, een kleilaag met de dikte van 0,8 m, een kruinhoogte van 6 m boven het toetspeil, en een kruinbreedte van 2 m.

De brekerparameter is $\xi_{op} = 1,33$. Bij een korrelgrootte van 0,2 mm levert dit een erosie per golf op van $A_{golf} = 0,006$ m².

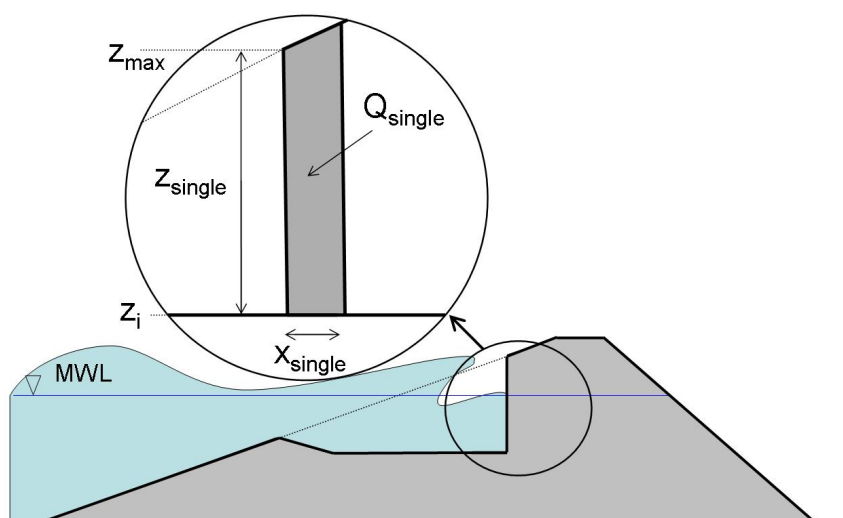
Met $y_{imp} = 0,82$ m is het oppervlak van de zandkern en de erboven gelegen kleilaag tot de binnenkruinlijn: 98,2 m². De reststerkte wordt derhalve: 24,8 uur. Dit is veel meer dan volgens Van der Meer (2000).

In het FLOODsite rapport is ook de formule van Vellinga (1986) opgenomen die de profielontwikkeling van een duin tijdens een storm beschrijft.

Stanczak et al.

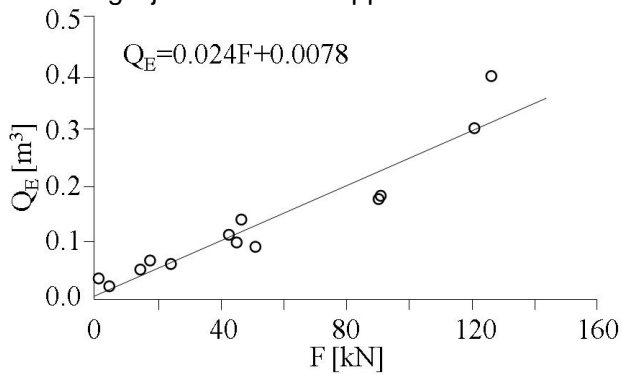
Stanczak et al. (2008a, b) heeft een eenvoudige benadering opgesteld voor de erosie van een zandkern gebaseerd op metingen (Figuur 3.19 en Figuur 3.20), waarbij hij zich gericht heeft op het volume zand per meter dijk dat wegspoelt per golf:

$$V_{golf} = Q_E = 0,024 F + 0,0078 \quad (3.12)$$



Figuur 3.19 Geërodeerd volume Q_{single} door een enkele golf (Stanczak et. al, 2008).

Dit is vergelijkbaar met het oppervlak dat erodeert uit een doorsnede.



Figuur 3.20 Geërodeerd volume als functie van de golfklap F

Door bovenstaande formules te vermenigvuldigen met het aantal golven in de storm, levert dit het totale afslagvolume. Dat kan vervolgens omgerekend worden naar een formule voor de reststerkte. Met N = aantal golven in de storm = $t_{RK} / (T_p / 1,1)$ wordt dit:

$$t_{RK} = \frac{V_{afslag}}{V_{golf}} \cdot T_p / 1,1 \quad (3.5)$$

Het probleem is nog een goede relatie tussen de golfcondities en de golfklapgrootte F . Dat probleem staat de praktische bruikbaarheid in de weg.

4 Conclusies

De literatuurstudie heeft aan het licht gebracht dat de reststerkte van de kern van een dijk, met restanten van bekledingsmateriaal en kleilagen boven de waterlijn en op de kruin, nog nooit goed is onderzocht. Er zijn diverse rekenmodellen gevonden, die uiteenlopende resultaten geven.

Afhankelijk van het toegepaste rekenmodel wordt voor de reststerkte van de dijk kern een waarde gevonden tussen 5 uur en 25 uur voor een concreet dijkprofiel. Op basis daarvan wordt geconcludeerd dat de reststerkte van de kern van de dijk zeker niet verwaarloosbaar is. Ook op proefvakken op de Houtribdijk, die afgedekt waren door zwaar beschadigde blokkenmatten, is vastgesteld dat de reststerkte zeer aanzienlijk kan zijn.

Het erosieproces leidt tot een flauw talud onder water, en een steil boventalud (zie Figuur 2.1). Het erosieproces schrijdt daarbij in horizontale richting voort door de dijk.

De erosie van de zandkern van de dijk kan niet goed gemodelleerd worden met de rekenmodellen voor duinafslag. Het doorrekenen van een dijk alsof het een duin is gaat voorbij aan twee belangrijke aspecten:

- De erosie vindt plaats in een gat in de dijk, waarbij het zand dat uit het gat verdwijnt, mogelijk zich niet afzet op de vooroever, maar zich verspreid langs de dijk. Dat maakt dat het erosieproces geen evenwicht bereikt. Hierdoor kan de erosiesnelheid bij een klein gat 2 à 2,5 maal sneller zijn, ten opzichte van een zeer breed gat. Tijdens het erosieproces zal het gat wel steeds breder worden, waardoor de erosiesnelheid afneemt.
- De dijk heeft een schil van klei en/of asfalt, waardoor er een proces van ondermijning optreedt en vervolgens het instorten van stukken van deze schil. Dit erosieproces verloopt waarschijnlijk veel trager dan duinafslag.

Modelonderzoek in de Deltagoot met restanten van een duinvoetverdediging heeft geleid tot de conclusie dat restanten van een steenzetting vrijwel geen invloed hebben op de erosiesnelheid.

Aanbevolen wordt om nader onderzoek uit te voeren, gericht op de kwantificering van de reststerkte van de zandkern, zoals voorgesteld in Deel 2 van deze rapportage.

5 Referenties

Allsop et al., 2007,
Failure Mechanisms for Flood Defence Structures,
FLOODsite project report T04-06-01

Boers, M., I. vd Werf en P. van Gelder (2008)
Dunes and Dikes
Lab experiments in the Vinjé Wave Basin
Deltares, concertverslag H5019.50, oktober 2008

Coeveld E.M., Knoeff J.G., Bizarri A., Klein Breteler M., 2004,
Residual strength of dike after failure of cover layer,
Proceedings ICCE 2004 conference, Lisbon, Portugal.

Derks, H. en M. Klein Breteler (1992)
Gedrag van asfaltbekleding onder golfaanval
Verslag modelonderzoek in de Deltagoot
Waterloopkundig Laboratorium, verslag H1480, mei 1992

Gent, M.R.A. van (2008)
Large-scale tests to analyse the influence of collapsed dune revetments on dune erosion
Proceedings ICCE 2008 conference, Hamburg, Duitsland.

Klein Breteler M., 1998
Alternatieve open taludbekledingen, Annex 1 t/m 8, AS.98.37,
Delft Hydraulics, rapport H1930, juni 1998

Klein Breteler, M., I. van de Werf en I. Wenneker (2006)
Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen
Kwantificering golfbelasting en invloed lange golven
WL | Delft Hydraulics, conceptverslag H4421, juni 2006

Knoeff J.G., Klein Breteler M., Kool A.M., Vroeg de J.H., 2000,
Dijkdoorbraakprocessen,
Deel 1: Beschrijving initiërende mechanismen en doorbraakprocessen,
Delft Cluster rapport 01.02.01/13

Knoeff J.G., Verheij H.J., 2004,
Residual strength after initial failure by overflow / overtopping,
Delft Cluster publication 02.02.01.-57.

Meer, J.W. Van der, 2000,
Erosiemodellen voor dijken bij golfaanval,
Verdere modellering in het kader van Sprint en het programma PC-Ring,
INFRAM rapport i157.

Stanczak, G., Oumeraci, H. and Kortenhaus, A. (2008a)
Breaching of sea dikes initiated from the seaside. State of the art report. Floodsite Report Number T06-09-03

Stanczak, G., Oumeraci, H. and Kortenhaus, A. (2008b)
Sea Dikes Breaching Initiated by Breaking Wave Impact. Detailed computational model. Floodsite Report Number T06-09-05

TNO, 2000,
Discussiedocument faalmechanismen PC-Ring,
document 2000-CON-DYN-M2083/SNH, Augustus 2000.

TNO, 1998,
Theoriehandleiding PC-Ring, Deel A Mechanisme beschrijvingen –
2^e Concept, TNO rapport 98-CON-R1430, november 1998.

TNO, 2003,
Theoriehandleiding PC-Ring, Deel A Mechanisme beschrijvingen,
TNO rapport 2003-CI-R0020, april 2003

USDA, 1997,
National Engineering Handbook, Part 628 dams, chapter 51
Earth Spillway Erosion Model, US Department of Agriculture, 1997.

Vellinga, 1986,
Beach and dune erosion during storm surges,
Delft Hydraulics communication No. 372.

Verheij H., 2003,
Time dependent breach development in cohesive material,
Delft Hydraulics

Visser P.J., 1998,
Breach growth in sand dikes, proefschrift,
ISBN 90-9012279-6, november 1998.

Wolters, G., Klein Breteler, M. (2007)
Deltagootproeven met keileem van de Wieringermeerdijk.
WL | Delft Hydraulics, verslag 4739, december 2007.