


POVM Kennisdocument

Restprofiel bij grote overslag

POV



MACRO
STABILITEIT

februari 2021

Versie: 1.1
Status: Definitief Concept

De publicaties van de Projectoverstijgende Verkenning Macrostabieliteit (POVM) geven aanwijzingen en voorbeelden voor het ontwerp, de toepassing en het beheer van verschillende stabiliteitsverhogende technieken, evenals voor het scherper bepalen van de 'actuele sterkte'. Alle POVM-publicaties gaan vergezeld van een positief ENW advies.

In enkele aanvullende kennisdocumenten - waaronder ook het voorliggende document - vindt u uitwerkingen en/of toelichtingen voor onderwerpen:

1. die in de POVM-publicaties nog onvoldoende worden behandeld;
2. waarvoor sinds het opstellen van de publicaties nieuwe inzichten of rekenmogelijkheden beschikbaar zijn gekomen.

Elk kennisdocument is met zorg samengesteld en gecontroleerd, gevolgd door formele vaststelling door de redactieraad van het POVM-gebruikersplatform. Toch kan niet worden uitgesloten dat bij toepassing nog kennislacunes of onvolkomenheden worden ontdekt. Gebruik van de kennisdocumenten is vrij, maar het is aan de gebruiker zelf om te beoordelen of de kennis de project-specifieke toepassing dekt, en hoe de in elk document beschreven kennis wordt toegepast.

Een kennisdocument kan in de toekomst wijzigen wanneer inzichten veranderen of groeien. De meest recente versies zijn steeds te vinden op het POVM-gebruikersplatform (<https://publicwiki.deltares.nl/display/POVM/POVM+Gebruikersplatform>). Op dit platform vinden gebruikers van de POVM-publicaties ook aanvullende ondersteunende informatie.

Nijmegen, februari 2021,

(handtekening)

Ir. J. van der Schrier

Voorzitter Redactieraad POVM-gebruikersplatform

POV Macro stabiliteit – Witte vlekken - Restprofiel bij grote overslag

Aan: POVM rekencluster

Van: Ben Rijnveld, Milan Hinborch

Gecontroleerd door: André van Hoven, Ruben Jongejan, Herman-Jaap Lodder, Myron van Damme, Marcel Visschedijk, Helle Larssen, Albert Wiggers

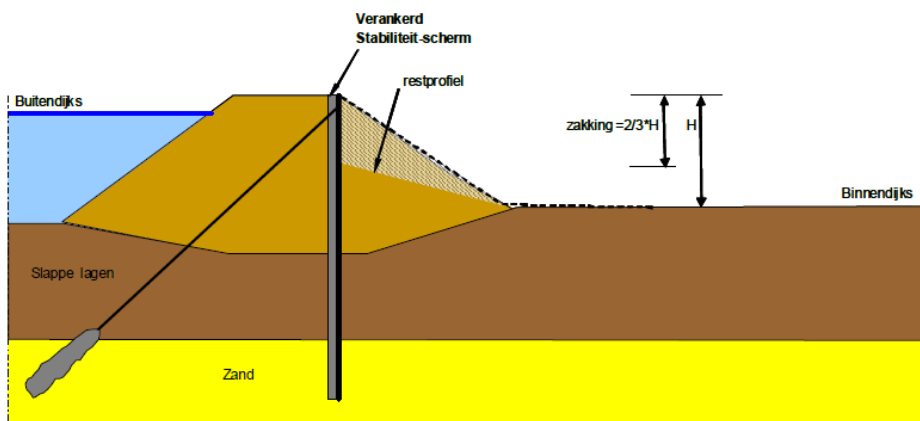
Datum: 19 februari 2021

Ref.: 1216-0005-004.TN01v4_RestprofielBijGroteOverslag.docx

Onderwerp: Restprofiel bij grote overslag

1. Inleiding

In maart 2020 is de POVM publicatie voor het ontwerpen van stabiliteitsverhogende langsconstructies in primaire waterkeringen beschikbaar gekomen [PPL 2020]. Voor situaties waarin een restprofiel achter een langsconstructie kan ontstaan, wordt in [PPL 2020] aanbevolen om, naast het in rekening brengen van een restprofiel en reststerkte, een kritiek overslagdebiet van 0,1l/s/m (zanddijk) of 1l/s/m (kleidijk) te hanteren voor het faalmechanisme GEKB (Gras Erosie Kruijn en Binnentalud). Achtergrond bij deze eis is dat in geval van een afgeschoven profiel (restprofiel) het kritieke overslagdebiet (sterkte van de bekleding) lager is dan in geval van een niet-afgeschoven binnentalud met een onbeschadigde bekleding/grasmat. De waarden van 0,1l/s/m en 1l/s/m zijn pragmatische waarden, welke niet expliciet onderbouwd zijn en waarbij enigszins rekening wordt gehouden met de reststerkte van de ondergrond. Het is niet duidelijk hoeveel veiligheid er in deze waarden aanwezig is. Een schematische weergave van een met een stabiliteitsscherm versterkte dijk met restprofiel is weergegeven in Figuur 1-1.



Figuur 1-1: Schematische weergave dijk met stabiliteitsscherm en restprofiel, bron [PPL 2020]

In veel situaties wordt er ontworpen op basis van een hoger overslagdebiet dan 0,1-1l/s/m om de hoogteopgave te beperken. In veel gevallen worden langsconstructies (met restprofiel) toegepast op locaties waar weinig ruimte is, zogenaamde maatwerklocaties. Als het kritieke overslagdebiet op deze locaties lager is, resulteert dit hier in een hogere dijk, waardoor 'sprongen' in de dijkhoogte langs het traject ontstaan. Daarom is de wens om ook bij langsconstructies (met restprofiel) de mogelijkheid te hebben om uit te gaan van een groter kritiek overslagdebiet.

Formeel moet onderscheid gemaakt worden tussen een ontwerpverificatie voor GEKB (Graserosie Kruin en Binnentalud), GABI (Grasbekleding Afschuiven Binnentalud) en een ontwerpverificatie voor STBI (Macrostabieliteit Binnenwaarts) onder invloed van significante overslag. Vanwege de sterke interactie tussen deze mechanismen wordt in deze notitie een gecombineerde aanpak voor deze mechanismen voorgesteld.

Om te mogen rekenen met een hoger kritiek overslagdebiet wordt voorgesteld om in de ontwerpverificaties onderscheid maken tussen situaties met en zonder significante overslag, vergelijkbaar met de aanpak uit [KPR 2018]. Voor de situatie zonder significante overslag kan rekening worden gehouden met het 'standaard' restprofiel en bijbehorende aspecten, voor details wordt verwezen naar [PPL 2020] en [POVM 2020]. Voor de situatie met significante overslag moet rekening worden gehouden met het effect van deze overslag, zoals erosie van het beschadigde dijklichaam.

2. Afbakening

Stabiliteitsschermen kunnen op diverse locaties in het dwarsprofiel aanwezig zijn. In deze notitie wordt uitgegaan van een scherm hoog in het talud, zie Figuur 1-1, waarbij het talud achter de damwand niet voldoet aan de stabiliteitseis en als restprofiel wordt geschematiseerd.

Deze notitie gaat alleen in op continue wanden (dus zonder openingen), waarbij het erosieproces achter de damwand gelimiteerd wordt door de aanwezigheid van deze continue wand.

In deze notitie wordt zoveel mogelijk aangesloten op beschikbare kennis, onderzoeken en rapporten. Er wordt daarom zoveel mogelijk aangesloten op de aanpak voor 'groene dijken', zoals beschreven in [KPR 2018] en [DELTA 2014].

Deze notitie is een hulpmiddel bij het ontwerpen en realiseren van een stabiliteitsverhogende langsconstructie in een primaire waterkering en moet in samenhang met de [PPL 2020] en [PPE 2020] worden gelezen.

Op dit moment zijn er nog veel resterende kennislacunes met betrekking tot de omgang met de reststerkte bij een binnenwaartse afschuiving en erosieontwikkeling. Deze notitie bevat een voorstel voor een pragmatische werkwijze, waarbij de balans is gezocht tussen een niet te conservatieve, maar ook niet te optimistische benadering. Ook is getracht om zoveel mogelijk recht te doen aan verschillen in bijv. de opbouw van de dijk (zand of klei), waarbij het aantal variabelen wel beperkt is om de werkwijze werkbaar te houden en geen 'schijnnaauwkeurigheid' te introduceren. De voorgestelde aanpak kent daarom zijn beperkingen en dient met zorg toegepast te worden. Doel is

ook om de werkwijzer in de toekomst nader uit te werken, zie hiervoor de aanbevelingen in hoofdstuk 7.

3. Faalmechanismen

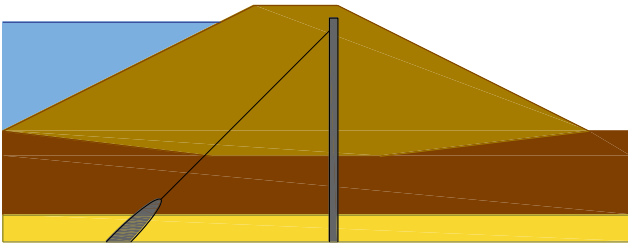
Voor de situatie met significante overslag bij een langsconstructie met restprofiel kunnen twee faalmechanismen worden onderscheiden.

Het eerste mechanisme betreft het optreden van doorgaande erosie vóór de damwand (kruinzijde), uiteindelijk leidend tot inundatie van het achterland. Dit mechanisme kan optreden als de overgang tussen de bekleding op de kruin en de langsconstructie niet voldoende sterk is en is met name relevant als de langsconstructie onder maaiveld is afgewerkt. Door het ontstaan van een restprofiel wordt de integriteit van de bekleding rondom de damwand aangetast, waardoor de erosiebestendigheid sterk afneemt. De volgende stappen kunnen worden onderscheiden:

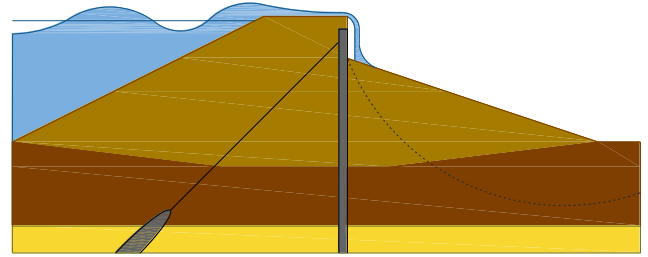
- Afschuiving achter de damwand
- Aantasting bekleding rondom de damwand
- Ontstaan erosiekuil voor de damwand
- Doorgaand erosieproces voor de damwand
- Inundatie achterland

Een principe van dit faalmechanisme is weergegeven in Figuur 3-1.

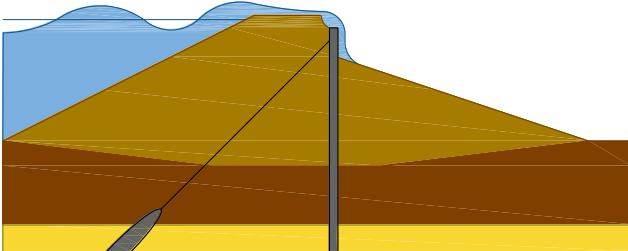
1. Intacte dijk bij hoogwater



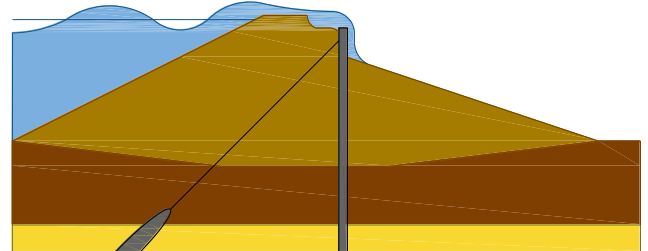
2. Afschuiving achter de damwand bij overslag



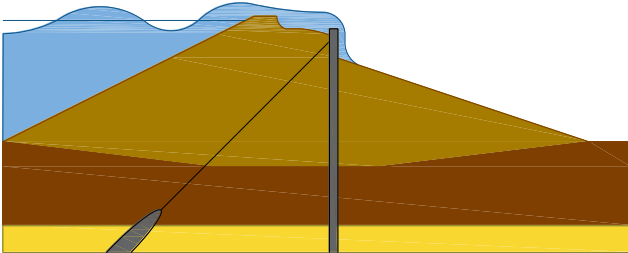
3. Aantasting bekleding rondom de damwand



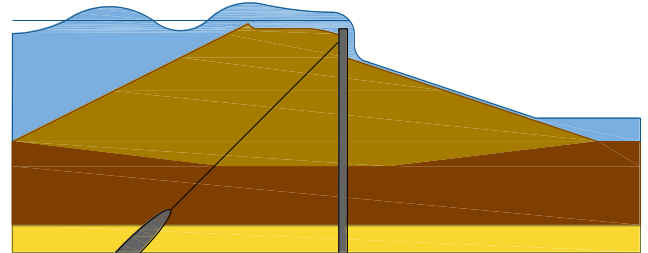
4. Ontstaan erosiekuil voor de damwand



5. Doorgaand erosieproces voor de damwand



6. Bezweken kruin en inundatie achterland



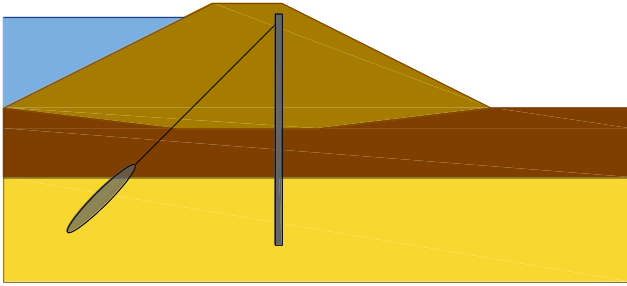
Figuur 3-1: Principe van het faalmechanisme doorgaande erosie voor de damwand

Het tweede mechanisme betreft het ontstaan van een erosiekuil achter de damwand (zijde achterland), waardoor de stabiliteitswand bezwijkt en inundatie van het achterland optreedt. De volgende stappen kunnen worden onderscheiden:

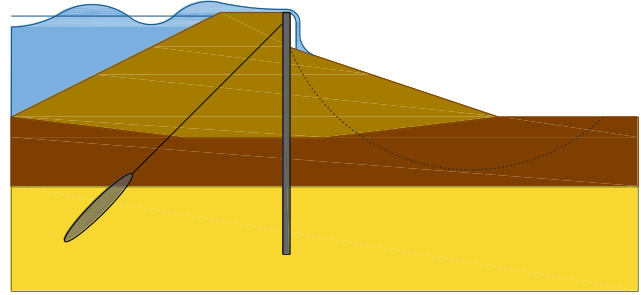
- Afschuiving achter de damwand
- Ontstaan erosiekuil achter de damwand
- Bezwijken langsconstructie
- Inundatie achterland

Een principe van dit faalmechanisme is weergegeven in Figuur 3-2.

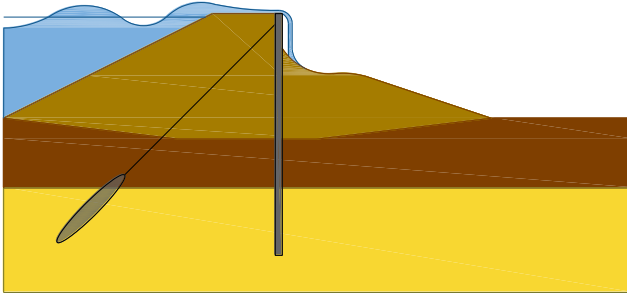
1. Intacte dijk bij hoogwater



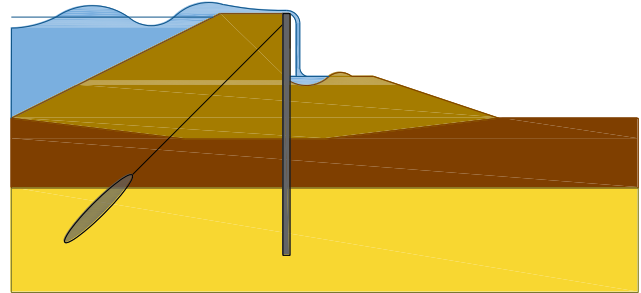
2. Afschuiving achter de damwand bij overslag



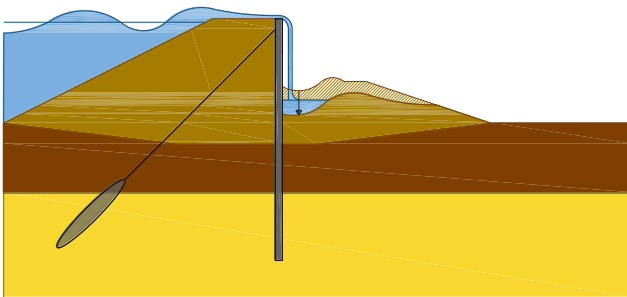
3. Beginnende erosie afgeschoven profiel



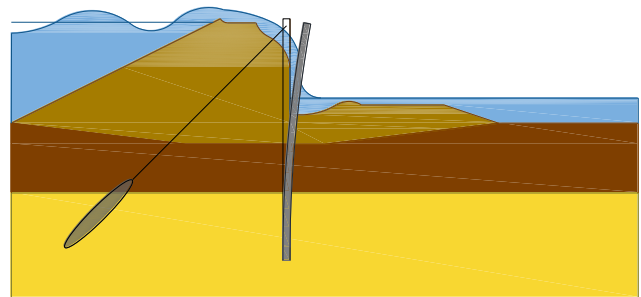
4. Ontstaan erosiekuil



5. Bezijken langsconstructie door verdieping erosiekuil



6. Bezweken dijk en inundatie achterland



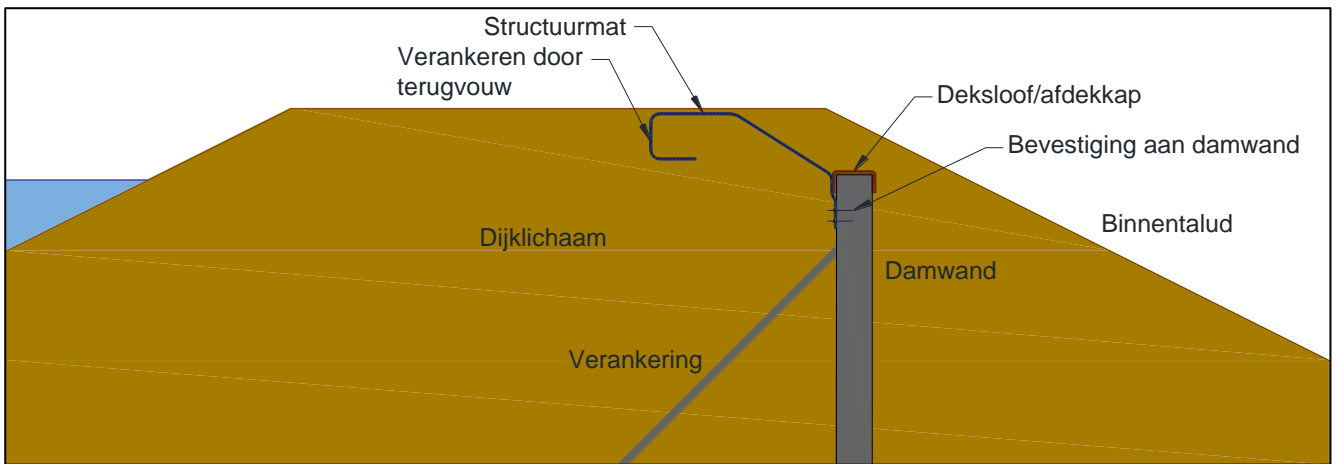
Figuur 3-2: Principe van het faalmechanisme met een erosiekuil en bezwijken van de damwand

De voorgestelde aanpak voor een ontwerp met betrekking tot deze twee faalmechanismen is uitgewerkt in de volgende hoofdstukken.

4. Erosie voor de damwand

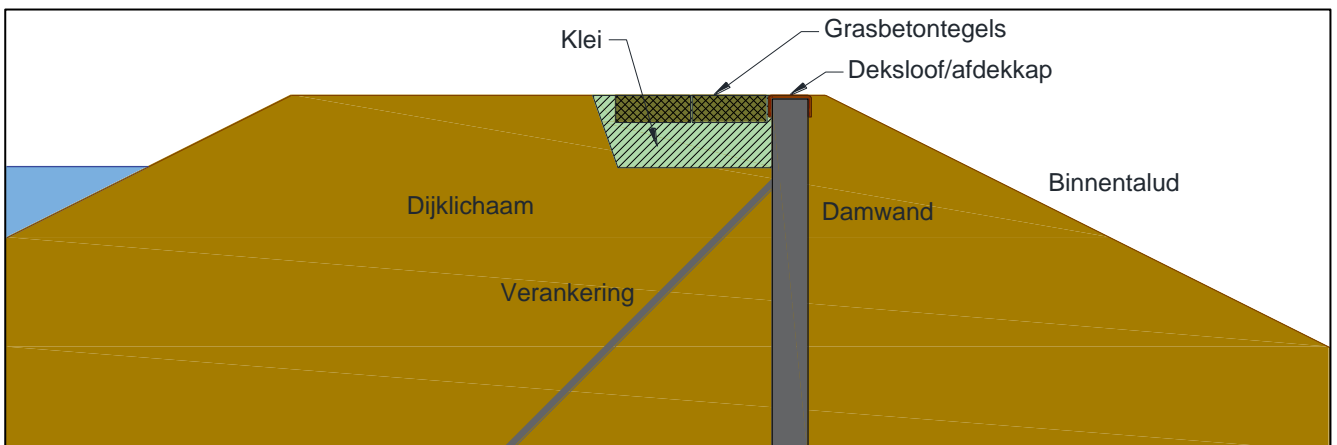
Doorgaande erosie vóór de damwand is met name relevant als de langsconstructie onder maaiveld is afgewerkt. Dit mechanisme is met name afhankelijk van hoe diep de constructie onder maaiveld wordt weggezet en de sterkte, dikte en geometrie van de bekleding boven de damwand.

Doorgaande erosie voor de damwand kan voorkomen worden door een deugdelijke overgangsconstructie te ontwerpen. Hierbij kan gedacht worden aan het toepassen van een structuurmat voor de langsconstructie, zie Figuur 4-1.



Figuur 4-1: Overgangsconstructie ter voorkoming van erosie kruin bij damwand afgewerkt onder maaiveld

Een alternatief kan zijn om de damwand op of boven maaiveld af te werken. Hierbij dient er rekening mee te worden gehouden dat hierdoor de turbulentie voor de langsconstructie (kruinzijde) toe kan nemen, met name als de damwand hoger dan maaiveld is afgewerkt. Merk op dat door zettingsverschillen tussen damwand en de kruin deze hoogteverschillen ook in de loop van de tijd kunnen ontstaan. Door bijv. grasbetontegels op een kleilaag toe te passen aan de voorzijde van de langsconstructie kan de erosiebestendigheid vergroot worden. Een voorbeeld van een detaillering is weergegeven in figuur Figuur 4-2.



Figuur 4-2: Overgangsconstructie ter voorkoming van erosie kruin bij damwand afgewerkt op maaiveldniveau

Bovenstaande voorbeelden dienen ter inspiratie. Het is aan de ontwerper om een adequate overgangsconstructie te ontwerpen om dit faalmechanisme met voldoende zekerheid te voorkomen.

5. Erosie achter de damwand

De voorgestelde aanpak voor het omgaan met het faalmechanisme met een restprofiel en erosie achter de damwand is als volgt:

1. Bepaal het type dijk
2. Bepaal de faalkanseis voor macro-instabiliteit gegeven significante overslag
3. Bepaal de rekenwaarde van de hydraulische belastingen

4. Bepaal de rekenwaarde van het erosieprofiel
5. Ontwerp van de stabiliteitswand

Dit stappenplan wordt in hoofdstuk 6 toegelicht op basis van een fictief, maar realistisch, voorbeeld uit het bovenrivierengebied.

5.1 Stap 1) Bepaal het type dijk

De mate van erosie achter de damwand door overslag is sterk afhankelijk van de grondlagen die in en onder de dijk aanwezig zijn. Er wordt onderscheid gemaakt in de volgende typische situaties:

- Zanddijk op zandondergrond
- Zanddijk op kleiondergrond
- Kleidijk op zandondergrond
- Kleidijk op kleiondergrond

5.2 Stap 2) Bepaal de faalkanseis voor macro-instabiliteit gegeven significante overslag

In lijn met de KPR factsheet [KPR 2018] wordt onderscheid gemaakt in een ontwerpverificatie zonder en met significante overslag. In [PPL 2020] wordt voor het kritiek overslagdebiet voor zanddijken een waarde van 0,1 l/s/m en voor kleidijk van 1 l/s/m voorgesteld. Op basis hiervan wordt in het voorliggend kennisdocument voorgesteld om een overslagdebiet van >0,1 l/s/m en >1 l/s/m voor respectievelijk een zanddijk en kleidijk als 'significant' aan te merken.

De faalkanseis voor macro-instabiliteit wordt bepaald conform de standaard werkwijze conform [OI2014v4]. Voor de ontwerpverificatie van de verschillende deelmechanismen wordt rekening gehouden met de standaard faalkansverdeling conform [hoofdstuk 4 in \[PPL 2020\]](#).

Vervolgens wordt de kans op significante overslag bepaald, ofwel de kans op overschrijding van $q = 0,1$ l/s/m (zanddijk) of $q = 1$ l/s/m (kleidijk).

De faalkanseis voor de deelmechanismen gegeven significante golfoverslag kan worden bepaald volgens:

$$P_{T,q} = P_{eis;dsn} / P(q > q_{grens}) \quad [-/\text{jaar}]$$

$$\beta_{T,q} = \Phi^{-1}(P_{T,q}) \quad [-]$$

Waarin:

$P_{eis;dsn}$ = Faalkanseis voor mechanisme GEO, STR of SSI op doorsnedeniveau [-/jaar]

q = Overslagdebiet [l/s/m]

q_{grens} = Overslagdebiet op de grens tussen wel/geen significante overslag [l/s/m]

$P_{T,q}$ = Faalkanseis voor mechanisme GEO, STR of SSI gegeven significante overslag op doorsnedeniveau [-/jaar]

$\beta_{T, \text{stbi}, q}$ = Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede bij significante overslag [-]

Voorgesteld wordt om de schadefactor te bepalen op basis van de 'standaard' relatie uit [OI2014v4]:

$$\gamma_n = 0,15 \cdot \beta_{T, q} + 0,41 \quad [-]$$

5.3 Stap 3) Bepaal de rekenwaarde van de hydraulische belastingen

De rekenwaarde van het overslagdebiet, waarmee het erosieprofiel achter de langsconstructie wordt bepaald, wordt bepaald door het overslagdebiet te bepalen bij de faalkanseis op doorsnedeniveau voor het mechanisme hoogte (GEKB).

De rekenwaarde van de buitenwaterstand is de ontwerpwaarde van de buitenwaterstand behorend bij een overslagdebiet van 0,1l/s/m (zanddijk) of 1l/m/s (kleidijk), zie ook [KPR 2018].

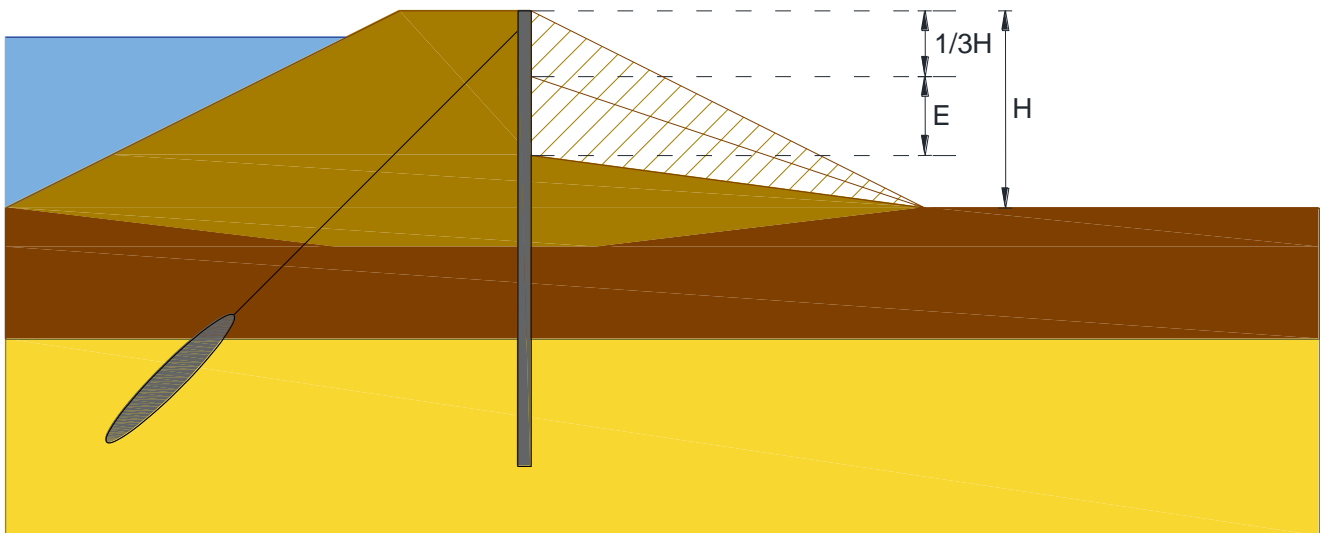
5.4 Stap 4) Bepaal de rekenwaarde van het erosieprofiel

Voor de situatie met significante overslag geldt een aangepaste stabiliteitseis, zie stap 2 (paragraaf 5.2). Indien het talud achter de damwand, met inachtneming van de effecten van significante overslag zoals bijv. infiltratie, voldoet aan deze stabiliteitseis, en er tevens wordt voldaan aan de eisen voor het faalmechanisme GEKB, hoeft er geen restprofiel in rekening te worden gebracht voor de ontwerpverificatie gegeven significante overslag.

Voor de situaties waarbij het talud achter de damwand niet voldoet aan de stabiliteitseis gegeven significante overslag, is de rekenwaarde van het erosieprofiel afhankelijk van de opbouw van de dijk en ondergrond.

5.4.1 Kleidijk

De bepaling van het restprofiel ten gevolge van de initiële afschuiving kan worden bepaald conform [POVM 2020]. Additioneel dient een extra verlaging ten gevolge van erosie in rekening te worden gebracht. Dit is schematisch weergegeven in Figuur 5-1, waarbij in het voorbeeld is uitgegaan van een daling van 1/3 van de kerende hoogte ten gevolge van de initiële afschuiving. Indien het talud rekenkundig nog niet stabiel is dient deze nog verder verlaagd te worden, totdat aan de stabiliteitseis voldaan wordt, zie ook [POVM 2020].



Figuur 5-1: Schematische weergave restprofiel inclusief erosie (erosieprofiel boven maaiveld)

De *extra* verlaging ten opzichte van de eerder genoemde verlaging ten gevolge van de initiële afschuiving welke bepaald wordt conform [POVM 2020], zijn gegeven in Tabel 5-1. Dit betreft de rekenwaarde van de erosiediepte E voor een kleidijk. Voor achtergronden wordt verwezen naar Appendix A.

Tabel 5-1: Diepte erosiekuil E bij een kleidijk[m]

Grondsoort ¹⁾	Rekenwaarde overslagdebiet [l/s/m]			
	5	10	30	100
Schrale klei ³⁾	1,2	1,6	2,6	4,8
Stevige klei ³⁾	1,2	1,4	1,8	2,8
¹⁾ Dijksmateriaal				
²⁾ Voor veen wordt geadviseerd om uit te gaan van de waarden voor zand				
³⁾ Uitgangspunt is dat sprake is van bij aanleg goed verdichte klei				

Indien de berekende erosiediepte rekenkundig onder het maaiveldniveau in het achterland uitkomt, kan de diepte van de kuil worden ‘afgesnoten’ op de erosiedieptes uit Tabel 5-2, die gelden ten opzichte van het maaiveldniveau. Voor achtergronden wordt verwezen naar Appendix A.

5.4.2 Zanddijk

Bij een zanddijk kan er bij een rekenwaarde van het overslagdebiet van 1l/s/m van uit worden gegaan dat een (extra) verlaging van het restprofiel met 1/3 van de kerende hoogte optreedt ten opzichte van de initiële afschuiving welke bepaald wordt conform [POVM 2020]. Bij grotere overslagdebieten kan er van uit worden gegaan dat het hele binnen talud tot maaiveld erodeert en er een erosiekuil (gevuld met water) ontstaat. De diepte van de erosiekuil ten opzichte van het maaiveldniveau in het achterland is weergegeven in Tabel 5-2. Voor achtergronden wordt verwezen naar Appendix A.

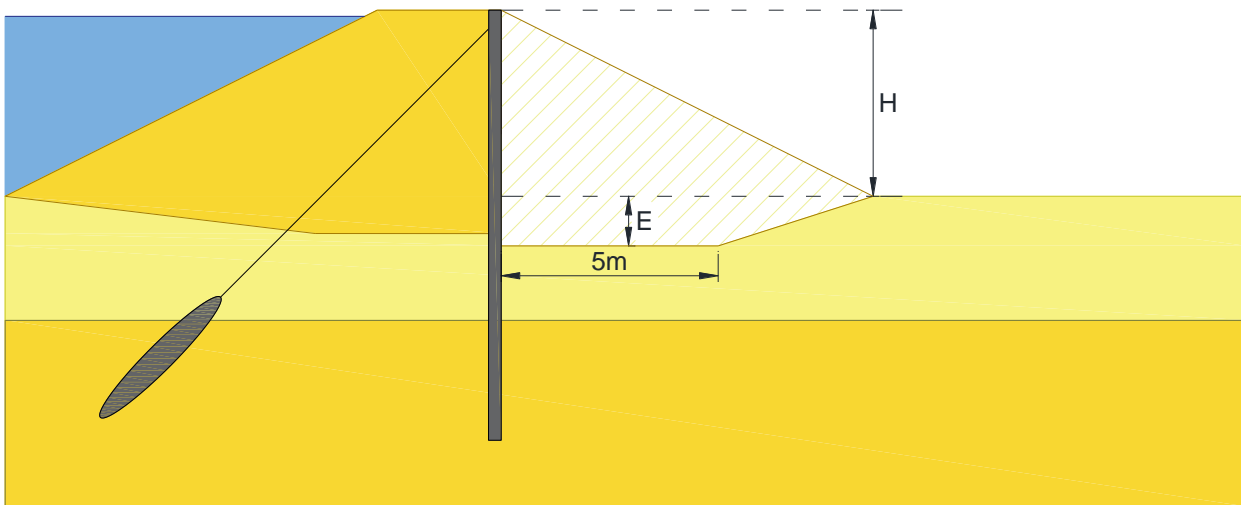
Tabel 5-2: Diepte erosiekuil onder maaiveld E bij een zanddijk [m].

Grondsoort ¹⁾	Rekenwaarde overslagdebiet [l/s/m]
--------------------------	------------------------------------

	5	10	30	100
Zand	0,4	0,7	1,3	2,7
Schrale klei ³⁾	0,3	0,4	0,7	1,5
Stevige klei ³⁾	0,2	0,3	0,5	1,0

1) Grondsoort onder het niveau van het omringend maaiveld (natuurlijke grondslag)
2) Voor veen wordt geadviseerd om uit te gaan van de waarden voor zand
3) Uitgangspunt is dat sprake is van bij aanleg goed verdichte klei

Voor de breedte van de erosiekuil onder maaiveld kan 5m worden aangehouden om recht te doen aan de breedte van het gebied waar de overslaande golven neerkomen, waarna het talud oploopt naar het omliggend maaiveldniveau. Dit is schematisch weergegeven in Figuur 5-1.



Figuur 5-2: Schematische weergave restprofiel inclusief erosie (erosieprofiel onder maaiveld)

Merk op dat het mogelijk zou kunnen zijn dat een situatie met een horizontaal maaiveld tot een maatgevend ontwerp kan leiden ten opzichte van de situatie met een erosiekuil in verband met een lagere grenspotential. Aanbevolen wordt van de maatgevende situatie uit te gaan.

5.5 Step 5) Ontwerp van de stabiliteitswand

In de laatste stap wordt de stabiliteitswand ontworpen. Hierbij worden dus 2 ontwerpverificaties beschouwd; één met en één zonder significante overslag. Hierbij verloopt de ontwerpverificatie voor de situatie zonder significante overslag volledig conform [PPL 2020]. Voor de situatie met significante overslag wordt de ontwerpverificatie ook doorlopen conform [PPL 2020], waarbij echter gerekend wordt met een lagere schadefactor, een restprofiel incl. erosiekuil en aangepaste hydraulische randvoorwaarden.

6. Case

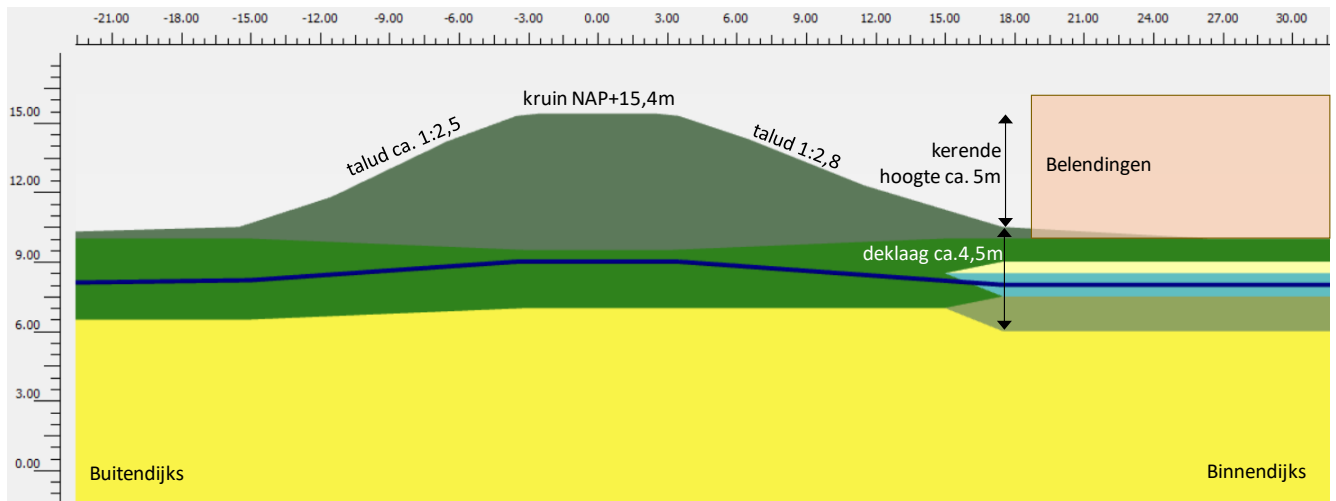
Op basis van bovenstaand stappenplan is een ontwerpcase uitgewerkt voor een fictieve, maar realistische case in het bovenriviereengebied. De case bestaat uit een kleidijk op een kleiondergrond. Het binnentalud is relatief steil (ca. 1:2,8) en er is door belendingen binnendijks geen ruimte voor een

versterking met grond. Daarom wordt een verankerde damwand in de binnenkruin van de dijk toegepast.

6.1 Stap 1) Type dijk

De dijk wordt in de huidige situatie als volgt gekenmerkt:

- De kruinhoogte van de dijk bedraagt NAP +15,4 m en dient met ca. 0,5 m opgehoogd te worden.
- Het binnentalud heeft een helling van ca. 1:2,8 en voldoet niet aan de stabiliteitseis. Door belendingen is er geen ruimte voor een taludverflauwing. Derhalve wordt er in de ontwerpverificatie voor macrostabiteit rekening gehouden met een afgeschoven binnentalud (restprofielbenadering).
- De dijk betreft een kleidijk op een kleiondergrond. De deklaag binnendijs heeft een dikte van ca. 4,5 m. Onder maatgevende omstandigheden bij hoogwater is er sprake van opdrijven.



Figuur 6-1: Huidige situatie case verankerde damwand

6.2 Stap 2) Faalkanseis

De dijk wordt ontworpen op een overslagdebiet van 10 l/s/m. Dit is hoger dan het kritieke overslagdebiet van 1 l/s/m voor een kleidijk met een restprofiel. Dit betekent dat er bij de ontwerpverificatie voor macrostabiteit rekening moet worden gehouden met de situatie met 'significante' overslag.

De dijk wordt ontworpen op een maximaal toelaatbare overstromingskans van 1/10.000 per jaar. De bijbehorende faalkanseis voor de dijk op doorsnedeniveau is $P_{eis;dsn} = 2,2E-7$ en $\beta_{eis;dsn} = 5,1$ voor de binnenwaartse stabiliteit (STBI).

Met Hydra-NL is de kans op significante overslag (in dit geval $>1l/s/m$) bepaald. De kans op een overslagdebiet groter dan de grens tussen wel/geen significante overslag (1 l/s/m) bedraagt in dit geval 1/2.300, dus de faalkanseis voor mechanisme GEO, STR of SSI gegeven significante overslag op doorsnedeniveau is $P_{T;q} = 2,2E-7/(1/2.300) = 5,1E-4$ en $\beta_{T;q} = 3,3$. De schadefactoren voor de toetsing

van de langsconstructie zijn afgeleid op basis van de standaard faalkansverdeling conform hoofdstuk 4 in de PPL (damwand 33%, verankering 33% en stabiliteit 33%):

- Zonder significante overslag: $P_{eis;dsn;dw} = 7,3E-8$; $\beta_{eis;dsn;dw} = 5,3$; $\gamma_n = 1,20$
- Met significante overslag: $P_{eis;dsn;dw} = 1,7E-4$; $\beta_{eis;dsn;dw} = 3,6$; $\gamma_n = 0,95$

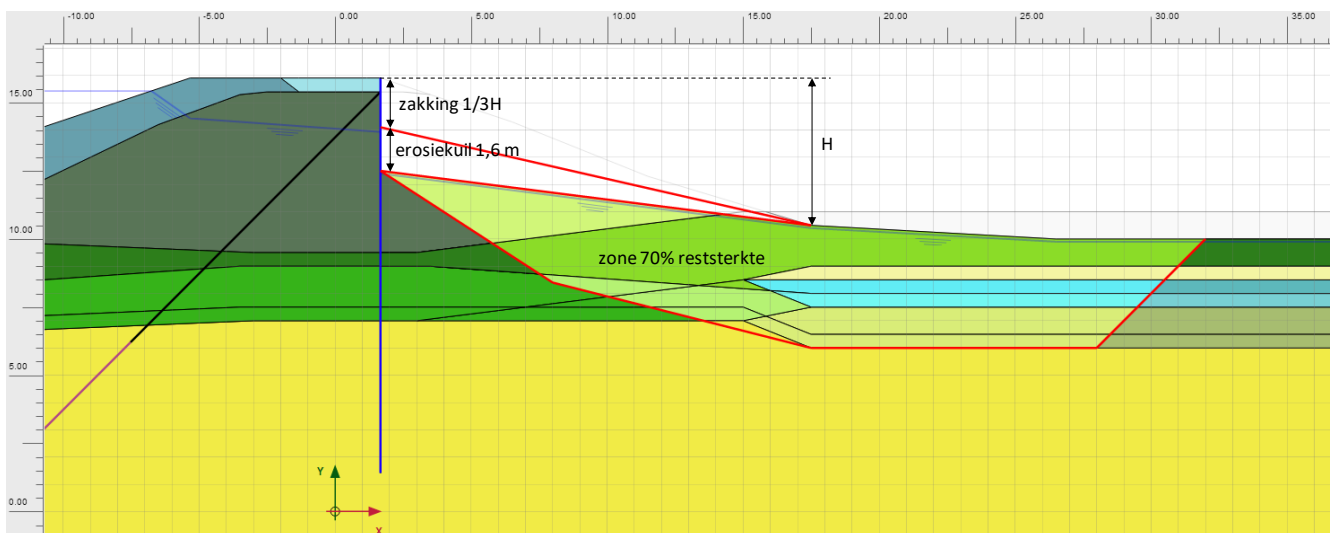
6.3 Stap 3) Rekenwaarde hydraulische belasting

Het Hydraulisch Belasting Nivea (HBN) van de dijk is bepaald voor een overslagdebiet van 10 l/s/m bij een ontwerplevensduur van 100 jaar (zichtjaar 2125) en bedraagt NAP +15,91 m. De bijbehorende buitenwaterstand bedraagt NAP +15,44 m. Bij de situatie met significante overslag hoort een buitenwaterstand van NAP +15,36 m.

Voor de situatie met significante overslag is sprake van meer indringing van water in de dijk ten opzichte van de situatie zonder significante overslag. Voor deze situatie is daarom rekening gehouden met een verzadigd restprofiel. De stijghoogte van het watervoerend pakket is voor deze situatie bepaald op basis van een buitenwaterstand van NAP +15,36m.

6.4 Stap 4) Rekenwaarde erosieprofiel

Omdat het binnentalud niet voldoet aan de stabiliteitseis wordt het erosieprofiel bepaald. Het restprofiel is bepaald conform [POVM 2020] en bedraagt 1/3 van de kerende hoogte (ca. 1,8 m). Op basis van Tabel 5-1 dient voor de situatie met 10 l/s/m overslag en schrale klei in het dijklichaam te worden gerekend met een diepte van de erosiekuil van 1,6 m diep. Dit is in rekening gebracht als een verdere verlaging van het restprofiel, zie Figuur 6-2. De totale zakking van het restprofiel is dus 3,4 m bij een kerende hoogte van ca. 5 m.



Figuur 6-2: Schematisatie restprofiel en erosiekuil

Op basis van een som met intact binnentalud is het maatgevende glijvlak bepaald waarin de sterkte gereduceerd dient te worden bij het aanbrengen van het restprofiel. In deze zone is de gerekend met 70% reststerkte door middel van een reductie van S (alpha in NGI-ADP-S model) met 30%.

6.5 Stap 5) Ontwerp stabiliteitswand

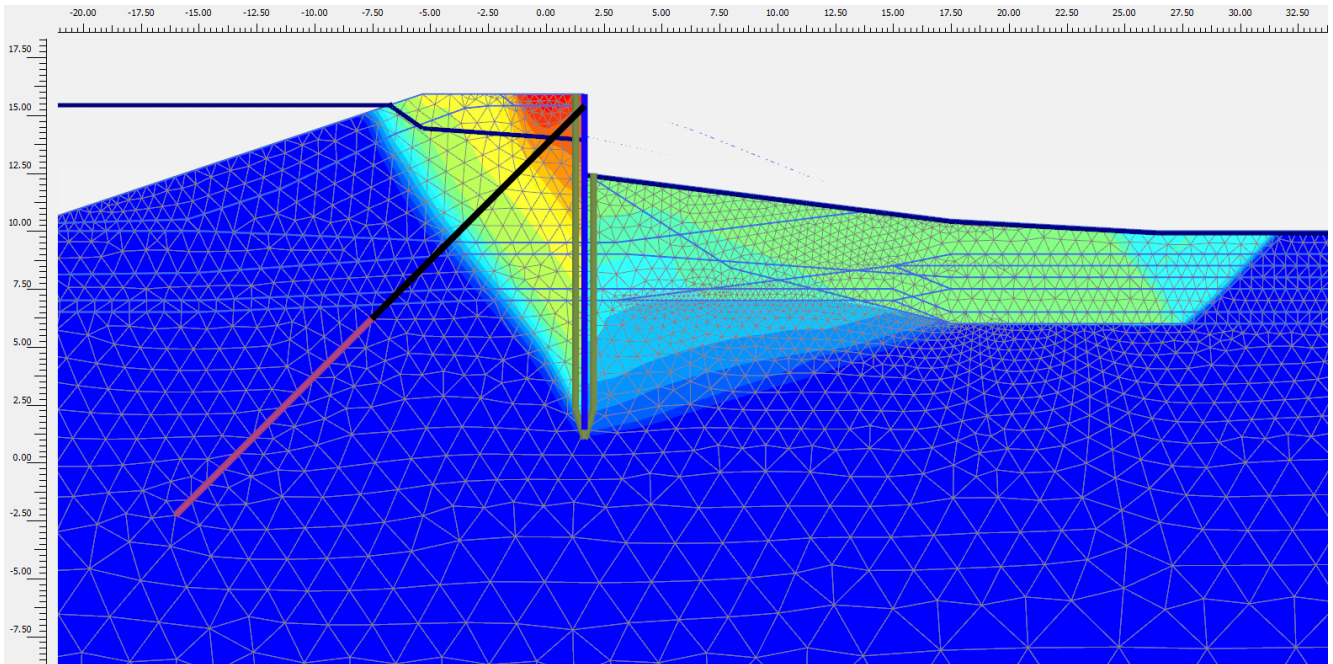
Het ontwerp van de dijkversterking bestaat uit een verankerde damwand in de binnenkruin van de dijk. De kruin wordt opgehoogd met ca. 0,5 m en het buitentalud wordt verflauwd naar 1v:3h. De dijk wordt ontworpen op een kritiek overslagdebiet van 10 l/s/m.

Het ontwerp van de damwand is uitgevoerd met het eindige-elementenprogramma PLAXIS conform de [PPL 2020] en [PPE 2020]. De ontwerpberekening van de damwand is uitgevoerd voor zowel de onverzadigde situatie (situatie zonder significante overslag) als de verzadigde situatie (situatie met significante overslag). Omdat in onverzadigde situatie het restprofiel met een zakking van $1/3H$ niet stabiel is, is het restprofiel verder verlaagd tot het niveau met erosiekuil. Daarom is in beide situaties met hetzelfde restprofiel gerekend. De verzadigde situatie wordt echter getoetst met een volledig verzadigd dijklichaam en een lagere schadefactor.

De toetsing van de sterkte en stabiliteit van de constructie wordt in PLAXIS gedaan door middel van een design approach. De schadefactor (γ_n) en modelfactor ($\gamma_d = 1,06$) worden in rekening gebracht als factor op de gedraineerde sterkte (ϕ) en ongedraineerde sterkte (S). Voor de toets van de stabiliteit wordt een sterktereductie (safety fase) uitgevoerd, waarbij getoetst wordt aan de schematiseringfactor ($\gamma_b = 1,05$). Deze schematiseringsfactor is afgeleid voor zowel de situatie met, als zonder significante overslag. In dit geval is de schematiseringsfactor in beide gevallen hetzelfde.

Uit de ontwerpberekening volgt dat een damwandprofiel AZ18-700 met een lengte van 14,5 m voldoet. De rekenwaarde van het moment in de damwand bedraagt 235 kNm/m en 216 kNm/m voor respectievelijk de onverzadigde en verzadigde situatie. De rekenwaarde van de ankerkracht bedraagt respectievelijk 593 kN/anker en 602 kN/anker.

Het maatgevende bezwijkmechanisme is gegeven in Figuur 6-3. De stabiliteitsfactor (ΣM_{sf}) bedraagt 1,64 voor de onverzadigde situatie en 1,91 voor de verzadigde situatie. Dit is een stuk hoger dan de eis van 1,05. Voor de damwand zijn echter het verticaal draagvermogen en heave (mechanisme STPH) maatgevend, waardoor de damwand langer is dan strikt noodzakelijk voor de stabiliteit.



Figuur 6-3: Maatgevend bezwijkvlak

7. Aanbevelingen

Dit kennisdocument is tot stand genomen in het licht van veel onzekerheden. Hierbij is op pragmatische wijze een afweging gemaakt tussen een aanpak die niet overmatig conservatief of overmatig progressief is en waarbij recht wordt gedaan aan het voldoen aan de vereiste veiligheidseisen. Bij verdere ontwikkeling van de methode moet bedacht worden dat de voorgestelde aanpak niet alleen conservatieve, maar ook progressieve keuzes bevat. Indien bijvoorbeeld een conservatief benaderd uitgangspunt aangescherpt wordt, dient hierbij ook bedacht te worden dat ook de optimistische uitgangspunten heroverwogen dienen te worden en vice versa. Voorkomen moet worden dat bij verdere ontwikkeling aan 'cherry picking' wordt gedaan of dat andersom juist overmatig veel conservatisme wordt ingebracht door alleen optimistische uitgangspunten te verfijnen.

In deze notitie is een Case uitgewerkt voor een verankerde damwand in de binnenkruinlijn. Andere configuraties, zoals bijv. een onverankerde en/of zelfstandig kerende langsconstructie, zijn (nog) niet uitgewerkt. Het verdient aanbeveling om ook dit soort cases nader uit te werken.

Het wordt aangemoedigd om ervaringen met het gebruik van deze notitie te delen, bijv. via de publieke wikipedia van de POVM (publicwiki.deltares.nl), en op basis hiervan de aanpak verder te ontwikkelen.

7.1 Erosiemodel

Er zijn veel verschillende erosiemodellen beschikbaar. Aanbevolen wordt om nader onderzoek te doen welk beschikbaar erosiemodel het meest geschikt is om dit probleem te beschrijven of dat het nodig is om een nieuw model te ontwikkelen.

Eerste stap zou een literatuurstudie zijn naar geschikte erosiemodellen voor dit specifieke probleem. Hierbij is een specifiek aandachtspunt dat de meeste beschikbare modellen uitgaan van overloop, terwijl in dit geval sprake is van overslag.

Vervolgstappen zouden dan verdere modelontwikkeling en/of validatie van bestaande modellen kunnen zijn om tot een nauwkeurigere modellering te komen.

7.2 Parameterbepaling erosiemodellen

Op dit moment zijn de parameters voor de gebruikte erosiemodellen, waarmee Tabel 5-1 en Tabel 5-2 zijn afgeleid, bepaald op basis van grove inschattingen. De verwachting is dat betere en realistischere resultaten kunnen worden verkregen door een nauwkeurigere bepaling van de parameters van de modellen. Dit geldt met name voor het in Appendix A beschreven head cut erosiemodel. Bij de parameter bepaling kan gedacht worden aan gootproeven, in-situ erosieproeven of laboratoriumproeven die kunnen worden toegepast.

Bekende methoden om de erosieparameters te bepalen zijn bijvoorbeeld de Bore Hole Erosion Test (BET), Jet Erosion Test (JET), Hole Erosion Test/pin hole test (HET), Rotating Cylinder Test (RCT), Pocket Erodrometer Test (PET) en golfgoot/stroomgootproeven. Daarnaast kunnen de erosieparameters op basis van real scale proeven worden bepaald. Ook zijn er correlaties met bijv. het kleigehalte beschikbaar. Geadviseerd wordt om een uitgebreide literatuurstudie te doen naar beschikbare methoden om de parameters te bepalen te inventariseren en de geschiktheid voor de Nederlandse waterkeringssituatie te beoordelen. Afhankelijk van de resultaten kunnen aanbevelingen voor alternatieve wijzen om deze parameters te bepalen worden opgesteld.

7.3 Veiligheidsfilosofie

Omtrent de veiligheidsfilosofie zijn er een aantal vraagstukken waarvoor nu een pragmatische oplossing is gekozen, welke nog niet goed is onderbouwd. Dit betreft:

- Bij toepassing van standaard-invloedscoëfficiënten en het faalkansbudget voor macrostabiteit kan een rekenwaarde voor het kritieke overslagdebiet worden berekend, welke hoger is dan voor het mechanisme overslag (GEKB), zie paragraaf A.3. De gedachte dat een kering niet stabiel hoeft te zijn bij een overslagdebiet dat tot een overstroming door GEKB leidt, is op een pragmatische wijze verwerkt in de voorgestelde verificatieprocedure. Het verdient aanbeveling om dit zorgvuldig uit te werken.
- Voor de bepaling van de schadefactor wordt dezelfde relatie met de betrouwbaarheidsindex gehanteerd als voor groene dijken zonder significante overslag. Onderzocht zou moeten worden of deze relatie in dit geval wel geldig is. Dit geldt overigens ook voor de ontwerpverificatie van de stabiliteit van een langsconstructie zonder golfoverslag en voor de ontwerpverificatie van de stabiliteit van een groene dijk met significante overslag.
- De rekenwaarden voor de erosieparameters zijn bepaald op basis van generieke waarden met grote bandbreedtes. Door de erosieparameters specifiek te bepalen kunnen deze nauwkeuriger bepaald worden.

- In de analyse is uitgegaan van een kans op een restprofiel van 100%. Deze kans is echter kleiner. Dit kan in rekening worden gebracht door deze kans te bepalen en expliciet in rekening te brengen. In kans termen geldt $P(\text{falen}) = P(\text{falen met restprofiel}) + P(\text{falen zonder restprofiel}) = P(\text{falen gegeven een restprofiel}) \times P(\text{restprofiel}) + P(\text{falen gegeven geen restprofiel}) \times P(\text{geen restprofiel})$. Dit leidt echter tot een relatief complexe uitwerking, aangezien dan bijv. ook een kansverdeling van de sterkteparameters, gegeven het optreden van een restprofiel moet worden afgeleid. Derhalve is dit in de huidige aanpak niet uitgewerkt. Met behulp van een uitgebreide probabilistische analyse, waarin dit wel wordt uitgewerkt, is echter optimalisatie mogelijk.
- Formeel moet onderscheid gemaakt worden tussen een ontwerpverificatie voor de GEKB en een ontwerpverificatie voor STBI (Macrostablieit Binnenwaarts) onder invloed van significante overslag. Vanwege de sterke interactie tussen deze beide mechanismen wordt in deze notitie een gecombineerde aanpak voor deze mechanismen voorgesteld.
- De in deze notitie beschreven semi-probabilistische aanpak is opgesteld vanuit het faalpad waarbij een restprofiel optreedt achter de damwand en vervolgens erosie van dit restprofiel optreedt ten gevolge van overslag. Andere faalpaden zijn niet beschouwd.
- Doormiddel van een beschouwing van het volledige faalpad met alle relevante knopen kan de methode verder aangescherpt worden. Zo is in de voorgestelde aanpak het effect van eventuele nood- of herstelmaatregelen niet meegenomen.

Door bovenstaande punten verder uit te werken kan de aanpak aangescherpt worden.

8. Referenties

- [DELTA 2014] Residual dike strength after macro-instability, Deltares rapport 1207811-013, April 2014
- [KPR 2018] KPR Factsheet werkwijze macrostablieit i.c.m. golfoverslag OI2014v4, KPR factsheet, 08-03-2018
- [OI2014v4] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen OI2014v4, Rijkswaterstaat, februari 2017
- [POVM 2020] POVM Kennisdocument: Modelling restprofiel, POV-Macrostablieit, 20 december 2020
- [PPE 2020] POVM Eindige-elementenmethode, POV-Macrostablieit, maart 2020
- [PPL 2020] POVM Langsconstructies, POV-Macrostablieit, maart 2020
- [RWS 2004] Aanbeveling "Overloop van coupures en sluisdeuren, RWS memo (https://www.helpdeskwater.nl/publish/pages/154897/wbi_achtergrondrapport_toetspoot_hoogte_ii_bijlage_b.pdf), 2004

Appendix A Toelichting stappenplan

Voor de in hoofdstuk 5 genoemde stappen geeft deze appendix per stap een toelichting.

A.1 Stap 1) Bepaal het type dijk

De mate van erosie achter de damwand door overslag is sterk afhankelijk van de grondlagen die in en onder de dijk aanwezig zijn. In de meeste situaties is er sprake van een tussenvorm van de 4 geschetste typische situaties. Zo zal het (erosie)gedrag van een (afgeschoven) zanddijk met kleibekleding vermoedelijk bepaald worden door het zand in het dijklichaam en kan deze worden aangemerkt als een 'zanddijk'. Ook kunnen insluitingen van zandlenzen een grote invloed op het gedrag bij significante overslag. Het is aan de ontwerper om in te schatten welk type schematisatie het best passend is.

A.2 Stap 2) Bepaal de faalkanseis voor macro-instabiliteit gegeven significante overslag

Uit de berekeningen van de erosieprofielen bij een zand- en kleidijk, zie A.4, blijkt dat bij een zanddijk met een overslagdebiet $q=1\text{l/s/m}$ en bij een kleidijk met een overslagdebiet van 10l/s/m significante aantasting door erosie wordt berekend. Derhalve ligt het voor de hand om de grens lager te leggen, waarbij wordt uitgegaan van $0,1\text{l/s/m}$ voor een zanddijk en 1l/s/m voor een kleidijk.

Voor de schadefactor gegeven significante overslag wordt voorgesteld om de standaard relatie met de betrouwbaarheidsindex te gebruiken uit [OI2014v4]. Dit is in lijn met [KPR 2018]. Merk op dat de verwachting is dat deze relatie voor de situatie gegeven significante overslag anders zullen zijn dan voor de situatie zonder significante overslag. Voor de situatie gegeven significante overslag en een restprofiel zal deze weer anders zijn. Een kalibratiestudie valt echter buiten het kader van dit onderzoek, zodat vooralsnog wordt uitgegaan van de standaardrelatie uit [OI2014v4].

A.3 Stap 3) Bepaal de rekenwaarde van de hydraulische belastingen

In een semi-probabilistische context kan de ontwerpwaarde voor de belasting berekend worden volgens:

$$Q_d = F_Q^{-1}(\Phi(-\alpha_s \cdot \beta_{\text{eis}}))$$

Waarin:

Q_d = ontwerpwaarde overslagdebiet

F_Q = de kansfunctie van het overslagdebiet

α_s = invloedsfactor voor de belasting

β_{eis} = vereiste betrouwbaarheidsindex

In eerste instantie is overwogen om voor de invloedsfactor van de belasting uit te gaan van de ISO gestandaardiseerde waarden van $\alpha_s = 0,7$. Hieronder is dit voor een fictief, maar voor het bovenrivierengebied realistische case uitgewerkt.

Voorbeeld

Het rekenvoorbeeld betreft een dijktraject met een overstromingskansnorm van 1/10.000 per jaar, een trajectlengte van 26km en een standaardfaalkansruimtefactor van 0,04 voor macrostablieit. De faalkanseis voor macrostablieit (STBI) bedraagt derhalve $2,2E-7$ per jaar. Voor hoogte (GEKB) bedraagt de faalkanseis bij een standaard faalruimtefactor van 0,24 en een lengte-effectfactor van 1, $1/41.667$ of $2,4E-5$ per jaar.

De dijk is ontworpen op een kritiek overslagdebiet van 10l/s/m. Aangezien sprake is van een kleidijk is de kans op significante overslag berekend bij $q > 1$ l/s/m, welke in dit geval $1/11.620$ per jaar bedraagt. De faalkanseis voor macrostablieit gegeven significante overslag bedraagt derhalve $1/390$ [-], ofwel $\beta_{T, stbi, q} = 2,8$.

Omdat onderscheid wordt gemaakt tussen de situatie met en zonder significante overslag, moet voor de bepaling van de rekenwaarde van het overslagdebiet uit worden gegaan van de kansverdeling *gegeven* significante overslag. Hiervoor geldt:

$$P(Q > Q_d | Q > 1 \text{ l/s/m}) = P(Q > Q_d) / P(Q > 1 \text{ l/s/m})$$

De overschrijdingskans van de rekenwaarde van de belasting kan bepaald worden volgens:

$$P(Q > Q_d) = \Phi(-\alpha_s \cdot \beta_{eis}) \cdot P(Q > 1 \text{ l/s/m})$$

Hieruit volgt dat de overschrijdingskans van de rekenwaarde van de belasting bij een standaard invloedscoëfficiënt van de belasting van 0,7, $P(Q > Q_d) = 2,1E-6$ bedraagt. De rekenwaarde van het kritiek overslagdebiet bedraagt:

$$Q_d = F_{Q|q > 1 \text{ l/s/m}}^{-1}(\Phi(-\alpha_s \cdot \beta_{T, stbi, q}))$$

Waarin:

F_Q = de kansfunctie van het overslagdebiet | significante overslag (in dit geval > 1 l/s/m)

Dit leidt in dit geval tot een rekenwaarde van ca. 150 l/s/m. Dit is vele malen hoger dan de rekenwaarde van het kritiek overslagdebiet voor het mechanisme GEKB.

Dit kan bijv. een gevolg zijn van de inefficiëntie en benaderingsfouten die kunnen ontstaan bij een beoordeling per faalmechanisme, de veronderstelde invloedscoëfficiënt van 0,7 of de veilige marges in de rekenwaarde van 10 l/s/m.

Uiteindelijk hoeft een dijk niet stabiel te zijn onder condities waaronder deze faalt door het mechanisme GEKB. Pragmatisch wordt voorgesteld om uit te gaan van de rekenwaarde uit de GEKB-beoordeling, of -in geval van een probabilistische GEKB-verificatie- van het overslagdebiet uit het ontwerppunt van de berekening. Hiermee wordt voorkomen dat aannamen ten aanzien van het

relatieve belang van de onzekerheid over het overslagdebiet bij een restprofiel kunnen leiden tot grotere rekenwaarden van het overslagdebiet dan in de GEKB-beoordeling.

A.4 Stap 4) Bepaal de rekenwaarde van het erosieprofiel

Voor de bepaling van het erosieprofiel is gebruik gemaakt van 2 soorten modellen. Voor het erosieproces van het talud is gebruik gemaakt van het 'head cut erosion' model [DELTA 2014]. Voor de situatie waar het erosieproces dieper gaat dan bestaand maaiveld is het model van Vrijburcht toegepast [RWS 2004].

A.4.1 Head cut erosie

Voor een beschrijving van het 'head cut' erosie model wordt verwezen naar [DELTA 2014]. Bij de toepassing van dit model zijn onder andere de volgende kanttekeningen te plaatsen:

- Er is uitgegaan van een tijdsduur van 6 uur waarin significante overslag plaatsvindt. Deze tijdsduur is nog onderwerp van onderzoek en verschilt ook per watersysteem.
- Er is uitgegaan van een grove inschatting van de erosieparameters, zie Tabel 1. Hierbij zijn de ondergrenswaarden gehanteerd. De inschatting van deze parameters zou bij voorkeur worden bepaald op basis van parameterbepaling op de aanwezige grond en betrouwbaarheidsafhankelijke veiligheidsfactoren.
- Het toegepaste model is gebaseerd op overloop en niet op golfoverslag.

Tabel 1: Generieke erosieparameters

Parameter	Zand	Gestructureerde klei	Schrale klei	Stevige klei
τ_c [N/m ²] ¹⁾	0 (0)	0 (0 – 25)	1 (0 – 25)	5 (0 – 60)
k_d [m ³ /Ns] ²⁾	1E-4 (1E-4 – 1E-6)	1E-5 (1E-5 – 3E-7)	4E-6 (4E-6 – 2E-7)	2E-6 (2E-6 – 1E-7)

¹⁾ kritieke (drempelwaarde) schuifspanning

²⁾ verdiepingssnelheidsparameter

In aanvulling/afwijking van [DELTA 2014] zijn de volgende uitgangspunten toegepast:

- Golfhoogte 0,5m;
- Buitentalud 1v:3h;
- Chezy coefficient in alle gevallen >20 m^{0,5}/s;
- Dikte gestructureerde klei 1,2m, hieronder schrale of stevige klei.

De resultaten zijn weergegeven in Tabel 2.

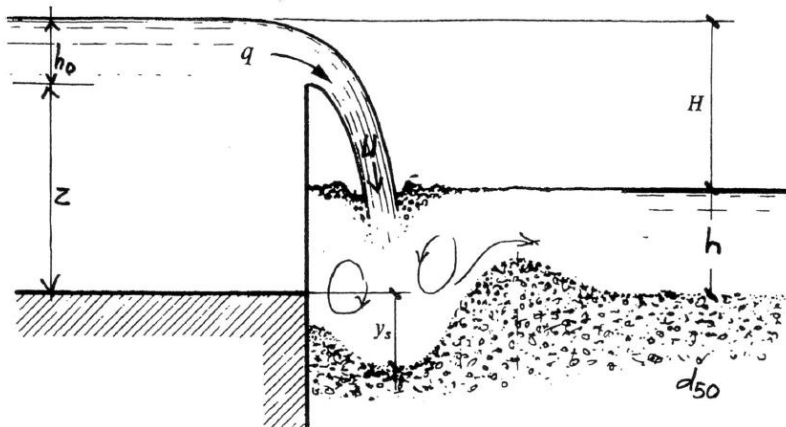
Tabel 2: Berekende verdieping erosiekuil [m]

Grondsoort ¹⁾	Overslagdebiet [l/s/m]				
	1	5	10	30	100
Zand	3,2	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.
Schrale klei	0,3	1,2	1,6	2,6	4,8
Stevige klei	0,3	1,2	1,4	1,8	2,8

Als de resultaten voor de erosiediepte in zand met het head-cut erosion model vergeleken worden met het model van Vrijburcht, valt op dat bij relatief beperkte overslagdebieten een relatieve grote erosiediepte berekend. Omdat het 'head cut erosion' model beter geschikt wordt geacht dan het model van Vrijburcht voor de situatie waar sprake is van erosie van een talud, wordt er voor zanddijken van uitgegaan dat het talud relatief snel erodeert bij grotere overslagdebieten dan 1l/s/m. Voor een overslagdebiet van 1l/s/m lijken de resultaten van het head cut erosion model echter dermate conservatief dat wordt geadviseerd om uit te gaan van een waarde tussen beide modellen in. Hierbij wordt pragmatisch voorgesteld om hierbij uit te gaan van een erosiediepte van 1/3 van de kerende hoogte.

A.4.2 Vrijburcht

Voor een beschrijving van het model van Vrijburcht wordt verwezen naar [RWS 2004]. De parameters van het model van Vrijburcht zijn weergegeven in Figuur 1.



Figuur 1: Schematische weergave modellsituatie Vrijburcht [RWS 2004]

Bij de toepassing van dit model zijn onder andere de volgende kanttekeningen te plaatsen:

- Het model is afgeleid voor overloop en niet voor overslag;
- Het model is afgeleid voor granulair materiaal en niet voor klei of zand met bijmengingen;
- Het model berekent een evenwichtsdiepte, terwijl de golfoverslag van beperkte duur is. Het is niet zeker dat de evenwichtsdiepte wordt bereikt gedurende de stormconditie (dit zou overigens wel kunnen);
- De formule geeft voor de proeven waarop deze is gekalibreerd 'zelden aanleiding tot onderschatting van de erosiediepte'. Het precieze veiligheidsniveau is echter niet bekend en ook is er geen differentie in betrouwbaarheidsniveau mogelijk;

In Tabel 3 zijn ter indicatie de berekende erosiedieptes weergegeven voor een fictieve situatie.

Tabel 3: Erosiediepte o.b.v. Vrijburcht formule [RWS 2004]

q	0,1	1	5	10	30	100	l/s/m
H	5	5	5	5	5	5	m
d50	150	150	150	150	150	150	mu
d50	0.00015	0.00015	0.00015	0.00015	0.00015	0.00015	m
g	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	m/s ²
h	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	m
y _s	0,02	0,15	0,42	0,65	1,28	2,66	m

Zoals aangegeven is het model van Vrijburcht niet geschikt voor klei. Om toch recht te doen aan het feit dat klei erosiebestendiger is dan zand wordt op basis van expert judgement voorgesteld om voor schrale klei de erosiediepte met ca. een factor 2 te reduceren en voor stevige klei met een factor 3.

A.4.3 Vorm van het erosieprofiel

Op basis van schadegevallen, zie Appendix B, blijkt dat de breedte van de erosiekuil aanzienlijk kan zijn. Geadviseerd wordt om uit te gaan van een breedte van 5m.

Voor de situatie waarbij de erosie beperkt blijft tot het talud (head cut erosion) wordt geadviseerd om het talud te verflauwen, waarbij de maximale verlaging bij de constructie gelijk is aan een daling van 1/3 van de kerende hoogte vermeerderd met de berekende erosiediepte. Indien het talud rekenkundig nog niet stabiel is dient deze nog verder verlaagd te worden, totdat aan de stabiliteitseis voldaan wordt, zie ook [POVM 2020].

Appendix B Foto's met schadebeelden bij overslag

Onderstaand zijn een aantal foto's weergegeven van schadeprofielen na overslag bij langsconstructies na Katrina in New Orleans in 2005 (bron: Andre van Hoven, Deltares). De bodemopbouw en overslagdebieten zijn hierbij niet bekend.







Onderstaande foto betreft een weergave van de proef bij Kattendijke in Zeeland (bron: Peter Kraaijenbrink, Deltares). Hier was aan de binnenkant een halfverharding, bestaande uit mijnsteen op een zandcunet, die als onderhoudsweg fungeert, aanwezig. Hier trad ontgroning in de binnenteen op vanaf de proef met 30 l/s per m bij een golfhoogte van 2 m, nadat hier eerder al de proeven met 6 uur 1 l/s per m en 6 uur 10 l/s per m waren uitgevoerd. Tijdens de proef is getracht deze schade te stoppen met rijplaten. Tijdens de 6 uur 50 l/s per m proef is vervolgens de schade desondanks uitgebreid en na 2 uur 75 l/s per m is de proef stilgelegd. De erosiekuil bleef tijdens de proef volstaan met water. Na afloop bleek de erosiekuil circa 1 m te zijn.

