



# KPR

**FACTSHEETS**

**GEBUNDELD**



**MAART 2019**



# **INHOUDS OPGAVE**

## Voorwoord

Toepassing nieuwe normering	<b>1</b>	<b>Betekenis van de norm</b>	pagina 8
	<b>2</b>	<b>Semi-probabilistisch ontwerpen</b>	pagina 12
	<b>3</b>	<b>Lengte-effect</b>	pagina 16
	<b>4</b>	<b>Faalkansbegroting</b>	pagina 22
	<b>5</b>	<b>Overschrijdingskans ontwerpbelasting</b>	pagina 28
	<b>6</b>	<b>Vakgrootte</b>	pagina 34
	<b>7</b>	<b>Schematiseringsonzekerheid</b>	pagina 40
	<b>8</b>	<b>Post overig en indirecte faalmechanismen</b>	pagina 46
	<b>9</b>	<b>UGT/BGT bij ontwerp waterkeringen</b>	pagina 52
	<b>10</b>	<b>Omgang met waterbezwaar</b>	pagina 58
	<b>11</b>	<b>Ontwerpen van waterkeringen bij overgang normtraject</b>	pagina 64
HR	<b>12</b>	<b>Bepaling hoogfrequente HR kunstwerken</b>	pagina 68
	<b>13</b>	<b>Golfcondities voor ontwerpen en toetsen</b>	pagina 72
Macrostabiliteit	<b>14</b>	<b>Verkeersbelasting en macrostabiliteit</b>	pagina 86
	<b>15</b>	<b>Buitenwaartse macrostabiliteit</b>	pagina 94
	<b>16</b>	<b>Macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag</b>	pagina 106
	<b>17</b>	<b>Relevant glijvlak</b>	pagina 130
	<b>18</b>	<b>Omgang met grensspanning in het ontwerp</b>	pagina 146







# VOORWOORD

**Met veel plezier en trots bieden wij u de gebundelde factsheets van het KPR aan. Het KPR heeft de afgelopen jaren met veel energie gewerkt aan de kennisoverdracht over de toepassing van de nieuwe normering Waterveiligheid. Centraal daarin stonden de adviesvragen en kennisbehoefte bij HWBP-projecten. Het KPR staat beheerders bij met praktijkgericht en integraal advies. Wanneer meerdere beheerders soortgelijke adviesvragen stellen, of het KPR een brede behoefte aan nieuwe kennistoepassing signaleert, dan wordt hiervoor een KPR factsheet opgesteld. Deze KPR factsheets worden digitaal ontsloten via de website van HWBP ([www.hoogwaterbescherming.nl](http://www.hoogwaterbescherming.nl)) en zijn al meer dan 10.000 keer gedownload en toegepast in HWBP-projecten. Om het potentieel van deze factsheets maximaal te benutten, hebben wij besloten alle huidige en actuele KPR factsheets te bundelen.**

KPR factsheets hebben geen formele status. Net als KPR-adviezen strekken deze tot aanbeveling en is het aan de beheerder om te bepalen of en in welke mate hier opvolging aan gegeven wordt. Het KPR benadert vraagstukken namelijk zuiver vanuit de inhoud; wat is een goede wijze

om de overstromingskansbenadering nieuwe normering waterveiligheid toe te passen binnen de ontwerpogave van HWBP-projecten. Beheerders staan zelf aan de lat om deze kennis te integreren in de bredere belangenafweging binnen projecten met omgeving en bestuur.

Bij het KPR zien we een duidelijke ontwikkeling in het kennisniveau van beheerders en de markt. Daarmee verandert ook de aard van vragen die zij aan het KPR stellen. En ook kennis en het ontwerpinstrumentarium ontwikkelen zich door. Deze veranderde kennisbehoefte heeft ook zijn weerslag op onze KPR factsheets. Een deel van inhoud uit oudere factsheets is inmiddels gemeengoed of onderdeel van leidraden en/of het instrumentarium; nieuwe praktijkgerichte kennis uit KPR factsheets wordt periodiek teruggekoppeld aan het team dat betrokken is bij de doorontwikkeling van het ontwerpinstrumentarium OI2014 (inmiddels programma BOI; beoordeling en ontwerpinstrumentarium).

Waar relevant verrijkt het KPR haar eigen factsheets ook periodiek met nieuwe kennis en ervaring bij toepassing in projecten.

Dit gebeurt niet hoogfrequent, maar sommige factsheets zijn doorontwikkeld als versie 2 of 3. Dit wordt altijd breed gecommuniceerd binnen ons netwerk inclusief wijzigingen en doorwerking. Tegelijkertijd is het goed om te beseffen dat de laatste versie van factsheets op de website ontsloten wordt. Voorliggende bundeling heeft standdatum maart 2019. De factsheets zijn hierbinnen thematisch gebundeld naar faalmechanisme, omdat sommige factsheets elkaar op inhoud aanvullen. Als een factsheet achterhaald is, dan wordt deze verwijderd. Op dit moment deelt het KPR graag haar 18 relevante factsheets met u.

Wij hopen dat deze bundeling bijdraagt aan de bekendheid en daarmee bredere toepassing van deze praktijkgerichte kennis binnen HWBP-projecten. Mochten er vragen en/of opmerkingen zijn over deze factsheets, benader ons dan op kennisplatform\_risicobenadering@rws.nl; daar zijn we tenslotte voor!

Veel leesplezier!

**Team Kennisplatform  
Risicobenadering (KPR)**







The background image is a photograph of a park or public square. In the center, there is a large, modern metal structure with a flat roof, possibly a shelter or a piece of art. The structure is made of dark metal beams. To the left, there is a street lamp and a circular traffic sign with a truck and the text '6t'. The ground is covered with dry grass and some snow. In the background, there are many bare trees and a clear blue sky. The entire image has a blue color overlay.

1

# Betekenis van de norm

6 juni 2016



## FACTSHEET

Aan : Kennisplatform Risicobenadering  
Van : Ruben Jongejan  
Kopie aan : -  
Review : Bob van Bree  
Datum : 06-06-2016  
Versie : Definitief 2  
Onderwerp : De betekenis van de norm

**Kennisplatform  
Risicobenadering**  
Zuidersluis 1  
3439 LA Nieuwegein  
Postbus 2232  
3500 GE Utrecht  
[kpr@rws.nl](mailto:kpr@rws.nl)

### 1. De betekenis van de norm

In het voorstel voor aanpassing van de Waterwet (Kamerstuk 34436) zijn per traject betrouwbaarheidseisen opgenomen. Elk traject bestaat uit een aaneengesloten reeks grondconstructies en kunstwerken, zoals dijken, duinen, sluizen, en langsconstructies. Er staan verschillende typen betrouwbaarheidseisen in het wetsvoorstel:

1. Voor de trajecten die direct tegen overstroming bescherming bieden zijn de eisen geformuleerd in termen van overstromingskansen. Een overstromingskans is een "kans op verlies van waterkerend vermogen van een dijktraject waardoor het door het dijktraject beschermde gebied zodanig overstroomt dat dodelijke slachtoffers of substantiële economische schade ontstaan".
2. Voor voorliggende keringen zoals de Afsluitdijk zijn de eisen geformuleerd in termen van faalkansen. Een faalkans moet in dit verband worden opgevat als een "kans op verlies van waterkerend vermogen van een dijktraject waardoor de hydraulische belasting op een achterliggend dijktraject substantieel wordt verhoogd".
3. Voor de Ramspolkering, Oosterscheldekering, Hollandse IJsselkering en de Maeslantkering zijn eisen aan de kans op niet-sluiten per sluitvraag gegeven.
4. Voor de Diefdijk, een compartimenterende kering, zijn de eisen geformuleerd in termen van overstromingskansen gegeven een belasting op de kering.
5. Voor de keringen langs het Volkerak-Zoommeer zijn aanvullende eisen gegeven vanwege de mogelijke waterberging. Deze kansen zijn geformuleerd in termen van overstromingskansen gegeven waterberging.

Daarnaast zijn er steeds twee verschillende overstromings- of faalkansen gespecificeerd, elk met een eigen functie:

1. Een signaleringsnorm of signaleringswaarde. Als de overstromingskans van een traject groter is dan deze waarde, dan ontstaat recht op financiering vanuit het Deltafonds voor het treffen van maatregelen. De achterliggende gedachte is dat zo tijdig met versterkingen kan worden gestart.
2. De overstromings- of faalkans waarop de waterkering "minimaal berekend moeten zijn" (art. 2.2, lid 4). In de Memorie van Toelichting wordt deze kans een ondergrens genoemd. De ondergrens wordt ook wel de maximaal toelaatbare waarde genoemd. Voor het ontwerp is de maximaal toelaatbare waarde van belang omdat dit de eis is waar de kering uiteindelijk aan moet voldoen.

De maximaal toelaatbare waarden berusten op:

1. De strengste waarde horend bij:
  - a. een maximaal lokaal individueel risico gelijk is aan  $10^{-5}$  per jaar,
  - b. de maximaal toelaatbare overstromingskansen vanuit economisch perspectief.
2. Bijstellingen vanwege de kansen op grote aantallen slachtoffers, de bescherming van vitale infrastructuur en bestuurlijke wensen

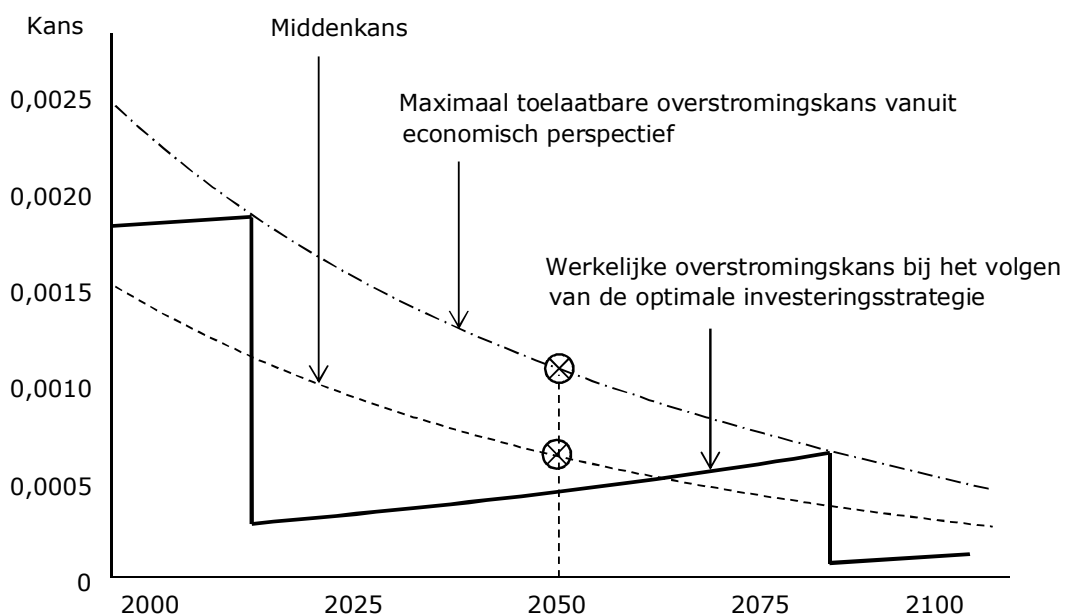
De signaleringswaarden berusten op:

1. De strengste waarde horend bij:
  - a. een maximaal lokaal individueel risico gelijk aan  $\frac{1}{2} \times 10^{-5}$  per jaar,
  - b. de zogenaamde middenkans uit de MKBA.
2. Bijstellingen vanwege de kansen op grote aantallen slachtoffers, de bescherming van vitale infrastructuur en bestuurlijke wensen

De signaleringswaarden uit het wetsvoorstel worden vaak middenkansen genoemd. Dat is alleen juist als de MKBA de norm voor het traject bepaalt. Als het LIR, het groepsrisico, de bescherming van vitale infrastructuur of bestuurlijke wensen maatgevend zijn voor de normstelling, dan is de signaleringswaarde uit het wetsvoorstel niet gelijk aan de middenkans.

## 2. De middenkans nader beschouwd

In de MKBA is de middenkans is beschouwd als geschikte signaleringswaarde voor de maximaal toelaatbare overstromingskans vanuit economisch perspectief. Oorspronkelijk is de middenkans gedefinieerd als het gemiddelde jaarlijkse risico tijdens een optimaal interval tussen twee versterkingen, gedeeld door de schade in het beschouwde jaar (later zijn ook andere, verwante definities gegeven). De middenkans is op elk moment kleiner dan de maximaal toelaatbare overstromingskans vanuit economisch perspectief (Figuur 1).



**Figuur 1.** Illustratie van het verloop van de overstromingskans bij een optimale investeringsstrategie (zie ook CPB, 2011). Het optimale investeringsinterval is de periode tussen twee versterkingen. Deze zijn in de figuur te herkennen aan de schoksgewijze dalingen van de overstromingskans. De werkelijke overstromingskans neemt binnen elk investeringsinterval toe door o.a. bodemdaling en klimaatverandering. De maximaal toelaatbare overstromingskans en de middenkans worden steeds kleiner doordat de schade van overstromingen door economische groei geleidelijk toeneemt. De norm is afgeleid voor het zichtjaar 2050 (de bijbehorende middenkans en maximaal toelaatbare overstromingskans zijn omcirkeld).

Het verschil tussen de middenkans en de maximaal toelaatbare overstromingskans is onder andere afhankelijk van de vaste kosten van versterkingen. Als de vaste kosten relatief groot zijn, dan is het optimaal om niet vaak opnieuw te hoeven versterken. Dat betekent dat de overstromingskans direct na een versterking relatief ver van de maximaal toelaatbare overstromingskans af moet liggen. De middenkans, die tussen deze waarden in ligt, ligt dan ook relatief ver van de maximaal toelaatbare overstromingskans af.



Als de vaste kosten nul zijn, dan is het optimaal om continu een beetje te versterken. Alle lijnen uit Figuur 1 liggen dan op elkaar. De middenkans is dan dus gelijk aan de maximaal toelaatbare overstromingskans. Dit is het geval bij de duintrajecten. In de economische optimalisatie is daar namelijk uitgegaan van de afwezigheid van vaste kosten. Bij de meeste dijktrajecten is het verschil tussen de middenkans en de maximaal toelaatbare overstromingskans een factor 2-4.

Bij trajecten waar de vaste kosten van versterkingen relatief (zeer) groot zijn, ligt de middenkans dusdanig ver af van de maximaal toelaatbare overstromingskans vanuit economisch perspectief dat deze niet langer als een zinvolle signaleringswaarde is te beschouwen. In dergelijke gevallen is de signaleringswaarde niet gelijk gesteld aan de middenkans. Dit speelt bij enkele b-keringen zoals de Zeetoegang IJmuiden. Bij de categorie a-keringen, waarvoor in het wetsvoorstel normen (signaleringswaarden) zijn gepresenteerd, speelt dit niet en is overal gebruik gemaakt van (een benaderingsformule voor) de middenkans.

De normen zijn afgeleid voor het zichtjaar 2050. Zoals getoond in Figuur 1 is de maximaal toelaatbare overstromingskans vanuit economisch perspectief in de jaren voorafgaand aan 2050 groter dan in 2050 en daarna juist kleiner. Voor de eisen vanuit het LIR en het groepsrisico geldt dit niet: die zijn elk jaar hetzelfde. Bij de trajecten waar het economisch perspectief maatgevend is voor de normstelling zou het optimaal zijn om te werken met een norm die elk jaar anders is. Bij de toetsing en het ontwerp zou dan gewerkt moeten met verschillende eisen: bij de toetsing wordt immers de actuele situatie beschouwd en bij het ontwerp de situatie in het laatste levensjaar. Een dergelijke aanpak zou afwijken van de huidige toets- en ontwerppraktijk en ongetwijfeld de nodige verwarring opleveren. Daarom wordt bij elk traject, óók bij de trajecten waar het economisch perspectief bepaald, uitgegaan van een normgetal dat in de tijd constant is.

### 3. Het verschil tussen signaleringswaarden en maximaal toelaatbare waarden

De normen zijn weergegeven in klassen. De maximaal toelaatbare overstromingskans van een dijk- of duintraject is doorgaans 1 normklasse soepeler dan de signaleringswaarde, maar er zijn 25 trajecten waarvoor dit niet het geval is. Deze trajecten liggen door Nederland verspreid. In bijlage A van het OI2014v4 zijn van alle dijk- en duintrajecten zowel de signaleringswaarde als de maximaal toelaatbare overstromingskans opgenomen. Deze waarden zijn overgenomen uit Bijlagen II en III van het wetsvoorstel.

### Verder lezen

CPB, 2011. Een algemeen toepasbare definitie voor de toetsnorm voor waterveiligheid. Centraal Planbureau. Eijgenraam, C. 217. Kenmerk S5/2009/01. Versie 3 januari 2011.

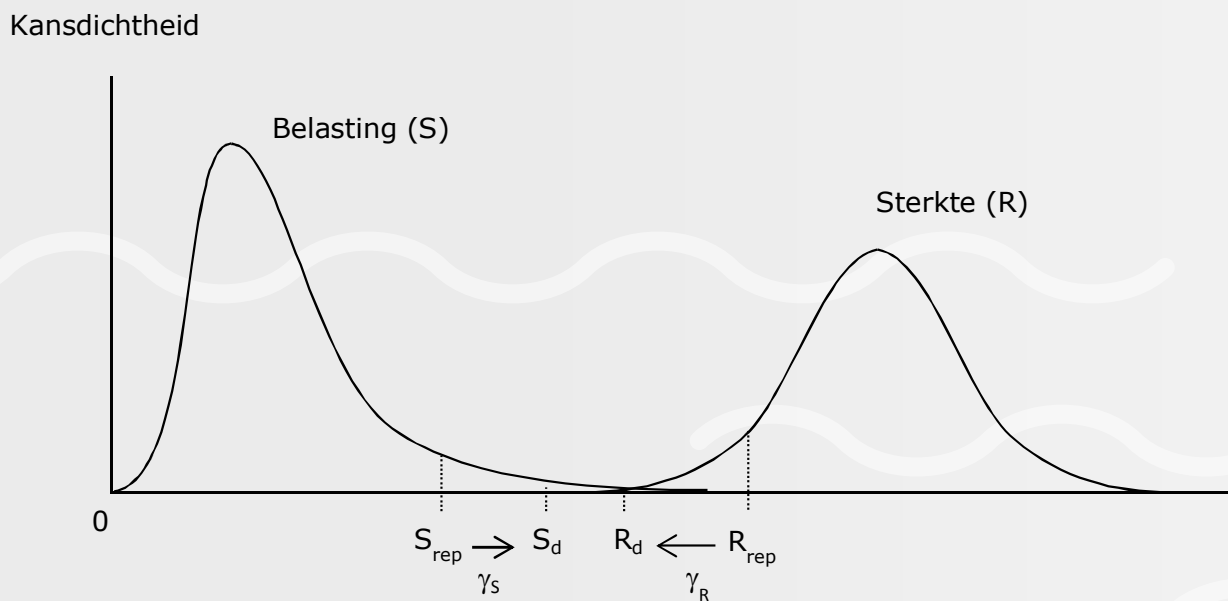
Rapporten Waterveiligheid 21e eeuw. Deltares-website:  
<http://www.deltares.nl/nl/expertise/100417/veiligheid-en-risico-s/1402630>

*Het kennisplatform risicobenadering is opgericht ter ondersteuning van de keringbeheerder bij toepassen van de nieuwe normering en de risicobenadering. Adviezen en ondersteuning van het kennisplatform risicobenadering hebben een informele status en staan gelijk aan collegiaal advies.*

# 2

## Semi-probabilistisch ontwerpen

6 juni 2016



Probabilistische beoordeling: bepaal of  $P(S > R)$  kleiner is dan  $P_{eis}$   
Semi-probabilistische beoordeling: bepaal of  $S_d < R_d$



## FACTSHEET

Aan : Kennisplatform Risicobenadering  
Van : Ruben Jongejan  
Kopie aan : -  
Review : Bob van Bree  
Datum : 06-06-2016  
Versie : Definitief 2  
Onderwerp : Semi-probabilistische voorschriften

**Kennisplatform  
Risicobenadering**  
Zuidersluis 1  
3439 LA Nieuwegein  
Postbus 2232  
3500 GE Utrecht  
[kpr@rws.nl](mailto:kpr@rws.nl)

### 1. Het ontwerp van waterkeringen op basis van overstromingskansnormen

De nieuwe normen hebben betrekking op de kans dat er ergens in een traject een waterkering faalt, met een overstroming tot gevolg. Als de overstromingskans te groot is, zijn maatregelen nodig om de normoverschrijding op te heffen.

Om te verifiëren of de faalkansbijdrage van een nieuw ontworpen dijkdoorsnede of kunstwerk voldoende klein is, kan gebruik worden gemaakt van probabilistische rekentechnieken. In een probabilistische berekening wordt bepaald wat de kans is dat de onzekere belasting groter is dan de onzekere sterkte; de kering faalt dan.

Bij het ontwerp kan ook gebruik worden gemaakt van semi-probabilistische voorschriften. Dat zijn de welbekende voorschriften die berusten op partiële veiligheidsfactoren en maatgevende hoogwaterstanden. Als het ontwerp voldoet aan de semi-probabilistische voorschriften, dan is de faalkansbijdrage van de ontworpen kering hoogstwaarschijnlijk voldoende klein.

### 2. De relaties tussen probabilistische en semi-probabilistische analyses

Probabilistische en semi-probabilistische betrouwbaarheidsanalyses zijn nauw verwant. Beide berusten op dezelfde faalkanseisen, dezelfde faalmechanismemodellen (of grenstoestandfuncties) en dezelfde onzekerheden. Het enige verschil is gelegen in de wijze waarop met onzekerheden wordt omgegaan.

In probabilistische analyses wordt aan elke mogelijke waarde van een onzekere grootheid een kans van voorkomen of kansdichtheid toegekend. Zo kan voor elke onzekere grootheid een kansverdeling worden opgesteld. Door een faalmechanismemodel te voeden met deze kansverdelingen kan vervolgens een faalkans worden berekend. Daarbij kunnen verschillende rekentechnieken worden gebruikt, zoals de First Order Reliability Method (FORM), numerieke integratie en Monte Carlo-analyse.

In een semi-probabilistische analyse wordt een faalmechanismemodel niet gevoed met kansverdelingen maar met rekenwaarden. Een rekenwaarde is een unieke waarde uit de veelheid aan mogelijke waarden van een onzekere grootheid. Rekenwaarden zijn representatieve waarden (bijv. een 5%-ondergrens of een waarde met een overschrijdingskans van 1/10.000 per jaar), eventueel nog gedeeld door of vermenigvuldigd met een partiële veiligheidsfactor. Er geldt:

$$S_d = S_{rep} \cdot \gamma_S$$
$$R_d = R_{rep} / \gamma_R$$

Waarin:

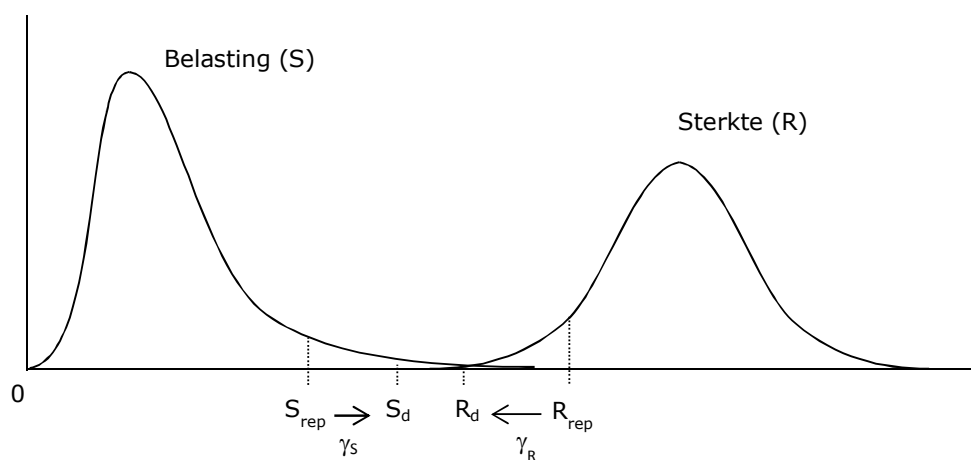
$S_d$  Rekenwaarde van een belastingvariabele  
 $R_d$  Rekenwaarde van een sterktevariabele  
 $\gamma_S$  Partiële veiligheidsfactor voor een belastingvariabele

$\gamma_R$  Partiële veiligheidsfactor voor een sterktevariabele

De rekenwaarden (representatieve waarden en partiële veiligheidsfactoren) moeten zodanig zijn gedefinieerd dat de faalkans hoogstwaarschijnlijk kleiner is dan de faalkanseis als de sterkte volgens een berekening met rekenwaarden net voldoende is. Daarom worden bij het bepalen van geschikte rekenwaarden veel probabilistische berekeningen uitgevoerd.

Het onderscheid tussen probabilistische en semi-probabilistische betrouwbaarheidsanalyses is schematisch weergegeven in Figuur 1. De figuur toont een simpel geval met één onzekere belastingvariabele ( $S$ ) en één onzekere sterktevariabele ( $R$ ), elk met een andere kansdichtheidsfunctie. De faalkans  $P(S > R)$  moet kleiner zijn dan een bepaalde faalkanseis  $P_{eis}$ . De rekenwaarden van de belasting en de sterkte,  $S_d$  en  $R_d$ , moeten zodanig zijn gedefinieerd dat net wordt voldaan aan  $P_{eis}$  als  $S_d = R_d$ . Als  $R_d \geq S_d$ , zoals in Figuur 1, dan voldoet het ontwerp aan de faalkanseis.

Kansdichtheid



Probabilistische beoordeling: bepaal of  $P(S > R)$  kleiner is dan  $P_{eis}$

Semi-probabilistische beoordeling: bepaal of  $S_d < R_d$

**Figuur 1. Schematische weergave van het verschil tussen een probabilistische en een semi-probabilistische beoordeling.**

Een semi-probabilistisch voorschrift is vaak makkelijker in het gebruik dan een probabilistische rekenmethode. Daar staat tegenover dat een semi-probabilistische beoordeling vaak minder scherp is dan een probabilistische beoordeling. Partiële veiligheidsfactoren die breed toepasbaar zijn, zijn soms immers onnodig streng.

### 3. Verder lezen

1. CUR190 (1997). Kansen in de Civiele Techniek. Deel 1: probabilistisch ontwerpen in theorie
2. De VNK2-publicatie: De methode van VNK2 nader verklaard. Deze publicatie is te downloaden via [www.helpdeskwaterwater.nl](http://www.helpdeskwaterwater.nl).
3. De VNK2-publicatie: Overschrijdingskansen en overstromingskansen. Deze publicatie is te downloaden via [www.helpdeskwaterwater.nl](http://www.helpdeskwaterwater.nl).

*Het kennisplatform risicobenadering is opgericht ter ondersteuning van de keringbeheerder bij toepassen van de nieuwe normering en de risicobenadering. Adviezen en ondersteuning van het kennisplatform risicobenadering hebben een informele status en staan gelijk aan collegiaal advies.*

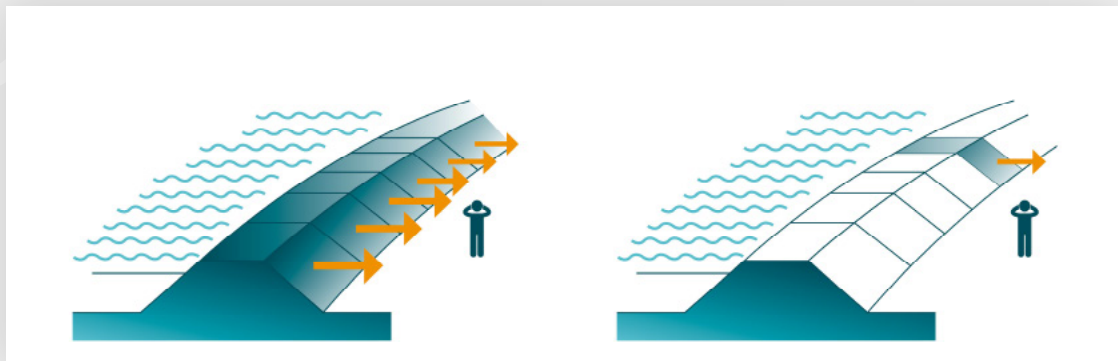




# 3

## Lengte-effect

6 juni 2016



## FACTSHEET

Aan : Kennisplatform Risicobenadering  
Van : Ruben Jongejan  
Kopie aan : -  
Review : Bob van Bree  
Datum : 06-06-2016  
Versie : Definitief  
Onderwerp : Het lengte-effect

Kennisplatform  
Risicobenadering  
Zuidersluis 1  
3439 LA Nieuwegein  
Postbus 2232  
3500 GE Utrecht  
[kpr@rws.nl](mailto:kpr@rws.nl)

### 1. De oorsprong van het lengte-effect

De kans dat er bij Opheusden een dijk doorbreekt, is kleiner dan de kans dat dit ergens in de Betuwe gebeurt. Ook is de kans dat er ergens in de Betuwe een dijk doorbreekt kleiner dan de kans dat dit ergens in Nederland gebeurt. Deze voorbeelden geven aan dat de kans dat er ergens een dijk bezwijkt, groter is dan de kans dat dit precies op één bepaalde plaats gebeurt.

Het bovenstaande heeft te maken met een fenomeen dat ook wel het lengte-effect wordt genoemd. Deze onzekerheid komt in de praktijk vooral voort uit het feit dat er nooit van punt tot punt metingen beschikbaar zijn. Hierdoor is het in de praktijk nooit precies bekend waar de zwakste plek zich bevindt en hoe zwak de zwakste plek precies is. Hoe langer de dijk, des te groter de kans op een relatief zwakke plek is. Dat verklaart ook waarom er tijdens hoogwater langs de dijken wordt gepatrouilleerd om te zien of er ergens problemen optreden. Hoe groter de afstand is die een dijkwachter aflegt, des te groter de kans is dat hij ergens een probleem constateert, óók als de kans op het zien van een probleem bij elke stap hetzelfde is.



Figuur 1. Illustratie van het lengte-effect: de kans dat het ergens in de dijk misgaat, is groter dan de kans dat het op één specifieke plaats misgaat doordat de sterkte onzeker is en ruimtelijk variabel.

Het lengte-effect kan ook voortkomen uit de ruimtelijke variabiliteit van de belasting. Als de oriëntatie van een traject sterk variabel is, dan kan het zo zijn dat sommige delen van het traject zwaar worden belast bij oostenwind terwijl andere dan nauwelijks belast worden, en vice versa. Stel dat een traject alleen kan falen bij een harde oostenwind of bij een harde westenwind. In dat geval is de overstromingskans gelijk aan de som van de kans op een harde oostenwind en de kans op een harde westenwind. Het kan immers niet tegelijkertijd uit het oosten en het westen waaien. De overstromingskans is dan dus groter dan de kans van het gedeelte van het traject dat op het oosten (of westen) is georiënteerd. Ook dit is te beschouwen als een lengte-effect.

## 2. Rekenen aan het lengte-effect

Een dijktraject is op te vatten als een seriesysteem van relatief korte vakjes of doorsneden. De overstromingskans is de kans dat ten minste één van deze vakjes faalt. Een vakje faalt als de belasting op het vakje groter is dan de sterkte van het vakje. In formulevorm:

$$P(F_i) = P(S_i > R_i)$$

$P(F_i)$  de kans op het falen van vakje  $i$   
 $S_i$  de onzekere belasting op vakje  $i$   
 $R_i$  de onzekere sterkte van vakje  $i$

Voor de kans op een overstroming doordat er ergens binnen een traject met  $n$  vakken een vakje faalt, kan dus worden geschreven:

$$P(F_{\text{traject}}) = P(S_1 > R_1 \text{ of } S_2 > R_2 \text{ of } S_3 > R_3 \text{ of } \dots \text{ of } S_n > R_n)$$

Als de kansverdelingen van de belasting en de sterkte bij elk vakje hetzelfde zijn, dan is de faalkans van elk vakje ook hetzelfde. De faalkans van het traject zou echter nog steeds (veel) groter kunnen zijn dan de faalkans van een individueel vakje. Dat wordt hieronder toegelicht.

Beschouw een geval waarin de belasting op alle vakjes op elk moment hetzelfde is. Er kan dan worden geschreven ( $S_i = S$ ):

$$P(F_{\text{traject}}) = P(S > R_1 \text{ of } S > R_2 \text{ of } S > R_3 \text{ of } \dots \text{ of } S > R_n)$$

en dus ook:

$$P(F_{\text{traject}}) = P(S > \text{Min}\{R_1, R_2, R_3 \dots R_n\})$$

Als de sterktes van de vakjes onafhankelijk zijn, dan is de kans dat *ergens* een vakje te zwak is groter dan de kans dat *één specifiek* vakje te zwak is, ofwel:

$$P(S > \text{Min}\{R_1, R_2, R_3 \dots R_n\}) > P(S > R_i)$$

Hoe langer het traject is, des te meer onafhankelijke vakjes er zijn en des te groter het verschil is. Dit is het fenomeen dat ook wel het lengte-effect wordt genoemd. Op analoge wijze is af te leiden dat de kans dat een traject *ergens* faalt groter is dan de kans dat *één specifiek* vakje faalt als niet de sterktes maar de belastingen onafhankelijk zijn.

## 3. Het lengte-effect in het ontwerpinstrumentarium

Met de voorschriften uit het ontwerpinstrumentarium kunnen doorsneden ontworpen worden. Om te weten aan welke eisen een doorsnede moet voldoen, moet voor elk faalmechanisme steeds van de faalkanseis voor het gehele traject een faalkanseis op doorsnedeniveau worden afgeleid. Daarbij is het lengte-effect van belang.

### Geotechnische faalmechanismen

Voor de geotechnische faalmechanismen is het lengte-effect vooral het gevolg van de ruimtelijke variabiliteit van de ondergrondeigenschappen in combinatie met een gebrek aan een hoge dichtheid aan metingen. Hoe langer een traject is, des groter de kans is dat er ergens een relatief zwakke plek blijkt te zitten. Hoe langer het traject, des te strenger de faalkanseis op doorsnedeniveau dus moet zijn om aan de faalkanseis op trajectniveau te voldoen. Daarbij is het uiteraard alleen van belang om te kijken naar de delen van het traject waar het mechanisme zich redelijkerwijs voor zou kunnen doen. De faalkanseis op doorsnedeniveau is daarom in het OI afhankelijk gesteld van:

1. de mechanismegevoelige lengte binnen het traject.
2. een lengtemaat die een indicatie geeft van de grootte van het lengte-effect binnen de mechanismegevoelige lengte.



In formulevorm:

$$P_{\max,dsn} = P_{\max,traject} / N \quad \text{met} \quad N = (1 + a \cdot L / b)$$

Waarin:

$P_{\max,dsn}$	Maximaal toelaatbare faalkans voor het beschouwde faalmechanisme op doorsnedeniveau (per jaar)
$P_{\max,traject}$	Maximaal toelaatbare faalkans voor het beschouwde faalmechanisme op trajectniveau (per jaar)
N	Lengte-effectfactor (-)
L	Lengte van het traject (m)
a	Fractie van de trajectlengte die gevoelig is voor het beschouwde faalmechanisme (-)
b	Lengtemaat die de grootte van het lengte-effect binnen de mechanismegevoelige lengte weergeeft (m)

De factor N is op te vatten als het aantal equivalente, onafhankelijke (fictieve) vakken waar het betreffende faalmechanisme een rol speelt. Met equivalent wordt bedoeld dat elk vak dezelfde faalkans bezit.

De formule is overigens gelijk aan de formule die ten grondslag ligt aan de schadefactor uit het addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies uit 2007. Echt nieuw is deze omgang met het lengte-effect dus niet.

#### *Vereiste kerende hoogte*

Bij golfoverslag wordt het lengte-effect vooral veroorzaakt door variaties in de oriëntatie van de dijken binnen een traject. Dat is alleen relevant als de golfhoogte relatief belangrijk is voor de vereiste kruinhoogte. De waterstanden langs een traject zijn namelijk vaak ruimtelijk sterk gecorreleerd. Als de dijken binnen het traject verschillende oriëntaties bezitten, geldt dit niet voor de golfbelastingen. Omdat het lengte-effect bij golfoverslag niet zozeer samenhangt met de lengte maar met variaties in de oriëntatie van de dijk is voor golfoverslag in het OI per traject direct een N-waarde gegeven. De faalkanseis op doorsnedeniveau kan worden bepaald door de faalkanseis op trajectniveau te delen door deze N-waarde.

#### *Faalmechanismen kunstwerken*

Ook bij de kunstwerken wordt met N-waarden gewerkt voor de bepaling van faalkanseisen voor bijvoorbeeld betrouwbaarheid sluiting. Het lengte-effect bij kunstwerken hangt niet samen met de totale lengte van de kunstwerken maar met het aantal kunstwerken, hun faalkansen en hun onderlinge afhankelijkheden.

De N-waarde moet niet gelijk moet worden gesteld aan het totale aantal kunstwerken binnen een traject. Dat zou zeer conservatief zijn. Lang niet elk kunstwerk draagt immers evenveel bij aan de faalkans op trajectniveau. Bovendien zijn er soms sterke afhankelijkheden. De N-waarde kan per faalmechanisme verschillend zijn. De faalkansen van de kunstwerken en de onderlinge afhankelijkheden tussen de kunstwerken kunnen immers per faalmechanisme anders zijn.

In het OI2014 worden default-N-waarden voorgesteld waar in het ontwerp mee gerekend kan worden. Wanneer deze default-waarden te knellend zijn, kunnen afwijkende N-waarden worden afgeleid door alle kunstwerken in het traject in samenhang te beschouwen. Het kan dan overigens ook verstandig zijn om de faalkansbegroting nader te beschouwen. Door voor een faalmechanisme een grotere faalruimtefactor te hanteren, wordt de faalkanseis voor dat faalmechanisme namelijk ook minder streng.

#### 4. Verder lezen

In de volgende documenten is meer informatie opgenomen over de achtergronden van het lengte-effect en de omgang met lengte-effecten in de toets- en ontwerppraktijk. Ze zijn te downloaden via [www.helpdeskwaterwater.nl](http://www.helpdeskwaterwater.nl).

1. Het Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies uit 2007
2. De VNK2-publicatie: De methode van VNK2 nader verklaard
3. De VNK2-publicatie: Overschrijdingskansen en overstromingskansen

*Het kennisplatform risicobenadering is opgericht ter ondersteuning van de keringbeheerder bij toepassen van de nieuwe normering en de risicobenadering. Adviezen en ondersteuning van het kennisplatform risicobenadering hebben een informele status en staan gelijk aan collegiaal advies.*





4

# Faalkansbegroting

22 augustus 2016



## MEMO

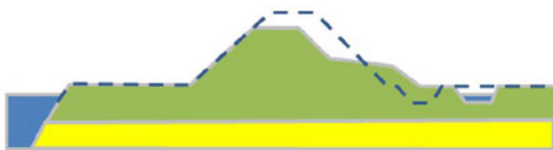
Aan : Kennisplatform Risicobenadering  
Van : Han Knoeff  
Review : Bob van Bree  
Kopie aan : -  
Datum : 22 augustus 2016  
Versie :  
Onderwerp : Faalkansbegroting

Kennisplatform  
Risicobenadering  
Zuidersluis 1  
3439 LA Nieuwegein  
Postbus 2232  
3500 GE Utrecht  
[kpr@rws.nl](mailto:kpr@rws.nl)

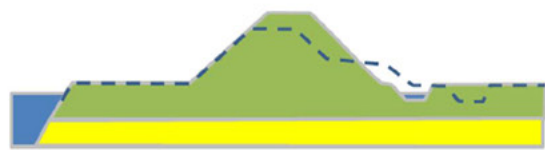
### Wat is een faalkansbegroting?

Met een faalkansbegroting wordt een overstromingskansnorm verdeeld over verschillende faalmechanismen. Er wordt daarbij geen rekening gehouden met correlaties tussen faalmechanismen. De faalkansbegroting heeft niets te maken met het verdelen van faalkansen in de ruimte, dat wil zeggen over dijkvakken binnen een dijktraject.

De faalkansbegroting bepaalt uiteindelijk mede de vorm van de kering. Dit is weergegeven in onderstaande figuur. De overstromingskans van beide keringen is even hoog. Bij de linker kering is het dominante mechanisme falen door overslag, bij de rechter kering is dat falen door instabiliteit.



*Een faalkansbegroting waarbij een groot deel van de faalkansruimte is gereserveerd voor hoogte leidt tot een lagere maar brede dijk.*



*Een faalkansbegroting waarbij een groot deel van de faalkansruimte wordt gereserveerd voor stabiliteit leidt tot een smalle hogere dijk.*

### Waarom een faalkansbegroting?

Een faalkansbegroting is nodig voor (semi) probabilistische ontwerpanalyses. De begroting wordt gebruikt voor het stellen van faalkanseisen aan faalmechanismen.

Een faalkansbegroting kan nooit leiden tot een onveilig ontwerp. Wanneer alle faalmechanismen voldoen aan de faalkanseisen die voor dat faalmechanisme uit de norm en faalkansbegroting zijn afgeleid, voldoet het ontwerp automatisch aan de overstromingskansnorm. Wel kan een verkeerde faalkansbegroting leiden tot een ondoelmatig ontwerp.

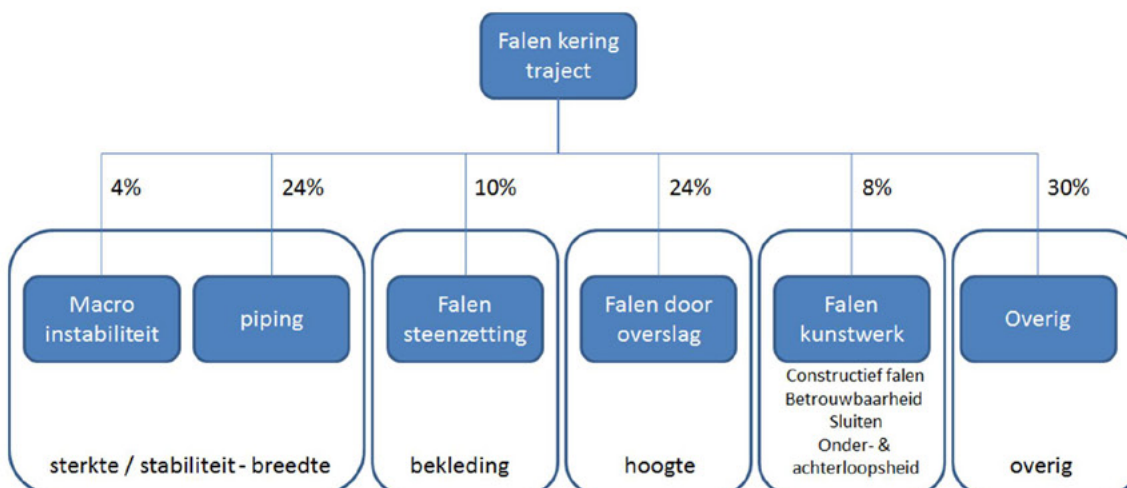
Een economisch (doelmatig) ontwerp ontstaat meestal wanneer aan dominante faalmechanismen minder strenge (groot percentage in faalkansbegroting) en aan niet relevante faalmechanismen strenge eisen (klein percentage in faalkansbegroting) worden gesteld.

De meest economische faalkansbegroting is in de meeste gevallen min of meer gelijk aan de opbouw van de huidige 'werkelijke' faalkansverdeling van de waterkering.

## Waarom een standaard faalkansbegroting?

De huidige 'werkelijke' faalkansverdeling hangt af van de specifieke situatie binnen een dijktraject. Voor de gedetailleerde toets op vakniveau is in het WBI een standaard faalkansverdeling opgesteld. Deze verdeling is gebaseerd op faalkansverdelingen die uit VNK 2 kunnen worden afgeleid. Het bleek voor WBI niet zinvol om regionale faalkansverdelingen op te stellen. Deze zouden niet significant afwijken.

De faalkansbegroting uit het WBI is in het OI2014 overgenomen. De faalkansbegroting kan als startwaarde worden gebruikt bij het bepalen van de versterkingsopgave in de verkenningsfase. In deze faalkansbegroting is 30% gereserveerd voor overig.<sup>1</sup>



## Wanneer afwijken van standaard faalkansbegroting?

Bij het dimensioneren van een oplossing worden continu (schematisatie) keuzen gemaakt. In het OI2014 en andere ontwerp leidraden worden startwaarden gegeven waarmee een eerste versterkingsopgave of de grove dimensies van een versterking kunnen worden bepaald. De startwaarden zijn waarden die overal in Nederland kunnen worden toegepast. Omdat de omstandigheden in Limburg anders zijn dan op Texel zijn de startwaarden over het algemeen erg conservatief en kan het zonder nadenken gebruiken van deze waarden mogelijk tot brede en hoge dijken leiden. De faalkansbegroting uit het OI 2014 is één van deze startwaarden.

In het ontwerpproces moet worden geanalyseerd welke startwaarden bovenmatig conservatief zijn en grote invloed hebben op de versterkingsopgave of dimensies van een dijkversterking. Afwijken van de faalkansbegroting kan zinvol zijn wanneer:

- Een mechanisme met een kleine faalkansruimte, zoals macrostabiliteit, niet voldoet. De kans is aanwezig dat het mechanisme 'voldoet' wanneer de faalkansruimte significant wordt vergroot. Het beperkt vergroten (bijvoorbeeld met een factor 2) van faalkansruimten levert in het algemeen weinig op. In onderstaande tabel is voor piping en macrostabiliteit de relatie tussen faalkansruimte ( $\omega$ ) en respectievelijk toe te passen schadefactor voor macrostabiliteit en sterktefactor voor piping aangegeven bij overstromingskansnormen van 1/3000 en 1/10000 per jaar.
- Het ruimtebeslag van een goedkope verbetermaatregel (in grond) net te groot is. Met een iets andere faalkansverdeling kan een dure verbetermaatregel worden voorkomen.

<sup>1</sup> Dit zijn belastingsituaties en faalmechanismen waarvoor nog geen toets- en ontwerpregels conform de overstromingskansbenadering zijn uitgewerkt. Overig betekent geen reservering voor onvoorziene situaties die ontstaan door (onvoldoende) beheer of nieuwe kennis.

- Een mechanisme met verbetermaatregelen wordt uitgesloten. Als maatregel tegen piping kan ervoor worden gekozen om het mechanisme in een traject uit te sluiten (bijvoorbeeld filter, verticaal geotextiel). De faalkansruimte voor piping kan dan worden gebruikt voor andere mechanismen.

<b>traject L=25 km, a en b conform hoofdstuk 1 OI2014v4</b>						
$\frac{P_{max}}{\omega}$	veiligheidsfactor piping (a=0,4)		schadefactor macro- stabiliteit Mohr-Coulomb		schadefactor macro- stabiliteit CSSM	
	1/3.000	1/10.000	1/3.000	1/10.000	1/3.000	1/10.000
0,04	1,50	1,42	1,11	1,14	1,13	1,17
0,24	1,31	1,25	1,06	1,09	1,08	1,11
0,48	1,24	1,19	1,04	1,07	1,05	1,09

Let op: het afwijken van faalkansbegroting vindt op het niveau van het dijktraject plaats. Wanneer voor een dijkvak wordt gekozen om af te wijken van de faalkansbegroting heeft dit consequenties voor de overige dijkvakken in het traject.

#### Wanneer is aanpassen van faalkansbegroting niet aan te raden?

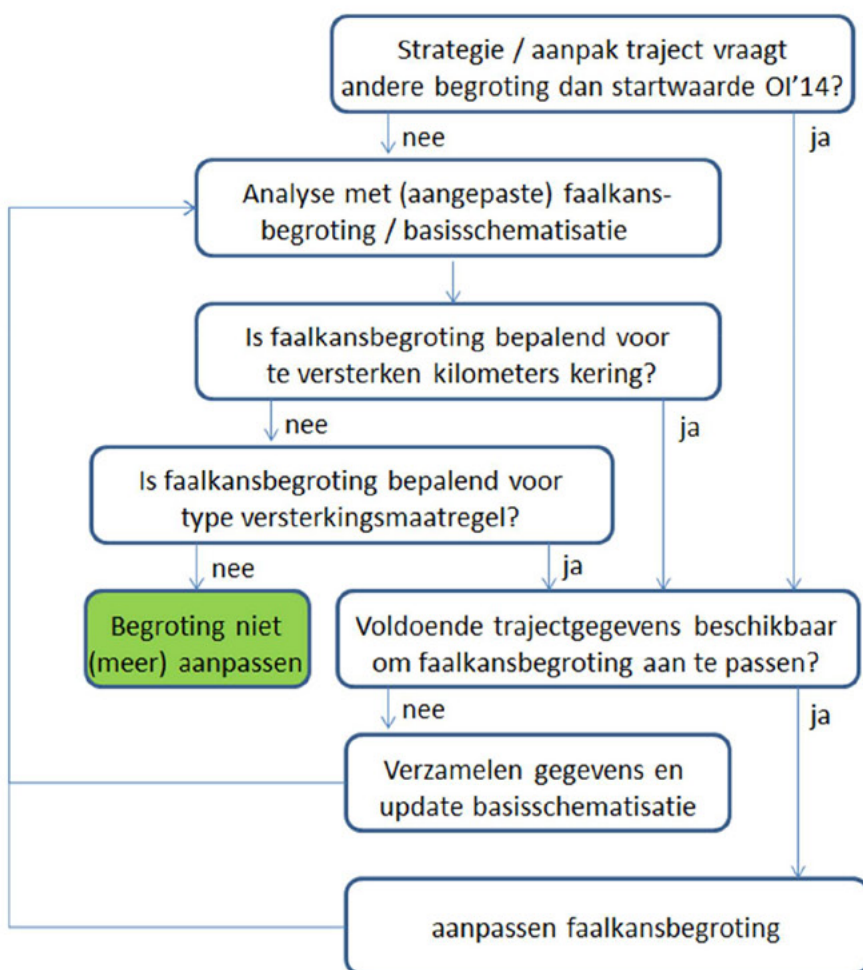
Het wordt niet aanbevolen de faalkansbegroting aan te passen:

- wanneer de totale investering voor de verbetering hierdoor marginaal wordt beïnvloed. Dit is bijvoorbeeld het geval bij vervangen van harde bekledingen of kunstwerken. De initiële kosten zijn hier in de meeste gevallen zo groot dat optimalisatie van faalkansbegroting weinig nut heeft.
- in situaties waarbij slechts een (zeer) klein deel van het traject moet worden versterkt en de onzekerheden in de basisschematisatie groot zijn. Het aanpassen van de faalkansbegroting is pas zinvol wanneer door (duur) onderzoek de onzekerheden in de basisschematisatie zijn verkleind. Het is doelmatiger om het vak gewoon te versterken
- wanneer andere uitgangspunten (oa basisschematisatie, lengte-effect) meer bepalend zijn voor versterkingsopgave of dimensies van verbetermaatregel. Deze startwaarden dienen eerst nauwkeuriger te worden vastgesteld waarna kan overwogen de faalkansbegroting bij te stellen.

#### Hoe vindt aanpassing van faalkansbegroting in een project plaats?

Het ontwerpproces is een iteratief proces waarbij continue keuzes worden gemaakt en uitgangspunten vast- en bijgesteld. De eerste (ontwerp) berekeningen worden uitgevoerd met startwaarden voor onder andere de basisschematisatie en faalkansbegroting. Op basis van analyse van de resultaten kan ervoor worden gekozen om de faalkansbegroting aan te passen. Dit is weergegeven in navolgend schema





*Het kennisplatform risicobenadering is opgericht ter ondersteuning van de keringbeheerder bij toepassen van de nieuwe normering en de risicobenadering. Adviezen en ondersteuning van het kennisplatform risicobenadering hebben een informele status en staan gelijk aan collegiaal advies.*





# 5

## Overschrijdingskans ontwerpbelasting

9 februari 2017



## MEMO

Aan : Kennisplatform Risicobenadering  
Opgesteld door : Ruben Jongejan, Bob van Bree  
i.s.m. : -  
Gereviewd door : Ilka Tanczos  
Kopie aan : -  
Datum : 09-02-2017  
Versie : KPR-memo  
Onderwerp : Nadere toelichting op de overschrijdingskansen van de ontwerpbelasting

Kennisplatform  
Risicobenadering

Zuidersluis 1  
3439 LA Nieuwegein  
Postbus 2232  
3500 GE Utrecht

[kpr@rws.nl](mailto:kpr@rws.nl)

### 1 Inleiding

#### 1.1 Overzicht ontwerpbelastingen OI2014v4

In het OI2014v4 is per faalmechanisme een ontwerpbelasting gespecificeerd. Een overzicht van deze ontwerpbelastingen is gegeven in Tabel 1.

Tabel 1. Overzicht ontwerpbelastingen OI2014v4.

Type kering	Faalmechanisme	Overschrijdingskansen ontwerpbelasting getalsmatig gelijk aan
Dijken	Golfoverslag	Faalkanseis op doorsnedeniveau
	Falen harde bekleding	Maximaal toelaatbare overstromingskansen
	Falen grasbekleding*	Faalkanseis op doorsnedeniveau
	Macroinstabiliteit	Maximaal toelaatbare overstromingskansen
	Opbarsten, piping en heave	Maximaal toelaatbare overstromingskansen
Kunstwerken	Constructief falen	Maximaal toelaatbare overstromingskansen**
	Piping	Maximaal toelaatbare overstromingskansen

\* Relevant voor bepaling hoogte overgang harde naar zachte bekleding.

\*\* Deze waarde moet nog worden gecombineerd met een veiligheidsfactor.

Na bepaling van de hydraulische randvoorwaarden op basis van bovenstaande overschrijdingskansen dienen deze nog gecorrigeerd te worden voor klimaatverandering en de onzekerheidstoetsing zoals beschreven in de Werkwijzer bepaling hydraulische ontwerpvoorwaarden OI2014 versie 4.

#### 1.2 Leeswijzer

In deze factsheet wordt nader ingegaan op de ontwerpbelastingen uit het OI2014v4. De factsheet is als volgt opgebouwd:

- In hoofdstuk 2 wordt eerst ingegaan op de betekenis van rekenwaarden. De ontwerpbelasting is feitelijk de rekenwaarde van de belasting, net zoals er rekenwaarden voor de sterkte-eigenschappen zijn.
- Bij de meeste faalmechanismen is de overschrijdingskans van de ontwerpbelasting getalsmatig gelijk aan de maximaal toelaatbare overstromingskansen. Dat is niet het geval voor golfoverslag en het falen van grasbekledingen. De redenen voor dit verschil worden in hoofdstuk 3 nader toegelicht.
- In hoofdstuk 4 worden de ontwerpwaarden voor de overige faalmechanismen behandeld.
- De in het OI2014v4 gevolgde aanpak vormt al vele jaren de basis van bijvoorbeeld de toets- en ontwerpregels voor macrostabiliteit binnenwaarts. In het laatste hoofdstuk van dit memo wordt hier kort bij stilgestaan.



## 2 De betekenis van rekenwaarden

Het OI2014v4 specificeert voor verschillende faalmechanismen de rekenwaarden (representatieve waarden en veiligheidsfactoren) voor semi-probabilistische beoordelingen/ontwerpverificaties. Een semi-probabilistisch voorschrift is in wezen een vereenvoudigd rekenrecept waarmee kan worden beoordeeld of aan een bepaalde faalkanseis wordt voldaan. Dat wordt gedaan door het faalmechanismemodel te voeden met rekenwaarden in plaats van kansverdelingen zoals dat wordt gedaan in probabilistische analyses. De rekenwaarden zijn zodanig gedefinieerd dat ze samen een ontwerp opleveren met een voldoende kleine faalkans. Een rekenwaarde is een combinatie van een representatieve (nominale of karakteristieke) waarde en eventueel een partiële veiligheidsfactor. Een karakteristieke waarde is een waarde met een bepaalde kans van onder- of overschrijding, zoals de 5%-ondergrens van laagdikte of de waterstand met een overschrijdingskans van 1/10.000 per jaar.

Representatieve waarden en veiligheidsfactoren zijn niet los van elkaar te zien zijn. Over de definitie van het ontwerppeil is het volgende opgenomen in het achtergrondrapport bij het OI2014v4:

*Voor het ontwerppeil is uitgegaan van een waterstand met een overschrijdingskans die gelijk is aan de getalswaarde van de overstromingskansnorm (ofwel: de faalkanseis voor alle mechanismen en vakken in het traject samen). Hierbij moet het volgende worden bedacht:*

- a) Binnen de oude overschrijdingskansbenadering had de overschrijdingskans een andere lading dan binnen de overstromingskansbenadering. De overschrijdingskans was gerelateerd aan een belastingniveau dat veilig gekeerd moet kunnen worden. In de overstromingskansbenadering legt de overschrijdingskans slechts de representatieve waarde van de belasting vast die samen met andere rekenwaarden moet waarborgen dat aan een faalkanseis wordt voldaan. Het gaat dan niet meer (alleen) om de conditionele faalkans bij het toetspeil.*
- b) Representatieve waarden en partiële veiligheidsfactoren zijn in zekere zin communicerende vaten: het effect van minder ongunstige representatieve waarden kan worden gecompenseerd door grotere partiële veiligheidsfactoren en vice versa. Dit betekent dat een representatieve waarde op zichzelf nog weinig zegt over de strengheid van een semi-probabilistische toetsvoorschrift.*
- c) Door het voorstel voor de definitie van de ontwerpbelasting te volgen beweegt de representatieve waarde van de buitenwaterstand mee met de normhoogte. Als er bijvoorbeeld voor zou worden gekozen om bij elk traject de representatieve belasting een overschrijdingskans van 1/300 per jaar te laten bezitten, dan zouden de veiligheidsfactoren voor trajecten met normen van 1/300 en 1/30.000 per jaar sterk uiteen komen te liggen. De aansluiting tussen probabilistische en de semi-probabilistische beoordelingen zou hierbij ook onnauwkeuriger worden, met conservatisme als gevolg.*

Indien voor een faalmechanisme een andere keuze was gemaakt voor de overschrijdingskans van de ontwerpbelasting dan zouden de overige rekenwaarden anders zijn geweest (ofwel: andere veiligheidsfactoren). Er zijn verschillende combinaties mogelijk van rekenwaarden die hetzelfde ontwerp opleveren. Als de ene waarde wat gunstiger wordt gekozen, dan mag een andere wat ongunstiger zijn. Een andere keuze voor de overschrijdingskans van de ontwerpbelasting heeft dus effect op de te hanteren veiligheidsfactoren, maar geen/nauwelijks effect op het eindresultaat.

## 3 Ontwerpbelasting golfoverslag

Volgens het OI2014v4 moet de overschrijdingskans van de rekenwaarde van het kritieke overslagdebiet kleiner zijn dan de faalkanseis op doorsnedeniveau. Er had in principe ook voor gekozen kunnen worden om uit te gaan van een overschrijdingskans die kleiner (of groter) is. Dan hadden de rekenwaarden van het kritieke overslagdebiet navenant kleiner (of groter) moeten zijn.

De redenen waarom bij golfoverslag in het OI2014 is gekozen voor een overschrijdingskans van het hydraulisch belastingniveau dat getalsmatig gelijk is aan de faalkanseis op doorsnedeniveau zijn als volgt:

1. Door de gekozen werkwijze sluit de semi-probabilistische beoordeling van de benodigde kerende hoogte goed aan op de uitkomsten van een volledig probabilistische beoordeling. Hierdoor wordt onnodig conservatisme in het ontwerp voorkomen.
2. In het WBI2017 wordt de kerende hoogte probabilistische beoordeeld. Door de keuze in het OI2014v4 zit er qua inspanning en berekeningswijze nauwelijks verschil tussen een probabilistische en een semi-probabilistische overslagbeoordeling. De gekozen werkwijze lijkt namelijk al sterk op het vergelijken van de uitkomst van een probabilistische doorsnedenberekening met een faalkanseis op doorsnedeniveau. Om van de semi-probabilistische som naar de probabilistische som over te gaan, hoeft een gebruiker alleen het kritieke overslagdebiet anders te beschrijven (rekenwaarde vs. kansverdeling). In de semi-probabilistische som voedt de gebruiker het golfoverslagmodel met een rekenwaarde van het kritieke overslagdebiet (bijv. 10 l/s/m), in de probabilistische som met een kansverdeling van het kritieke debiet. De faalkanseis op doorsnedeniveau is in beide gevallen hetzelfde.

Voor beoordelingen van grasbekledingen geldt een soortgelijke redenering. Voor meer informatie hierover wordt verwezen naar het WBI. De bovenstaande argumenten zijn echter niet van toepassing op de overige faalmechanismen. Dit verklaart waarom de ontwerpbelasting bij de andere faalmechanismen aan de hand van een andere overschrijdingskans is gedefinieerd.

## 4 De ontwerpbelasting bij overige faalmechanismen

### 4.1 Geotechnische faalmechanismen

Voor geotechnische faalmechanismen<sup>1</sup> is het ontwerppeil de waterstand met een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de maximaal toelaatbare overstromingskans. Hierop zijn de veiligheidsfactoren in de rekenregels voor deze faalmechanismen afgestemd.

*Stel de maximaal toelaatbare overstromingskans is 1/3.000 per jaar. Voor bijvoorbeeld piping en macrostabiliteit dient dan bij het ontwerp te worden gerekend met een lokale waterstand met een overschrijdingskans van 1/3.000 per jaar. De faalkansbegroting en het lengte-effect hebben dus geen consequenties voor het ontwerppeil. Wel hebben ze consequenties voor de veiligheidsfactoren waarmee bij het ontwerp moet worden gerekend. Voor macrostabiliteit binnenwaarts zit dit als volgt:*

*In de standaard-faalkansbegroting is voor macrostabiliteit een aandeel van 4% aangehouden. De faalkanseis op trajectniveau is voor dit faalmechanisme bij een maximaal toelaatbare overstromingskans van 1/3.000 per jaar dus gelijk aan  $0,04 \times 1/3.000 = 1/75.000$  per jaar. Stel dat het traject 20 km lang is. Het invullen van de formule uit hoofdstuk 1 van het OI2014v4 levert voor dit faalmechanisme een faalkanseis op doorsnedeniveau die gelijk is aan  $1/75.000 / (1 + 0,033 \times 20.000m / 50m) = 1/1.065.000$  per jaar. Dit correspondeert met een betrouwbaarheidsindex van 4,77 (in Excel:  $-norm.s.inv(1/1.065.000)=4,77$ ). Het invullen van de formule voor de schadefactor (zie hoofdstuk 5 van het OI2014v4) levert vervolgens  $1 + 0,13 \times (4,77 - 4,0) = 1,10$  voor het Mohr-Coulombmodel en  $0,15 \times 4,77 + 0,41 = 1,13$  voor het CSSM-model.*

<sup>1</sup> Het betreft de faalmechanismen (i) macroinstabiliteit, (ii) opbarsten, piping en heave en (iii) piping bij kunstwerken.



## 4.2 Bekledingen

Bij het ontwerp van harde bekledingen op het buitentalud met Steentoets of Golfklap dient te worden uitgegaan van een belasting (combinatie waterstand en golven) met een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de maximaal toelaatbare overstromingskans. Noot: Grasbekledingen<sup>2</sup> worden wel ontworpen op basis van een belasting met een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de faalkanseis op doorsnedeniveau.

*Stel de maximaal toelaatbare overstromingskans is 1/3.000 per jaar. Bij het ontwerp van een steenbekleding dient de ontwerpbelasting dan te worden bepaald door in de Hydra-modellen de Q-variant toe te passen met een overschrijdingskans van 1/3.000 per jaar.*

## 4.3 Constructief falen kunstwerken

De belasting op een kunstwerk wordt gevormd door de waterstand en de golven. Dit kan een hele andere combinatie van waterstand en golven zijn dan die van belang is voor golfoverslag. Voor het constructief falen van kunstwerken kan het lastig zijn om de combinatie van waterstand en golfhoogte te bepalen die een belasting oplevert met een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de maximaal toelaatbare overstromingskans. Als de correlatie tussen waterstand en golfhoogte beperkt is, dan is de overschrijdingskans van de belasting die correspondeert met de combinatie van de 1/3.000 per jaar-waterstand en de 1/3.000 per jaar-golfhoogte namelijk fors kleiner dan 1/3.000 per jaar. De belasting wordt dan dus overschat. Een mogelijke werkwijze is om bij de bepaling van de rekenwaarden van hydraulische belastingparameters rekening te houden met twee situaties, waarvan de dominante wordt gehanteerd voor het ontwerp. In voorkomende gevallen kan hierover contact worden opgenomen met het KPR.

Als er wel sprake is van een sterke correlatie tussen waterstand en golfhoogte, dan kan de ontwerpbelasting (de bij het ontwerp aan te houden combinatie van waterstand en golven) als volgt worden bepaald:

1. Ga uit van een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de maximaal toelaatbare overstromingskans in combinatie met: de marginale statistiek van de waterstand in combinatie met de marginale statistiek van de windsnelheid (voor situatie waarbij lokale golfgroei belangrijk kan zijn, bijvoorbeeld in afgeschermd gebied).
2. de marginale statistiek van de waterstand in combinatie met de marginale statistiek van de golfcondities (voor situaties waarbij golfcondities vanuit een groter watersysteem belangrijk zijn).

## 5 Tot besluit: vergelijking met oude ontwerppraktijk

Dat een faalkanseis op doorsnedeniveau niet gelijk hoeft te zijn aan de overschrijdingskans van het ontwerppeil is niet nieuw. Zo is bij de afleiding van de veiligheidsfactoren voor beoordelingen van de binnenwaartse macrostabiliteit in de huidige leidraden verondersteld dat de overschrijdingsfrequentienorm opgevat mocht worden als een maximale overstromingskans. Vervolgens is hier een faalkanseis voor macrostabiliteit op doorsnedeniveau van afgeleid. De grootte van de schadefactor berust op deze faalkanseis. In het addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies uit 2007 staat over de schadefactor het volgende geschreven:

<sup>2</sup> Deze komen aan bod in het OI2014v4 bij het bepalen van het niveau van de overgang van harde naar zachte bekledingen.

**Schadefactor**

Omdat de vereiste betrouwbaarheid per dijkvak kan verschillen ten opzichte van het basis-betrouwbaarheidsniveau ( $\beta = 4,0$ ) is een schadefactor nodig om hiervoor te corrigeren. Deze schadefactor is direct aan de betrouwbaarheidsindex gerelateerd en wordt als volgt berekend (zie ook tabel 5.3.2):

$$\gamma_n = 1,0 + 0,13 \cdot (\beta - 4,0) \quad (5.3.8)$$

Tabel 5.3.2 Schadefactoren

betrouwbaarheidsindex $\beta$ (1/jaar)	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25
schadefactor $\gamma_n$ (-)	1,00	1,03	1,07	1,10	1,13	1,16

**Bovenrivierengebied**

Voor het bovenrivierengebied kan voor de binnenwaartse stabiliteit een betrouwbaarheidsindex  $\beta = 4,6$  worden gebruikt (ofwel een schadefactor 1,08).

**Benedenrivierengebied**

Voor het benedenrivierengebied kan voor de te hanteren betrouwbaarheidsindex per dijkvak de volgende benadering worden gevolgd:

$$\beta_{\text{nodig}} = \Phi^{-1}(P_{\text{loc,toel}}) \quad \text{waarin } P_{\text{loc,toel}} = \frac{f \cdot \text{norm}}{1 + \alpha \frac{L}{\ell} \cdot P_{f|\text{inst}}} \quad (5.3.9)$$

$\beta_{\text{nodig}}$  vereiste betrouwbaarheid voor een dijkvak (1/jaar)

$\Phi^{-1}$  inverse Gauss kansfunctie

$P_{\text{loc,toel}}$  toelaatbare kans op instabiliteit op een bepaalde locatie (1/jaar)

norm veiligheidsnorm: variërend van 1/1250 tot 1/10.000 (1/jaar)

$f$  0,1 (-); toelaatbare kans overstrooming door instabiliteit =  $f \cdot \text{norm}$

$\alpha$  0,033 (-);  $\alpha$  verdisconteert twee fenomenen, 1) het niet substantieel bijdragen van alle dijkvakken in de ring aan de instabiliteitskans van de ring en 2) aanwezige correlatie tussen de instabiliteitskansen van de afzonderlijke dijkvakken

$L$  totale lengte van de waterkering (m)

$\ell$  50 m; representatieve lengte voor de analyse in een doorsnede (m)

$P_{f|\text{inst}}$  kans op falen gegeven een instabiliteit (-)

Voor hoogwater als oorzaak van de instabiliteit wordt  $P_{f|\text{inst}} = 1,0$  aangehouden. Indien het optreden van instabiliteit niet samenhangt met het optreden van hoogwater wordt  $P_{f|\text{inst}} = 0,1$  aangehouden.

De lezer kan gemakkelijk nagaan dat bij de berekeningen bij het voorbeeld over macrostabiliteit uit hoofdstuk 4 eveneens gebruik is gemaakt van een normafhankelijke formule, net als in formule 5.3.9. Hierbij is in het TRWG is uitgegaan van de faalruimtefactor  $f=0,1$  terwijl in het OI2014 een faalruimtefactor van 0,04 is gehanteerd.

*Het Kennisplatform Risicobenadering is opgericht ter ondersteuning van de keringbeheerder bij toepassen van de nieuwe normering en de risicobenadering. Adviezen en ondersteuning van het kennisplatform risicobenadering hebben een informele status en staan gelijk aan collegiaal advies.*

6

# Vakgrootte

13 juli 2017

## FACTSHEET

Aan Opgesteld : WBI team  
door : Jan Tigchelaar  
i.s.m. : Ruben Jongejan, Cor Bisschop  
Gereviewd door : Bob van Bree  
Kopie aan : -  
Datum : 13-07-2017  
Versie : 2  
Onderwerp : Factsheet KPR vakgrootte

**Kennisplatform  
Risicobenadering**

Zuidersluis 1  
3439 LA Nieuwegein  
Postbus 2232  
3500 GE Utrecht

[kpr@rws.nl](mailto:kpr@rws.nl)

### 1 Inleiding

Bij het ontwerp (OI2014) en beoordeling van primaire waterkeringen (WBI2017) wordt aan de hand van berekeningen aangetoond of aan eisen wordt voldaan. De eisen ten aanzien van waterveiligheid zijn vastgelegd in de Waterwet.

Op dit moment bestaan verschillende methodes om de berekeningen uit te voeren:

- 1 met rekenwaarden (semi-probabilistisch), of
- 2 expliciet rekening houdend met onzekerheden van en correlaties tussen specifieke parameters en vakken (probabilistisch op vak of trajectniveau).

Naast berekeningen is het ook mogelijk om op basis van eenvoudige kenmerken te beoordelen (eenvoudige toets) of een faalmechanisme relevant is, ofwel geen significante bijdrage aan de faalkans van het dijkvak of dijktraject zal hebben.

Bij deze berekeningen speelt de schematisatie van het dijklichaam en de ondergrond een belangrijke rol. Met schematisatie wordt bedoeld het vertalen van de complexe buitenwereld naar modelinvoer ofwel het opdelen van het dijktraject in kleinere eenheden (segmenten/dijkvakken) en de bijbehorende beschrijving van de representatieve doorsneden in deze eenheden (onder andere geometrie, bekleding, grondlaageenheden, grondtypen en grondeigenschappen) en waterspanningen.

In verschillende projecten bestaat onvoldoende duidelijkheid over de wijze waarop het dijktraject in kleinere eenheden kan worden verdeeld. De huidige leidraden geven geen handreikingen over de minimale grootte van een dijkvak. Een opdeling in te kleine dijkvakken *kan* leiden tot een onvoldoende betrouwbare berekende faalkans van het dijktraject. Deze problematiek speelt in de praktijk met name bij de dijkvakindeling voor het faalmechanisme binnenwaartse macrostabiliteit en het faalmechanisme piping.

Voorliggende notitie richt zich op het bepalen van (minimale) vakgroottes voor macrostabiliteit en piping en heeft tot doel de bestaande insteek te beschrijven en onduidelijkheden expliciet te maken. Hierbij wordt geredeneerd vanuit de methode en de modellen. Tenslotte wordt afgerond met een advies voor beide faalmechanismen.

### 2 Vakgroottes piping en macrostabiliteit

#### 2.1 Bepaling vakgroottes: bestaande praktijk

In hoofdstuk 6 van de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [1] is een nadere handreiking gegeven voor het bepalen van de grootte van dijkvakken. Deze is mede gebaseerd op de sinds jaar en dag gehanteerde werkwijze, beschreven in technische rapporten en leidraden (TAW/ENW).



De vakgrenzen worden in hoofdlijn bepaald door de ligging van (randen van) dijktrajecten, belastingcondities, geometrie, opbouw en samenstelling van de ondergrond en dijklichaam. Daarnaast is aangegeven dat een dijkvak statistisch homogeen moet zijn, ofwel gelijke statistische eigenschappen moet bezitten ten aanzien van belasting, geometrie, grondopbouw etc. Dat betekent dat de kansverdelingen van alle stochastische variabelen en de ruimtelijke correlaties voor elke locatie/doorsnede binnen het vak hetzelfde moeten zijn. De werkelijke (maar ons onbekende) eigenschappen kunnen wel degelijk variëren binnen een statistisch homogeen vak. Binnen een statistisch homogeen vak en tussen twee verschillende statistisch homogene vakken bestaan correlaties.

Het toepassen van beschreven criteria uit [1] leidt tot de schematisatie van langere en kortere dijkvakken, afhankelijk van de lokale situatie.

## 2.2 *Invloed van gekozen vakgrootte op faalkanseisen*

De vakgrootte staat volledig los van de te stellen faalkanseisen. Immers:

- De faalkanseis voor een beoordelingsspoor is op trajectniveau alleen afhankelijk van de norm en de faalkansbegroting. De vakgrootte is hierop niet van invloed.
- In de semi-probabilistische analyse staan de faalkanseisen op doorsnedeniveau eveneens los van de gekozen vakgroottes. Dit komt doordat de factoren a en b vast gekozen zijn.  
Noot: een vak bestaat uit een groot aantal doorsneden; in een homogeen vak hoeft maar 1 doorsnede te worden beoordeeld om te weten te komen of alle (gelijkvormige) doorsneden voldoen.

Dit wordt onderstaand nader toegelicht voor de semi-probabilistische en probabilistische benadering.

### *Probabilistische benadering*

In een probabilistische benadering is alleen de faalkanseis op trajectniveau relevant. Deze wordt bepaald door de norm en het percentage faalkansruimte dat in de faalkansbegroting voor het betreffende faalmechanisme wordt gehanteerd. De vakgrootte is hierop niet van invloed.

### *Semi-probabilistische benadering*

Bij het afleiden van de faalkanseis op doorsnedeniveau (ten behoeve van semi-probabilistische analyses voor beoordeling of ontwerp) zijn keuzes gemaakt voor het deel van het traject dat gevoelig is voor binnenwaartse macrostabiliteit ( $a=1/30=3,3\%$ ) en de verwachte lengte van afschuivingen ( $b=50$  m). Deze keuzes zijn reeds gemaakt in de oude leidraden (o.a. bij het bepalen van de schadefactor). Voor piping gelden eveneens vaste waarden voor a (standaard 90% voor het bovenrivierengebied respectievelijk 40% voor de overige gebieden, aanpasbaar naar inzicht gebruiker) en b (300 m, vast). Hierop is binnen het WBI en OI2014 voortgeborduurd.

Voor de faalkanseis op doorsnedeniveau maakt de gekozen vakgrootte niet uit omdat de factoren a en b niet afhangen van de gekozen vakgrootte. Feitelijk moet iedere willekeurige doorsnede in het dijktraject aan deze eis voldoen. Is dit het geval, dan voldoet het dijktraject zeker aan de eis.

## 2.3 *Invloed van gekozen vakgrootte op berekende faalkansen*

De vakgrootte is wel van belang voor:

1. de bepaling van de betrouwbaarheid van een doorsnede (semi-probabilistisch of probabilistisch) en
2. het combineren van de faalkansen van vakken tot de faalkans van een traject (probabilistisch).

### *Ad 1*

De vaklengte moet niet kleiner zijn dan de afmetingen waarop het faalmechanismemodel is gebaseerd dat wordt gebruikt in een 2D-analyse. Voor binnenwaartse macrostabiliteit gaat het om een lengte van ongeveer 50m. Voor piping is een bredere zone nodig voor de aanstroom van water bij het uittredepunt. Voor primaire keringen ligt dit de lengte in de orde van 100m, afhankelijk van de aanwezige kwelweglengte. Als lokale zwaktes in grondonderzoek worden

onderscheiden, die zich over kortere lengtes uitstrekken, is het de vraag of de gedetailleerde beoordelingsmodellen uit het WBI2017 en het OI2014v4 nog wel geschikt zijn. Als men echt heel lokaal wil modelleren, zal ook het sterktemodel daarop afgestemd moeten worden. In voorkomende gevallen zal dan een op de situatie toegespitst model nodig zijn.

#### Ad 2

In een volledig probabilistische benadering kunnen de ruimtelijke variaties en afhankelijkheden tussen dijkvakken worden gemodelleerd. Desondanks kan ook hier een invloed van kleine vakken van belang worden. De rekentechniek voor het combineren van de faalkansen op vakniveau kan minder nauwkeurig worden voor korte vaklengtes. Dit is afhankelijk van de manier waarop dit is geprogrammeerd in de software.

Voor de analyse is op termijn Riskeer beschikbaar voor het maken van de faalkansberekeningen op vak en trajectniveau. In dit pakket zullen de correlaties tussen vakken worden berekend op basis van de restcorrelaties per stochastische variabele. Dit zijn de limietwaarden (ondergrenzen) van de functies waarmee de correlaties worden beschreven, de zogenaamde autocorrelatiefuncties. Dit is dezelfde werkwijze als in het project VNK2 is aangehouden (PC-Ring). Zie bijvoorbeeld [2]. Als vakken te kort zijn, dan kan het voorkomen dat de werkelijke correlatie tussen de vakken wezenlijk groter is dan de correlatie zoals die berekend wordt op basis van de restcorrelaties. In dat geval wordt de faalkans van het traject in de probabilistische berekening overschat.

In het project veiligheid Nederland in Kaart 2 is reeds een beoordeling van de faalkans gemaakt, waarbij een overstromingsrisico benadering is aangehouden. In dat project zijn voor veel dijktringen in Nederland vakgroottes afgeleid waarbij rekening gehouden is met statistische homogeniteit, ruimtelijke variaties en correlaties. Dit leidde tot vakgroottes voor macrostabiliteit en piping van (bij voorkeur) >300 m, waarbij gestreefd werd naar zo groot mogelijke dijkvakken.

Ondanks de bovenstaande rekentechnische kwestie kan het wel degelijk zinvol zijn bij een lokale zwakte een apart (relatief kort) vak te definiëren (bijvoorbeeld voor een aanwezige zandgeul met bekende lengte). Dit zorgt er dan voor dat de zwakke plek gekoppeld wordt aan de juiste lengte en niet onterecht wordt gedaan alsof sprake is van een relatief langgerekte zwakke plek. Dit weegt op tegen afwijkingen als gevolg van de grootte van (rest)correlaties.

### 3 Advies

Het KPR adviseert om de grootte van de dijkvakken af te stemmen op de verwachte onzekerheden in de ondergrond. Alleen bij een regelmatige wisseling van de ondergrond (en andere eisen uit [1]) zijn ook vaste vakgroottes te verwachten als modellering van het dijktraject. In praktijk zal dit bijna niet voorkomen indien op juiste wijze met onzekerheden wordt omgegaan.

Om een betrouwbare faalkans te berekenen dient de minimale vakgrootte te voldoen aan de volgende twee eisen:

1. Groter dan de omvang van de karakteristieke afmetingen van het model zodat het fysieke model binnen het toepassingsgebied wordt gebruikt (voor macrostabiliteit 50 m, voor piping 50-100 m, afhankelijk van de aanwezige kwelweglengte);
2. Bij een probabilistische berekening is een dijkvak idealiter zo groot dat de correlatie tussen de vakken gelijk is aan de restcorrelatie waar de computer mee rekent. Maak dijkvakken daarom niet kleiner dan nodig is. Bij duidelijke verschillen in *bekende* zwaktes op doorsnedeniveau is het raadzaam om een los vak te definiëren in een probabilistische berekening om te voorkomen dat de computer "denkt" dat een lokale zwakte over relatief grote lengtes aanwezig is. Bijkomend voordeel van grote vakken is dat minder tijd benodigd is voor de stabiliteitssommen.

### Referenties

[1] Schematiseringshandleiding macrostabiliteit, 1 december 2016

[2] De methode van VNK2 nader verklaard, Veiligheid Nederland in Kaart, maart 2011

*Het kennisplatform risicobenadering is opgericht ter ondersteuning van de keringbeheerder bij toepassen van de nieuwe normering en de risicobenadering. Adviezen en ondersteuning van het kennisplatform risicobenadering hebben een informele status en staan gelijk aan collegiaal advies.*







7

# Schematiserings- onzekerheid

2 maart 2017

## MEMO

Aan : -  
Opgesteld door : Ruben Jongejan, Han Knoeff  
i.s.m. : Bob van Bree, Rob Delhez  
Gereviewd door : Marten Hoeksema  
Kopie aan : -  
Datum : 02-03-2017  
Versie : v3  
Onderwerp : Korte toelichting op schematiseringonzekerheid

Kennisplatform  
Risicobenadering  
Zuidersluis 1  
3439 LA Nieuwegein  
Postbus 2232  
3500 GE Utrecht  
[kpr@rws.nl](mailto:kpr@rws.nl)

### 1 Inleiding

Schematiseren is het vertalen van de complexe werkelijkheid naar de invoer van de modellen. Wat de juiste beschrijving van de werkelijke situatie is, is soms onzeker. Zo kan het onzeker zijn of een bepaalde zandbaan in verbinding staat met de rivier, of onder de dijk een bepaalde slappe laag aanwezig is en of een aangebrachte drainage naar behoren functioneert. Dit type onzekerheid wordt ook wel schematiseringonzekerheid genoemd.

Deze notitie is opgesteld omdat is gebleken dat er bij beheerders en ontwerpers vaak vragen zijn over de omgang met schematiseringonzekerheid in het algemeen en de schematiseringsfactor in het bijzonder. Schematiseringonzekerheid is echter niet nieuw. Het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken (TRGS 2012) beschrijft hoe met een schematiseringsfactor de schematiseringonzekerheid rondom bodemopbouw en waterspanningen kan worden meegenomen bij toetsing en ontwerp. De theorie die in dit rapport beschreven staat, blijft onverkort van toepassing bij de overstap op de overstromingskansnormen.

In hoofdstuk 2 van dit memo wordt de schematiseringstheorie uit het TRGS 2012 bondig toegelicht. In dit hoofdstuk wordt beschreven hoe met schematiseringonzekerheid rondom bodemopbouw en waterspanningen kan worden omgegaan bij de toetsing en het ontwerp van waterkeringen. Vervolgens wordt in hoofdstuk 3 voor andere onderdelen van de schematisering ingegaan op mogelijke schematiseringonzekerheden. In hoofdstuk 4 wordt uitgelegd hoe schematiseringonzekerheid in de praktijk verkleind kan worden. Ten slotte wordt in hoofdstuk 5 toegelicht hoe bij het ontwerp gebruik gemaakt kan worden van het SOS (Stochastische Ondergrond Schematisatie) dat voor het WBI2017 is ontwikkeld.

### 2 Hoe om te gaan met schematiseringonzekerheid?

#### 2.1 Theorie

Schematiseringonzekerheid kan worden beschreven door aan alle mogelijke schematiseringen kansen toe te kennen. De alternatieve schematiseringen worden ook wel scenario's genoemd. De kans dat een scenario de juiste is (de werkelijkheid goed beschrijft) heet een scenariokans. De verschillende scenario's moeten elkaar uitsluiten (geen overlap) en ze moeten gezamenlijk alle mogelijkheden beschrijven. De som van de scenariokansen moet dus gelijk zijn aan 1.

Stel we willen de kans op macroinstabiliteit berekenen maar zijn onzeker over de precieze ondergrondopbouw. Dan kunnen we als volgt te werk gaan:

1. definieer de mogelijke ondergrondopbouwen/scenario's,
2. ken aan elk scenario een kans toe,
3. bereken voor elk scenario een faalkans,
4. weeg de faalkansen per scenario uit stap 3 met de scenariokansen uit stap 2,
5. tel de gewogen kansen uit stap 4 op: dit is de faalkans

Ter illustratie is in Tabel 1 een getallenvoorbeeld opgenomen.

**Tabel 1. Getallenvoorbeeld schematiseringtheorie. De berekende faalkans moet kleiner zijn dan de faalkanseis.**

Scenario nr.	Kans op scenario	Faalkans gegeven scenario (per jaar)	Scenariokans maal faalkans gegeven scenario (per jaar)
1	0,1	0,001	0,0001
2	0,9	0,01	0,009
Som	1	n.v.t.	<b>0,0091</b>

De kering voldoet als de aldus berekende faalkans (rechtsonder in Tabel 1) voldoende klein is.

## 2.2 Schematiseringonzekerheid in de praktijk

De voorgaande paragraaf geeft aan hoe een faalkans berekend kan worden als er sprake is van schematiseringonzekerheid. Bij het ontwerp worden echter geen faalkansberekeningen gemaakt maar wordt gerekend met representatieve waarden en veiligheidsfactoren. Dan kan op de volgende twee manieren met schematiseringonzekerheid worden omgegaan:

1. door de resultaten van berekeningen met veiligheidsfactoren om te werken naar veilige schattingen van faalkansen,
2. door te werken met een schematiseringfactor.

Beide methoden berusten op precies dezelfde theorie (zie paragraaf 2.1) en precies dezelfde basisgegevens (dezelfde scenario's en scenariokansen). Bij wettelijke beoordelingen met het WBI2017 zal worden uitgegaan van de eerste werkwijze. Bij het ontwerp kan de tweede werkwijze echter praktischer zijn. Uiteraard kan bij het ontwerp ook de eerste werkwijze worden gevolgd.

### Ad 1. Het omrekenen van veiligheidsfactoren naar veilige schattingen van faalkansen

Als de betrouwbaarheidsanalyses per scenario semi-probabilistisch worden uitgevoerd (met veiligheidsfactoren), dan kan per scenario een veilige schatting van de faalkans worden verkregen. Dat kan worden gedaan door gebruik te maken van de relatie tussen de veiligheidsfactor(en) en de betrouwbaarheidseis. Zo luidt de schadefactor voor CSSM-macrostabieleitsanalyses:

$$\gamma_n = 0,15 \beta_{\text{eis,dsn}} + 0,41 \quad (1)$$

Waarin:

$\beta_{\text{eis,dsn}}$  Geëiste betrouwbaarheid op doorsnedeniveau

Het herschikken van termen geeft:

$$\beta_{\text{eis,dsn}} = (\gamma_n - 0,41) / 0,15 \quad (2)$$

Deze vergelijking geeft aan van welke betrouwbaarheid mag worden uitgegaan als een waterkering bij een bepaalde schadefactor net voldoet. Door per scenario te bekijken bij welke waarde van  $\gamma_n$  net het oordeel "voldoet" gegeven kan worden, kan per scenario met vergelijking (2) een schatting van de betrouwbaarheid worden verkregen. Een getallenvoorbeeld is gegeven in Tabel 2.

**Tabel 2. Getallenvoorbeeld schematiseringtheorie.**

Scenario nr.	Kans op scenario	Schadefactor ( $\gamma_n$ )	Betrouwbaarheidsindex ( $\beta$ )	Veilige schatting faalkans (per jaar)	Scenariokans maal schatting faalkans per scenario (per jaar)
1	0,9	1,1	4,60	2,1E-06	1,9E-07
2	0,1	1	3,93	4,2E-05	4,2E-06
Som	1	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	<b>6,1E-06</b>

*Ad 2. Het toepassen van een schematiseringfactor*

Op grond van de theorie uit paragraaf 2.1 is in het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken een rekenmethode uitgewerkt met een schematiseringfactor die toegepast kan worden bij een enkele basisschematisering (TRGS, Bijlage B). De rekenmethode voor de bepaling van een schematiseringfactor voor macrostabiliteitsanalyses is uitgewerkt in een Excel-sheet die kan worden gedownload op de site van de Helpdesk Water. Hierbij moet er wel op worden gelet dat de relatie tussen de schadefactor en de gewenste betrouwbaarheid in de sheet in lijn is met de laatste versie van het OI2014 en/of het WBI2017.

**3 Schematiseringonzekerheden in de praktijk**

Belangrijke onderdelen van een schematisering zijn:

1. de geometrie
2. de bodemopbouw
3. de geohydrologische karakterisering

Elk van deze onderdelen kan aan schematiseringonzekerheid onderhevig zijn. In de navolgende paragrafen worden daar voorbeelden van gegeven.

*3.1 Schematiseringonzekerheid en de geometrie*

Onder de geometrie van de waterkering worden de dimensies van de waterkering bedoeld. De afmetingen van bestaande waterkeringen zijn in de praktijk goed bekend. Bij de keuze van representatieve profielen wordt rekening gehouden met de variatie in geometrie. Wanneer deze variatie groot is wordt in de regel een fijnere vakindeling gehanteerd.

Het gebruik van scenario's en scenariokansen ligt alleen voor de hand als er een kans is op een grote verandering van de geometrie voorafgaand aan een belasting op de waterkering. Hierbij kan worden gedacht aan beschadiging van een dijk door een zettingsvloeiing. Er is een kans dat het profiel van de waterkering is aangetast door een zettingsvloeiing bij het optreden van een hoogwater, en een kans dat dit niet zo is. Deze kans is overigens niet alleen afhankelijk van de kans op een zettingsvloeiing, maar ook van de kans op tijdig herstel. De kans op een zettingsvloeiing kan via scenariokansen worden meegenomen bij de beoordeling van andere faalmechanismen. In de praktijk is het echter eenvoudiger om te controleren of de kans voldoende klein is dat een zettingsvloeiing tot aantasting van de dijk leidt.

*3.2 Schematiseringonzekerheid en de ondergrond*

Belangrijke onzekerheden ten aanzien van de ondergrond betreffen:

1. de laagopbouw van de ondergrond
2. de materiaaleigenschappen van deze lagen

De laagopbouw van de ondergrond zou overal precies bekend zijn als we overal boringen en sonderingen zouden uitvoeren. Dit zou echter bijzonder kostbaar zijn. Daarom nemen we in de praktijk genoegen met een beperkt aantal sonderingen en boringen, aangevuld met kennis over de geologie. Op basis daarvan kunnen we per locatie de kansen op de verschillende mogelijke laagopbouwen inschatten. Hiervoor is in het kader van het WBI2017 een stochastisch ondergrondmodel opgesteld, dat ook bij het ontwerp als informatiebron gebruikt kan worden. De mogelijke ondergrondopbouwen kunnen als scenario's worden behandeld bij beoordelingen van bijvoorbeeld de stabiliteit of de kans op piping, zoals toegelicht in hoofdstuk 2.

De materiaaleigenschappen van ondergrondlagen, zoals de POP en de su-ratio, worden ingeschat door grondmonsters in laboratoria te beproeven. Omdat het hier gaat om een steekproef en omdat de uitkomst van een laboratoriumproef altijd met enige onzekerheid is omgegeven, zijn de materiaaleigenschappen nooit precies bekend. In theorie is het mogelijk om voor elke mogelijke materiaaleigenschap een aparte schematisatie op te stellen en de berekeningsresultaten per scenario met scenariokansen te wegen. Dat zou echter bijzonder bewerkelijk zijn. Het is dan ook gebruikelijk om de onzekerheden ten aanzien van de materiaaleigenschappen te beschrijven door kansverdelingen in plaats van door scenario's en scenariokansen. De (semi-)probabilistische voorschriften berusten op deze aanpak.



### 3.3 Schematiseringonzekerheid en de geohydrologische karakterisering

Met de geohydrologische karakterisering wordt bedoeld op de onzekerheden ten aanzien van de waterspanningen, stijghoogtes en/of de freatische lijn. Als het onzeker is of de stijghoogte in een bepaalde laag gevoelig is voor het buitenwater, dan kan dit worden meegenomen door scenario's te definiëren waarin dat wel en niet het geval is.

## 4 Hoe is schematiseringonzekerheid te verkleinen?

Schematiseringonzekerheid is te verkleinen door gericht onderzoek te doen. Zo kan door sonderingen of (hand)boringen uit te voeren meer zekerheid worden verkregen over de vraag of een bepaalde slappe laag ergens wel of niet aanwezig is. En door de waterspanningen over langere periodes te meten, kan de onzekerheid over de respons op het buitenwater worden gereduceerd. Soms kunnen ook beheersmaatregelen zorgen voor een kleine schematiseringonzekerheid. De kans dat bijvoorbeeld een drain verstopt blijkt te zijn tijdens hoogwater, kan worden beperkt door regelmatig te inspecteren en onderhoud uit te voeren.

## 5 Schematiseringonzekerheid en het SOS

In het kader van het WBI2017 is een Stochastische Ondergrond Schematisatie (SOS) ontwikkeld. Dit SOS beschrijft de kansen op het waarnemen van bepaalde laagopbouwen. Het SOS kan worden gebruikt als informatiebron bij het definiëren van scenario's en hun scenariokansen. Ontwerpers zullen altijd zelf kritisch moeten beoordelen welke scenario's daadwerkelijk van belang zijn. Het SOS kan het beeld van de ondergrond verrijken en wijzen op scenario's die anders mogelijk waren vergeten. Het SOS is echter geen vervanging van lokale gegevens. Lokaal grondonderzoek blijft van groot belang.

*Het kennisplatform risicobenadering is opgericht ter ondersteuning van de keringbeheerder bij toepassen van de nieuwe normering en de risicobenadering. Adviezen en ondersteuning van het kennisplatform risicobenadering hebben een informele status en staan gelijk aan collegiaal advies.*



# 8

## Post overig en indirecte faalmechanismen

9 november 2016

## MEMO

Aan : -  
Opgesteld door : Han Knoeff, Ruben Jongejan, Marieke de Visser  
i.s.m. : -  
Gereviewd door : -  
Kopie aan : -  
Datum : 09-11-2016  
Versie : -  
Onderwerp : Factsheet post "overig" in de faalkansbegroting en indirecte mechanismen

Kennisplatform  
Risicobenadering

Zuidersluis 1  
3439 LA Nieuwegein  
Postbus 2232  
3500 GE Utrecht

[kpr@rws.nl](mailto:kpr@rws.nl)

### 1 Inleiding

Het KPR krijgt regelmatig de vraag over wat er in de post "overig" in de default-faalkansbegroting is opgenomen en hoe hierin geoptimaliseerd kan worden. Daarnaast wordt vaak gevraagd wat indirecte mechanismen zijn en wat hun relatie is met de faalkansbegroting. Omdat deze onderwerpen niet los van elkaar staan, worden ze in deze factsheet gezamenlijk behandeld.

*Een voorbeeldvraag: "Afschuiving voorland en zettingsvloeiing zijn niet van belang in mijn project. Hoeveel ruimte is voor deze mechanismen gereserveerd in de faalkansbegroting en kan deze reservering benut worden door de faalkanseis voor golfverslag te versoepelen."*

In deze factsheet wordt aangegeven wat de post overig in de faalkansbegroting inhoudt en wat de relatie is met indirecte mechanismen. Praktische handvatten worden gegeven voor de omgang met deze aspecten bij het ontwerp.

### 2 Theorie faalkansbegroting, post overig en indirecte mechanismen

Verschillende mechanismen kunnen er toe leiden dat een kering zijn waterkerende functie verliest, zodat er een overstroming optreedt. De nieuwe normen zijn eisen aan de kans op overstromen. Met behulp van een faalkansbegroting wordt de toelaatbare kans op een overstroming verdeeld over de verschillende faalmechanismen.

De faalkansbegroting wordt ingevuld per traject. Daarbij is het verstandig om veel faalkansruimte (een groot percentage) te geven aan de mechanismen die bepalend zijn voor de impact van de dijkversterking. De faalkansbegroting telt op tot 100% (zie bijvoorbeeld het OI2014v3 en het bijbehorende achtergronddocument).

In de faalkansbegroting is ruimte gereserveerd voor de faalmechanismen gras erosie kruin en binnentalud (overslag of hoogte), macroinstabiliteit, piping, duinafslag, falen van kunstwerken/puntconstructies en falen van bekledingen op het buitentalud. Daarnaast is een post overig opgenomen. De post overig is gereserveerd voor faalkansbijdragen die onbekend zijn of niet kunnen worden gekwantificeerd.

In het WBI2017 is ervoor gekozen onderscheid te maken tussen directe en indirecte mechanismen. Indirecte mechanismen zijn processen die kunnen leiden tot verzwarende omstandigheden die zich ondanks goed beheer kunnen voordoen. De indirecte mechanismen die in het WBI2017 worden onderscheiden zijn het bezwijken van havendammen en voorlanden (golfafslag, afschuiving voorland en zettingsvloeiing) en het bezwijken van Niet Waterkerende Objecten (NWO's: begroeiing, gebouwen, leidingen, ...). Buitenwaartse macroinstabiliteit kan ook als indirect mechanisme worden gezien maar is nog niet zo uitgewerkt.

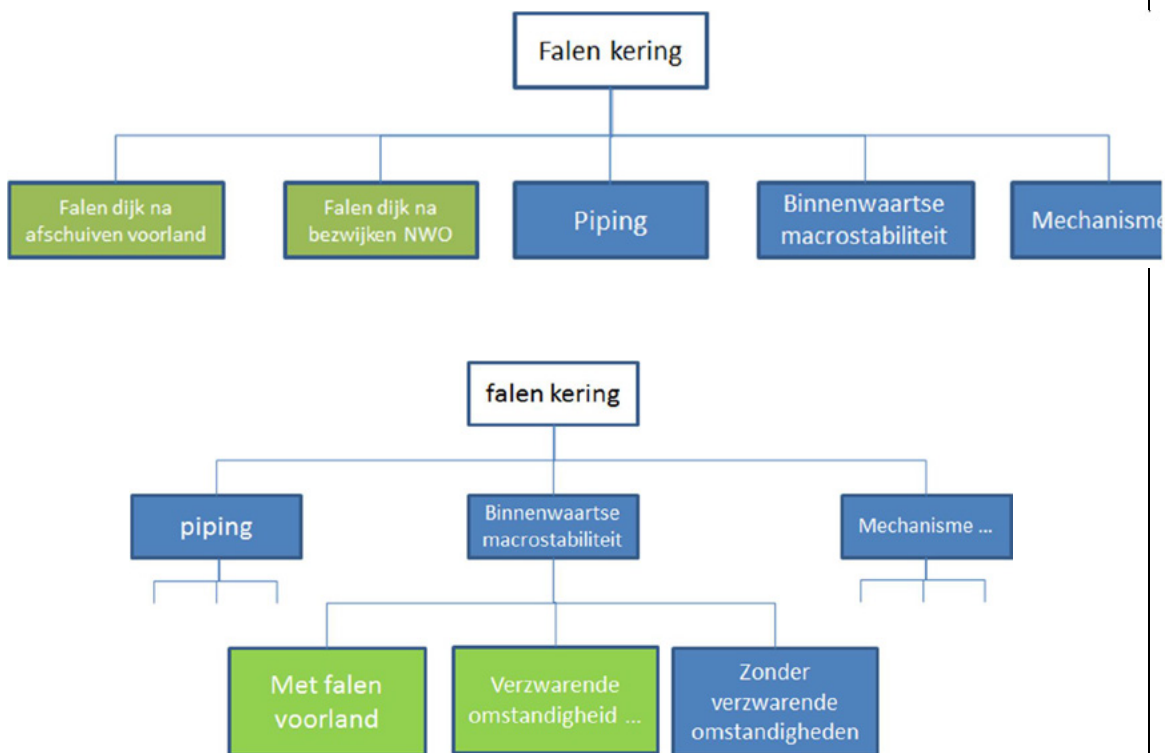
Het onderscheid tussen een direct en een indirect faalmechanisme is niet altijd makkelijk te maken. Zo kan een zettingsvloeiing als een mogelijke verzwarende omstandigheid (indirect



mechanisme) voor piping worden beschouwd, maar kan “piping na een zettingsvloeiing” ook als een samengesteld, direct mechanisme worden opgevat. Het KPR adviseert om voor de keuzes ten aanzien van de directe en de indirecte mechanismen aan te sluiten op het WBI 2017. De indirecte mechanismen uit het WBI2017 staan los van de faalkansbegroting.

De kans op een indirect mechanisme kan soms (conservatief) los beoordeeld worden. Daarom zijn in het gelaagde toetsproces regels voor indirecte mechanismen opgenomen. Zo kan de kans op de verzwarende omstandigheid al ruimschoots kleiner zijn dan de toelaatbare kans op het falen van de dijk. Ook kan de faalkans van een dijk bij het optreden van de verzwarende omstandigheid klein zijn. Wanneer bijvoorbeeld op basis van dimensies van een boom of modelberekeningen kan worden gesteld dat de kans op omwaaien verwaarloosbaar klein is, draagt deze niet bij aan de overstromingskans. Datzelfde geldt ook wanneer een ontgrondingskuil buiten de invloedzone van de kering ligt. In beide gevallen doet de verzwarende omstandigheid niet ter zake. In andere gevallen dient het indirecte mechanisme te worden meegenomen bij de beoordeling van de directe mechanismen.

**Twee weergaven van een foutenboom voor het meenemen van verzwarende omstandigheden / indirecte mechanismen**



*Indirecte mechanismen (groen) kunnen op twee manieren worden meegenomen: I. Als samengesteld mechanisme - met het directe mechanisme (blauw)- dat leidt tot falen van de kering (boven) of II. als verzwarende omstandigheid voor het directe mechanisme (onder).*

*In het WBI2017 wordt de onderste methode gehanteerd.*

In het WBI 2017 is ervoor gekozen alleen faalmechanismen in de post overig op te nemen en geen verzwarende omstandigheden (indirecte mechanismen), zoals het omwaaien van bomen. Het KPR beveelt aan om het WBI2017 hierin voor ontwerpen te volgen.

Directe mechanismen waarvoor geen faalkansruimte is gereserveerd en die dus in de post overig vallen zijn microinstabiliteit, afschuiving toplaag binnentalud door infiltratie en het falen van aansluitconstructies.

De faalkansbegroting is bij de ontwikkeling van WBI door een groep experts en beheerders vastgesteld. Voor de post overig is een relatief groot percentage gereserveerd omdat hier ook de onzekerheid ten aanzien van de resultaten van toekomstig onderzoek en ontwikkeling in is meegenomen waaruit zou kunnen blijken dat de faalkansbijdragen van bepaalde faalmechanismen of omstandigheden zijn onderschat (bijv. onderzoek naar leidingen, aansluitconstructies, de effecten van infiltratie en interacties tussen faalmechanismen).

In het WBI2017 is geen reservering voor sterkte en stabiliteit langsconstructies in de faalkansbegroting opgenomen. In het beoordelingsinstrumentarium is geen gedetailleerde toetsmethode beschikbaar. Voor sterkte en stabiliteit langsconstructies (STKWI) staat in het OI2014v3 dat een langsconstructie een beroep doet op de faalkansruimte voor het (aan grondrijken gerelateerde) faalmechanisme waarvoor het de weerstand vergroot. De sterkte en stabiliteit van langsconstructies staat in het OI dus los van de post "overig" in de faalkansbegroting.

### **3 Omgaan met de post overig bij het ontwerpen**

Bij ontwerpen speelt soms de vraag of de faalkansruimte voor de post overig kan worden gereduceerd ten gunste van andere mechanismen. Om de volgende redenen adviseert het KPR de faalkansruimte voor de post overig niet te reduceren.

Ten eerste is het moeilijk om aannemelijk te maken dat de mechanismen die behoren tot de categorie "overig" in het hele traject nauwelijks invloed hebben. Het betreft mechanismen waarvoor geen probabilistisch model beschikbaar is en waarvoor geen kans kan worden uitgerekend. Waargenomen gedrag van de kering geeft vaak onvoldoende informatie om te concluderen dat het mechanisme ook onder extreme omstandigheden nergens in het hele traject kan optreden.

Ten tweede heeft het aanpassen van de faalkansbegroting pas effect op het ontwerp wanneer de wijzigingen significant zijn. Dat wil zeggen dat de faalkansruimte bijvoorbeeld een factor 5 groter wordt. Dat is hier niet te verwachten. Het is meestal zinvoller om schematisaties te optimaliseren, eventueel in combinatie met extra gegevensverzameling of de toepassing van een fijner model. Deze acties hebben vaak een veel grotere invloed op het ontwerp. Over het aanpassen van een faalkansbegroting is een aparte factsheet geschreven.

### **4 Omgaan met indirecte mechanismen bij het ontwerpen**

Het meenemen van alle indirecte mechanismen als scenario's is in de praktijk ondoenlijk. Bij meerdere indirecte mechanismen neemt het aantal te beschouwen scenario's namelijk snel toe. Daarom adviseert het KPR om bij het ontwerp op de volgende wijze met indirecte mechanismen om te gaan:

1. *Sluit scenario's uit zodat voor slechts 1 scenario een ontwerp gemaakt hoeft te worden.* Ontwerp zodanig dat het indirecte mechanisme niet langer relevant is. Het zoveel mogelijk uit de weg gaan van oplosbare/vermijdbare problemen is ook de huidige praktijk. Wanneer de extra dimensies en kosten voor het op deze manier beheersen van een indirect mechanisme beperkt zijn, is deze werkwijze aan te bevelen.

De huidige leidraden zijn opgesteld vanuit overschrijdingskansbenadering waarin het begin van schade centraal staat. Daarom wordt verwacht dat deze leidraden meestal leiden tot een kleine (acceptabele) kans op verzwarende omstandigheden. Wanneer op basis van nieuwe inzichten blijkt dat leidraden onvoldoende veilig zijn, zal dat in toekomstige updates van de leidraden worden verwerkt. Wanneer twijfel bestaat rondom de veiligheid van bestaande leidraden wordt aanbevolen om met een voorstel contact op te nemen met de Helpdesk Water.

Voorbeelden zijn het toepassen van bestortingen bij zettingsvloeiing. In de huidige leidraden wordt verondersteld dat in geval van een bestorting het optreden van een zettingsvloeiing niet bijdraagt aan de overstromingskans. Datzelfde geldt voor de invloed van kleine objecten op grasbekledingen en eigenschappen van begroeiing.

2. *Ga uit van het ongunstigste scenario*

Wanneer indirecte mechanismen niet of moeilijk kunnen worden uitgesloten is een andere werkwijze om ervan uit te gaan dat het indirecte mechanisme optreedt (worst case benadering). In deze situatie wordt gedimensioneerd vanuit het gegeven dat een indirect mechanisme is opgetreden, bijvoorbeeld met een ontgrondingskuil van een boom of een profiel waarbij het voorland is afgeslagen.

Deze werkwijze is aan te bevelen wanneer de impact van het optreden van een indirect mechanisme op de dijkversterking klein is. De impact van het mechanisme kan worden bepaald door een verkennende berekening uit te voeren met en zonder optreden van het indirecte mechanisme.

3. *Beschouw meerdere scenario's*

In gevallen waarbij de bovenstaande opties te kostbaar zijn, kan worden gewerkt met meerdere scenario's. Dit leidt al snel tot een relatief ingewikkelde analyse waarbij experts nodig zijn. KPR adviseert terughoudend te zijn bij de toepassing van deze werkwijze, omdat dit zeer complex is.

Het werken met scenario's is relatief eenvoudig wanneer de scenario's betrekking hebben op bijvoorbeeld de onzekere opbouw van de ondergrond. Een procedure voor de omgang met dit soort (schematisering)onzekerheid staat beschreven in het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren. Voor elk ondergrondscenario kan met bestaande instrumenten een betrouwbaarheidsanalyse worden uitgevoerd, waarna de resultaten per scenario kunnen worden gecombineerd tot één eindoordeel. Helaas wordt het al snel ingewikkelder als de scenario's betrekking hebben op onzekere fenomenen die niet constant zijn in de tijd. Een voorbeeld is de kans op schade aan een dijk door het omwaaien van een boom. Of de boom omwaait, is afhankelijk van de windsnelheid. Als de boom omwaait, dan waait het hard. In geval van harde wind is de kans op veel overslag relatief groot. De kans op het falen van de dijk in geval van een omgewaaide boom kan dus niet langer worden berekend met de gebruikelijke statistiek van de jaarextremen van de hydraulische belasting. Er moet dan namelijk worden uitgegaan van de statistiek van de extreme belastingen gegeven een windsnelheid waarbij de boom omwaait. Het is niet mogelijk om een dergelijke statistiek op eenvoudige wijze uit de beschikbare Hydra-modellen te halen.

*Het kennisplatform risicobenadering is opgericht ter ondersteuning van de keringbeheerder bij toepassen van de nieuwe normering en de risicobenadering. Adviezen en ondersteuning van het kennisplatform risicobenadering hebben een informele status en staan gelijk aan collegiaal advies.*





9

# UGT/BGT bij ontwerp waterkeringen

15 juli 2016

## FACTSHEET

Kennisplatform  
Risicobenadering

Zuidersluis 1  
3439 LA Nieuwegein  
Postbus 2232  
3500 GE Utrecht

[kpr@rws.nl](mailto:kpr@rws.nl)

Aan : Kennisplatform Risicobenadering  
Van : Wouter ter Horst, Bob van Bree  
Betrokken : Marieke de Visser, Kenrick Heijn  
Review : Ruben Jongejan  
Kopie aan : -  
Datum : 15 juli 2016  
Onderwerp : UGT en BGT bij het ontwerpen van waterkeringen (discussiestuk)

### 1 Aanleiding

De nieuwe normen voor waterveiligheid zijn gebaseerd op de overstromingskans. Hiermee is een nieuwe veiligheidsbenadering geïntroduceerd, waarbij zodanig moet worden ontworpen dat de kans op verlies van waterkerend vermogen binnen een dijktraject voldoet aan de norm. Dit is anders dan de overschrijdingskansbenadering, waarbij wordt ontworpen op een waterstand met een bepaalde kans van overschrijding die veilig gekeerd moet kunnen worden.

Waterkeringen moeten aan de wettelijke normen voldoen. Daarnaast worden bij het ontwerpen van waterkeringen in de praktijk eisen gesteld die samenhangen met bijvoorbeeld wateroverlast, zoutbezwaar en begaanbaarheid / inspecteerbaarheid. Een waterkering kan ook diverse nevenfuncties vervullen, zoals verkeer, recreatie, wonen en et cetera, die leiden tot eisen aan bijvoorbeeld de vervorming van de waterkering. Doordat in de overschrijdingskansbenadering het veilig keren van een bepaalde waterstand het uitgangspunt is, zijn de schadecriteria die aan de diverse faalmechanismen worden gesteld streng (met andere woorden: er wordt weinig schade geaccepteerd). Bij ontwerpen op basis van de overschrijdingskansbenadering was het daarom in veel mindere mate nodig om na te denken over (betrouwbaarheids)eisen die met bovengenoemde aspecten en functies samenhangen.

In tegenstelling tot de overschrijdingskansnormen kunnen waterkeringen aan de overstromingskansnormen voldoen, terwijl de kans op schade aan de dijk of het verlies van nevenfuncties groot is. Denk hierbij bijvoorbeeld aan het toestaan van een relatief grote kans op hoge golfoverslagdebieten. Dit betekent dat andere functies soms niet meer vervuld kunnen worden, terwijl de waterkerende functie nog steeds gewaarborgd is.

In de praktijk levert dit veel vragen en discussie op. Veel gebruikte begrippen in deze discussie zijn de uiterste grenstoestand (kortweg UGT) en bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT). Over deze en andere begrippen lijkt in de praktijk vaak sprake van begripsverwarring te zijn. Daarom worden eerst in hoofdstuk 2 gangbare definities van enkele van de belangrijkste begrippen gegeven.

In hoofdstuk 3 wordt vervolgens in het kort ingegaan op de uiteenlopende eisen die aan waterkeringen gesteld kunnen worden.

Hoofdstuk 4 tenslotte illustreert dit raamwerk aan de hand van een fictief voorbeeld. Dit hoofdstuk wordt op korte termijn aangevuld met voorbeelden uit de praktijk.

Dit KPR-memo geeft nadrukkelijk geen definitief antwoord op de vraag aan welke uiteenlopende eisen een goed ontwerp moet voldoen. Het memo is veeleer bedoeld om de duidelijkheid te scheppen over gangbare definities van belangrijke begrippen zoals de UGT en de BGT en de discussie met beheerders, ontwerpers en het HWBP over dit onderwerp te structureren.

## 2 Basisbegrippen

In dit hoofdstuk worden de belangrijkste basisbegrippen uiteengezet. Een belangrijk element is het verschil tussen falen en bezwijken van een waterkering (1). Op dit verschil wordt als eerste ingegaan. Vervolgens wordt ingegaan op de nevenfuncties die waterkeringen kunnen hebben naast hun waterkerende functie (2). Voor iedere functie kunnen uiterste en/of bruikbaarheids-grenstoestanden worden gedefinieerd (3). Als laatste (4) wordt ingegaan op de betrouwbaarheidseisen die kunnen worden toegekend aan de grenstoestanden die samenhangen met deze functies.

### 2.1 Falen en bezwijken

De begrippen falen en bezwijken zijn niet hetzelfde maar ze worden vaak door elkaar gebruikt. Het overschrijden van de uiterste grenstoestand wordt ook wel aangeduid als het falen van de waterkering. Falen en bezwijken zijn niet hetzelfde. Met falen wordt het niet meer kunnen vervullen van één of meerdere functies aangeduid, met bezwijken wordt verlies van samenhang of grote geometrieverandering aangeduid. Een waterkering kan falen zonder te bezwijken en omgekeerd. Het water kan bijvoorbeeld over de kering stromen en zo een overstroming veroorzaken, zonder dat de kering bezwijkt. Omgekeerd kan een kering bezwijken bij lage waterstanden, bijvoorbeeld door een te grote verkeersbelasting, zonder dat er een overstroming optreedt. Uiteraard moet er in dat geval wel snel een reparatie worden uitgevoerd omdat de veiligheidsfunctie voor de toekomst is aangetast. Als de kans op falen gegeven het bezwijken van de waterkering zeer groot is, dan zijn de bezwijkkans en de faalkans in praktische zin aan elkaar gelijk.

### 2.2 Waterkerende functie en nevenfuncties

De voornaamste functie van een waterkering is uiteraard het keren van water. Vanuit deze functie worden eisen gesteld aan de kans op een overstroming en aan de kansen op bijvoorbeeld wateroverlast, zoutbezwaar en begaanbaarheid / inspecteerbaarheid ten behoeve van beheer- en onderhoud.

Naast de waterkerende functie vervult een waterkering vaak ook nog andere functies. Nevenfuncties die op een waterkering een rol kunnen spelen zijn het accommoderen van infrastructuur, recreatievoorzieningen, wonen et cetera. Daarnaast is de dijk zelf vaak een belangrijk landschappelijk element en kan sprake zijn van belangrijke LNC-waarden.

Voor kunstwerken geldt doorgaans dat het keren van water niet de voornaamste functie is, maar juist een nevenfunctie. Een schutsluis heeft bijvoorbeeld als hoofdfunctie om scheepvaart te schutten, waarbij het keren van water een nevenfunctie is.

### 2.3 Grenstoestanden, betrouwbaarheidseisen en hun relatie met de Waterwet

Voor elke functie van de waterkering zijn zowel uiterste grenstoestanden als bruikbaarheids-grenstoestanden te specificeren. Zo kan een weg op een dijk onherstelbaar beschadigd raken door een afschuiving (de overschrijding van een uiterste grenstoestand) of tijdelijk niet-begaanbaar zijn door golfoverslag (de overschrijding van een bruikbaarheidsgrenstoestand).

Over de begrippen uiterste grenstoestand (UGT) en bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) lijkt in de praktijk vaak sprake van begripsverwarring te zijn. Daarom worden onderstaand gangbare definities van deze begrippen gegeven.

#### 2.3.1 Definities uiterste grenstoestand (UGT) en bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT)

Er zijn twee belangrijke bronnen waaraan definities ontleend kunnen worden van de termen uiterste grenstoestand (UGT) en bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT). Dit zijn de Waterwet (met nadere toelichting in de Grondslagen voor Waterkeren (ref [1])) en de Eurocodes. Onderstaand worden deze definities gepresenteerd.

#### Grondslagen

In de huidige Grondslagen voor Waterkeren wordt over de twee genoemde grenstoestanden gesteld:



*“Ten behoeve van het dimensioneren en het beoordelen van de sterkte van een constructie is het begrip grenstoestand ingevoerd. Een grenstoestand is de overgang van de gewenste situatie, waarbij de constructie naar behoren functioneert, naar de toestand waarbij sprake is van falen of bezwijken.*

*De gevolgen van falen of bezwijken kunnen van geval tot geval verschillen. De ernstigste vorm van falen is die waarbij de waterkering zijn primaire functie niet meer vervult en inundatie van het achterland optreedt. Dit is de “Uiterste Grenstoestand”. Een voorbeeld is het doorbreken van een duin of het bezwijken van een sluisdeur door hoge buitenwaterstanden.*

*Het is echter ook mogelijk dat falen of bezwijken optreedt ten aanzien van onderdelen, deelmechanismen of niet-primaire functies. Dan hoeft niet automatisch inundatie op te treden, maar meestal is ingrijpen op korte termijn (onderhoud) wel geboden. In dat geval wordt gesproken van een “Bruikbaarheidsgrenstoestand”. Een voorbeeld is het wegslaan van de bekleding op een plaats waar het onbeklede dijklichaam nog enige sterkte bezit (de zogenaamde reststerkte) of het kapot varen van een sluisdeur bij lage buitenwaterstanden. Bezwijken van grote onderdelen van een waterkering gaat meestal gepaard met een directe aantasting van de primaire functie en moet daarom worden gerekend tot de uiterste grenstoestand. Bezwijken van kleinere onderdelen zal vaak het karakter hebben van een bruikbaarheidsgrenstoestand, doch een scherp onderscheid is niet altijd mogelijk.”*

Momenteel vindt een herziening plaats van de Grondslagen. Zodra deze beschikbaar is kan bovenstaande tekst worden vervangen door de tekst uit de herziene versie van de Grondslagen.

#### NEN/Eurocode 1990 (NEN-EN 1990):

De NEN/Eurocode 1990 (NEN-EN 1990) Grondslagen van het constructief ontwerp geeft de volgende definitie voor de begrippen uiterste grenstoestand en bruikbaarheidsgrenstoestand:

De uiterste grenstoelstanden zijn gedefinieerd als de grenstoelstanden die betrekking hebben op

- de veiligheid van de personen, van een constructie
- in bepaalde omstandigheden zijn grenstoelstanden om bescherming van inhoud te garanderen
- toestanden die voorafgaan aan de instorting van een constructie die voor eenvoud beschouwd zijn in plaats van de instorting zelf

Hierin moet getoetst worden op de volgende zaken, waar van toepassing:

- Verlies van evenwicht van de constructie of een onderdeel daarvan, beschouw als een star lichaam
- Bezwijken door buitensporige vervorming, verandering van de constructie of een onderdeel ervan in een mechanisme, breuk, verlies van stabiliteit van de constructie of een deel ervan, met inbegrip van steunpunten en fundering.
- Bezwijken door vermoeiing of andere tijdsafhankelijke effecten

De bruikbaarheidsgrenstoelstanden worden gedefinieerd als grenstoelstanden die betrekking hebben op

- Het functioneren van de constructie of delen ervan onder normaal gebruik
- Het comfort van mensen
- Het uiterlijk van de bouwwerken (grote doorbuiging of omvangrijke scheurvorming)

De toetsing hierop is gebaseerd op maatstaven die betrekking hebben op de volgende aspecten:

- vervormingen die
  - het uiterlijk
  - het comfort van gebruikers, of
  - het functioneren van de constructie (met inbegrip van die machines en diensten)
- aantasten, of schade toebrengen aan afwerkings-en niet-constructieve elementen
- trillingen die
  - ongemak voor mensen veroorzaken, of
  - de functionele doeltreffendheid van de constructie beperken
- schade die waarschijnlijk nadelig uitwerkt op



- het uiterlijk
- de duurzaamheid, of
- het functioneren van de constructie

### 2.3.2 Betrouwbaarheidseisen en hun relatie met de Waterwet

Aan de verschillende grenstoestanden voor de verschillende functies zijn betrouwbaarheidseisen te stellen. De definitie voor een betrouwbaarheidseis is (Joint Committee on Structural Safety):

*Een betrouwbaarheidseis is een eis aan de kans dat een bepaalde grenstoestand in een bepaalde periode wordt overschreden.*

Een betrouwbaarheidseis kan dus betrekking hebben op zowel een uiterste grenstoestand als een bruikbaarheidsgrenstoestand.

De Waterwet stelt alleen eisen aan de kans op het verlies van waterkerend vermogen van de waterkering, met substantiële economische schade of slachtoffers als gevolg. Eisen aan overstromingen zonder dergelijke gevolgen zijn niet terug te voeren op de Waterwet. Deze eisen mogen dus ook minder streng zijn dan de eisen uit de Waterwet. Alleen de betrouwbaarheidseis voor de waterkerende functie is dus terug te voeren op de overstromingskansen uit de Waterwet.

Betrouwbaarheidseisen die worden gesteld aan nevenfuncties en aan aspecten die wel samenhangen met de functie waterkeren maar die niet direct gerelateerd zijn aan een overstroming van het achterliggende gebied (wateroverlast, zoutbezwaar, inspecteerbaarheid) moeten door de beheerder, waar nodig in samenspraak met belanghebbenden, bepaald worden. Hierbij worden soms eisen gesteld vanuit achterliggende wetgeving, normen en richtlijnen. Denk hierbij aan het Bouwbesluit indien sprake is van constructies in de waterkering of CROW-richtlijnen voor het ontwerp van wegen.

### 3 Verschil in betrouwbaarheidseisen

Uit bovenstaande blijkt dat het belangrijk is om verschil te scheppen tussen de eisen die gesteld worden aan de kans op het verlies van waterkerend vermogen van de waterkering met een overstroming tot gevolg en de overige eisen aan de waterkering. Hierbij valt te denken aan eisen op het gebied van begaanbaarheid ten behoeve van beheer en onderhoud. Ook kan gedacht worden aan beschikbaarheidseisen voor de wegfunctie of vervormingseisen voor woningen in de teen van de waterkering. Deze betrouwbaarheidseisen kunnen worden bepaald op basis van bijvoorbeeld een kosten-batenafweging.

De enige 'harde' eis is de eis ten aanzien van de kans op een overstroming in de zin van de Waterwet. Hiervoor geldt dat voor alle van toepassing zijnde faalmechanismen afzonderlijke faalkanseisen kunnen worden afgeleid op basis van de veiligheidsnorm. In het OI2014v3 is aangegeven hoe dit gedaan kan worden. Verder is het in principe aan de beheerder om eisen te formuleren om eisen te stellen aan alle andere functies die de waterkering vervult (mogelijk worden ook eisen gesteld door het Bouwbesluit/de Eurocodes).

### 4 Voorbeeld

Stel: een dijk in het kustgebied met taluds 1:4, een berm van 5 m breed op 7,5 m+NAP en een maximaal toelaatbare overstromingskans van 1/10.000 per jaar. De dijk wordt ontworpen op een overslagdebiet van 5 l/s/m, hetgeen neerkomt op een benodigde kruinhoogte van 15 m+NAP. De beheerder hanteert een overslagdebiet van 1 l/s/m als grenswaarde om de dijk nog net te kunnen inspecteren. Omdat het hier niet gaat om een eis die betrekking heeft op overstroming met schade en/of verlies aan mensenlevens valt de bijbehorende betrouwbaarheidseis niet terug te voeren op Waterwet en moet de beheerder dus zelf een betrouwbaarheidseis stellen. Volgens de definitie uit hoofdstuk 2 betreft dit een betrouwbaarheidseis aan een bruikbaarheidsgrenstoestand. Stel dat de beheerder de dijk nog

wil kunnen inspecteren bij omstandigheden die 1x per 100 jaar voorkomen. Met behulp van Hydra-NL kan eenvoudig worden bepaald dat bij een kruinhoogte van 15 m+NAP de kans op een overslagdebiet van ten minste 1 l/s/m circa 1/200 per jaar is. Aan de betrouwbaarheidseis van de beheerder wordt dus voldaan, aanpassingen aan het ontwerp zijn vanuit dit oogpunt niet nodig.

Stel nu een dijk in het rivierengebied met dezelfde norm en taluds 1:3. De dijk wordt eveneens ontworpen op een overslagdebiet van 5 l/s/m, hetgeen neerkomt op een benodigde kruinhoogte van 9,8 m+NAP. Met behulp van Hydra-NL kan ook hier eenvoudig worden bepaald dat bij een kruinhoogte van 9,8 m+NAP de kans op overschrijding van een overslagdebiet van 1 l/s/m circa 1/8500 jaar per jaar is. Ook in dit geval zijn aanpassingen aan het ontwerp vanuit het oogpunt van inspecteerbaarheid niet nodig.

## 5 Referenties

[1] Grondslagen voor Waterkeren, ENW, januari 1998

*Verantwoording: delen van deze factsheet zijn ontleend aan het stageverslag van Martijn de Way.*

*Het kennisplatform risicobenadering is opgericht ter ondersteuning van de keringbeheerder bij toepassen van de nieuwe normering en de risicobenadering. Adviezen en ondersteuning van het kennisplatform risicobenadering hebben een informele status en staan gelijk aan collegiaal advies.*



10

# Omgang met waterbezwaar

15 oktober 2018



## MEMO

Aan :  
Opgesteld door : Durk Riedstra, Ilka Tanczos en Alfons Smale  
i.s.m. : -  
Gereviewd door :  
Kopie aan :  
Datum : 15-10-2018  
Versie : 2  
Onderwerp : Hoe om te gaan met waterbezwaar als gevolg van hoge  
overslagdebieten?

Kennisplatform  
Risicobenadering  
Zuidersluis 1  
3439 LA Nieuwegein  
Postbus 2232  
3500 GE Utrecht  
[kpr@rws.nl](mailto:kpr@rws.nl)

### Achtergrond

Met de overstromingskansen normen wordt het mogelijk om waterkeringen te ontwerpen die een hoger overslagdebiet kunnen verwerken (zonder dat de waterkering bezwijkt) ten opzichte van de waarden waarmee in het recente verleden mee werd gerekend. Meer overslag betekent echter ook meer waterbezwaar in het gebied achter de waterkering. De vraag die zich daarbij aandient, is hoeveel waterbezwaar een gebied aan kan: Wanneer komt er zoveel water overheen dat er sprake is van een overstroming en dat daardoor de in WBI en/of OI voorgeschreven overslagdebieten voor het ontwerp naar beneden moeten worden bijgesteld?

Op veel locaties zal een overslagdebiet van 5, 10 of zelfs 50 liter per strekkende meter gedurende enkele uren niet snel tot grote problemen leiden. Immers, dit overslagdebiet wordt vaak verspreid over een groot gebied (al dan niet via het regionale watersysteem of over het oppervlak). In kleine compartimenten waar het water niet (snel) weg kan stromen, kunnen echter toch relatief grote waterdiepten ontstaan en kan dit (al dan niet terecht) aanleiding geven om het in het ontwerp gehanteerde kritieke overslagdebiet naar beneden bij te stellen. Een dergelijke bijstelling van het kritieke overslagdebiet leidt tot een kruinverhoging, met alle bijbehorende kosten tot gevolg.

Dit memo beschrijft een aanpak voor het onderbouwen van een aangepast kritiek overslagdebiet, of anders gezegd: wanneer aanpassen van het kritieke overslagdebiet noodzakelijk is. De verwachting is dat in verreweg de meeste gevallen uit dit stappenplan zal volgen dat een aanpassing van het kritieke overslagdebiet niet noodzakelijk is.

Opgemerkt wordt dat deze aanpak ook gebruikt kan worden voor waterbezwaar als gevolg van kwel/piping.

### Wanneer is sprake van een overstroming?

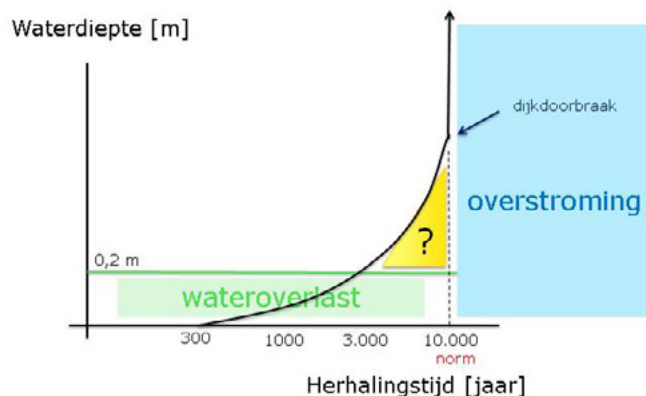
De overstromingskansnorm – waaraan de waterkering moet voldoen – is gebaseerd op een doorbraak van een primaire waterkering met grote, maatschappij ontwrichtende gevolgen zoals tientallen tot honderden dodelijke slachtoffers en schade die op kan lopen tot miljarden euro's. De gevolgen van waterbezwaar zijn van een totaal andere orde grootte, waarbij meestal sprake is van hoogstens (ernstige) wateroverlast in een relatief beperkt gebied (ten opzichte van het gebied dat bij het bezwijken van de waterkering onder water komt te staan). Het is daarom aan te bevelen om het overstromingspatroon dat bij het betreffende trajectdeel is gehanteerd<sup>1</sup>, erbij op te zoeken.

<sup>1</sup> In het Landelijke Informatiesysteem Water en Overstromingen (LIWO) zijn alle – bij de normering – gehanteerde overstromingsscenario's (per doorbraaklocatie) opgeslagen:



In de ENW handboek 'Grondslagen voor hoogwaterbescherming' is er sprake van een overstroming als de gemiddelde waterdiepte "in minimaal één gebied of buurt met gelijke viercijferige postcode (op basis van de wijk- en buurtkaart van het CBS) groter is dan 0,2 meter". In de Waterwet is deze waterdiepte overigens niet overgenomen en wordt alleen gesproken van substantiële schade en kans op slachtoffers. De vuistregel van 20 cm is vooral bedoeld om aan te geven wanneer er zeker *geen* sprake is van een overstroming, namelijk bij geringere waterdiepte dan 20 cm. Ook de precieze omvang van de wijk of buurt doet er niet toe: een CBS buurt in het buitengebied is vele malen groter dan in de stedelijk gebied. Het gaat meer om de orde grootte.

De hamvraag is dan ook: Hoeveel dieper dan 20 cm mag het worden voordat het waterbezwaar niet meer aanvaardbaar is en het gehanteerde kritiek overslagdebiet<sup>2</sup> opnieuw tegen het licht gehouden zou moeten worden (of maatregelen te treffen om het water te geleiden naar waar het minder problemen geeft; zie verderop): zie figuur 1?



Figuur 1: Waterbezwaar achter een waterkering met een trajectnorm van 1/10.000 per jaar welke een hoog overslagdebiet moet kunnen weerstaan

In het nu volgende deel wordt door middel van een aantal stappen aangegeven hoe een beheerder kan nagaan of er aanleiding is om een lager kritiek overslagdebiet te hanteren.

## Werkwijze

**Stap 1:** Kijk eerst met **eenvoudige schematisatie** (bakjesbenadering) of de waterdiepte beneden de 20 cm blijft.

Ga na in welk gebied het overslaand water zich zal (theoretisch) zal kunnen ophopen. Bepaal het instromend volume gegeven het maximaal toelaatbare overslagdebiet, rekening houdend met de dijkoriëntatie en een realistisch tijdsvenster<sup>3</sup>. Bepaal de waterdiepte door het instromend volume te delen op het 'bergend' oppervlak. Herhaal deze berekening voor meerdere overslagdebieten (1, 5, 10 l/m.s etc.).

In veel gevallen zal de waterdiepte op 'buurniveau' beneden de 20 cm blijven en is er hoogstens sprake van (ernstige) wateroverlast, een situatie waarop de overstromingskans norm van de waterkering niet is gebaseerd<sup>4</sup>. Aanpassing van het maximaal toelaatbare overslagdebiet

<https://professional.basisinformatie-overstromingen.nl/liwo/#/viewer/31> . Bij de meta informatie <i> zijn de overstromingsgevolgen in termen van schade, het aantal slachtoffers en getroffen personen weergegeven.

<sup>2</sup> Bij het WBI/OI gaat het om een kritiek overslagdebiet waarbij een waterkering nog niet bezwijkt; bij waterbezwaar over een *maximaal toelaatbaar* overslagdebiet zonder dat substantiële schade in het achterliggende gebied optreedt (of kans op slachtoffers bestaat), waarbij de waterkering niet bezwijkt.

<sup>3</sup> Het overslagdebiet waarop de waterkering is gedimensioneerd, zal niet gedurende de gehele dreigingsperiode worden bereikt: hoe lang duurt de piekbelasting? Ook zal een trajectdeel met verschillende dijkoriëntatie niet over de gehele lengte even zwaar worden belast (windrichting).

<sup>4</sup> Die overlast treedt op bij een zeer uitzonderlijke situatie dat een overstroming al bijna 'mag' optreden en grootschalige evacuatie (horizontaal naar veilig niet-bedreigd gebied of verticaal binnen het bedreigde

ligt in die situatie dan ook niet voor de hand. Wanneer een waterdiepte groter dan 20 cm wordt berekend, is een uitgebreidere inundatieberekening nodig:

**Stap 2:** Voer een **uitgebreidere inundatie berekening** uit ('simulatie') en ga na of de diepte beneden de 20 cm blijft.

Voer een simulatie uit voor meerdere overslagdebieten (1, 5, 10 l/m.s etc.). De hiervoor benodigde inspanning is niet omvangrijk, aangezien de meeste beheerders hiervoor software op de plank hebben liggen en hun gebied al hebben geschematiseerd, bijvoorbeeld ten hoeve van inzicht in de gevolgen van overstromingen vanuit het regionale watersysteem en/of kortdurende hevige regenval. Een aandachtspunt hierbij vormt het feit dat het regionale watersysteem bij een kritische hoogwatersituatie in het hoofdwatersysteem met veel overslaand water mogelijk al overbelast zal kunnen zijn en het bergend vermogen daarvan al aanzienlijk is beperkt.

In verreweg de meeste gevallen zal de gemiddelde waterdiepte op buurniveau na stap 1 en 2 zeker beneden de vuistregel waarde van 20 cm blijven. En is er hoogstens sprake van (ernstige) wateroverlast, een situatie waarop de overstromingskans norm van de waterkering niet is gebaseerd. Aanpassing van het maximaal toelaatbare overslagdebiet ligt in die situatie dan ook niet voor de hand.

Mocht het resultaat van de eerste twee stappen desondanks nog niet tot voldoende onderbouwing van handhaving van het kritieke overslagdebiet leiden, dan kunnen de in de bijlage benoemde vervolgstappen 3 en 4 worden gevolgd.

*Het kennisplatform risicobenadering is opgericht ter ondersteuning van de keringbeheerder bij toepassen van de nieuwe normering en de risicobenadering. Adviezen en ondersteuning van het kennisplatform risicobenadering hebben een informele status en staan gelijk aan collegiaal advies.*

---

gebied) naar verwachting al in gang is gezet vanwege een (geringe) kans op het bezwijken van de waterkering.

---

## Bijlage 1:

**Stap 3:** Bereken de **schade** bij het inundatie scenario (in stap 2) en vergelijk het inundatierisico met het risico als gevolg van het doorbreken van een regionale kering en kortdurende hevige regenval ('piekbuien')

Met behulp van de zgn. Waterschadeschatter kan de schade wordt bepaald nadat de – bij stap 2 – uitgebreide inundatie berekeningen zijn uitgevoerd. De handreiking en de aanvraagprocedure van deze in opdracht van STOWA ontwikkelde rekentool is te vinden via [https://www.waterschadeschatter.nl/static\\_media/lizard\\_damage/help/gebruikers%20handleiding.pdf](https://www.waterschadeschatter.nl/static_media/lizard_damage/help/gebruikers%20handleiding.pdf).

- Zoek in de onderstaande tabel op om welke veiligheidsklasse het zou gaan wanneer de berekende schade het gevolg zou zijn geweest van een doorbraak bij een boezemkade.
- Zoek tevens de bijbehorende overstromingskansen op (rechterkolom).
- Hoe verhoudt deze kans van voorkomen zich tot de kans waarbij het betreffende overslagscenario optreedt?

**Tabel 2: veiligheidsklasse voor normering van boezemkaden (IPO richtlijn)**

veiligheidsklasse	Directe economische schade [M€]	Normfrequentie [per jaar] (overschrijdingskansen)	Overstromingskansen <sup>#</sup> [per jaar]
I	8	1/10	1/50 tot 1/100
II	8 – 25	1/30	1/150 tot 1/300
III	25 – 80	1/100	1/500 tot 1/1000
IV	80 – 250	1/300	1/1500 tot 1/3000
V	>250	1/1000	1/5000 tot 1/10.000

<sup>#</sup>: Voor regionale keringen wordt uitgegaan dat de overstromingskansen een factor 5 tot 10 kleiner is dan de overschrijdingskansen van de maatgevende hoogwaterstand.

### Voorbeeld

Stel dat volgens de Waterschadeschatter de schade als gevolg van het inundatiescenario bij een kritiek overslagdebiet van 5 liter/m.s. 20 M€ bedraagt, een bedrag dat valt binnen veiligheidsklasse II bij boezemkaden. De daarbij behorende overstromingskansen bedraagt ongeveer 1/150 tot 1/300 per jaar. Indien de terugkeertijd bij 5 liter/m.s. 1000 jaar betreft dan is het schaderisico (kans × gevolg) a.g.v. het waterbezwaar kleiner dan het geaccepteerde risico door het bezwijken van een boezemkade. Indien de schade 350 M€ in plaats van 20 M€ zou bedragen (met een kans van voorkomen van ca. 1/5000 tot 1/10.000 per jaar), dan is het schaderisico juist groter.

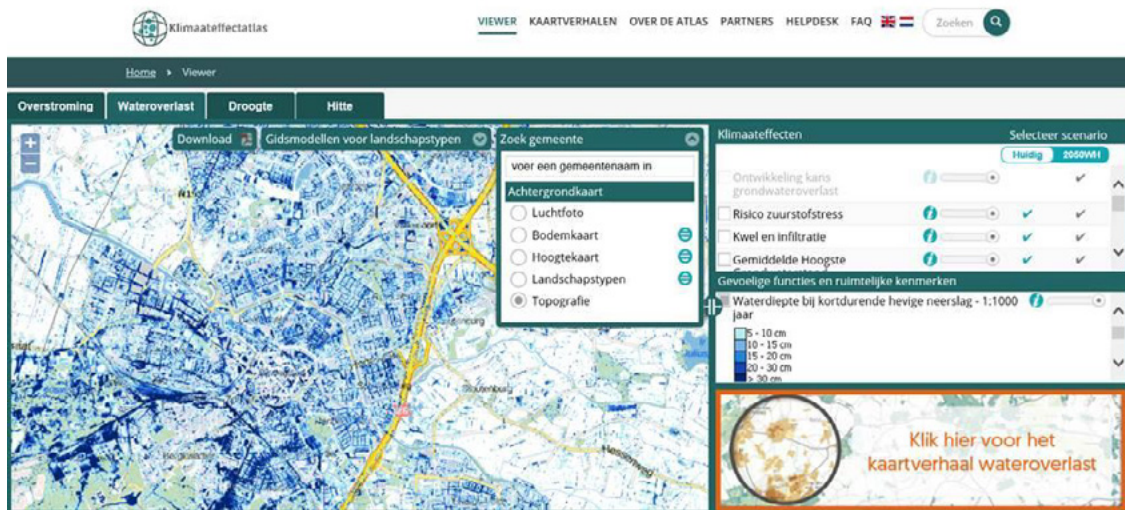
Wanneer het schaderisico van het waterbezwaar kleiner is of vergelijkbaar aan dan het geaccepteerde schaderisico door het bezwijken van een boezemkade, is er geen reden voor aanpassing van het kritiek overslagdebiet.

### Wateroverlast bij kortdurende hevige neerslag

Het 'overstromingsbeeld' van de – bij stap 2 uitgevoerde - uitgebreide inundatieberekening kan tevens worden vergeleken met de verwachte waterdiepte bij kortdurende hevige regenval. In de klimaateffectatlas zijn waterdiepte kaarten opgenomen voor piekbuien van 2 uur die gemiddeld 1x per 100 en 1000 jaar voorkomen kunnen optreden: <http://www.klimaateffectatlas.nl/nl/>. De kaarten zijn te vinden bij het thema <wateroverlast> en onder <gevoelige functies en ruimtelijke kenmerken><sup>5</sup>: zie printscreen op de volgende pagina.

Ook hierbij geldt: zo lang het inundatiebeeld van het waterbezwaar i.r.t. kans van voorkomen vergelijkbaar of kleiner is met dat bij kortdurende hevige regenval, is er geen reden voor aanpassing van het kritiek overslagdebiet.

<sup>5</sup> Via het <kaartverhaal> rechtsonder in beeld, vind je een heldere uitleg van de betreffende kaarten gegeven: Waarom van belang? Wat zie ik? & Wat kun je er wel/niet mee?



Figuur 2: Printscren van de verwachte waterdiepte bij Amersfoort bij een 1/1000 per jaar piekbui

Indien het inundatierisico van het waterbezwaar (aanzienlijk) groter is dan het risico als gevolg van het bezwijken van een boezemkade en kortdurende hevige neerslag, ga dan door met stap 4.

**Stap 4:** Ga na of **mitigerende maatregelen** mogelijk zijn om de inundatieschade te beperken.

De schade bij het waterbezwaar kan bijvoorbeeld worden gereduceerd door het water te geleiden naar locaties waar minder schade ontstaat. Een nieuwe uitgebreide inundatieberekening ('simulatie', zie stap 2) kan aantonen of dat het geval is. Het schaderisico kan opnieuw worden vergeleken met dat bij bezwijken van een boezemkade en kortdurende hevige regenval (stap 3).

Wanneer de kosten van de betreffende maatregel lager zijn ten opzichte van de meerkosten bij een lager kritiek overslagdebiet (een hogere waterkering) dan ligt die optie meer voor de hand van de keuze voor een grotere kruinhoogte.



# 11

## Ontwerpen van waterkeringen bij overgang normtraject

24 januari 2019



## MEMO

Aan : -  
Opgesteld door : Ruben Jongejan  
i.s.m. : Han Knoeff  
Gereviewd door : Marieke de Visser, Ilka Tanczos, Jan Tigchelaar  
Kopie aan : -  
Datum : 24-01-2019  
Versie : 2  
Onderwerp : Ontwerpen van waterkeringen bij normtrajectovergangen

Kennisplatform  
Risicobenadering  
Zuidersluis 1  
3439 LA Nieuwegein  
Postbus 2232  
3500 GE Utrecht  
[kpr@rws.nl](mailto:kpr@rws.nl)

### 1. Inleiding

Deze factsheet gaat over de vraag tot hoe ver voorbij de trajectgrens een kering vanuit een technisch oogpunt zou moeten worden beschouwd om te kunnen stellen dat het traject voldoet aan de overstromingskansnorm die in de Waterwet is vastgelegd.

In principe moet de overstromingskansbijdrage door onder- en achterloopsheid van een hoge grond of doordat een bres door een trajectgrens groeit zodanig klein zijn dat de overstromingskansnorm van het beschouwde traject niet wordt overschreden. Voor de uitwerking van dit principe wordt onderscheid gemaakt tussen:

- I. Aansluiting met een hoog gelegen grond
- II. Aansluiting tussen normtrajecten

In deze factsheet wordt niet ingegaan op de aansluiting met een buitenlandse kering. Hiervoor geldt dat geen directe invloed op de buitenlandse kering kan worden uitgeoefend. Voor het omgaan met buitenlandse keringen wordt verwezen naar het huidige beleid.

### 2. Aansluiting hoog gelegen grond

Bij de aansluiting op hoog gelegen gronden wordt de grens bepaald door de mate waarin achterloopsheid van invloed is op de overstromingskans. Omdat hoog gelegen gronden in het algemeen breed zijn, gaat het hier meestal alleen om de hoogte van de hoge grond. In dat geval moet de afstand voorbij de trajectgrens worden beschouwd die wordt bepaald door de locatie waar de hoogte van de hoog gelegen grond nog net voldoet aan de doorsnede-eis voor het faalmechanisme erosie van de kruin en het binnentalud. Deze afstand zal per traject anders kunnen zijn.

Het kan nodig zijn om verder te kijken dan de trajectbegrenzingsen uit de Waterwet omdat deze grenzen niet zijn bepaald op basis van gedetailleerde betrouwbaarheidsanalyses. Bij het bepalen van de grenzen van de trajecten die op een hoog gelegen grond aansluiten, is slechts grof rekening gehouden met de normhoogte.

### 3. Aansluiting normtraject op ander normtraject

#### 3.1. De te beschouwen overgangszone

De afmetingen van de zone aan weerszijden van de trajectgrens waarin mogelijk aanvullende maatregelen nodig zijn, wordt bepaald door de afmetingen van een potentiële bres. Immers, als het punt waar de bres begint voldoende ver weg ligt van de trajectgrens, dan kan de vorming van een bres vanuit dat punt geen invloed hebben op de overstromingskans van het naastgelegen traject.

De grootte van de bres is afhankelijk van het mechanisme en duur van de belasting. Afhankelijk van de tijd die nodig is om een bres te dichten kan de belasting meerdere hoogwatergolven bevatten. Omdat de onzekerheden rondom de bresgroeimodellen groot zijn, stelt het KPR voor de afstand af te leiden uit de breedte van bressen bij historische dijkdoorbraken.

In het rivierengebied geven de afmetingen van wielen (ter plaatse van voormalige dijkdoorbraken) een indicatie van de mogelijke breedte van een bres. De breedte van een wiel is maximaal enige honderden meters. Langs de kust en meren zijn in het verleden ook grotere bressen aangetroffen. Deze waren vaak het resultaat van meerdere doorbraken naast elkaar.

Op basis van bovenstaande stelt het KPR pragmatisch voor om het eindpunt van een traject voor beoordeling van de overstromingskans 300 m op te schuiven.

Desgewenst kunnen scherpere inschattingen worden gemaakt door gebruik te maken van bresgroeimodellen. Daarbij wordt wel geadviseerd om uitdrukkelijk rekening te houden met de onzekerheden ten aanzien van deze modellen.

### *3.2. De beoordeling van de waterkering in de overgangszone*

Aanbevolen wordt om bij ontwerpverificaties in de overgangszone voor elk faalmechanisme uit te gaan van de strengste faalkanseis op doorsnedeniveau uit de twee trajecten. In dat geval is het zeker dat de bijdrage van een naastgelegen traject aan de overstromingskans voldoende klein is.

#### Voorbeeld

*Stel dat de faalkanseis op doorsnedeniveau voor golfoverslag (GEKB) voor dijktraject A 1/4.000 per jaar is en voor het aangrenzende dijktraject B 1/40.000 per jaar. In dat geval wordt aanbevolen om de kerende hoogte van de waterkering van dijktraject A over een lengte van 300m uit te leggen op een faalkanseis voor golfoverslag van 1/40.000 per jaar.*

In veel gevallen zullen de faalkanseisen per faalmechanisme op doorsnedeniveau het strengste zijn voor het dijktraject met de strengste norm. In dat geval komt het bovenstaande advies er grofweg op neer dat het ontwerp van de kering in het zwaarst genormeerde traject over een lengte van 300m moet worden 'doorgetrokken' voorbij de trajectgrens.

Voor bijvoorbeeld de geotechnische faalmechanismen is het denkbaar dat de faalkanseisen op doorsnedeniveau het strengste zijn bij het dijktraject met de soepelste norm. Dit kan alleen het geval zijn als het traject met de soepelste norm  $X$  maal langer is dan het traject met de strengste norm, waarbij  $X$  het quotiënt van de overstromingskansnormen van de trajecten is. Overigens is voor de geotechnische faalmechanismen pas bij grote verschillen in de faalkanseisen op doorsnedeniveau een merkbare invloed op het ontwerp te verwachten. Dit zal dan ook slechts sporadisch een relevant aandachtspunt punt zijn.

## **4. Tot besluit**

Door het verschuiven van begin of eindpunt wordt de lengte van een traject opgerekt. Het effect van de langere lengte op de eis per doorsnede die aan de geotechnische mechanismen wordt gesteld is dermate klein dat dit verwaarloosd kan worden. In de berekeningen van de faalkanseis kan worden gerekend met de lengte van het normtraject.

Een aangrenzend traject kan in beheer zijn bij een ander waterschap en de versterking van een trajectovergang kan vragen oproepen over de financiering en de borging. Als dit soort zaken kunnen spelen, dan is het raadzaam om hier vroegtijdig afspraken over te maken.

*Het kennisplatform risicobenadering is opgericht ter ondersteuning van de keringbeheerder bij toepassen van de nieuwe normering en de risicobenadering. Adviezen en ondersteuning van het kennisplatform risicobenadering hebben een informele status en staan gelijk aan collegiaal advies.*



12

# Bepaling hoogfrequente HR kunstwerken

6 juni 2016

## FACTSHEET

Aan : Kennisplatform  
Van : Alfons Smale, Rob Delhez  
Review : Robert Vos  
Kopie aan : KPR  
Datum : 6 juni 2016  
Versie : 1  
Onderwerp : Bepaling (hoogfrequente) HR voor betrouwbaarheid sluiten

Kennisplatform  
Risicobenadering

Zuidersluis 1  
3439 LA Nieuwegein  
Postbus 2232  
3500 GE Utrecht

[kpr@rws.nl](mailto:kpr@rws.nl)

### 1. Inleiding

Onderdeel van het toetsen/ontwerpen van kunstwerken is het vaststellen van de betrouwbaarheid sluiting. Hierbij wordt (onder andere) gekeken naar de kans van optreden van waterstanden welke (bij niet sluiten) leiden tot fatale overstroming van het achterland: het zogenaamde OKP. Voor deze beoordeling/dit ontwerpaspect is dan ook statistiek van de waterstanden aan de buitenzijde van het kunstwerk benodigd: hoe vaak wordt het OKP overschreden?

Voor sommige typen kunstwerken (uitlaatwerken poldergemalen e.d.) geldt dat het regelmatig voorkomt dat het OKP frequent wordt overschreden (vaker dan eens in de 5 tot 10 jaar en soms zelfs dagelijks). Voor deze hoogfrequente waterstanden zijn vaak ook lokaal meetgegevens beschikbaar. Hieruit volgt dan snel de hypothese dat het eenvoudiger (en nauwkeuriger) is om statistiek van lokale waterstanden te gebruiken voor bepaling van OKP in plaats van statistiek van Hydra-modellen. Temeer omdat Hydra-modellen niet in staat zijn om waterstandsstatistiek met een herhalingstijd van minder dan 1-10 keer per jaar te bepalen.

De voorliggende vragen zijn nu:

1. Welke van de twee bronnen van waterstanden (lokale meetgegevens of hydra-modellen) wordt geprefereerd voor bepaling betrouwbaarheid sluiten?
2. Dient de in het OI2014 voorgeschreven onzekerheidstoetsing op de waterstand ook toegepast te worden op deze waterstanden?

Dit memo geeft in generieke zin antwoord op de bovenstaande vragen. Het is denkbaar dat dit generieke antwoord niet altijd toepasbaar is. In die gevallen wordt geadviseerd contact op te nemen met het Kennis Platform Risicobenadering (KPR).

### 2. Advies

*Vraag 1: Welke van deze twee wordt geprefereerd voor bepaling betrouwbaarheid sluiten?*

In de basis wordt de voorkeur gegeven aan statistiek van lokaal gemeten waterstanden omdat de statistiek volgend uit de Hydra-modellen op basis van doorvertaling van statistiek op een andere locatie of een andere grootheid tot stand komt. In de basis wordt dan ook geadviseerd om statistiek op basis van lokale waterstanden te gebruiken voor toetsing/ontwerp betrouwbaarheid sluiten.

Er zijn wel twee belangrijke randvoorwaarden aan het gebruik van de lokale waterstand zoals hierboven beschreven:

- De meetreeks dient representatief te zijn voor de situatie waarvoor ontworpen wordt:
  - De benodigde waterstand mag niet significant beïnvloed zijn door veranderingen in het watersysteem in het verleden of moet voor deze veranderingen gecorrigeerd kunnen worden.
  - Er mogen geen veranderingen in het watersysteem zijn binnen de planperiode die de statistiek kunnen beïnvloeden. Denk hierbij aan zowel ruimtelijke maatregelen als gevolgen van klimaatverandering. Merk op dat ruimtelijke maatregelen in de rivieren ten behoeve van waterveiligheid over het algemeen een beperkt effect hebben op dagelijkse omstandigheden (inzet/effectiviteit is bedoeld voor extreme omstandigheden). In het OI2014 versie 3 wordt een overzicht gegeven van de (vooralsnog bekende) ruimtelijke maatregelen. Het is aan de ontwerper om te verifiëren of deze maatregelen een impact hebben op de statistiek van de hoogfrequente waterstanden.
- De meetreeks dient tenminste 5 keer langer te zijn dan de gezochte herhalingstijd van de waterstand om de gezochte waterstand enkel op basis van lokale meetgegevens te bepalen. Indien de meetreeks tussen de 2 en 5 keer langer is dan de gezochte herhalingstijd, dan dient de waterstand afgeleid uit een meetreeks geverifieerd te worden met de waterstand volgend uit een Hydra model. Indien de meetreeks korter is dan 2 maal de gezochte herhalingstijd, dan dient de gezochte waterstand volledig gebaseerd te worden op de Hydra-modellen.

In de gevallen dat niet aan bovenstaande randvoorwaarden kan worden voldaan, wordt geadviseerd om alsnog statistiek te bepalen met behulp van Hydra-modellen.

*Vraag 2: Dienen de in het OI2014 voorgeschreven toeslagen ook toegepast te worden op deze waterstanden?*

In het OI2014 wordt voorgeschreven om een onzekerheidstoeslag toe te passen. Deze onzekerheidstoeslag heeft betrekking op:

- de onzekerheid in de gekozen statistische verdeling (met name als gevolg van extrapolatie naar herhalingstijden welke buiten de meetreeks liggen);
- de modelonzekerheid als gevolg van het toepassen van een model om de vertaling van een meetlocatie naar de gewenste locatie te maken.

Indien, met inachtneming van de eerder genoemde randvoorwaarden, gebruik wordt gemaakt van lokale meetgegevens, dan is uiteraard geen sprake van statistische extrapolatie en/of modeltoepassing. Dat betekent dat het toepassen van de onzekerheidstoeslag ook niet noodzakelijk is.

Indien gebruik gemaakt wordt van de Hydra-modellen, dan geldt dat de onzekerheidstoeslag wel toegepast dient te worden. Hierbij wordt opgemerkt dat de onzekerheidstoeslag is afgeleid voor herhalingstijden van orde 10.000 jaar. Indien sprake is van een gevraagde herhalingstijd welke significant lager is, dan is een reductie van de genoemde toeslagen mogelijk. Een generieke kwantificering van deze reductie is niet mogelijk. Geadviseerd wordt om voor het kwantificeren van deze reductie contact op te nemen met het Kennis Platform Risicobenadering. Een eerste conservatieve benadering kan zijn om voor alle frequenties de voorgeschreven onzekerheidstoeslag te hanteren.



Naast de onzekerheidstoelag dient ook rekening te worden gehouden met de effecten van klimaatverandering. Voor kustsystemen betekent dit het verdisconteren van zeespiegelstijging, voor meren het verdisconteren van verandering meerpeil (als gevolg van zeespiegelstijging), voor rivieren het verdisconteren van verandering afvoerstatistiek en voor de overgangsgebieden een combinatie van effecten. De te hanteren klimaattoeslag is systeem (of zelfs locatie) en/of herhalingstijd afhankelijk, waardoor een generieke kwantificering niet mogelijk is. Wel wordt in generieke zin gesteld dat het effect van klimaatverandering groter is voor grotere herhalingstijden. Dit impliceert dat wanneer de klimaattoeslag voor een (grote) herhalingstijd bekend is, deze in eerste instantie als conservatief uitgangspunt ook bij een kleinere herhalingstijd gehanteerd kan worden. Geadviseerd wordt om voor het nauwkeurig kwantificeren van de klimaattoeslag contact op te nemen met het Kennis Platform Risicobenadering.

*Het kennisplatform risicobenadering is opgericht ter ondersteuning van de keringbeheerder bij toepassen van de nieuwe normering en de risicobenadering. Adviezen en ondersteuning van het kennisplatform risicobenadering hebben een informele status en staan gelijk aan collegiaal advies.*



13

# Golfcondities voor ontwerpen en toetsen

27 februari 2018



## FACTSHEET

Aan : Kennisplatform Risicobenadering  
Van : Alfons Smale (KPR)  
Review : Deon Slagter/Robert Vos/Marcel Bottema (KPR)  
Kopie aan :  
Datum : 27 februari 2018  
Versie : 1  
Onderwerp : Golfcondities bij ontwerpen en toetsen (GEBK en GEBU)

Kennisplatform  
Risicobenadering

Zuidersluis 1  
3439 LA Nieuwegein  
Postbus 2232  
3500 GE Utrecht

[kpr@rws.nl](mailto:kpr@rws.nl)

### 1. Aanleiding

Met de vrijgave van WBI2017 en OI2014 kunnen beheerders met behulp van het WBI2017 instrumentarium de veiligheidsopgave vaststellen/herzien. Het instrumentarium (specifiek het belastingen deel) is opgesteld om een realistische schatting van de Hydraulische Randvoorwaarden te geven. Waar kennis onvolledig is of niet uniform over het land toepasbaar is, is soms uit noodzaak gekozen voor een licht conservatieve aanpak. Dit leidt ertoe dat lokaal sprake kan zijn van een overschatting van de Hydraulische Randvoorwaarden. Deze factsheet geeft een overzicht van mogelijke bronnen van conservatisme in golfcondities en een werkwijze waarop deze aangescherpt kunnen worden in de beoordeling en het ontwerp.

De volgende mogelijke bronnen van conservatisme worden in dit memo besproken<sup>1</sup>:

Aspect	Watersysteem	Potentiele impact (orde)	Complexiteit
Niet-verdisconteren golfreductie tussen uitvoerpunt en dijkteen	Overall	- HBN: tot 0.2 meter - Bekledingen: tot 0.2 meter $H_{mo}$	Kan met bestaand instrumentarium (Riskeer/Hydra-NL)
Strijklengte (bovenrivieren)	Bovenrivieren	- HBN: tot 0-0.3 meter - Bekledingen: tot 0-0.2 meter $H_{mo}$	Kan met bestaand instrumentarium (Hydra-NL)
Voorland/bodemligging (bovenrivieren)	Bovenrivieren	- HBN: tot 0.5 meter - Bekledingen: tot 0.2 meter $H_{mo}$	Kan met bestaand instrumentarium (Riskeer/Hydra-NL)
Probabilistisch kritiek overslagdebiet (overall)	Overall	- HBN: tot 0.5 meter	Kan met bestaand instrumentarium (Riskeer) voor zichtjaar 2015
Wijze van verdisconteren onzekerheden golfcondities	Overall	Zeer locatie afhankelijk	Correctie achteraf op basis van vuistregel
Kansverdeling golfhoogte (ondiepe "voorlanden")	Overall	- HBN: nog onbekend - Bekledingen: tot 2 meter hoogte overgang hard-gras	Specialistisch advies
Effect stroming	Bovenrivieren	- HBN: tot 0.3 meter - Bekledingen: tot 0.3 meter $H_{mo}$	Specialistisch advies
Effect vegetatie	Overall	- HBN: tot 0.3 meter - Bekledingen: tot 0.3 meter $H_{mo}$	Specialistisch advies

<sup>1</sup> Let op: potentiële effecten van individuele aspecten mogen niet bij elkaar opgeteld worden omdat er een interactie tussen aspecten is. Verder geldt dat effecten erg locatie/situatie specifiek zijn.



Een deel van deze punten is reeds besproken in de factsheet golfcondities (IenM, 2017) of de Werkwijzer voor afleiden van HOR voor OI2014 (Deltares, 2018).

De lezer wordt erop geattendeerd dat deze factsheet is opgesteld met een pragmatische insteek. De hier gepresenteerde werkwijzen om te komen tot aangescherpte Hydraulische (Ontwerp) Randvoorwaarden moeten dan ook gezien worden als ontwerptimalisaties en/of een aanzet tot een 'Toets op maat'.

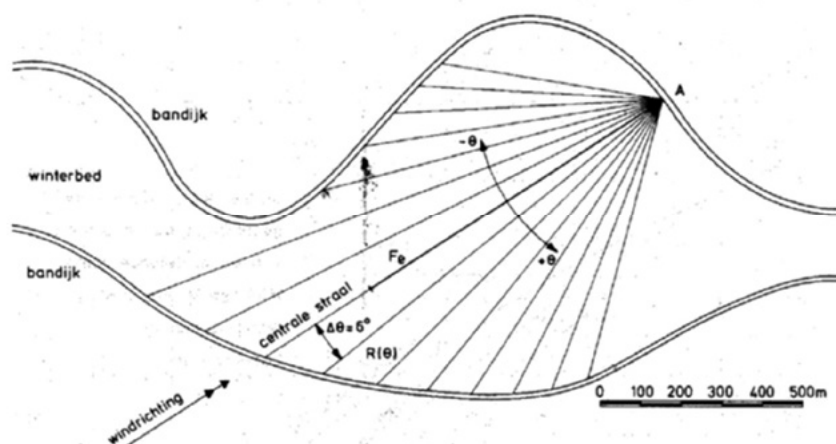
## 2. Niet-verdisconteren golfreductie tussen uitvoerpunt en dijkteen

Het kan gebeuren dat er nog sprake is van significante golfreductie tussen het WBI-uitvoerpunt en de dijkteen, zeker wanneer het uitvoerpunt meer dan enkele tientallen meters voor de dijkteen ligt. Bijvoorbeeld door de golfreducerende werking van een havendam, die dan wel standzeker moet zijn onder de beschouwde belasting condities. Of doordat de bodem significant oploopt tussen het uitvoerpunt en de dijkteen. Of, en zo ja hoe, het voorland meegenomen kan worden bij de bepaling van hydraulische condities staat beschreven in de bij WBI2017 behorende schematiseringshandleiding "Hydraulische condities bij de dijkteen" (IenM 2016).

*Advies: Ga conform de WBI217 schematiseringshandleiding "Hydraulische condities bij de dijkteen" na of en zo ja hoe de het voorland meegenomen kan worden.*

## 3. Strijklengte gehanteerd voor golfcondities bepaald met Bretschneider

De golfcondities voor de "smalle wateren" worden afgeleid met behulp van de Bretschneider-formule. Smalle wateren zijn de Bovenrivieren (Rijntakken en Maas), de bovenstroomse delen van de overgangsgebieden (Benedenrivieren, IJsseldelta en Vechtdelta), Veluwerandmeer, Grevelingen, Volkerak-Zoommeer, en Hollandsche IJssel. Voor de bepaling van golfcondities met behulp van Bretschneider zijn een effectieve strijklengte en een gemiddelde bodemligging benodigd. Deze zijn bepaald aan de hand van een Baseline schematisatie. Voor WBI2017 is dit "foto van het rivierbak" van 2014, voor OI2014 is dit een "foto van de rivierbak" van 2012 (hier zit dus geen toekomstige bodemdaling in). De strijklengtes zijn per windrichting bepaald middels een middeling van de afstand van de uitvoerlocatie tot de in de schematisatie gehanteerde bandijk. De gemiddelde bodemligging is bepaald op basis van een gewogen gemiddelde van winter- en zomerbedhoogte.

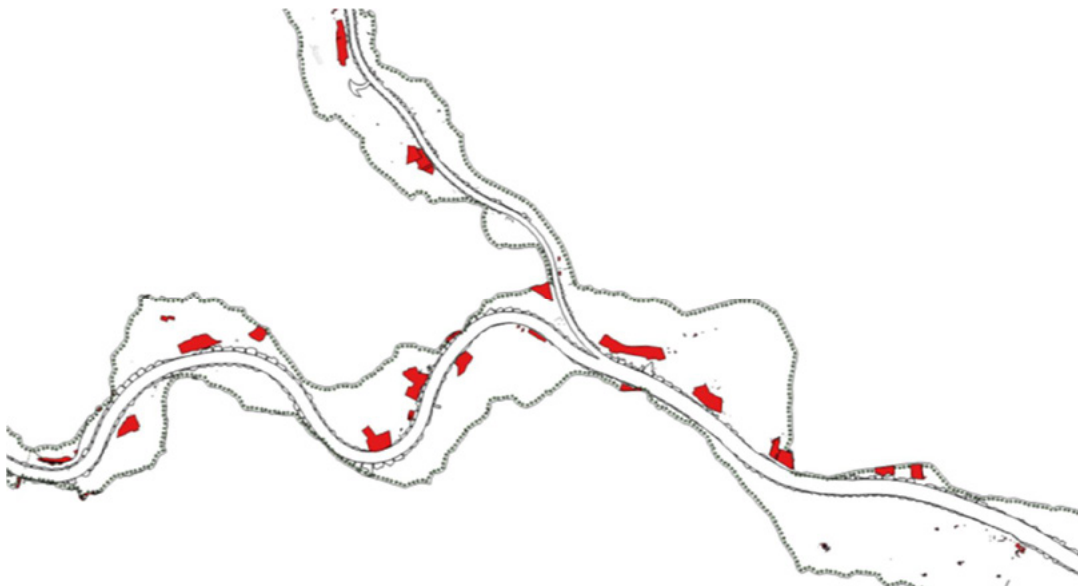


Figuur 1 Definitie van raaien gehanteerd voor strijklengte en bodemligging voor Bretschneider

Zoals beschreven in IenM (2017), houdt de bepaling van de strijklengtes en bodemliggingen geen rekening met aanwezige hoogwatervrije gebieden. Dit zijn gebieden waarvoor geldt dat een vergunning is afgegeven die het mogelijk maakt een "oneindig" hoog element op deze locatie te realiseren. Er zijn in het rivierengebied slechts in beperkte mate van dergelijke vergunningen aanwezig. Het niet meenemen van deze vergunningen (het gaat om vergunde ingrepen, niet om wat er werkelijk aanwezig is) in de strijklengtebepaling wordt als conservatief maar niet over-conservatief beschouwd. Een voorbeeld wordt gegeven in Figuur 2, waarin de zwarte punten de uitvoerlocaties zijn en de rode vlakken de hoogwatervrij vergunde gebieden. De hoogwatervrije terreinen zijn niet meegenomen in de strijklengtebepaling, maar wel meegenomen in de bepaling van de gemiddelde bodemligging vanwege de wijze waarop deze informatie opgeslagen is. Merk op dat de bodemligging van de hoogwatervrijegebieden meestal de actuele hoogte betreft en niet "oneindig" hoog.

Te zien is dat er diverse hoogwatervrije gebieden zijn, maar dat in veel gevallen de strijklengte slechts voor een beperkt aantal windsectoren korter zou moeten worden genomen. Voor de overige windrichtingen blijft de strijklengte ongewijzigd, waardoor het effect (na uitvoeren probabilistische berekening) beperkt zal zijn. Dit komt doordat er een weging van verschillende windrichtingen plaats vindt, wat ertoe leidt dat een afname van strijklengte (en dus golfcondities) in 1 windrichting "gedeeltelijk gecompenseerd" wordt door de andere windrichtingen.

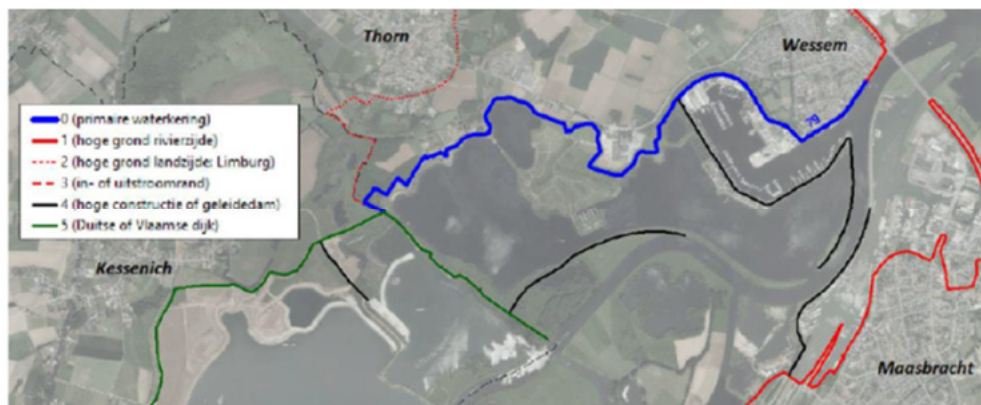
Alleen in die gevallen waar het hoogwatervrije gebied meerdere sectoren significant beïnvloedt kan een significant effect verwacht worden. Dit is bijvoorbeeld het geval als het hoogwatervrije gebied gelegen is direct voor de uitvoerlocatie: in die gevallen kan het hoogwatervrije gebied meegenomen worden als voorland via de voorlandmodule.



**Figuur 2 Voorbeeld van hoogwatervrij vergunde elementen(rood) in het rivierengebied (Pannerdense Kop)**

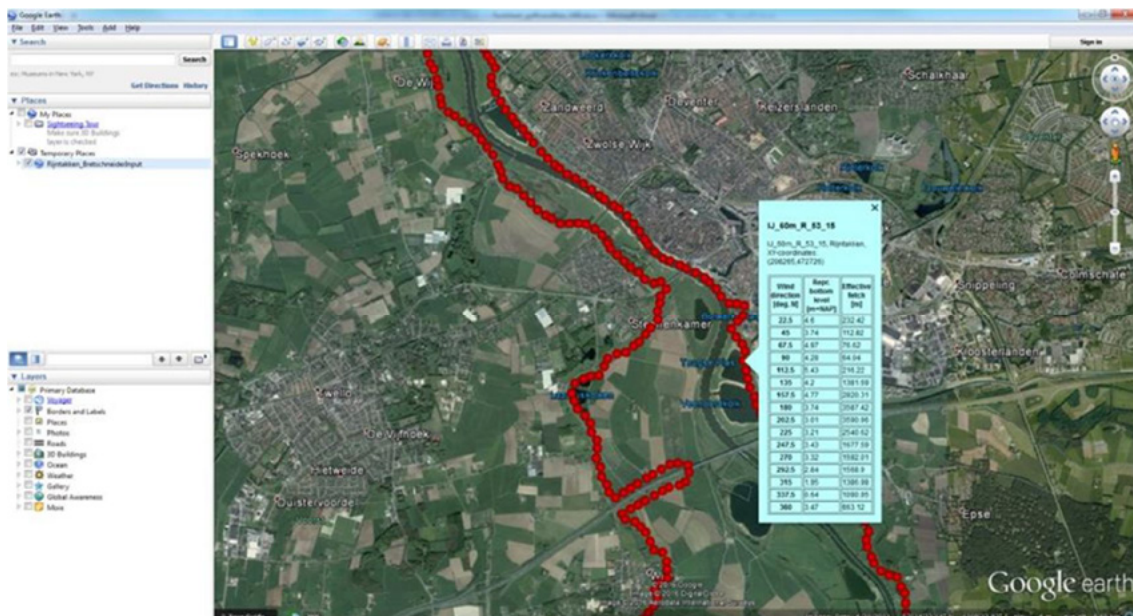
Specifiek langs de Maasvallei geldt dat de strijklengtes zijn bepaald onder aanname dat de Maaskaden overstroomd zijn en dat strekdammen de golfgroei niet reduceren (zie bijvoorbeeld Figuur 3). Dit betekent in een aantal gevallen dat de strijklengte wordt overschat als de waterstand in het ontwerppunt van de berekening voor Hydraulisch Belasting Niveau (HBN) lager of gelijk is aan de hoogte van de dam. De grootste relatieve overschatting vindt over het algemeen plaats in raaien dwars op de rivier (dan is de totale strijklengte het kortst en de relatieve overschatting het grootst). Veelal zijn dat echter niet de maatgevende strijklengtes: die worden gevormd door richtingen die meer parallel (bv 45 graden) aan de rivier lopen. Voor deze strekkingen is de relatieve overschatting dan juist weer veel kleiner.





Figuur 3 Voorbeeld in de Limburgse Maas met strekdammen (zwart), welke niet in de bepaling van de golfcondities zijn meegenomen.

De afgeleide strijklengtes en bodemliggingen per windrichtingssector per uitvoerlocatie zijn opgenomen in een Google-Earth file, welke beschreven is in Deltares (2015). Figuur 4 toont een snapshot van deze file, welke beschikbaar is op de WBI site van de Helpdesk Water.



Figuur 4 Snapshot van de Google-Earth-file met gehanteerde strijklengtes en bodemliggingen per windrichting

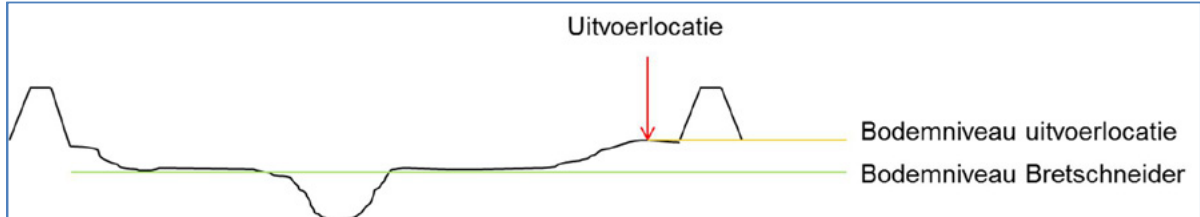
Voor de bepaling van het Hydraulisch Belasting Niveau (HBN) geldt dat de bijbehorende waterstanden over het algemeen hoog zijn en dat de aanname van strijklengte van bandijk tot bandijk vaak correct is. Voor de belasting voor bekledingen geldt echter dat dit ook over situaties met lagere waterstanden gaat. In die gevallen hoeft de aanname van een strijklengte van bandijk naar bandijk niet correct te zijn (denk aan de aanwezigheid van zonerakken) en dat leidt mogelijk tot conservatieve golfbelastingen. Dit conservatisme kan worden weggelaten door bij de bepaling van de golfcondities voor een specifiek niveau op het talud rekening te houden met de strijklengte welke hoort bij de waterstand overeenkomstig het te beschouwen niveau op het talud.

*Advies: controleer de strijklengtes gehanteerd voor de bepaling van de golfcondities en pas deze desgewenst aan. Voer de aanpassing door met inachtneming van de waterstand behorende bij het beschouwde mechanisme (HBN of bekledingen). Indien strijklengtes worden aangepast dient geverifieerd te worden om de gehanteerde bodemligging representatief is voor de aangepaste strijklengte.*

#### 4. Voorland/bodemligging gehanteerd voor golfcondities bepaald met Bretschneider

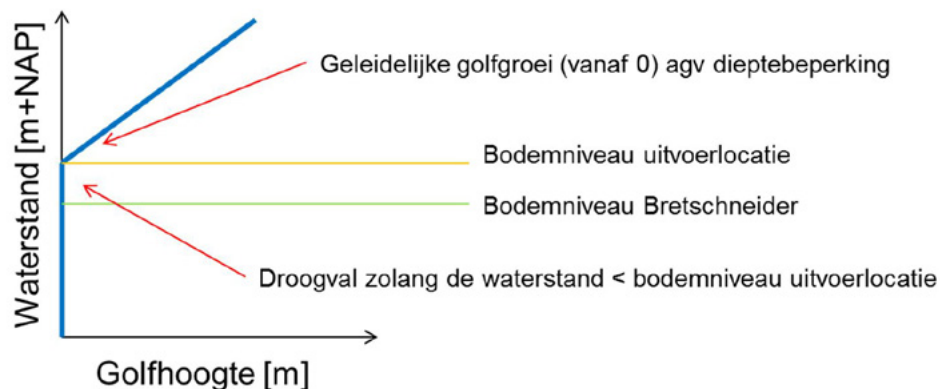
Indien gebruik wordt gemaakt van een database fysica waarvan de golfcondities met de Bretschneider-formule zijn bepaald, dan kan het zijn dat de berekende golfcondities conservatief zijn. Dit conservatisme is het gevolg van het beperkt meenemen van droogval en dieptegelimiteerde golfcondities in gevallen waarbij er een groot verschil is tussen het bodemniveau van de uitvoerlocatie en het bodemniveau voor de Bretschneider berekening. Dit kan als volgt worden verklaard (overgenomen uit Deltares (2018)):

Veronderstel het volgende profiel in de windrichting:



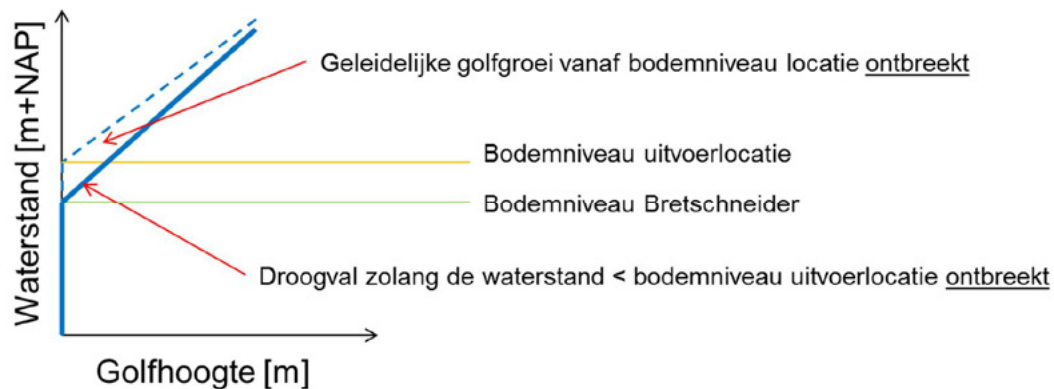
Figuur 5 Voorbeeld doornede over winterbed

Op basis van het verloop van het bodemniveau ter plaatse van de uitvoerlocatie kunnen we, gegeven een windsnelheid, de golfhoogte als functie van de waterstand weergeven (zoals je in werkelijkheid/volgens de fysica zou verwachten):



Figuur 6 Verloop golfhoogte als functie van waterstand zoals je in werkelijkheid zou verwachten

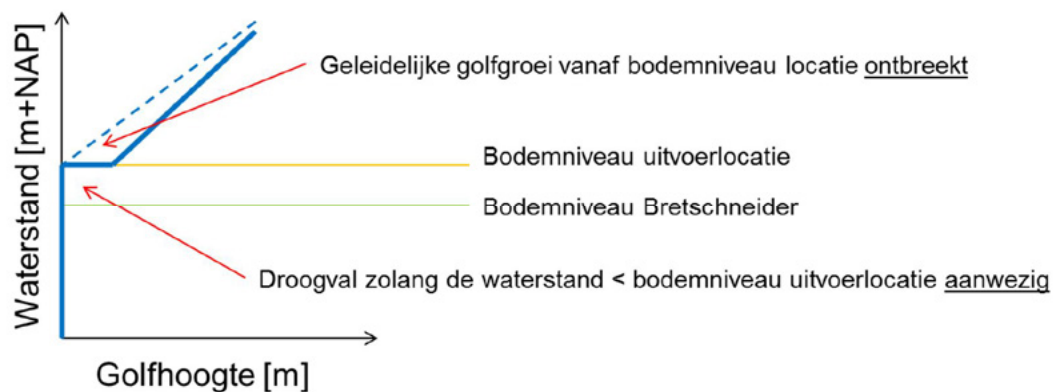
Als we nu de golfhoogte als functie van waterstand plotten, maar nu met golfhoogte gebaseerd op de (in dit voorbeeld grotere) Bretschneider diepte, dan krijgen we onderstaande figuur (gestippeld is "werkelijk"/Figuur 6, doorgetrokken de golfhoogte volgens Bretschneider). Bij voldoende hoge waterstand is het verschil "nul" omdat de invloed van de bodem dan verwaarloosbaar klein wordt. Dit is wat er gebeurt bij herberekenen van strijklengtes binnen Hydra-NL: dan worden strijklengtes en bodemligging opnieuw bepaald op basis van (eigen) GIS-informatie en worden golfcondities bepaald zonder droogval in acht te nemen.



Figuur 7 Verloop golfhoogte als functie van waterstand op basis van Bretschneider diepte

Verder is van belang dat in de Bretschneider-schematisatie de gemiddelde bodemdiepte van bandijk tot bandijk wordt genomen (zie Figuur 2). Daardoor wordt de vrijwel volledige golfdemping op net-niet-drooggevallen delen van uiterwaarden ook niet meegenomen. Er is ook een onveilige keerzijde van die bodemmiddeling: het WBI kan met Bretschneider tot te lage golfhoogtes komen wanneer bijvoorbeeld sprake is van een schardijk met een relatief diepe geul vlak voor de dijk. Wanneer zo'n diepe geul breed genoeg is, dan kunnen de werkelijke goven hoger uitvallen dan Bretschneider 'toelaat' op basis van de van bandijk tot bandijk gemiddelde bodemdiepte.

Als we nu ook het effect van de lokale bodemligging meenemen middels een droogvalprocedure, maar wel nog met Bretschneider bodemligging voor bepaling golven, dan krijgen we onderstaand. Dit is hoe de WBI2017-databases voor de Bovenrivieren tot stand zijn gekomen. Als gevolg van de toepassing van droogval is bij de range aan waterstanden tussen bodemniveau Bretschneider en bodemniveau uitvoerlocatie de golfhoogte gelijk aan nul: dit is minder conservatief dan het verloop gepresenteerd in Figuur 7.



Figuur 8 Verloop golfhoogte als functie van waterstand op basis van Bretschneider diepte en droogval

Het is in Hydra-NL mogelijk om de WBI golfcondities te negeren en op basis van (eigen) GIS-informatie opnieuw Bretschneider berekeningen uit te voeren, maar zonder droogval in acht te nemen. Op basis van de bovenstaande beschouwing kan gesteld worden dat het terug rekenen van strijklengtes binnen Hydra-NL tot de meest conservatieve golfcondities leidt. Het hanteren van de WBI databases leidt tot minder conservatieve golfcondities, maar nog steeds conservatief ten opzichte van de werkelijkheid.

De mate van conservatisme als gevolg van deze problematiek hangt af van het verschil in bodemniveau locatie en Bretschneider:

- Bodemniveau locatie < Bretschneider: niet conservatief (potentieel onveilig)
- Bodemniveau locatie  $\approx$  Bretschneider: niet conservatief (neutraal)
- Bodemniveau locatie > Bretschneider & dieptegelimiteerde golven in relevante herhalingstijden: conservatief

Het is wenselijk om zo dicht mogelijk bij de werkelijkheid (Figuur 6) te komen. Daarvoor is het nodig om: (i) het effect van nat/droog tov bodemniveau locatie mee te nemen en (ii) het effect van de beperkte waterdiepte mee te nemen. Dit is mogelijk door gebruik van de voorlandmodule binnen Hydra-NL (deze wordt geactiveerd zodra een voorland gespecificeerd is in het dijkprofiel).

*Advies:*

- 1) *Indien overgestapt wordt van golfcondities in de database naar strijklengtes en bodemligging: voorlandmodule gebruiken*
- 2) *Indien WBI-database gebruikt: (i) controleer bodemniveau gehanteerd in Bretschneider berekening voor maatgevende windrichting en (ii) bodemniveau locatie >> bodemniveau Bretschneider: voorlandmodule gebruiken*
- 3) *No regret: altijd voorlandmodule gebruiken (uitgezonderd locaties bij een schaaldijk, zie onderstaand)*

Houd er in gebieden waar Bretschneider wordt gebruikt rekening mee dat WBI hier mogelijk aan de onveilige/optimistische kant is als de bodemligging vlak voor de dijk dieper is dan de strijklengte gemiddelde bodemligging (bijvoorbeeld bij schaaldijken) en dat een Toets/Ontwerp op Maat dan gewenst kan zijn. Check daarom eerst of je kan goedkeuren met ongewijzigde strijklengte, en waarbij je de gemiddelde bodemligging van bandijk tot bandijk gelijk stelt aan de (grotere) waterdiepte vlak voor de schaaldijk. Check ook of je zou afkeuren wanneer je een Bretschneidersom doet met zojuist genoemde grotere waterdiepte, en een gereduceerde strijklengte die alleen het diepe deel bestrijkt. Wanneer voornoemde testen niet tot evidente goedkeuring of afkeuring leiden, dan wordt diepgravender maatwerk geadviseerd; KPR kan hierbij advies geven.

## 5. Probabilistisch kritiek overslagdebiet

Het Ontwerpinstrumentarium 2014 (OI2014) schijft voor de bepaling van de benodigde kruinhoogte een semi-probabilistische aanpak voor. Dit betekent dat gerekend wordt met een probabilistisch belastingmodel, maar dat de sterkte middels een rekenwaarde wordt vertegenwoordigd: het kritieke overslagdebiet. Deze rekenwaarde voor het kritieke overslagdebiet is, afhankelijk van de kwaliteit van de grasmat 1, 5 of 10 l/s/m.

De rekenwaarde voor het kritieke overslagdebiet volgt uit een kalibratiestudie. Op basis van een groot aantal volledig probabilistische berekeningen (dus ook een kansverdeling voor het kritieke overslagdebiet) is de rekenwaarde van het kritieke overslagdebiet die in een semi-probabilistische berekening een vergelijkbare kruinhoogte oplevert als een probabilistische berekening. De rekenwaarde van het kritieke overslagdebiet is vanwege de brede toepasbaarheid voor veel gevallen conservatief.

In het WBI2017 wordt gebruik gemaakt van een volledig probabilistische berekening om de hoogte te toetsen (GEKB). Dit betekent dat, gegeven de werkwijze gehanteerd voor bepaling van de rekenwaarde voor het kritieke overslagdebiet, de volledig probabilistische som tot een lagere kruinhoogte zal leiden. Door bij de bepaling van de toets- of ontwerpogave ook uit te gaan van een probabilistische som kan de opgave naar verwachting in 90% van de gevallen in meerdere of mindere mate verkleind worden.



### *Veiligheidsopgave*

De veiligheidsopgave kan eenvoudig met een probabilistische beschrijving van het kritieke overslagdebiet bepaald worden door gebruik te maken van Riskeer. Hierbij wordt opgemerkt dat de te hanteren kansverdelingen voor het kritieke overslagdebiet beschreven staan in de WBI2017 schematiseringshandleiding voor gras (sectie 6.7.4). Deze kansverdelingen zijn een functie van (i) graskwaliteit en (ii) golfhoogte in het ontwerp punt van de GEKB berekening. Dit vraagt om een iteratieve aanpak: eerste een som met een kansverdeling met lage golfhoogte, daarna controleren of golfhoogte in ontwerp punt past bij gehanteerde kansverdeling en eventueel een extra som met kansverdeling behorende bij gevonden golfhoogte uitvoeren.

Deze aanpak wordt volledig gefaciliteerd voor gras op klei, maar niet voor gras op zand. Voor gras op zand bestaan op dit moment geen generieke kansverdelingen van het kritieke overslagdebiet. Wel is er kennis omtrent deze kansverdelingen: mogelijk kan via expert judgement iets gezegd worden over dergelijke kansverdelingen of anders dienen experimenten uitgevoerd te worden.

### *Ontwerpopgave*

Ook voor de bepaling van de ontwerpopgave zal het hanteren van een probabilistische aanpak voor GEKB een verlagend effect hebben op de benodigde kruinhoogte voor 90% van de gevallen. Voor de ontwerpopgave geldt echter ook dat rekening moet worden gehouden met klimaatverandering, waardoor gebruik van Riskeer niet mogelijk is (Riskeer bevat alleen statistiek van het zichtjaar 2015-2023).

### *Hoe?*

Voor een beperkt aantal gebieden (bijvoorbeeld Veluwerandmeren) kan gewoon Riskeer gebruikt worden met de databases die vanuit WBI2017 worden aangeboden. Voor gebieden met klimaatverandering of waar in de toekomst de fysica veranderd is het gebruik van Riskeer op dit moment nog niet mogelijk. Wel kan een beeld van het effect van het probabilistisch rekenen voor GEKB in beeld worden gebracht door voor zichtjaar 2015-2023 de resultaten van een GEKB som in Riskeer te vergelijken met een HBN som in Hydra-NL.

KPR kan adviseren en helpen bij het doen van aanpassingen bij het rekenen met Riskeer ten behoeve van het ontwerp van dijkversterkingen.

*Advies: Stel het verschil vast tussen semi-probabilistisch en volledig probabilistisch kritiek overslagdebiet voor zichtjaar 2015-2023. Verdisconteer (een deel van) dit verschil eventueel in het dijkontwerp. Indien gerekend wordt met een probabilistische aanpak voor hoogte, dan dient geverifieerd te worden of er als gevolg van het hogere overslagdebiet geen problemen ontstaan met macro-stabiliteit of komberging.*

## **6. Verdiscontering onzekerheden golfcondities**

In WBI2017 worden voor het eerst statistische en modelonzekerheden als stochasten in de belastingen meegenomen. Het meenemen van deze extra stochasten kan in sommige gevallen tot onverwachte resultaten leiden. In de praktijk zijn op dit moment twee soorten van onverwachte resultaten bekend: (i) grote bijdrage van modelonzekerheid aan de belasting (dus hoge modelfactor in illustratiepunt) en (ii) grote golfsteilheden op basis van de golfcondities in het illustratiepunt.

### *Grote bijdrage modelonzekerheid*

Een grote bijdrage van de modelonzekerheid is vaak het gevolg van een flauwe overschrijdingscurve van de belasting in geval onzekerheden niet meegenomen kunnen worden. Denk hierbij bijvoorbeeld aan de dieptelimitering van de golfhoogte: een toename van de wind leidt dan soms niet tot een toename van de golfhoogte. De enige manier om dan een grotere belasting te krijgen is door een ongunstiger modelonzekerheid te hebben. Deze modelonzekerheid is (over het algemeen) afgeleid door een vergelijking te maken tussen model en meting en een kansverdeling te fitten op deze modelfout. Zolang de gevonden waarde voor

de modelfout binnen de geobserveerde modelfouten valt is er geen reden om aan te nemen dat dit onterecht is.

Uitzondering hierop zijn fysisch onrealistische condities, waaronder grote verhoudingen  $H_m/d$ . Wanneer bij het WBI-uitvoerpunt sprake is van én een vrijwel vlakke bodem, én een golfhoogte-waterdiepte-verhouding ( $H_m/d$ ) groter dan 0,8 [-], dan is er een redelijk vermoeden dat de golfcondities te conservatief zijn ten opzichte van wat fysisch is te verwachten.

#### *Grote golfsteilheden*

Een tweede situatie die zich voor kan doen is het vinden van een combinatie van golfhoogte en golfperiode (met inbegrip van onzekerheden) welke relatief steil is. Dit is veelal het gevolg van het niet gecorreleerd zijn van de stochastische modelonzekerheid golfhoogte en modelonzekerheid golfperiode. Hierdoor wordt vaak een grote modelonzekerheid golfhoogte gevonden in het illustratiepunt met een kleine modelonzekerheid golfperiode. Dit leidt, deels onterecht, tot een grote golfsteilheid. Golfsteilheden van meer dan 0.1 [-] in combinatie met een vrijwel vlakke bodem doen vermoeden dat de gevonden golfcondities niet overeenkomen met wat fysisch verwacht mag worden.

Voor beide situaties (grote bijdrage modelonzekerheid en grote golfsteilheid) geldt dat er maatwerk mogelijk is om hier duiding aan te geven en desgewenst een correctie toe te passen.

*Advies: indien sprake is van onrealistische golfhoogte/waterdiepte verhoudingen of onrealistische golfsteilheden, dan kan KPR helpen met duiding en handelingsperspectief (er zijn oplossingen, maar het gaat te ver om deze oplossingen hier toe te lichten)*

## **7. Kansverdeling golfhoogte**

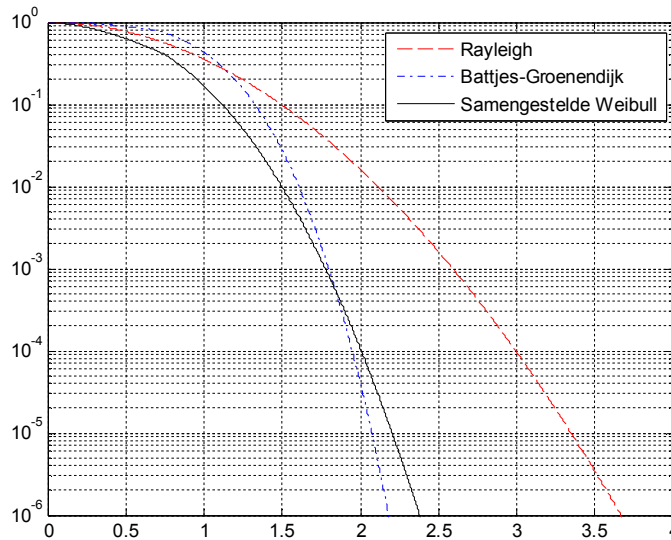
In de BM Gras is de cumulatieve overbelastingbenadering geïmplementeerd voor de beschrijving van de sterkte van de grasmat. Hierbij wordt gekeken naar het cumulatieve effect van alle individuele golfoplopen binnen een stormgebeurtenis. Op elk niveau van de bekleding kan de cumulatieve overbelasting worden berekend. Hoe hoger de grasbekleding ligt, des te kleiner de kans is dat een individuele golf oploopt tot het niveau van de grasbekleding en de cumulatieve overbelasting te groot wordt. De kansverdeling van de individuele golfhoogtes binnen een stormgebeurtenis (of: de tijdreeks van golven) is zodoende van invloed op het niveau waarop een grasbekleding kan volstaan vanuit het oogpunt van golfoploop.

In de BM Gras is standaard aangenomen dat de individuele golfhoogtes Rayleigh verdeeld zijn. Dit betekent dat er een relatief grote kans is op golfhoogtes die bijvoorbeeld 1,5-2 keer groter zijn dan de significante golfhoogte. De Rayleigh-verdeling geeft een realistische beschrijving van de individuele golfhoogtes wanneer sprake is van diepwatercondities, wanneer de golven niet of nauwelijks worden beïnvloedt door de bodem.

In geval van toetsen van keringen gaat de veronderstelling van diep water echter niet altijd op (vermoedelijk vaker niet dan wel). De kansen op relatief grote golven zijn in ondiep water aanzienlijk kleiner dan volgens een Rayleigh-verdeling. Voor de condities in ondiep water kan bijvoorbeeld worden uitgegaan van de kansverdeling van Battjes-Groenendijk. Dit is een samengestelde Weibull-verdeling die bestaat uit een Weibull-verdeling met exponent gelijk aan 2 (ofwel: een Rayleigh verdeling) voor de lagere golfhoogtes en een Weibull-verdeling met een exponent groter dan 2 voor de grotere golfhoogtes (Battjes and Groenendijk, 2000). Figuur 9 toont het verschil tussen een Rayleigh en Battjes-Groenendijk verdeling voor een locatie in het IJsselmeer. De afbeelding toont eveneens een gefitte verdeling op basis van metingen ter plaatse. De afbeelding laat duidelijk zien dat voor dit geval het toepassen van een Rayleigh verdeling tot een significante overschatting van de individuele golfhoogtes leidt voor deze specifieke combinatie van waterdiepte en golfcondities.

Uit een korte analyse voor het project Markermeerdijken is gebleken dat cumulatieve belasting voor de grasbekleding in de oplooptzone lineair schaalst met de afname van de kans op

overschrijden van de kritieke individuele golfhoogte. Dit betekent dat de belasting van gras in de oploophoeft fors kan afnemen. Dit effect is sterk afhankelijk van de combinatie van waterdiepte en golfcondities: op "diep" water is het effect klein, op "ondiep" water is het effect groot.



**Figuur 9** Een voorbeeld van een gefitte, samengestelde Weibull-verdeling ten opzichte van Rayleigh en Battjes-Groenendijkverdelingen. Op de horizontale as staat de individuele golfhoogte in meter, op de verticale as staat de overschrijdingskans.

Opgemerkt wordt dat de keuze voor de Battjes-Groenendijk golfhoogteverdeling nog niet vast ligt: er zijn indicaties dat voor sommige gevallen (sterk niet-lineair golven) de Battjes-Groenendijkverdeling een onderschatting geeft van de kansverdeling.

Verder geldt eveneens dat niet alleen de BM gras module uitgaat van een Rayleigh kansverdeling voor individuele golfhoogte, maar dat dit ook in de aannames voor Gras Erosie Kruin en Binnentalud is opgenomen. Ook hier kan mogelijk winst behaald worden door het effect van een andere kansverdeling in beeld te brengen.

*Advies: KPR kan projecten faciliteren met het in beeld brengen van het potentiële effect van een andere kansverdeling voor de individuele golfhoogte op de veiligheids- en/of ontwerp-opgave.*

## 8. Effect stroming op golfcondities

In het kader van een onderzoek uitgevoerd door Deltares is duidelijk geworden dat voor de Bovenrivieren het meenemen van stroming bij de bepaling van de golfcondities meestal tot een verlaging van de golfcondities leidt. Dit is het gevolg van het feit dat wind in dezelfde richting als de stroming tot minder golfgroei leidt (lagere effectieve windsnelheid) en in omgekeerde richting eveneens tot lagere golfcondities leidt als gevolg eerder breken op steilheid in combinatie met wave blocking.

Het effect van stroming is het grootst in gevallen waar de dominante wind/golfrichting over langere strekkingen de invloed van stroming ondervindt. Dit is typisch het geval bij dijkstrekkingen welke gelegen zijn bij bochten in rivieren. In die gevallen kan het effect van de stroming op de golven oplopen tot 0.3-0.4 meter (bij golfcondities van 0.5 tot 0.8 meter), zie Deltares (2016). Vanwege het feit dat de kruinhoogte probabilistisch bepaald wordt, wordt dit effect uitgemiddeld met andere richtingen, waardoor er 0.2 tot 0.3 meter verlaging van de kruinhoogte overblijft.

Het in rekening brengen van stroming op de golfcondities in het Bovenrivierengebied (en de overgangsgebieden) is specialistisch werk en vraagt relatief veel inspanning. De berekening van de golfcondities dient uitgevoerd te worden met bijvoorbeeld SWAN, gevoed met WAQUA stromingsvelden. Het aantal berekeningen kan aanzienlijk zijn omdat voor een probabilistische berekening meerdere combinaties van afvoer en windsnelheid/windrichting doorgerekend moeten worden. Verder vraagt het opzetten van het SWAN model om speciale aandacht vanwege de grote variaties in de ruimte van bodem en stroomsnelheden. KPR kan desgewenst meedenken over de benodigde activiteiten voor het in rekening brengen van stroming.

*Advies: In situaties waar golfbelasting groot is en leidt tot hoge benodigde kruinhoogte of aanbrengen harde bekleding kan overwogen worden om stroming als aanscherping van de HOR mee te nemen. KPR kan meedenken over relevantie van stroming voor specifiek locaties.*

## 9. Effect vegetatie op golfcondities

Bij de afleiding van golfcondities wordt, in tegenstelling tot waterstandsberekeningen, over het algemeen uitgegaan van een "kale" bodem. Aanwezige vegetatie wordt niet meegenomen bij de golfberekeningen en ontwerpen met vegetatie is niet zonder meer mogelijk met bestaande toets- en ontwerpinstrumenten. Uit een studie uitgevoerd in opdracht van Waterschap Rivierenland (Deltares, 2016) is gebleken dat het ontwerpen met vegetatie, onder een aantal specifiek voorwaarden, kan leiden tot een verlaging van de benodigde kruinhoogte en/of sterkte van de bekleding op het buitentalud.

Het bereiken van een significante reductie in de golfcondities is mogelijk als er een voldoende brede strook met voldoende "dichte" vegetatie aangelegd wordt of aanwezig is. Een strook van 60 meter breedte begroeid met wilgen (Griend) leidt tot een potentiële reductie van de kruinhoogte van orde 0.3-0.7 meter op plaatsen waar golfaanval significant is (lange strijklengtes, leidend tot golfhoogtes tot 0.8 meter).

Het eerste orde effect van het in rekening brengen van een strook vegetatie kan voor de Bovenrivieren afgeschat worden door het toepassen van onderstaande rekenrecept (uitgangspunt is geen correlatie tussen wind en waterstand). Merk op dat dit gebaseerd is op een geometrie van de uiterwaarden aan de noordzijde van de Waal tussen Tiel en Waardenburg en dat het opstuwende effect van vegetatie niet is meegenomen (aannahme dat vegetatie in bergend deel van de rivier staat).

Rekenrecept voor Bovenrivieren uit Deltares (2016):

- 1 Zoek conform OI2014 het illustratiepunt op voor HBN. Dit zijn de waterstand en golfcondities zoals beschreven in de Hydra-uitvoer onder "hoofdillustratiepunt" bij gezochte herhalingstijd (bijvoorbeeld 41.667 jaar)
- 2 Zoek in onderstaande Tabel 1 de relatieve reductie van de golfhoogte op, gegeven de keuze voor vegetatietype en strookbreedte. Indien men wil rekenen met een strookbreedte tussen de 20 en 60 meter, dan mag de golfhoogtereductie worden bepaald middels lineaire interpolatie van de gevonden reductie bij 20 en 60 meter.
- 3 Pas de reductie toe op de golfhoogte behorende bij het hoofdillustratiepunt: dit is de golfhoogte te hanteren bij het vaststellen van de benodigde kruinhoogte (golfperiode en golfrichting kunnen ongewijzigd worden overgenomen van het hoofdillustratiepunt)
- 4 Bepaal het verschil tussen de waterstand gevonden in het hoofdillustratiepunt voor HBN en de waterstand welke een herhalingstijd overeenkomstig de herhalingstijd van het HBN heeft (bijvoorbeeld MHW bij 41.667 jaar).
- 5 Vermenigvuldig het gevonden verschil in waterstand met de relatieve golfhoogtereductie en tel deze op bij de waterstand gevonden in het hoofdillustratiepunt: dit is de waterstand te hanteren bij het vaststellen van de benodigde kruinhoogte.



	Golfaanval < 0.5 meter				Golfaanval > 0.5 meter			
	Gemiddeld effect [%]		Maximum effect [%]		Gemiddeld effect [%]		Maximum effect [%]	
Vegetatietype	B=20	B=60	B=20	B=60	B=20	B=60	B=20	B=60
Zachthout ooibos	0%	0%	-13%	-13%	-1%	-2%	-2%	-6%
Hardhout ooibos	0%	0%	-13%	-13%	0%	0%	-5%	-2%
Struweel	-1%	-1%	-13%	-16%	-7%	-13%	-13%	-28%
Ruigte	0%	-1%	-13%	-13%	-2%	-4%	-5%	-11%
Griend (geknot)	-1%	-1%	-13%	-16%	-9%	-17%	-18%	-31%
Fictieve vegetatie (vf=0,7)	-1%	-2%	-15%	-20%	-13%	-21%	-25%	-37%

**Tabel 1** Indicatie mogelijk reductie golfhoogte als gevolg van vegetatie in het rivierengebied (in dit geval in de uiterwaarden langs de Waal benedenstrooms van Tiel), overgenomen uit Deltares (2016)

Ook bij kwelders en kwelderachtige voorlanden zou vegetatie voor golfreductie kunnen zorgen. Er is echter nog weinig tot niets bekend over de standzekerheid van de vegetatie bij maatgevende condities. Wel is duidelijk dat golfaanval tijdens reguliere winterstormen een groot deel van de bovengrondse stengels afbreekt of wegslaat, en dat na zulke stormen niet veel meer dan een veld met korte stoppels overblijft. Verdisconteren van kweldervegetatie blijft vooralsnog een lastige zaak die het nodige maatwerkonderzoek vraagt gezien de vele kennisleemtes. Die kennisleemtes liggen onder andere op standzekerheid bij maatgevende condities, de te hanteren bodemwrijving, het gedrag van de golfperiode, en de te hanteren modelonzekerheden.

*Advies: In situaties waar de golfbelasting groot is en leidt tot een hoge benodigde kruinhoogte of aanbrengen harde bekleding kan overwogen worden om vegetatie als innovatieve maatregel mee te nemen. Bovenstaande rekenregel geeft een eerste orde indicatie van de potentiële toegevoegde waarde van vegetatie. Los hiervan dient een oordeel geveld te worden over de standzekerheid van betreffende vegetatie (is de vegetatie aanwezig als we die nodig hebben?)*

## 10. Referenties

Deltares (2015). Input database for the Bretschneider wave calculations for narrow river areas. Deltares rapport 1209433-000-HYE-0013. A. Camarena Calderon, A. Smale en J. van Nieuwkoop. December 2015.

Deltares (2016). Vegetatie als maatregel voor reductie benodigde kruinhoogte voor het traject Tiel Waardenburg. Deltares rapport 1220539-001-ZWS-0004, Versie 2. A.J. Smale en M.J.A. Borsboom. 22 november 2016, definitief

Deltares (2017). Hoogte van overgang van harde dijkbekleding naar gras. Semi-probabilistische ontwerpmethod. Deltares rapport 11200575-012-GEO-0006, Versie 2. M. Klein Breteler D. Kaste en A. Smale. 11 december 2017, definitief.

Deltares (2018). Werkwijzer bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden. Aanvulling OI2014, versie 5. Deltares rapport 11200575-009-GEO-0006, Versie 5, 7 februari 2018, definitief.

IenM (2016). Schematiseringshandleiding hydraulische condities bij de dijkteen WBI 2017. 1 december 2016.

IenM (2107). Factsheet (aanpassen) golfcondities in WBI2017. 29 november 2017.

*Het kennisplatform risicobenadering is opgericht ter ondersteuning van de keringbeheerder bij toepassen van de nieuwe normering en de risicobenadering. Adviezen en ondersteuning van het kennisplatform risicobenadering hebben een informele status en staan gelijk aan collegiaal advies.*



14

# Verkeersbelasting en macrostabiliteit

28 juli 2016





## FACTSHEET

Aan	: Kennisplatform Risicobenadering
Opgesteld door	: Ruben Jongejan, Bob van Bree, Han Knoeff, Marieke de Visser, Jan Blinde
i.s.m.	: -
Gereviewd door	: -
Kopie aan	: -
Datum	: 28-07-2016
Versie	: 2
Onderwerp	: Verkeersbelasting en macrostabiliteit

**Kennisplatform  
Risicobenadering**

Zuidersluis 1  
3439 LA Nieuwegein  
Postbus 2232  
3500 GE Utrecht

[kpr@rws.nl](mailto:kpr@rws.nl)

### 1 Inleiding

Een waterkering kan aan uiteenlopende (combinaties van) belastingen worden blootgesteld. Een van deze belastingen is de verkeersbelasting. In dit memo wordt nader ingegaan op de omgang met verkeersbelastingen bij het ontwerp van waterkeringen op grond van de nieuwe overstromingskansnormen. Er wordt geen kant en klaar recept aangeboden. Dit is bewust gedaan om meer ruimte te geven aan vakmanschap en best practices in de praktijk te laten ontstaan.

Dit memo moet worden gelezen als een aanvulling op bestaande leidraden en technische rapporten. Het is als volgt opgebouwd. Eerst wordt in hoofdstuk 2 een overzicht gegeven van de omgang met verkeersbelastingen in bestaande/oude leidraden en technische rapporten. Vervolgens wordt in hoofdstuk 3 ingegaan op enkele misverstanden rondom de omgang met verkeersbelastingen bij het ontwerp van waterkeringen op basis van overstromingskansnormen. In hoofdstuk 4 wordt een toelichting gegeven op de theorie achter de omgang met verschillende typen belastingen in (inter)nationale ontwerpregels. Ten slotte wordt in hoofdstuk 5 een advies gegeven voor de omgang met verkeersbelastingen bij het ontwerp van waterkeringen op basis van overstromingskansnormen.

### 2 Korte historie: ontwikkelingen in de omgang met de verkeersbelasting

In de Leidraad voor het Ontwerp van Rivierdijken deel 1 (TAW, 1985) is over de omgang met verkeersbelastingen opgenomen: "Los van de vraag óf een dijk bij hoge waterstanden voor verkeer wordt afgesloten, verdient het aanbeveling bij het ontwerp en de stabiliteitscontrole rekening te houden met een verkeersbelasting op de dijk. Bij een eventuele calamiteit kan immers transport van zwaar materiaal en materieel over de dijk noodzakelijk zijn. Aanbevolen wordt uit te gaan van een gelijkmatig verdeelde ontwerpbelasting van 15 kN/m<sup>2</sup> op één rijstrook met een breedte van 2,5m." (LOR1, pag. 53)

Later is in de Handreiking Constructief Ontwerpen (TAW, 1994) gekeken naar mogelijkheden voor optimalisatie van de bovengenoemde ontwerpbelasting. Dit is uitgewerkt in Bijlage 2 van de bewuste handreiking. In deze bijlage wordt het volgende gesteld:

1. De gelijkmatig verdeelde ontwerpbelasting van 15 kN/m<sup>2</sup> uit LOR1 komt overeen met een belasting van verkeersklasse 60 volgens de VOSB 1963. Voor wegen waarop uitsluitend klasse 30 volgens de VOSB 1963 wordt toegelaten mag worden uitgegaan van de een gelijkmatig verdeelde ontwerpbelasting van 7,5 kN/m<sup>2</sup>.
2. Er wordt van uitgegaan dat de zwaarste verkeersbelasting ten tijde van een maatgevende hoogwater niet aanwezig zal zijn.
3. Tijdens een hoogwater wordt aanbevolen om uit te gaan van een laststelsel van 400KN per 12m<sup>2</sup>, hetgeen overeenkomt met 13 kN/m<sup>2</sup> over een breedte van 2,5m. Deze last wordt ook voorgesteld bij dijken waarop geen verkeersweg aanwezig is: "Zelfs al bevindt zich op de dijk geen rijweg, dan is in een situatie met een dreigende calamiteit



een belasting in de vorm van een rij zandauto's op de kruin van de dijk of op een aan de binnenzijde van de dijk aanwezige berm niet onmogelijk. Een dergelijke belasting kan worden benaderd door een belasting van 400 kN per 12 m over een breedte van 2,5m, dat wil zeggen ca. 13 kN/m<sup>2</sup>." (Bijlage Handreiking Constructief Ontwerpen, hoofdstuk 2A, pag. 1).

In het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TAW, 2001) wordt nader ingegaan op de schematisering van verkeersbelastingen. Bij het ontwerppeil wordt uitgegaan van een ontwerpbelasting van 13 kN/m<sup>2</sup>, conform de Handreiking Constructief Ontwerpen.

De bovengenoemde documenten illustreren de volgende algemene principes:

1. De verkeersbelasting is een belastingtype dat beschouwd moet worden bij de beoordeling van het waterkerend vermogen van primaire waterkeringen.
2. De rekenwaarde van de verkeersbelasting die bij het ontwerp wordt aangehouden moet toepasselijk zijn voor de beschouwde situatie.
3. Er zijn uiteenlopende combinaties van buitenwaterstanden en verkeersbelastingen mogelijk. Er moet rekening worden gehouden met de waarschijnlijkheid van deze belastingcombinaties.

De bovenstaande basisprincipes staan aan de basis van het advies dat in hoofdstuk 5 van dit memo wordt gegeven. Dit advies is daarmee in lijn met aloude gedachten over de omgang met verkeersbelastingen. Het betreft feitelijk een verdere optimalisatie van de aanpak uit de Handreiking Constructief Ontwerpen (TAW, 1994).

### **3 Verkeersbelastingen en overstromingskansnorm**

In deze paragraaf worden enkele misverstanden uit de weg geruimd over de omgang met verkeersbelastingen bij het ontwerp van waterkeringen op grond van overstromingskansnormen.

#### *3.1 Verkeersbelasting, UGT en BGT*

De vraag of verkeersbelastingen moeten worden beschouwd bij de beoordeling van bestaande constructies of het ontwerp van versterkingsmaatregelen of nieuwe keringen staat geheel los van de vraag of de beschouwde grenstoestand de UGT of de BGT is. Een betrouwbaarheidseis is een eis aan de kans dat een grenstoestand (BGT of UGT) wordt overschreden, door welke oorzaak of combinatie van oorzaken dan ook.

#### *3.2 Verkeersbelasting en ontwerppeil*

Een essentieel onderdeel van de overstromingskansbenadering is dat er niet wordt gekeken naar de vraag of een bepaalde hydraulisch belasting zoals het ontwerppeil "veilig" gekeerd kan worden. Het ontwerppeil in een semi-probabilistische voorschrift is niet noodzakelijkerwijs een waterstand die "veilig" gekeerd kan of moet kunnen worden. Het ontwerppeil is simpelweg onderdeel van een rekenprocedure die samen met de andere rekenwaarden borgt dat de faalkans voldoende klein is. Een kering kan ook falen bij lagere waterstanden dan het ontwerppeil.

Het ontwerppeil had ook op basis van een andere overschrijdingskans gedefinieerd kunnen worden. Dan waren hooguit de veiligheidsfactoren anders geweest om deze faalkansprestatie te kunnen leveren. Dit geeft wel aan dat aan het ontwerppeil geen bijzondere betekenis moet worden toegedicht. In de overstromingskansbenadering spelen begrippen zoals "normomstandigheden" geen enkele rol.

Het bovenstaande betekent dat de vraag hoe met de verkeersbelastingen moet worden omgegaan niet versmald moet worden tot de vraag of een verkeersbelasting realistisch is bij een waterstand die gelijk is aan het ontwerppeil. Er zijn ook andere combinaties van verkeersbelastingen en waterstanden mogelijk. Op de vraag welke combinaties beschouwd moeten worden, wordt in hoofdstuk 5 nader ingegaan.

### 3.3 Geen wettelijke eisen aan verkeersbelastingen

De Waterwet stelt geen eisen aan de mogelijkheden om onder bepaalde condities nog noodmaatregelen te kunnen treffen. Het is dus niet wettelijk voorgeschreven dat een dijk een verkeersbelasting van 13 kN/m<sup>2</sup> veilig moet kunnen weerstaan.

## 4 Theoretische basis voor de omgang met verkeersbelastingen

Een waterkering kan worden blootgesteld aan uiteenlopende variabele belastingen, zoals hoge waterstanden, verkeersbelastingen en aardbevingen. De kans dat de verschillende belastingen gelijktijdig een zeer ongunstige (zeldzame) waarde bezitten, is vaak klein. Hier wordt als volgt mee omgegaan in probabilistische en semi-probabilistische beoordelingen.

### 4.1 Probabilistische beoordeling

Bij een probabilistische beoordeling wordt gekeken naar de kans dat de kering faalt, op basis van de *gezamenlijke* statistiek van de verschillende typen belastingen. De afhankelijkheden tussen en de duur van de verschillende typen belastingen zijn hierbij van belang. Ter illustratie: aardbevingen en hoogwaters zijn onafhankelijk en van korte duur. Zodoende is de kans dat ergens in een jaar gelijktijdig sprake is van een zware aardbeving en een extreem hoogwater zeer klein.

### 4.2 Semi-probabilistische beoordeling

De rekenwaarden van semi-probabilistische voorschriften zijn idealiter gelijk aan de ontwerppuntwaarden uit probabilistische berekeningen. Als de ontwerppuntwaarden van de belastingparameters van geval tot geval sterk kunnen verschillen, dan is het conservatief om voor elke belastingparameter van een ongunstige rekenwaarde uit te gaan. Een efficiëntere beoordeling is dan mogelijk door de semi-probabilistische beoordeling uit te voeren voor verschillende belastingcombinaties.

Bij een werkwijze met belastingcombinaties wordt steeds voor één belastingparameter uitgegaan van een relatief ongunstige waarde (dominante belasting). Voor de overige belastingparameters wordt dan van minder ongunstige waarden uitgegaan (combinatiewaarden). Bij elke belastingcombinatie moet de kering voldoen. Een ontwerper moet dus verschillende belastingcombinaties beschouwen. Dit is een werkwijze die internationaal gangbaar is en bijvoorbeeld in de Eurocodes is te vinden (zie NEN-EN1990). Deze aanpak is ook in de Handreiking Constructief Ontwerpen (TAW, 1994) te herkennen. Feitelijk staat in deze handreiking dat de stabiliteit zowel moet voldoen bij 15 kN/m<sup>2</sup> zonder hoogwater als bij 13 kN/m<sup>2</sup> met hoogwater (waarbij de laatstgenoemde combinatie vrijwel zeker maatgevend is).

## 5 Advies voor de omgang met verkeerbelastingen bij het ontwerp

De aanwezigheid van verkeer kan van invloed zijn op de macrostabiliteit van een waterkering. De verkeersbelasting is van invloed op het momentenevenwicht. Het effect van de verkeersbelasting is onder andere afhankelijk van de duur van de belasting en de consolidatie-eigenschappen van het dijksmateriaal en de ondergrond. De omgang met het aanpassingspercentage en de spreidingshoek verandert in principe niet door de overstap op de overstromingskansbenadering.

Het is onderdeel van het ontwerpproces om geschikte, realistische combinatiewaarden van de verkeersbelasting en de hydraulische belasting te specificeren. Geadviseerd wordt om in elk geval de volgende belastingsituaties te beschouwen:






1. Verkeersbelasting door geplande werkzaamheden:
  - a. de verkeersbelasting horend bij beheer en onderhoud.
  - b. de verkeersbelasting horend bij de uitvoeringsfase van toekomstige versterkingen.

In beide gevallen is de kans op een hoge verkeersbelasting in combinatie met een hoge buitenwaterstand klein. Zo is een hoge verkeersbelasting vanwege beheer, onderhoud of versterking weinig realistisch bij een buitenwaterstand die hoger is dan het

waarschuwingspeil. Als eerste indicatie hiervoor kan een peil worden aangehouden dat ongeveer eens per jaar wordt overschreden.




Bij een afschuiving die het waterkerend vermogen direct in gevaar brengt, is een relatief groot grondvolume betrokken. Uitgaande van een lengte van een afschuifvlak van 50m (in langsricting van de dijk) mag in een 2D-stabiliteitsberekening worden uitgegaan van de verkeersbelasting per m<sup>2</sup> die gemiddeld genomen over een lengte van 50m aanwezig is. Voorbeelden van voertuigeigenschappen en mogelijke belastingsituaties zijn gegeven in Tabel 1 en Tabel 2. Benadrukt wordt dat het gaat om voorbeelden. De tabellen zijn niet volledig.




**Tabel 1. Voorbeelden van voertuigen en hun eigenschappen.**

Voertuig	Afmetingen (m)	Massa (kg)
	12 x 2,55	Maximaal* 50.000
	20 x 3	Maximaal* 60.000
	16,5 x 2,55	Maximaal* 50.000
	10 x 2,5	12.500
	5 x 2	3.000

\* Maxima volgens RDW (2012). Voor zwaardere voertuigen is een ontheffing vereist.

**Tabel 2. Voorbeelden van belastingsituaties. In de laatste kolom staat de belasting per m<sup>2</sup>, gemiddeld over een lengte van 50m. Dit is de lengte die in stabiliteitsanalyses standaard als representatieve lengte wordt aangehouden voor de analyse in een doorsnede (cf. Addendum Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies).**

Belastingsituatie	Belasting (kN/m <sup>2</sup> ) over 2,5m breedte
<p>≥4 maximaal beladen zandauto's met 1 m onderlinge afstand (of equivalent)</p> 	15
<p>3 maximaal beladen zandauto's binnen 50m (of equivalent)</p> 	12
<p>2 maximaal beladen zandauto's binnen 50m (of equivalent)</p> 	8

Belastingssituatie	Belasting (kN/m <sup>2</sup> ) over 2,5m breedte
Zware kraan met maximaal beladen trekker met oplegger of vrachtauto binnen 50m (of equivalent)  	9
Zware kraan met maximaal beladen vrachtauto binnen 50m (of equivalent)  	9
Lichte vrachtauto met kraan + pick-up binnen 50m (of equivalent)  	1

2. Verkeersbelasting door maatregelen bij hoge buitenwaterstanden:

- a. Er moet rekening worden gehouden met realistische verkeersbelastingen gerelateerd aan herstelwerkzaamheden, in combinatie met de hydraulische condities waarbij herstelwerkzaamheden reëel/voorstelbaar zijn:
  - i. Daar waar hoogwaters stormgedomineerd zijn, zoals langs de kust, zijn herstel- of noodwerkzaamheden tijdens hoogwater niet realistisch.
  - ii. Daar waar hoogwaters afvoergedomineerd zijn, lijken herstel- of noodwerkzaamheden met zwaar materieel alleen realistisch bij waterstanden met overschrijdingskansen die groter zijn dan grofweg 1/100 per jaar. Het lijkt onwaarschijnlijk dat bij buitenwaterstanden met kleinere overschrijdingskansen zwaar materieel op een dijk wordt toegelaten zonder een kritische beoordeling vooraf. NB: de wet vereist niet dat bij zeer extreme buitenwaterstanden nog zwaar materieel op een dijk *moet* kunnen. Het gaat hier hooguit om de verkeersbelasting die zich in werkelijkheid voor *kan* doen. Dit kan bijvoorbeeld ook een kleine vrachtwagen zijn.
- b. Er moet rekening worden gehouden met de verkeersbelastingen die horen bij het functioneren van het hoogwaterkerend systeem. Hierbij kan worden gedacht aan de verkeersbelastingen die horen bij het sluiten van coupures of demontabele wanden. Ook hier geldt dat voor de combinatiewaarde van de buitenwaterstand moet worden uitgegaan van de waterstand waarbij deze verkeersbelasting nog reëel is.

3. Verkeersbelasting bij een weg op een dijk:

Een extreme verkeersbelasting op een weg hoeft niet gecombineerd te worden met een extreme buitenwaterstand, zie ook de Handreiking Constructief Ontwerpen (TAW, 1994). Vanwege de relatief korte duur van hoogwaters en extreme verkeersbelastingen is de kans op een extreme verkeersbelasting tijdens hoogwater klein. In dit geval kan de extreme verkeersbelasting zodoende worden gecombineerd met een buitenwaterstand met een relatief grote overschrijdingskans, zoals bijvoorbeeld een overschrijdingskans van 1 per jaar.



De rekenwaarde van de verkeersbelasting is voor de bovengenoemde gevallen 1, 2 en 3 niet noodzakelijkerwijs hetzelfde. Zo kan de verkeersbelasting bij herstelwerkzaamheden waarbij met relatief licht materieel wordt gewerkt veel kleiner zijn dan een zware verkeersbelasting op een weg op een dijk (zie ook TAW, 1994).

Verwacht wordt dat de verkeersbelasting veelal van beperkt belang zal zijn voor het ontwerp van een primaire waterkering. Zodoende wordt geadviseerd om kritisch te bekijken of op een realistische wijze met verkeersbelasting is omgegaan als blijkt dat de verkeersbelasting toch grote invloed heeft op het ontwerp (gevoeligheidsanalyse).

Keuzes die bij het ontwerp gemaakt worden gemaakt ten aanzien van verkeersbelastingen moeten in het oog worden gehouden bij het weggebruik, het beheer en onderhoud en bij hoogwatersituaties.

### **Referenties**

TAW (1994). Handreiking Constructief Ontwerpen, april 1994, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen.

TAW (1985). Leidraad voor het Ontwerp van Rivierdijken deel 1 – Bovenrivierengebied, september 1985, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen.

TAW (2001). Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, juni 2001, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen.

RDW (2012). Overzicht maten en gewichten in Nederland. maart 2012.

*Het kennisplatform risicobenadering is opgericht ter ondersteuning van de keringbeheerder bij toepassen van de nieuwe normering en de risicobenadering. Adviezen en ondersteuning van het kennisplatform risicobenadering hebben een informele status en staan gelijk aan collegiaal advies.*



15

# Buitenwaartse macrostabiliteit

15 maart 2018

## FACTSHEET

Aan : Kennisplatform Risicobenadering  
Opgesteld door : Jan Tigchelaar  
i.s.m. : Ruben Jongejan, Jan Blinde, Han Knoeff, Bob van Bree  
Gereviewd door : Marieke de Visser en Robert Vos  
Kopie aan : -  
Datum : 15-03-2018  
Versie : 2  
Onderwerp : Omgang met buitenwaartse macrostabiliteit

**Kennisplatform  
Risicobenadering**

Zuidersluis 1  
3439 LA Nieuwegein  
Postbus 2232  
3500 GE Utrecht

[kpr@rws.nl](mailto:kpr@rws.nl)

### 1 Inleiding

Bij het Kennisplatform Risicobenadering zijn meerdere vragen binnengekomen omtrent de omgang met macrostabiliteit buitenwaarts in de nieuwe overstromingskansbenadering. Omdat de antwoorden generiek zijn en het vermoeden bestaat dat de gesignaleerde onduidelijkheden bij meerdere beheerders leven, is deze factsheet opgesteld.

In hoofdstuk 2 wordt een korte beschrijving van het faalmechanisme macrostabiliteit buitenwaarts gegeven, waarna in hoofdstuk 3 wordt aangegeven op welke wijze de eis voor een doorsnede kan worden afgeleid. Tevens worden aandachtspunten gegeven waarbij in een nadere beschouwing rekening mee kan worden gehouden. Dit wordt nader uitgewerkt in hoofdstuk 4, waar wordt aangegeven op welke wijze de eis op doorsnedeniveau kan worden aangescherpt. Tevens wordt hiervan een voorbeeld gegeven. In hoofdstuk 5 ten slotte worden aandachtspunten bij de schematisatie van het faalmechanisme besproken. In de schematisatie valt namelijk vaak ook nog veel te winnen.

Opgemerkt wordt dat daar waar in dit factsheet wordt gesproken over 'het OI2014' hiermee versie 4 van dit document bedoeld wordt.

### 2 Korte beschrijving faalmechanisme macrostabiliteit buitenwaarts

Macroinstabiliteit buitenwaarts is het faalmechanisme waarbij grote delen van de buitenwaartse zijde van een grondlichaam afschuiven onder invloed van een hoge waterstand in het grondlichaam na een snelle val van het buitenwater of na extreme neerslag. Er kan vervolgens een overstroming optreden als er binnen de hersteltijd een hoogwater optreedt dat tot een overstroming leidt. Ook binnen de overstromingskansbenadering is macrostabiliteit buitenwaarts daarom een relevant faalmechanisme. Omdat een buitenwaartse afschuiving niet direct leidt tot een overstroming, is sprake van een indirect faalmechanisme. Deze wordt in het WBI2017 (en dus ook in het OI2014) echter behandeld als ware het een direct faalmechanisme. Door rekening te houden met de kans op een overstroming in geval van een buitenwaartse afschuiving, wordt de kans op een buitenwaartse afschuiving direct gerelateerd aan een faalkanseis (met falen = overstroming).

De faaldefinitie voor macrostabiliteit buitenwaarts luidt:

*Er is sprake van falen als gevolg van macrostabiliteit buitenwaarts indien een afschuiving optreedt aan de buitenwaartse zijde van een grondlichaam én er vervolgens binnen de hersteltijd een hoogwater optreedt dat tot een overstroming leidt.*



### 3 Bepaling eis op doorsnedeniveau en schadefactor

#### 3.1 Bepaling eis op doorsnedeniveau

Het uitschrijven van de faaldefinitie in formulevorm leidt tot de volgende formule:

$$P_{f, stbu} = P_{stbu} \cdot P_{f|stbu} \quad (1)$$

waarin

$P_{f, stbu}$  Kans op falen als gevolg van macro-instabiliteit buitenwaarts (per jaar)

$P_{stbu}$  Kans op het optreden van een buitenwaartse macro-instabiliteit (per jaar)

$P_{f|stbu}$  Kans op falen (een overstroming) gegeven een buitenwaartse macro-instabiliteit (-)

De kans op falen als gevolg van macroinstabiliteit buitenwaarts moet kleiner zijn dan de eis op doorsnedeniveau welke wordt bepaald met de volgende formule:

$$P_{f, stbu} \leq P_{eis, dsn} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{N} \quad (2)$$

waarin

$P_{eis, dsn}$  Eis die per doorsnede aan de kans op macroinstabiliteit buitenwaarts wordt gesteld (per jaar)

$P_{max}$  Maximaal toelaatbare overstromingskans van het dijktraject, in de wet aangeduid als ondergrens (per jaar)

$\omega$  Faalkansruimtefactor voor het betreffende faalmechanisme (-)

$N$  Lengte-effectfactor, te bepalen volgens formule 1.2 uit het OI2014 (-)

Dit betekent dat de eis aan kans op het optreden van een buitenwaartse macro-instabiliteit de volgende is:

$$P_{stbu} = \frac{P_{f, stbu}}{P_{f|stbu}} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{N \cdot P_{f|stbu}} \quad (3)$$

Het is gebruikelijk om voor zowel macrostabiliteit binnen- als buitenwaarts hetzelfde faalkansbudget te gebruiken [ENW, 2007]. Hiermee wordt aangesloten op de aanpak die voor dit mechanisme voorsnog is gekozen in het WBI en waarmee de werkwijze uit het Addendum TRWG [4] is gecontinueerd. Voor de faalkansruimtefactor  $\omega$  kan dus 0,04 worden aangehouden als de standaard-faalkansbegroting uit het OI2014 wordt gehanteerd.

Bij het ontwerp wordt als eerste benadering een kans op een overstroming gegeven buitenwaarts macrostabiliteitsverlies  $P_{f|stbu}$  van 0,1 aangehouden conform het Addendum Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [4]. Dit is tevens conform WBI<sup>1</sup>. Feitelijk wordt hiermee gesteld dat de kans 10% is dat de waterkering niet binnen de beschikbare hersteltijd zodanig gerepareerd kan worden dat bij het volgende hoogwater geen overstromingsgevolgen ontstaan. Deze conditionele kans op een overstroming kan eventueel nader worden bepaald als dit wezenlijke besparingen kan opleveren. Dit kan worden verkend door de gevoeligheid van het ontwerp voor deze conditionele kans te onderzoeken.

*Stel de maximaal toelaatbare faalkans van een dijktraject is 1/10.000 per jaar en de lengte-effectfactor zoals berekend met formule 1.2<sup>2</sup> uit het OI2014 bedraagt 8. Stel verder dat in de faalkansbegroting voor macrostabiliteit een faalkansruimte van 4% is aangehouden en dat de*

<sup>1</sup> binnen WBI wordt formule (1) als volgt weergegeven:  $P_{eis, dsn} = \frac{\omega(10 \cdot P_{eis})}{N}$

<sup>2</sup> formule 1.2 uit OI2014 luidt:  $N = 1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b}$

kans op een overstroming gegeven buitenwaarts macrostabiliteitsverlies  $P_{f|stbu}$  wordt ingeschat op 0,1. De eis aan de kans op macroinstabiliteit buitenwaarts is dan op doorsnedeniveau  $P_{eis,dsn} = 0,04 \times 1/10.000 / (8 \times 0,1) = 1/200.000$  per jaar.

### 3.2 Bepaling schadefactor

Hoewel formules voor de schadefactor uit het OI2014 (formule 5.3 en 5.4 uit OI2014) niet specifiek zijn afgeleid voor buitenwaartse macrostabiliteit worden deze formules wel gebruikt om de schadefactor voor buitenwaartse macrostabiliteit te berekenen (analoog aan de bestaande waterbouwkundige praktijk uit Addendum TRWG [4]). Dit betekent dat de volgende formules gebruikt kunnen worden:

#### Mohr-Coulomb

$$\gamma_n = 1 + 0,13(\beta_{eis,dsn} - 4,0) \quad \text{met } \beta_{eis,dsn} = -\phi^{-1}(P_{eis,dsn}) \quad (2) (=5.3 \text{ uit OI2014})$$

#### CSSM

$$\gamma_n = 0,15\beta_{eis,dsn} + 0,41 \quad \text{met } \beta_{eis,dsn} = -\phi^{-1}(P_{eis,dsn}) \quad (3) (=5.4 \text{ uit OI2014})$$

waarin

$\gamma_n$	Schadefactor voor het faalmechanisme macrostabiliteit (-)
$\beta_{eis,dsn}$	Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede (-)
$P_{eis,dsn}$	Eis aan de kans op falen per doorsnede als gevolg van macro-instabiliteit buitenwaarts (per jaar)

Een eis op doorsnedeniveau  $P_{eis,dsn}$  van 1/200.000 per jaar komt overeen met  $\beta=4,42$ . De bijbehorende schadefactor bij gebruik van het Mohr-Coulomb model is  $1+0,13 \times (4,42-4) = 1,05$ . Bij gebruik van het CSSM model hoort in dat geval een schadefactor van  $0,15 \times 4,42 + 0,41 = 1,07$ .

Ter vergelijking: de schadefactoren die horen bij macrostabiliteit binnenwaarts ( $P_{eis,dsn}$  van 1/2.000.000,  $\beta=4,89$ ) zijn 1,12 (Mohr-Coulomb) respectievelijk 1,13 (CSSM).

## 4 Aanscherping eis aan kans op buitenwaartse macroinstabiliteit

Bij een beoordeling kan het voorkomen dat niet wordt voldaan aan de eis aan de kans op macrostabiliteit buitenwaarts op doorsnedeniveau. In dat geval is aanscherping mogelijk van

- de faalkanseis (wordt in dit hoofdstuk uitgewerkt)
- de schematisatie (zie volgend hoofdstuk voor enkele aandachtspunten)

Met name in het geval dat net niet wordt voldaan aan de eis aan de kans op macroinstabiliteit buitenwaarts op doorsnedeniveau kan het aanscherpen van deze eis soelaas bieden. Dit kan worden gedaan door de faalkansruimtefactor  $\omega$  te vergroten en door de kans op falen (=overstroming) binnen de hersteltijd nader te bepalen. Er wordt dan niet uitgegaan van de defaultwaarde van 10% voor de kans dat de waterkering niet binnen de beschikbare hersteltijd zodanig gerepareerd kan worden dat bij het volgende hoogwater er geen overstromingsgevolgen ontstaan, maar maatwerk betracht.

Deze kans van 10% wordt beschouwd als een algemeen toepasbare, veilig waarde. Als (tijdelijke) maatregelen mogelijk zijn waarbij snel herstel mogelijk is, dan kan dit percentage mogelijk verkleind worden. De kans op een hoogwater<sup>3</sup> binnen de herstelduur wordt dan namelijk kleiner. Het verkleinen van dit percentage resulteert in een soepelere eis aan de kans op buitenwaartse macroinstabiliteit.

<sup>3</sup> zodanig hoog dat sprake is van overstromingsgevolgen bij een niet-herstelde kering

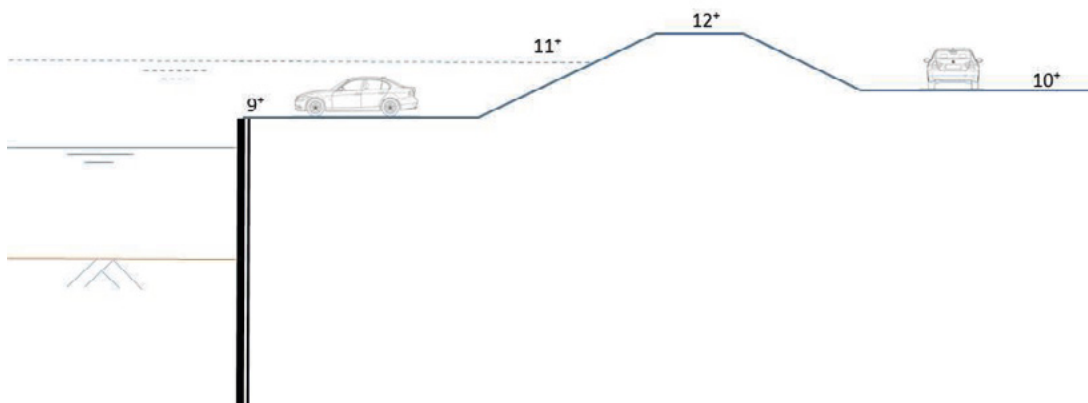
Aspecten die hierbij betrokken kunnen worden zijn:

- Welke faalgebeurtenissen kunnen optreden na een buitenwaartse instabiliteit? Een voorbeeld is een afschuiving die leidt tot een dusdanige kruindaling dat een bepaalde belasting niet langer gekeerd zal kunnen worden.
- Welke maatregelen kunnen na optreden van een buitenwaartse instabiliteit getroffen worden om de stabiliteit van de waterkering zo snel mogelijk afdoende te waarborgen? Het gaat hierbij om nood- of tijdelijke maatregelen waarmee tijdelijk wordt gewaarborgd dat er geen overstroming kan optreden, vooruitlopend op de definitieve verbetermaatregel.
- Welke tijd is benodigd om deze nood- of tijdelijke herstelmaatregel uit te voeren?
- Wat is de kans dat binnen deze benodigde hersteltijd een zodanige belasting (hoge waterstand of zware golfbelasting) optreedt dat de waterkering ter plaatse van de buitenwaartse afschuiving bezwijkt en er daadwerkelijk een overstroming optreedt? Hierbij kan (in een beoordeling) ook eventuele reststerkte in rekening worden gebracht (bij ontwerpen wordt dit vooralsnog niet aanbevolen).

Indien er meerdere faalgebeurtenissen denkbaar zijn na een buitenwaartse instabiliteit dan kunnen hieraan kansen worden toegekend. Hiermee kan de invloed van het optreden van een buitenwaartse macro-instabiliteit op andere faalmechanismen tot uitdrukking gebracht worden<sup>4</sup>. De optelsom van deze kansen leidt dan tot de voorwaardelijke overstromingskansen voor macrostabiliteit buitenwaarts. Dit zal hierna aan de hand van een voorbeeld worden geïllustreerd.

*Stel: achter een damwand ligt een dijklichaam met kruinhoogte 12 m+NAP. Het achterliggende maaiveld ligt op 10 m+NAP, het buitendijkse maaiveld op 9 m+NAP. De maximaal toelaatbare overstromingskans is 1/1.000 per jaar. De kansverdeling van de buitenwaterstand is de volgende:*

- *Overschrijdingskans 11 m+NAP: 1/500 per jaar*
- *Overschrijdingskans 10 m+NAP: 1/50 per jaar*
- *Overschrijdingskans 9 m+NAP: 1/5 per jaar*



**Figuur 1** Schematische weergave situatie rekenvoorbeeld

*Ingeschat wordt dat na bezwijken van de buitendijkse damwand er twee faalgebeurtenissen kunnen optreden:*

1. *door vervorming van de damwand en het achterliggende maaiveld treedt er een kruindeformatie op, waardoor de kruin maximaal een meter lager wordt. De kans hierop wordt ingeschat op 80%.*
2. *na bezwijken van de damwand treedt erosie op van het bodemmateriaal tussen de damwand en de dijk, hetgeen leidt tot bezwijken van de dijk. De kans hierop wordt ingeschat op 20%.*

<sup>4</sup> Na een buitenwaartse afschuiving kan ook de kans op piping of falen bekleding bijvoorbeeld toenemen

De volgende herstelmaatregelen kunnen vervolgens worden getroffen:

1. Faalgebeurtenis 1: lokaal ophogen van de kruin met zandzakken, geschatte hersteltijd 2 dagen
2. Faalgebeurtenis 2: aanbrengen zandzakken aan buiten- en binnenzijde van damwand om verdere erosie te voorkomen, geschatte hersteltijd 2 weken

*Ingeschat wordt dat na het optreden van faalgebeurtenis 1 binnen de hersteltijd een waterstand moet optreden die hoger is dan het niveau van de (verlaagde) kruin van de dijk om tot een overstroming binnendijks te leiden. De kans dat dit optreedt binnen twee dagen na vervorming van de damwand, hetgeen bij laag water plaats vindt, is in dit geval verwaarloosbaar klein. Met deze situatie hoeft daarom verder geen rekening te worden gehouden.*

*Na het optreden van faalgebeurtenis 2 moet binnen de hersteltijd een waterstand optreden die hoger is dan het niveau van het binnendijkse maaiveld om tot een overstroming binnendijks te leiden. De overschrijdingskans van deze waterstand is 1/50 per jaar. Als eerste, zeer conservatieve aanname kan worden aangenomen dat de kans (bij benadering)  $2/26^5 \times 1/50 \approx 1/650$  is dat deze waterstand binnen de hersteltijd van 2 weken optreedt. Hiermee kan de eis aan de kans op buitenwaartse macroinstabiliteit worden aangescherpt. Ten opzichte van het voorbeeld uit paragraaf 2.2 neemt de eis dan toe van  $P_{eis;dsn} = 0,04 \times 1/10.000 / (8 \times 0,1) = 1/200.000$  per jaar naar  $P_{eis;dsn} = 0,04 \times 1/10.000 / (8 \times 1/650) \approx 1/3.000$  per jaar. Als rekening wordt gehouden met het feit dat de kans op dit scenario 20% is, dan mag worden gerekend met een faalkanseis op doorsnedeniveau van 1/600 per jaar.*

*Een eis van 1/600 per jaar komt overeen met  $\beta=2,94$ . De bijbehorende schadefactor bij gebruik van het Mohr-Coulomb model is  $1+0,13 \times (2,94-4) = 0,86$  (was 1,05). Bij gebruik van het CSSM model hoort in dat geval een schadefactor van  $0,15 \times 2,94 + 0,41 = 0,85$  (was 1,07). Door de kans op falen binnen de hersteltijd nader te bepalen kan dus een significante reductie van de benodigde schadefactor worden bewerkstelligd.*

*Opgemerkt wordt dat deze herstelmaatregel dan wel opgenomen moet zijn in de calamiteitenbestrijdingsplannen van de beheerder.*

## **5 Aandachtspunten bij de schematisatie van macrostabiliteit buitenwaarts**

### *Freatische lijn en waterspanningen in 1<sup>e</sup> watervoerend pakket*

Met name de schematisatie van de freatische lijn heeft een grote invloed op de berekende veiligheidsfactor. In paragraaf 2.4.2 van de Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit [1] wordt aangegeven welke belastingsituaties beschouwd moeten worden. Tevens worden aanwijzingen gegeven waar criteria voor de val van het buitenwater zijn te vinden. Hierbij wordt verwezen naar het Technisch Rapport Ontwerpbelastingen voor het rivierengebied [2]. Deze aanwijzingen kunnen ook voor ontwerpen worden overgenomen.

Voor de schematisatie van de freatische lijn wordt in [1] gesteld dat 'veiligheidshalve dient er vanuit gegaan te worden dat het freatisch vlak niet gedaald is ten opzichte van de situatie bij de waterstand bij de norm'. Voor aanscherping van dit conservatieve uitgangspunt wordt eveneens verwezen naar het TROB [2]. Hierin wordt echter alleen voor de situatie 'extreme neerslag' een aanwijzing gegeven (rekening houden met een verhoging van de freatische lijn met 1,0 meter).

Optimalisatie van de ligging van de freatische lijn is vaak mogelijk, de invloed op het ontwerp kan groot zijn. Optimalisatie kan plaats vinden op basis van rekenmodellen (numeriek of analytisch) of metingen (peilbuis- en/of waterspanningsmetingen) of een combinatie van beide. Aanwijzingen hiervoor worden gegeven in TRWG [3] en TRWD [5]. Indien een niet-stationair rekenmodel wordt gebruikt dan moet het tijdsverloop van de buitenwaterstand bekend zijn.

Voor het tijdsverloop van extreme buitenwaterstanden is binnen WBI de waterstandsverlooptool ontwikkeld. Deze tool is niet geschikt om (extreem) lage waterstanden na het optreden van extreem hoog water (snelle val) te modelleren. Dit komt door de selectie van bovengrenzen van

---

<sup>5</sup> Er is uitgegaan van een hoogwaterseizoen in plaats van een heel jaar



de waterstanden binnen de onzekerheidsmarges. Daarnaast *kan* het optreden van een tweede hoogwater binnen de hersteltijd afhankelijk zijn van het eerste hoogwater, waardoor de overschrijdingskansen van de waterstanden zullen afwijken van het bekende verloop. Voor deze schematisatie/modellering ontbreekt statistiek op dit moment. In bijlage A zijn per watersysteem aanknopingspunten gegeven om de situatie snelle val te kunnen schematiseren.

Aangeraden wordt om vooraf af te wegen welke beoordelings- of ontwerpstrategie zinvol is om uit te werken in dit beoordelingsspoor en of tijdsafhankelijkheid van belasting of respons een belangrijke rol speelt.

#### *Verkeersbelasting*

In paragraaf 3.4.2 van [1] wordt gesteld dat voor macrostabiliteit buitenwaarts een verkeersbelasting van  $13,3 \text{ kN/m}^2$  in rekening gebracht moet worden. Voor ontwerpen wordt echter aanbevolen om het OI2014 op dit punt te volgen. Voor meer informatie omtrent het schematiseren van de verkeersbelasting wordt verwezen naar het KPR-factsheet *Verkeersbelasting en macrostabiliteit*.

## **Referenties**

- [1] *Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit*, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 31 januari 2017, versie 1.0
- [2] *Technisch Rapport Ontwerpbelastingen voor het rivierengebied*, ENW, juli 2007
- [3] *Technisch Rapport Waterkerende grondconstructies*, ENW, juni 2001
- [4] *Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende grondconstructies*, ENW, juli 2007
- [5] *Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken*, ENW, september 2004
- [6] *Uitgangspunten productieberekeningen*, WTI2017, 1209433-001-HYE-0005, versie 3, 16-7-2014, def
- [7] *Storm surge duration and storm duration at Hoek van Holland*, 1200264-001-HYE-009, 18 nov 2009, def.
- [8] *Waterstandsverlopen kust*, Wettelijk Toetsinstrumentarium WTI-2017 1220082-002, Deltares.
- [9] *Leidraad zee en meerdijken*, TAW, 1999.

## Bijlage A schematisatie snelle val voor verschillende watersystemen

In deze bijlage is één van de te beschouwen belastingsituaties voor buitenwaartse macrostabiliteit, snelle val, voor verschillende watersystemen nader toegelicht. Indien deze belastingsituatie maatgevend is ten opzichte van de andere te beschouwen belastingsituaties, zal deze situatie de kans op een buitenwaartse afschuiving  $P_{STBU}$  bepalen. Om tot falen te komen dient binnen de hersteltijd een tweede hoogwater op te treden.

Het verloop van de buitenwaterstand wordt voor de verschillende watersystemen door verschillende onzekerheden bepaald. Waterstanden in bovenrivieren zijn bijvoorbeeld afvoergedomineerd terwijl in het benedenrivierengebied storm en getij tevens een grote invloed kunnen hebben.

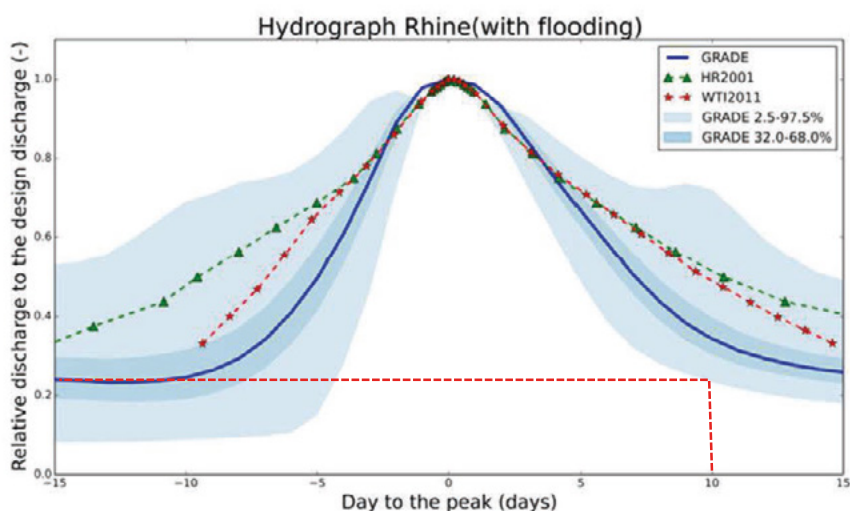
### *Rijn en IJssel*

Het TROB [2] beveelt aan dat voor de schematisering van de snelle val de waterstand na 10 dagen na de lokale topwaterstand geselecteerd kan worden. Naast lokale invloed heeft het waterstandsverloop in de tijd de nodige onzekerheden.

Figuur 4.2 volgt uit een WBI rapportage [6] waarin de range van golfvormen van de afvoer is weergegeven, uitgaande van overstromingen in Duitsland. Deze afvoergolf zal de waterstand sterk bepalen, vooral bij de lagere debieten (ivm berging). De lichtblauwe zone geeft de 95% betrouwbaarheidsband weer, de donkerblauwe de 64% betrouwbaarheidsband. Uit de figuur volgt dat de curve steiler is bij de 2,5% ondergrens, ofwel de val zal sneller verlopen.

Aanbevolen wordt om voor de bepaling van de snelle val de waterstand bij de norm te selecteren als extreem hoogwater en uit praktische en conservatieve overwegingen de waterstand na 10 dagen uit het afvoerdebiet behorend bij de 2,5% ondergrens te selecteren. Dit is uit de figuur te herleiden, zonder dat aanvullende model berekeningen nodig zijn. Bijvoorbeeld: stel dat uit het illustratiepunt van Hydra-NL blijkt dat het debiet bij Lobith bij de norm  $16.750 \text{ m}^3/\text{s}$  bedraagt, dan is het debiet na 10 dagen gelijk aan  $0,23 * 16.750 \text{ m}^3/\text{s} = 3.853 \text{ m}^3/\text{s}$ . De waterstand die hierbij hoort kan worden afgeleid uit een WAQUA som die speciaal voor dit doel wordt gemaakt (om te voorkomen dat piekwaterstanden worden gevonden).

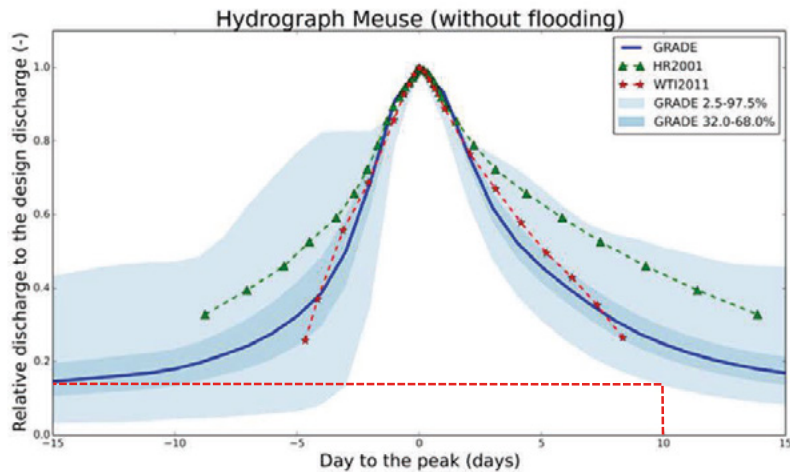
Bij de keuze van deze waterstand is het raadzaam lokale omstandigheden zoals de maaiveldligging van eventueel voorland mee te wegen.



Figuur 4.2 Afvoergolfvorm Rijn bij Lobith met bovenstroomse overstromingen

### Maas

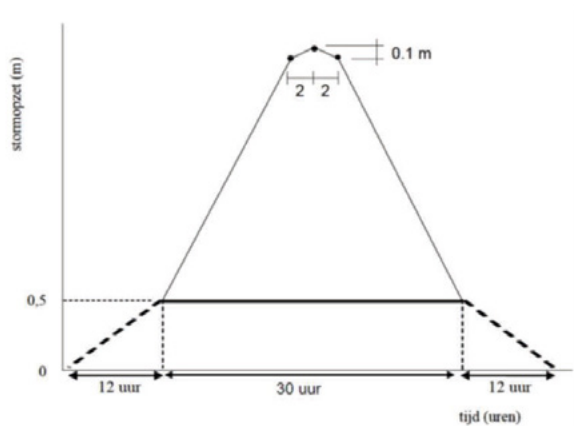
Voor de Maas wordt eenzelfde werkwijze als voor de Rijn en IJssel aanbevolen. In dit geval kan een andere figuur worden aangehouden. Ook deze figuur volgt uit de WBI-rapportage [6]. De afvoer na 10 dagen bedraagt hier 14% van de afvoer bij de norm.



Figuur 4.3 Afvoergolfvorm Maas bij Borgharen

### Meren

Voor meerdijken bestaat de maatgevende belasting uit een combinatie van een hoog meerpeil en harde wind. Voor een snelle val wordt aangeraden uit te gaan van de leidraad zee- en meerdijken [9] ofwel een val van extreem hoog water naar streefpeil in een periode van een halve stormduur. Dit betekent dat de val wordt bepaald door de verandering van de stormopzet. Hiervoor kan figuur 4.4 uit de WBI-rapportage [6] worden aangehouden.

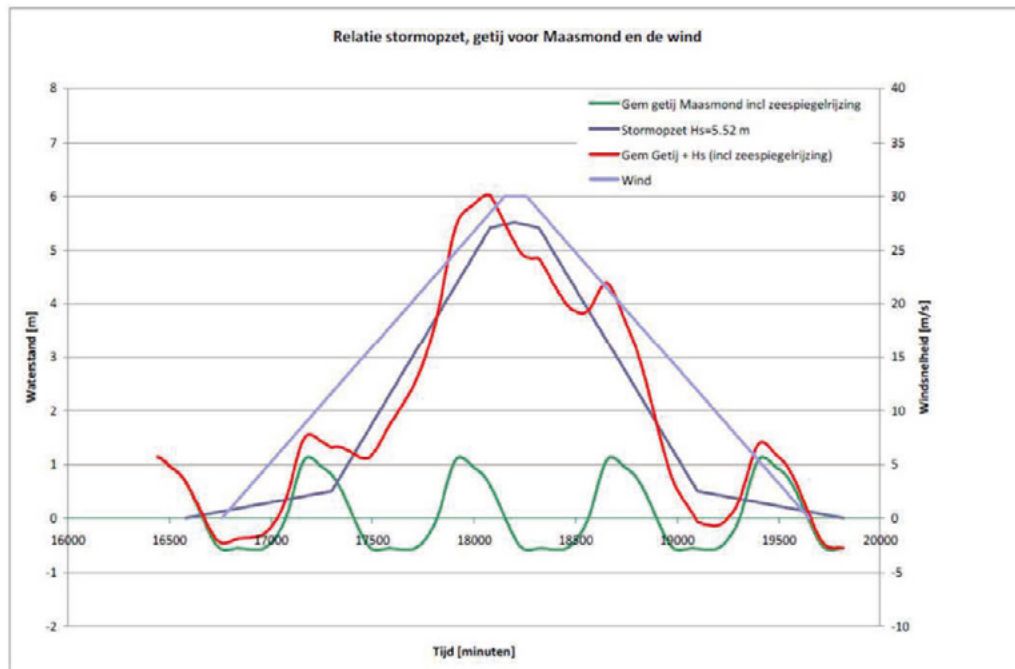


Figuur 4.4 Tijdsverloop van de windopzet

### Kust (zeedijken)

In het kustgebied wordt de waterstand bepaald door het getij en de stormopzet (windsnelheid en windrichting). De snelle val wordt hier bepaald door het verloop van de windopzet in combinatie met een ongunstige fase en hoogte van het getij. Volgens de schematiseringshandleiding macrostabiliteit moet voor wat betreft het getij worden uitgegaan van laagwaterstand bij springtij. Figuur 4.5 uit [6] geeft het verloop van de stormopzet weer voor Hoek van Holland (donkerblauwe lijn). Het WBI-rapport [6] geeft ook de verlopen voor andere stations langs de kust. Aangeraden wordt de grootte van de val te bepalen uit het

verschil tussen de waterstand bij de norm en het springtijlaagwater (conform SH) en de snelheid van de val te herleiden uit het zodanig combineren van getij en stormopzet dat de val het snelst is. Hierbij dient de stormopzetduur te worden geselecteerd die voor de specifieke locatie in WBI is afgeleid [7]. Dit is 30 uur op 0,5m niveau voor Hoek van Holland en heeft andere waarden voor Zeeuwse kust, Hollandsche Kust en Waddenzee als omschreven in [8]. Opgemerkt wordt dat de groene lijn in figuur 4.5 het verloop van de gemiddelde waterstand weergeeft en voor de val de periode rond springtij van belang is. Dit is een afwijkend getijverloop en kan via waternormalen.nl worden gevonden.



Figuur 4.5 Combinatie van windopzet Hoek van Holland en getij

#### Benedenrivieren

In dit watersysteem wordt de waterstand bepaald door een combinatie van rivierafvoer, getij en stormopzet. De werkwijze bij snelle val wordt beschreven in TROB [2] en bestaat uit het selecteren van maatgevende belastingcombinaties uit:

1. een belastingssituatie met maatgevende afvoer(golf) van de bepalende rivier en gemiddeld getij en de waterstand na 10 dagen (zoals bij aanpak bovenrivieren). n;
2. een waterstandsverloop behorend bij de combinatie van de waarden van de stochasten die de grootste bijdrage levert aan de overschrijdingskans van de ontwerpwaterstand, inclusief de invloed van open/dichte keringen. Dit kan worden herleid met behulp van Hydra-NL waarbij het functioneren van keringen in de testmodus kan worden ingesteld. Volgens TROB kan voor het benedenrivierengebied de getij component hierbij worden verwaarloosd. Voor deze situatie is de waterstand maatgevend die optreedt 1 dag na de hoogste waterstand.

Aanvullend wordt geadviseerd bij belastingcombinatie 1 een laagwater bij gemiddeld getijverloop te selecteren na 10 dagen als waarde voor het getij.

Bij het verloop van de afvoergolf (situatie 1) kan conform bovenrivieren het afvoerdebiet behorend bij de 2,5% ondergrens worden geselecteerd. Situatie 2 vraagt om een nadere analyse met Hydra-NL met de aanname dat de relatieve bijdragen niet veranderen gedurende de daling van de waterstand.



### *IJssel-Vechtdelta*

In dit watersysteem wordt de waterstand bepaald door een combinatie van rivierafvoer, meerpeil en windopzet. De werkwijze bij snelle val wordt beschreven in TROB [2] en bestaat uit het selecteren van maatgevende belastingcombinaties uit:

1. een belastingsituatie met maatgevende afvoer(golf) van de bepalende rivier en streefpeil op het IJsselmeer. De benodigde waterstand volgt uit de situatie na een val van 10 dagen (zoals bij aanpak bovenrivieren) en;
2. een waterstandsverloop behorend bij de combinatie van de waarden van de stochasten die de grootste bijdrage levert aan de overschrijdingskans van de ontwerpwaterstand. Voor deze situatie is de waterstand maatgevend die optreedt 1 dag na de hoogste waterstand.

Bij het verloop van de afvoergolf (situatie 1) kan conform bovenrivieren het afvoerdebiet behorend bij de 2,5% ondergrens worden geselecteerd. Situatie 2 vraagt om een nadere analyse met Hydra-NL met de aanname dat de relatieve bijdragen niet veranderen gedurende de daling van de waterstand.

*Het kennisplatform risicobenadering is opgericht ter ondersteuning van de keringbeheerder bij toepassen van de nieuwe normering en de risicobenadering. Adviezen en ondersteuning van het kennisplatform risicobenadering hebben een informele status en staan gelijk aan collegiaal advies.*



16

# Macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag

8 maart 2018



## Factsheet

Opgesteld door : Marieke de Visser, Ruben Jongejan  
Cases : Cor Bisschop, Jan Tigchelaar  
Datum : 08-03-2018  
Versie : 2  
Onderwerp : KPR factsheet werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag  
OI2014v4

**Kennisplatform  
Risicobenadering**

Zuidersluis 1  
3439 LA Nieuwegein  
Postbus 2232  
3500 GE Utrecht

[kpr@rws.nl](mailto:kpr@rws.nl)

### Voorwoord

Deze werkwijze voor macrostabiliteit bij golfoverslag is uitgewerkt voor toepassing van het CSSM-materiaalmodel, ofwel gedraineerde of ongedraineerde sterkte bij grote rekken. De methode sluit aan op de (semi-probabilistische) veiligheidsfactoren voor het CSSM-model zoals opgenomen in OI2014 versie 4. De methode is niet afgeleid voor het Mohr-Coulomb model. (Voor de methode die aansluit op de veiligheidsfactoren uit OI2014v3 is een vergelijkbare memo gepubliceerd in juli 2016.)

### Wijzigingen ten opzichte van versie 1

Deze werkwijze is in een aantal projecten toegepast, waarna is geconcludeerd dat het goed werkbaar en toepasbaar is. Ten opzichte van versie 1 van deze werkwijze zijn geen inhoudelijke aanpassingen gedaan aan de methode en de veiligheidsfactoren. De werkwijze is op een aantal punten inhoudelijk verduidelijkt door tekstuele aanpassingen en er zijn twee voorbeelden toegevoegd. Deze methode is vooralsnog niet in het ENW besproken.

De gebruiker wordt verzocht om bij de toepassing contact met het KPR te houden. We willen de resultaten namelijk gebruiken om de methodiek verder uit te werken en de schematiseringsinstructie te verbeteren. Het KPR kan ook benaderd worden voor vragen over de toepassing van deze werkwijze.

### Inhoud

1	Inleiding .....	2
2	Interactie macrostabiliteit en golfoverslag .....	2
3	Werkwijze .....	3
4	Uitwerking werkwijze analyse macrostabiliteit met significante golfoverslag .....	4
4.1	Infiltratie en freatische lijn .....	4
4.2	Kruinhoogte .....	4
4.3	Rekenwaarde buitenwaterstand - overslagberekening .....	4
4.4	Betrouwbaarheidseis en partiële veiligheidsfactoren .....	5
4.5	Maatgevende glijvlakken .....	6
5	Resultaten en analyse .....	6
6	Rekenvoorbeeld en cases .....	7
7	Terugmelding van ervaringen .....	7
	Referenties .....	8
	Bijlage 1 Voorbeeld Case Herwijnen – WSRL .....	9
	Bijlage 2 Voorbeeld Case Wieringerzeewering – HHSK .....	17



## 1 Inleiding

De maximaal toelaatbare overstromingskans heeft betrekking op het optreden van een overstroming met substantiële schade of slachtoffers tot gevolg. Het betreft een eis aan de kans op overschrijding van een uiterste grenstoestand, geen eis aan de kans op het ontstaan van schade. Daarom mag bij het beoordelen van de erosiebestendigheid van het binnentalud van een dijk worden uitgegaan van een relatief groot kritiek overslagdebiet, groter dan 5 of 10 l/s/m. Dit leidde in 2015 tot vragen van beheerders en ontwerpers over de wijze waarop met dergelijke overslagdebieten moet worden omgegaan bij beoordelingen van de binnenwaartse macrostabiliteit. De freatische lijn kan door golfoverslag stijgen, hetgeen de macrostabiliteit ongunstig beïnvloedt. Daarnaast kan de weerstand van het binnentalud tegen golfoverslag afnemen als het binnentalud door macro-instabiliteit beschadigd raakt. Er is hier dus sprake van interactie tussen faalmechanismen.

De bestaande instructies omtrent het schematiseren van macrostabiliteit, zoals opgenomen in de technische rapporten, zijn ontwikkeld zonder dat daarbij expliciet de relatie met golfoverslag is gelegd. Feitelijk is bij de afleiding van veiligheidsfactoren impliciet aangenomen dat golfoverslag geen rol van betekenis speelt. De instructies zijn daarom geldig voor situaties met maximaal ca. 0,1 tot 1 l/m/s golfoverslag.

In dit memo wordt een werkwijze gepresenteerd om met de interacties tussen macrostabiliteit en golfoverslag om te gaan bij de beoordeling en het ontwerp van primaire waterkeringen. (Bij een probabilistische analyse kan dit direct meegenomen worden.) Deze methode gaat uit van het afzonderlijk beschouwen van de faalgebeurtenissen waarbij wel/geen wezenlijke golfoverslag aanwezig is. In dit memo is deze werkwijze uitgewerkt voor toepassing in de (ontwerp)praktijk.

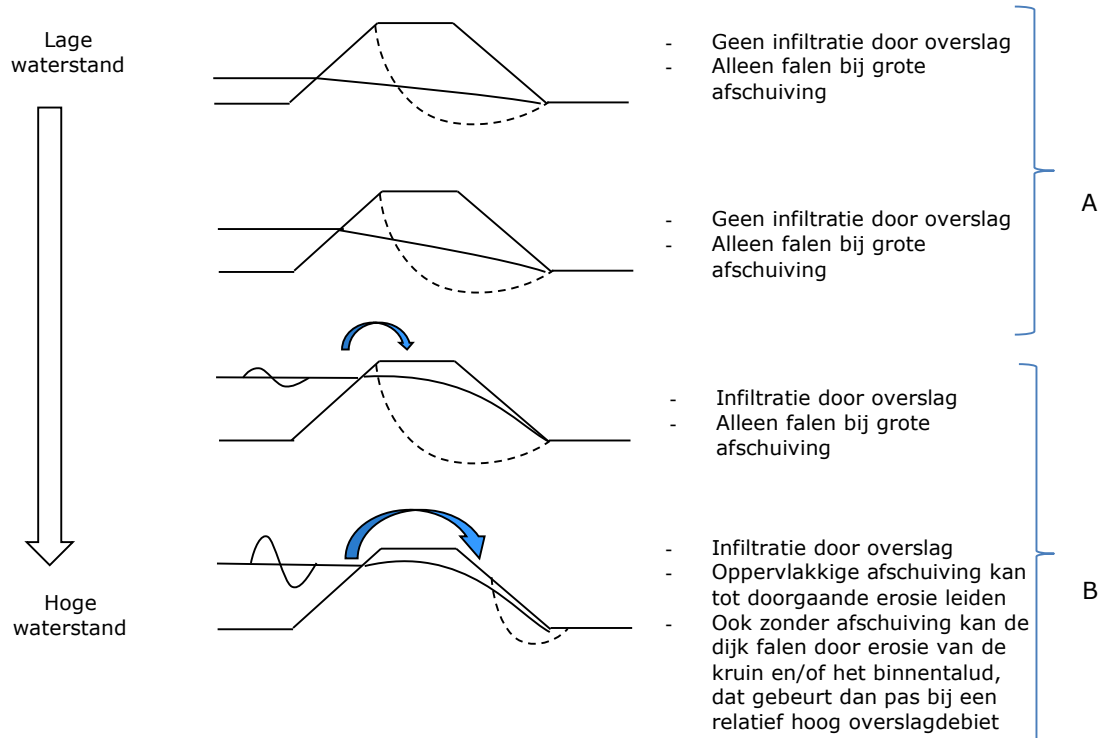
De theoretische achtergronden van de methode zijn uitgewerkt in 'Voorstel t.a.v. beoordeling macrostabiliteit incl. golfoverslag'. In hoofdstuk 2 wordt nader ingegaan op de interactie tussen macrostabiliteit en golfoverslag. In hoofdstuk 3 tot en met 5 wordt de voorgestelde werkwijze gepresenteerd. In hoofdstuk 6 is een rekenvoorbeeld opgenomen. In hoofdstuk 7 wordt een oproep gedaan tot het terugmelden van de ervaringen met dit memo. Uitgewerkte voorbeelden van de werkwijze zijn opgenomen in de bijlagen.

## 2 Interactie macrostabiliteit en golfoverslag

De interactie tussen macrostabiliteit en golfoverslag kan als volgt worden omschreven. Door overslag kan de freatische lijn stijgen. Hierdoor kan een (kleine) afschuiving optreden, die tot gevolg kan hebben dat de erosiebestendigheid van het binnentalud afneemt. Deze interacties tussen macrostabiliteit en golfoverslag zijn sterk afhankelijk van de belastingcondities. Dit is schematisch weergegeven in Figuur 1. In de figuur is gemakshalve aangenomen dat bij een relatief hoge waterstand ook *altijd* sprake is van een relatief grote golfhoogte. Dat is niet overal het geval. Zo zijn de buitenwaterstand en de golfhoogte in het rivierengebied nauwelijks gecorreleerd. Als eenmaal sprake is van een relatief hoge buitenwaterstand, dan is de *kans* op overslag uiteraard wel altijd relatief groot.

Het principe van de beoordeling van macro-instabiliteit bij golfoverslag is het afzonderlijk beschouwen van de faalgebeurtenissen. Beide faalgebeurtenissen sluiten elkaar uit: er is of wél sprake van overslag of er is geen sprake van overslag. Daarbij moeten beide faalgebeurtenissen voldoen aan een afzonderlijke eis. Dit resulteert in twee afzonderlijke verificaties met bijbehorende berekeningen, schematisaties en eisen:

- A. Een verificatie van macrostabiliteit zonder rekening te houden met significante golfoverslag en infiltratie;
- B. Een verificatie van macrostabiliteit waarbij wél rekening gehouden wordt met significante golfoverslag en infiltratie.



Figuur 1. De interacties tussen golfoverslag en macrostabiliteit.

### 3 Werkwijze

De beoordeling van de binnenwaartse macrostabiliteit vergt twee afzonderlijke stabiliteitsberekeningen. Het ontwerp moet volgens beide berekeningen voldoen.

#### A. Verificatie macrostabiliteit zonder significante golfoverslag

De huidige semi-probabilistische voorschriften voor macrostabiliteit kunnen gebruikt worden om te beoordelen of de kans op macroinstabiliteit zonder significante golfoverslag voldoende klein is:

- Er kan worden uitgegaan van de gangbare werkwijze voor macrostabiliteitsanalyses, waarbij voor het opstellen van de schematisatie de bekende schematisatie-aanwijzingen worden gevolgd;
- De ontwerpwaterstand is de waterstand met een jaarlijkse overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de maximaal toelaatbare overstromingskans;
- Er wordt geen rekening gehouden met infiltratie door golfoverslag en de waterspanningen worden geschematiseerd conform de vigerende technische rapporten.
- De beoordeling wordt uitgevoerd met de partiële veiligheidsfactoren uit het OI2014v4 (die gelijk zijn aan het WBI2017).
- Alleen falen bij grote afschuivingen is relevant, oftewel: glijvlakken die het waterkerend vermogen van de waterkering aantasten en leiden tot een overstroming. Deze gaan bijvoorbeeld door de kruin van de dijk.

*Kortom, dit betreft dus de berekeningswijze zoals gebruikelijk was en is voor macrostabiliteit.*

#### B. Verificatie macrostabiliteit met significante golfoverslag

Voor de verificatie van macrostabiliteit in geval van significante golfoverslag is een aangepast semi-probabilistisch voorschrift opgesteld. Dit wordt in het volgende hoofdstuk toegelicht. Een paar belangrijke punten hierin zijn:

- Bij de schematisatie van de freatische lijn wordt uitgegaan van infiltratie door overslag;
- De buitenwaterstand moet op een afwijkende manier worden bepaald;
- Er worden gereduceerde partiële veiligheidsfactoren aangehouden;
- Als gevolg van overslag kunnen ook kleine afschuivingen tot doorgaande erosie leiden: zowel grote als kleine berekende glijvlakken kunnen daarom maatgevend zijn.

*Dit wordt toegelicht in het volgende hoofdstuk.*

## 4 Uitwerking werkwijze analyse macrostabiliteit met significante golfoverslag

Bij de werkwijze voor het uitvoeren van macrostabiliteit met significante golfoverslag worden de gebruikelijke stappen doorlopen voor een macrostabiliteitsberekening. Op een aantal punten is de schematisatie echter afwijkend. Ook moet er een andere buitenwaterstand en gereduceerde partiële veiligheidsfactoren worden aangehouden. Deze punten worden in de volgende paragrafen toegelicht.

### 4.1 Infiltratie en freatische lijn

Bij het schematiseren van de freatische lijn moet rekening gehouden worden met infiltratie. Als het effect van infiltratie bij een groot overslagdebiet groot is of groot zou kunnen zijn, dan dient de freatische lijn geschematiseerd te worden behorende bij een dergelijk groot golfoverslagdebiet. Op dit moment zijn er geen algemene richtlijnen voorhanden voor het schematiseren van de freatische lijn als gevolg van golfoverslag. Dit onderwerp wordt in het kader van de doorontwikkeling van het OI2014 verder uitgezocht.

Een (zeer) conservatief vertrekpunt is om uit te gaan van volledige verzadiging van het dijklichaam, ofwel een freatische lijn die net onder de kruin en het talud van de dijk ligt. Hierdoor zijn de effectieve spanningen in de kruin relatief laag. Als eerste stap kan dit al afdoende zijn omdat bij deze verificatie met een lagere schadefactor gerekend kan worden (zoals toegelicht in paragraaf 4.4). Alleen als niet tot een oordeel 'voldoet' kan worden gekomen, is aanscherping van de schematisatie nodig.

Aanscherping kan plaatsvinden met behulp van aanwijzingen uit het OI2014v4 en het bijhorende achtergrondrapport. We bevelen aan om gevoeligheidsanalyses uit te voeren bij verschillende verzadigingsgraden (ligging freatische lijn) van het dijklichaam. Op deze manier kan de gevoeligheid voor de infiltratie in beeld gebracht te worden. De verschillende mogelijkheden kunnen eventueel ook als scenario's worden behandeld.

### 4.2 Kruinhoogte

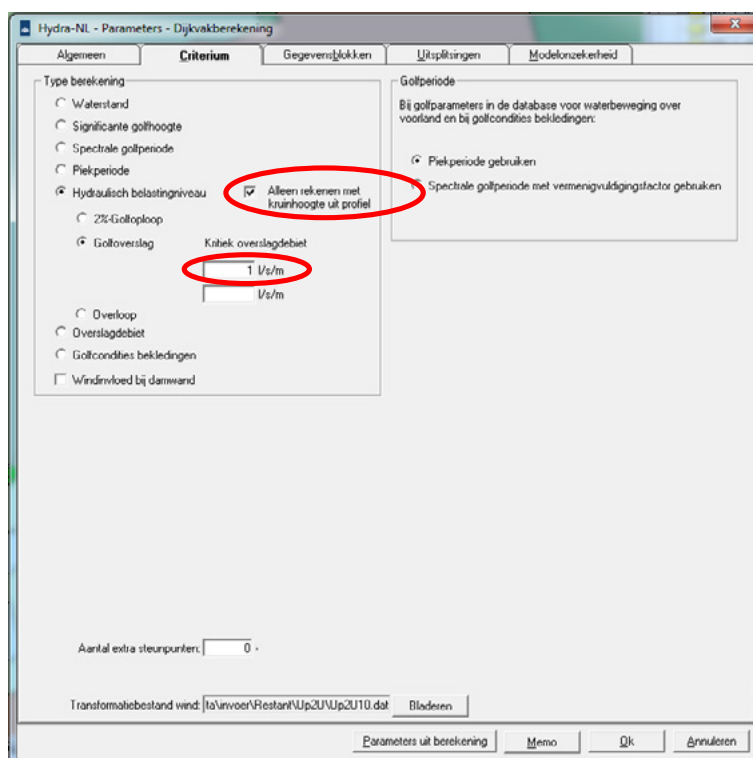
In een ontwerpverificatie moet de kruinhoogte in de schematisatie aangepast worden naar de ontwerpkuinhoogte, zoals (vermoedelijk) aanwezig op de peildatum van de beoordeling. Door o.a. zettingen neemt de kans op overslag in de tijd namelijk geleidelijk toe.

### 4.3 Rekenwaarde buitenwaterstand - overslagberekening

De rekenwaarde van de buitenwaterstand is niet de gebruikelijke waterstand met een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de norm, maar de ontwerppuntwaarde van de buitenwaterstand behorende bij een golfoverslagdebiet van 1 l/m/s. De reden voor deze keuze is dat er bij het gebruikelijke ontwerppeil geen sprake hoeft te zijn van significante overslag. Bij een dijk met veel overhoogte kan de kans op golfoverslag namelijk heel klein zijn. Het kan in bijzondere gevallen zelfs zo zijn dat de kans op golfoverslag al zo klein is dat met de effecten van overslag bij het ontwerp in het geheel geen rekening hoeft te worden gehouden.

De werkwijze is als volgt:

- Bepaal de overschrijdingskans van 1 l/s/m overslag,  $P(q \geq 1 \text{ l/s/m})$ . Deze kans is afhankelijk van de kruinhoogte op de peildatum. De overschrijdingskans kan bepaald worden door een HBN berekening (in Hydra-NL) uit te voeren met een kritiek overslagdebiet van 1 l/s/m en het profiel en kruinhoogte op peildatum, gebruik makend van de rekenrecepten zoals gespecificeerd in OI2014 versie 5. In aanvulling op deze recepten dient bij het selecteren van het criterium een vinkje gezet te worden bij "Alleen rekenen met kruinhoogte uit profiel", zie onderstaande figuur.



- Bepaal de bijbehorende ontwerppuntwaarde van de buitenwaterstand, gerapporteerd onder "Hoofdillustratiepunt bij hydraulisch belastingniveau". Deze kan worden opgezocht in de uitvoerbestanden van de hydra-berekening. In geval van een watersysteem met een stormvloedkering worden er twee hoofdillustratiepunten gerapporteerd, kies van deze beide illustratiepunten de hoogste buitenwaterstand. Deze buitenwaterstand dient als rekenwaarde van de buitenwaterstand in de stabiliteitsanalyse voor de situatie met golfoverslag te worden beschouwd.
- De stijghoogtes in de watervoerende zandlagen zullen naar deze buitenwaterstand aangepast moeten worden.

Een mogelijke bron van verwarring is dat bij de verificatie van de macrostabiliteit zonder significante golfoverslag wordt gerekend met een ontwerpwaterstand waarbij in de praktijk wel degelijk sprake kan zijn van significante overslag. Desondanks moet in dergelijke gevallen worden geschematiseerd alsof er geen sprake is van significante golfoverslag. De achtergrond hiervan is dat de veiligheidsfactor ten behoeve van het semi-probabilistisch voorschrift voor verificaties van de macrostabiliteit zonder significante overslag zodanig is gekalibreerd dat deze samen met de gekozen overschrijdingskans van het ontwerppeil een dijk oplevert waarvan de faalkans -in een wereld zonder golfoverslag- voldoende klein is. (Net zoals in de WBI-kalibratiestudie moet bij verificaties van de macrostabiliteit zonder golfoverslag alleen worden gekeken naar de marginale statistiek van de buitenwaterstand en niet naar bijbehorende golfcondities.)

#### 4.4 Betrouwbaarheidseis en partiële veiligheidsfactoren

##### *Betrouwbaarheidseis*

Bereken de faalkanseis op doorsnedeniveau. Deze faalkanseis is nodig om de schadefactor te bepalen (zie tabel 1).

1. Bepaal de faalkanseis voor macro-instabiliteit op doorsnedeniveau ( $P_{eis,dsn,stbi}$ ) op basis van de maximaal toelaatbare overstromingskans, de faalkansruimtefactor voor macro-instabiliteit en het lengte-effect. Dit is de standaard werkwijze conform OI2014v4:

$$P_{eis,dsn,stbi} = f_{STBI} \cdot P_{max} / (1 + a \cdot L / b) \quad (1)$$



2. Bereken de kans op overschrijding van 1 l/s/m voor het beschouwde dijkprofiel,  $P(q \geq 1 \text{ l/s/m})$ . (zie paragraaf 4.3)
3. Bepaal de faalkanseis voor macro-instabiliteit gegeven significante golfoverslag door de faalkanseis uit stap 1 te delen door de overschrijdingskans uit stap 2.

$$P_{T, \text{stbi}, q} = P_{\text{eis}, \text{dsn}, \text{stbi}} / P(q \geq 1 \text{ l/s/m}) \quad (2)$$

$$\beta_{T, \text{stbi}, q} = -\Phi^{-1}(P_{T, \text{stbi}, q}) \quad (3)$$

Waarin:

$P_{\text{eis}, \text{dsn}, \text{stbi}}$	Faalkanseis voor macro-instabiliteit op doorsnedeniveau (per jaar)
$P_{\text{max}}$	Maximaal toelaatbare overstromingskans (per jaar)
$f_{\text{STBI}}$	Faalkansruimtefactor voor macro-instabiliteit, default-waarde $f_{\text{STBI}} = 0,04$
$a$	Fractie van de trajectlengte dat gevoelig is voor het beschouwde faalmechanisme, default-waarde in OI2014v4: $a = 0,033$
$b$	Lengte onafhankelijke, equivalente dijkvakken, default-waarde: $b = 50\text{m}$
$L$	Trajectlengte (m)
$q$	Overslagdebiet (l/s/m)
$P_{T, \text{stbi}, q}$	Faalkanseis voor macro-instabiliteit gegeven significante overslag op doorsnedeniveau (-)
$\beta_{T, \text{stbi}, q}$	Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede bij significante golfoverslag (-)
$\Phi^{-1}(\cdot)$	Inverse van de standaardnormale verdelingsfunctie. In Excel: norm.s.inv(.)

NB: de faalkanseis  $P_{T, \text{stbi}, q}$  uit stap 3 heeft niet langer de eenheid [per jaar]. Het is namelijk een eis aan de kans op het falen van de dijk door macro-instabiliteit in het (relatief zeldzame) geval dat er sprake is van significante golfoverslag.

#### Partiële veiligheidsfactoren

De beoordeling van macrostabiliteit met significante golfoverslag wordt uitgevoerd met de modelfactoren en materiaalfactoren voor macrostabiliteit uit OI2014v4. De schadefactor is echter gereduceerd. De partiële veiligheidsfactoren zijn gegeven in tabel 1.

**Tabel 1. Overzicht partiële veiligheidsfactoren voor beoordelingen van de macrostabiliteit met significante overslag.**

Modelfactor	
- Bishop	1,11
- LiftVan	1,06
- Spencer-Van der Meij	1,07
Materiaalfactoren	1,0
Schadefactor	$\gamma_n = 0,15 \cdot \beta_{T, \text{stbi}, q} + 0,41$
Schematiseringsfactor	De schematiseringsfactor wordt afgeleid bij de juiste schadefactor volgens de procedure uit TR Schematiseren bij Dijken.

#### 4.5 Maatgevende glijvlakken

Bij grote overslag kunnen ook kleine, ondiepe afschuivingen tot doorgaande erosie leiden. Daarom kunnen zowel grote als kleine berekende glijvlakken maatgevend zijn. Deze moeten daarom beide worden beschouwd.

### 5 Resultaten en analyse

De beoordeling van de binnenwaartse macrostabiliteit volgens dit semi-probabilistisch recept behelst volgens de hier gepresenteerde verificatieprocedure twee afzonderlijke stabiliteitsberekeningen. Bij deze berekeningen horen twee verschillende sets rekenwaarden en twee verschillende schematisaties. Het ontwerp moet volgens beide berekeningen voldoen. Dit is vergelijkbaar met andere ontwerpverificaties waarin verschillende belastingcombinaties worden afgelopen.

## 6 Rekenvoorbeeld en cases

Stel de maximaal toelaatbare overstromingskans van een dijktraject is 1/3.000 per jaar en de trajectlengte is 34 km. In de faalkansbegroting is voor macrostabiliteit een faalkansruimte van 4% aangehouden. De faalkanseis voor macrostabiliteit op doorsnedeniveau  $P_{eis,dsn,stbi}$  is dan 1/1.800.000 per jaar. De bijbehorende betrouwbaarheidsindex is 4,87.

### A. Verificatie macrostabiliteit zonder significante golfoverslag

De schadefactor voor macrostabiliteit zonder significante golfoverslag is  $0,15 \cdot 4,87 + 0,41 = 1,14$  (conform OI2014v4 CSSM).

Er wordt een macrostabiliteitsberekening uitgevoerd volgens de gebruikelijke werkwijze, waarbij geen rekening gehouden wordt met infiltratie door overslag. Deze berekening moet voldoen aan de veiligheidsfactoren, waaronder de schadefactor van 1,14.

### B. Verificatie macrostabiliteit met significante golfoverslag

Stel de kans op overschrijding van 1 l/s/m is 1/8.500 per jaar. De faalkanseis voor macro-instabiliteit gegeven significante golfoverslag is dan  $(1/1.800.000)/(1/8.500) = 1/206$ . De geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede bij significante golfoverslag is  $\beta_{eis,dsn,stbi,Q} = 2,59$ , waarmee de schadefactor voor macrostabiliteit met significante golfoverslag 0,80 is.

De macrostabiliteitsberekening wordt uitgevoerd volgens de in dit memo opgenomen werkwijze, waarbij rekening gehouden wordt met infiltratie door overslag. De schematisatie van de freatische lijn zal hierdoor ongunstiger zijn dan bij berekening A. Echter, deze berekening moet voldoen aan de aangepaste, lagere schadefactor van 0,80.

Het ontwerp zal volgens verificaties A en B moeten voldoen.

In de bijgevoegde bijlage zijn twee cases als voorbeeld gegeven, waarbij de in dit memo opgenomen werkwijze is toegepast. Het betreft een case in het beheergebied van het hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier en een case in het beheergebied van waterschap Rivierenland.

## 7 Terugmelding van ervaringen

In dit memo is een werkwijze gegeven om met de interacties tussen macrostabiliteit en golfoverslag om te gaan bij primaire waterkeringen. Gebruikers van dit memo wordt verzocht om contact met het KPR te houden en resultaten te delen. De resultaten worden gebruikt om de werkwijze te verbeteren. Daarom de volgende oproep: **Bij toepassing van deze werkwijze s.v.p. de resultaten delen via [kpr@rws.nl](mailto:kpr@rws.nl) zodat de methode en/of schematiseringsinstructie verbeterd kan worden.**

## Referenties

R.B. Jongejan, M.M. de Visser (2017). Voorstel t.a.v. beoordeling macrostabiliteit incl. golfoverslag, maart 2017.

Rijkswaterstaat (2017). Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, OI2014 versie 4, januari 2017.

Rijkswaterstaat (2012). Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde, 25 oktober 2012.

*Het kennisplatform risicobenadering is opgericht ter ondersteuning van de keringbeheerder bij toepassen van de nieuwe normering en de risicobenadering. Adviezen en ondersteuning van het kennisplatform risicobenadering hebben een informele status en staan gelijk aan collegiaal advies.*

## Bijlage 1 Voorbeeld Case Herwijnen – WSRL

### 1. Projectbeschrijving

Deze case betreft een deel van de waterkering van het traject 43-6 onder beheer van het waterschap Rivierenland. Dit traject ligt aan de noordzijde van de Waal en maakt deel uit van het HWBP project Gorinchem-Waardenburg. In de verkenningsfase die is uitgevoerd door het waterschap zelf, is een nadere analyse gemaakt van een deel van het dijktraject waar de golfoverslag groter was dan 1 l/s/m in de huidige situatie, waarbij gerekend is met de maximaal toelaatbare faalkans. Hierbij is de methodiek 'Werkwijze macrostabiliteit bij golfoverslag' toegepast.

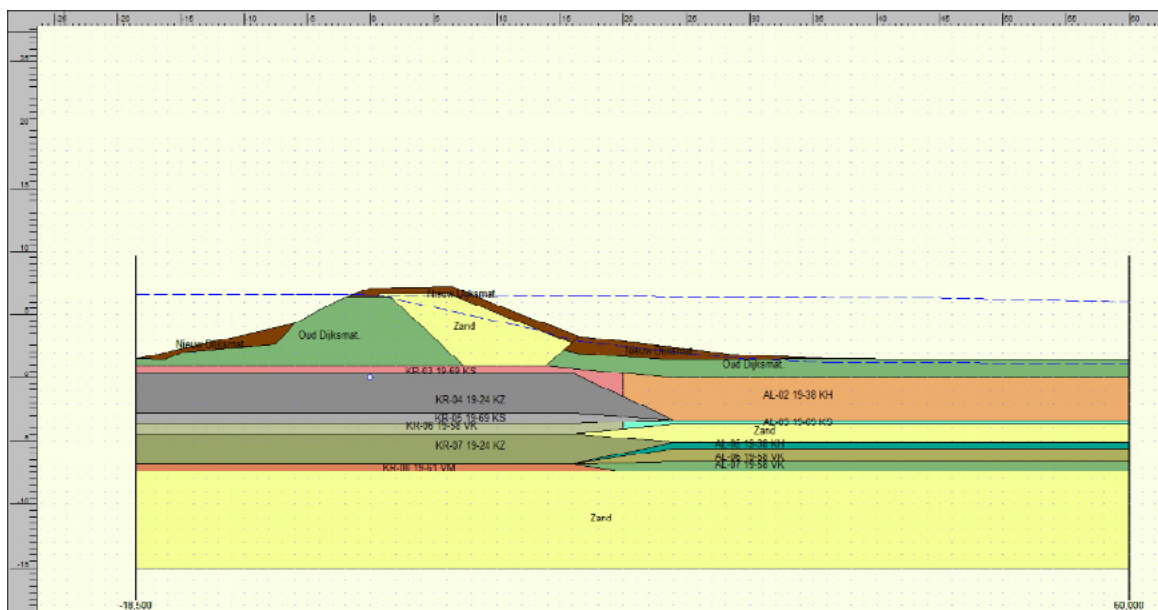


**Figuur 2** Beschouwd dijkvak waarin significante golfoverslag binnen dijktraject 43-6 (rode arcering)

Het beschouwd dijkvak is gelegen tussen dijkpaal TG395 en TG402. Het dijkvak kenmerkt zich door het feit dat zich in het voorland een waterplas is gegraven. In de laatste dijkversterking is deze 'nieuwe' waterkering binnenwaarts versterkt en verhoogd door het aanbrengen van een zandaanvulling welke met een kleibekleding is afgedekt.

De bestaande kruinhoogte van de waterkering is bepaald op een niveau van NAP +7,1 m. De bij de norm (maximaal toelaatbare kans) bepaalde waterstand bedraagt NAP +6,56 m. In figuur 3 is de geometrie en de geschematiseerde grondopbouw weergegeven.





Figuur 3 Schematisatie grondopbouw ter hoogte van dijkpaal TG315.+040m

## 2. Normsituatie en veiligheidsfactoren

Traject 43-6 heeft een signaalwaarde van 1/30.000 per jaar en een maximaal toelaatbare overstromingskans (ondergrenswaarde) van 1/10.000 per jaar.

In de beschouwing wordt de berekende sterkte getoetst aan de eisen. Hierbij is onderscheid te maken tussen 2 faalgebeurtenissen: een situatie zonder overslag en situatie met overslag. Voor beide faalgebeurtenissen zijn afzonderlijke eisen geformuleerd [1].

### *Partiële veiligheidsfactoren zonder overslag*

Voor de berekening van macrostabiliteit binnenwaarts spelen de volgende partiële factoren een rol: schadefactor, modelfactor, materiaalfactor en schematiseringsfactor. Voor de afleiding van de faalgebeurtenis zonder overslag gelden de vigerende handreikingen en richtlijnen. De materiaalfactoren zijn gelijk aan 1,0 en de modelfactor aan 1,06 (LiftVan). In dit voorbeeld is de schematiseringsfactor niet nader uitgewerkt en is een waarde van 1,2 aangehouden.

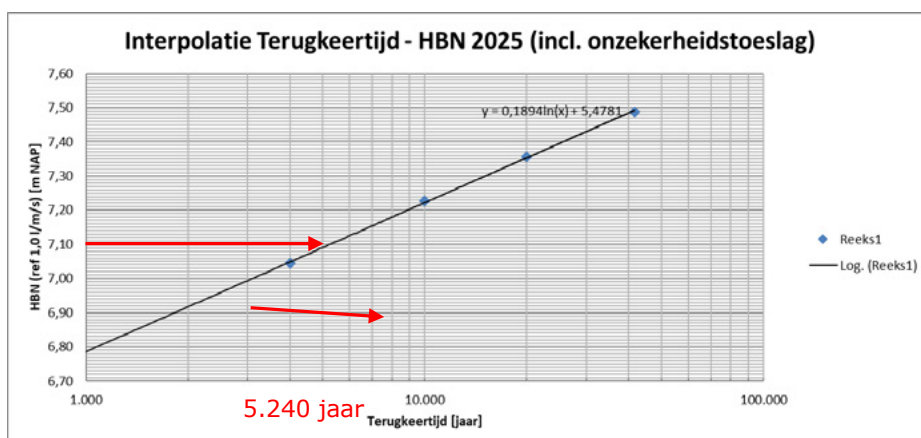
De maximaal toelaatbare overstromingskans van dit dijktraject is 1/10.000 per jaar en de trajectlengte is 46,7 kilometer. In de faalkansbegroting is voor macrostabiliteit een faalkansruimte van 4% aangehouden. De faalkanseis voor macrostabiliteit op doorsnedeniveau ( $P_{eis,dsn,stbi}$ ) is daarmee dan  $1,27 \cdot 10^{-7}$  per jaar (of te wel 1/8.000.000 per jaar). De bijbehorende betrouwbaarheidsindex is 5,16. De schadefactor voor macrostabiliteit zonder significante golfoverslag is:  $0,15 \times 5,16 + 0,41 = 1,18$  [4].

### *Partiële veiligheidsfactoren voor de situatie 'met overslag'*

Ten aanzien van de situatie met golfoverslag dient alleen de waarde van de schadefactor aangepast te worden. De overschrijdingskans van een overslagdebiet 1 l/m/s is afgeleid met behulp van Hydra-Zoet, zie figuur 9. Hierbij is op basis van de twee beschikbare databases voor de zichtjaren 2015 en 2050, voor het referentiejaar (jaar 2025) de terugkeertijd geïnterpoleerd. De bijbehorende overschrijdingsfrequentie blijkt gelijk aan ca. 1/5.240 per jaar. Hierbij is gerekend met onzekerheden (onzekerheidstoeslag = 0,3 m).

De ontwerp puntwaarde van de buitenwaterstand bij deze overschrijdingsfrequentie en derhalve bij een overslagdebiet van 1 l/m/s bedraagt NAP +5,9 m. Deze waterstand is de buitenwaterstand die in de macrostabiliteitsanalyse met overslag is geschematiseerd. Ook de stijghoogte en het verloop hiervan, zijn in deze berekening op basis van deze buitenwaterstand geschematiseerd.

actuele kruinhoogte	7,1	m+NAP (uit Mstab-profiel)	
			onzekerheidstoetslag = 0,30
	referentie 2015		
Terugkeertijd	HBN (1,0 l/m/s)	HBN (ref 1,0 l/m/s) incl onzekerheidstoetslag	
4.000	6,664	6,96	
10.000	6,846	7,15	
20.000	6,978	7,28	
41.666	7,111	7,41	
	referentie 2050		
Terugkeertijd	HBN (1,0 l/m/s)	HBN (ref 1,0 l/m/s) incl onzekerheidstoetslag	
4.000	6,948	7,25	
10.000	7,127	7,43	
20.000	7,255	7,56	
41.666	7,382	7,68	
	interpolatie 2025		
Terugkeertijd	HBN (1,0 l/s/m)	HBN (ref 1,0 l/m/s) incl onzekerheidstoetslag	
4.000	6,75	7,05	
10.000	6,93	7,23	
20.000	7,06	7,36	
41.666	7,19	7,49	



Figuur 4 Uitvoer Hydra-Zoet (zichtjaar 2025)

De faalkanseis voor macro-instabiliteit gegeven significante golfoverslag is dan  $(1/7.995.500)/(1/5.240) = 1/1.520$ . De bijbehorende betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede ( $\beta_{eis, dsn, stbi, Q}$ ) is gelijk aan 3,21. De schadefactor gegeven golfoverslag, is dan vervolgens gelijk aan:

$$\gamma_n = 0,15 \times \beta_{T, stbi, Q} + 0,41 = 0,15 \times 3,21 + 0,41 = 0,89$$

*Overzicht van de partiële veiligheidsfactoren voor beide situaties*

In tabel 2 zijn de partiële factoren voor zowel de situatie zonder als met golfoverslag weergegeven.

Tabel 2 Weergave partiële factoren voor situatie met en zonder golfoverslag

Partiële factor	Zonder golfoverslag	Met golfoverslag
Materiaalfactor	1,0	1,0
Modelfactor (LiftVan)	1,06	1,06
Schadefactor	1,18 ( $\beta = 5,16$ )	0,89 ( $\beta = 3,21$ )
Schematiseringsfactor	1,20	1,20
<b>Stabiliteitsfactor (<math>F_{eis}</math>)</b>	<b>1,50</b>	<b>1,13</b>

### 3. Schematisatie van de situatie en resultaten

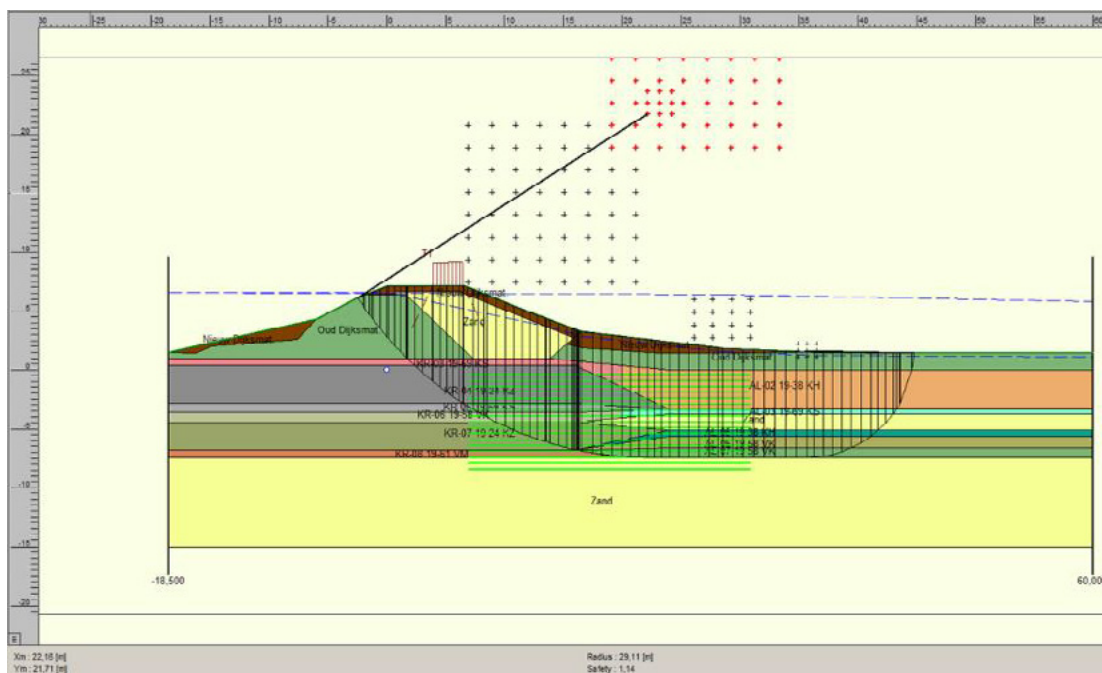
#### *Schematisatie zonder golfoverslag*

In deze uitwerking is gekozen voor de in de verkenningsfase opgestelde lokale schematisatie, welke gebaseerd is op een ter plekke uitgevoerd grondonderzoek. In de verkenningsfase is macrostabiliteit berekend met het CCSM-grondmodel en is de schuifsterkte van de ongedraineerde klei- en veenlagen bepaald op basis van de relatie met de in de kruin en het in achterland uitgevoerde sonderingen (zogenaamde DOV-methode [3]). Met deze methode is middels de module Su-measured in het programma DGeoStability de stabiliteit berekend.

Voor de schematisering van de stijghoogtes is het TR Waterspanningen bij dijken aangehouden [2]. In de beschouwing is een verkeersbelasting van 13 kPa over een breedte van 2,5 m vanaf de binnenkruinlijn meegenomen. Gevoeligheidsanalyses laten zien dat een dergelijke bovenbelasting een zeer gering effect heeft (verschil in stabiliteitsfactor tussen met en zonder belasting van circa 0,05), waardoor deze belasting vooralsnog op de waterkering is aangehouden.

De dijk bestaat uit een oude (gedeeltelijk afgegraven) kleidijk, waaraan tegen de binnenzijde middels een zandophoging met kleibekleding een dijkversterking heeft plaatsgevonden in de laatste dijkversterking halverwege de jaren negentig. Op deze manier is de oude dijk verhoogd en verbreed.

De buitenwaterstand bij de getalswaarde van de norm (maximaal toelaatbare faalkans) is uit eerdere veiligheidsanalyses overgenomen en bedraagt NAP +6,56 m. Dit betrof een beschouwing met onzekerheden en met een (onzekerheids)toeslag op de waterstand van 0,3 m (Hydra NL). Bij deze waterstand en met het TRWD bepaalde stijghoogteverloop en de aanwezige deklaagdikte kan opbarsten/opdrijven van het achterland worden uitgesloten.



**Figuur 5 Resultaat stabiliteitsanalyse zonder golfoverslag (DGeoStability versie 18.1)**

Uit het resultaat van de stabiliteitsberekening blijkt dat een diep snijdend glijvlak maatgevend is. Met dit glijvlak schuift de gehele kruin af en daarmee kan gesteld worden dat dit een zodanig grote afschuiving is, waardoor een overstroming zeer waarschijnlijk is.

Met een berekende stabiliteitsfactor van 1,14 wordt niet aan de vereiste veiligheid van 1,50 voldaan. Opgemerkt wordt dat ook bij een eventuele reductie van de schematiseringsfactor (tot de laagste mogelijke waarde van 1,0 en daarmee een eis van 1,25) niet aan de eis zal worden voldaan.

#### *Schematisatie met golfoverslag*

De schematisatie van de situatie met overslag wijkt af door een andere schadefactor en de grootte van de belasting (buitenwaterstand, stijghoogtes ondergrond en ligging freatische lijn). In de situatie met overslag is de buitenwaterstand bij de ontwerppunt met een overslag van 1 l/s/m benodigd. Dit is een waterstand van NAP +5,9 m. De freatische lijn is een aantal centimeters onder het maaiveldniveau van buitentalud, kruin en binnentalud geschematiseerd, zoals middels de gestreepte rode lijn in figuur 6 is aangegeven. Er wordt dus uitgegaan van een geheel verzadigd talud als gevolg van infiltratie door golfoverslag.

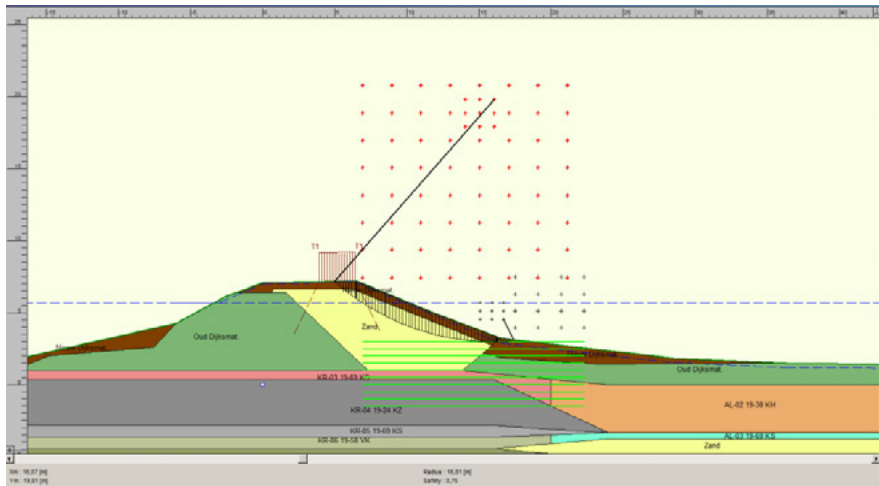
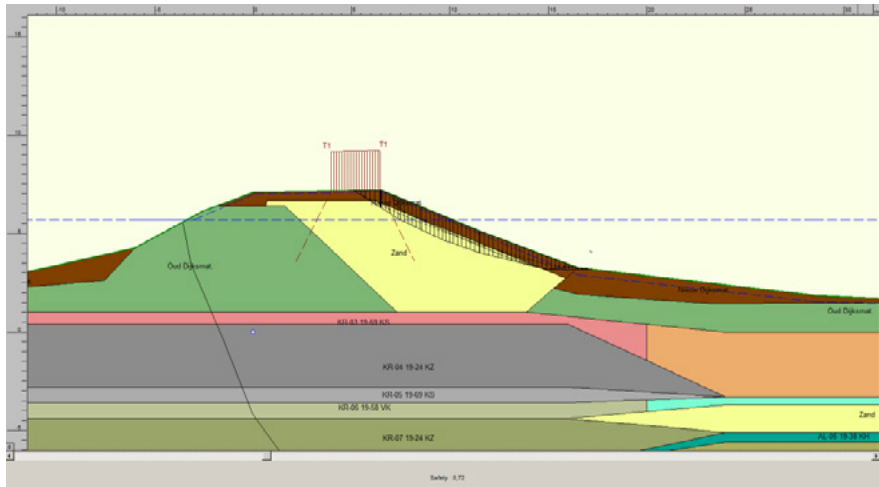
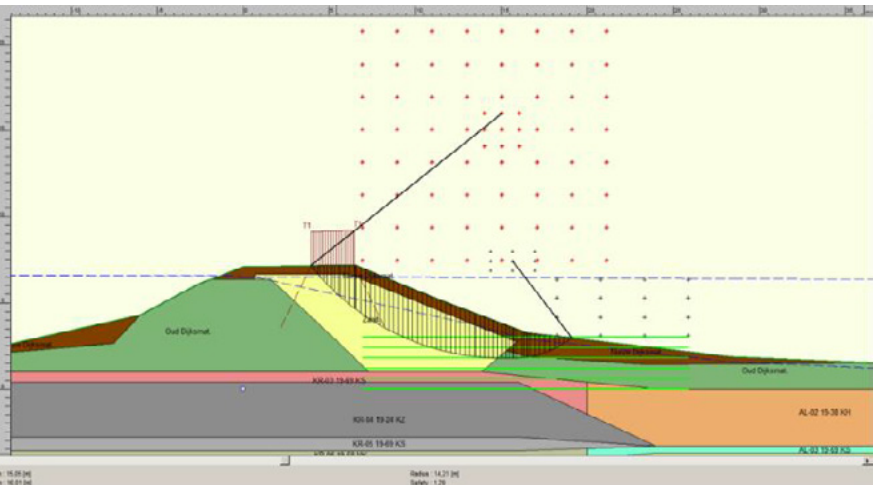
Als gevolg van overslag kunnen ook kleine afschuivingen tot doorgaande erosie leiden: zowel grote als kleine berekende glijvlakken kunnen daarom maatgevend zijn.



Uit het resultaat van de stabiliteitsberekening blijkt in eerste instantie eveneens dat een diep snijdend glijvlak maatgevend is. Er is een stabiliteitsfactor van 1,09 berekend. Met dit glijvlak schuift de gehele kruin af.

### Ondiep snijdende glijvlakken

Eveneens is in deze figuur het ondiep snijdend glijvlak voor de situatie zonder golfoverslag weergegeven (situatie 3). Dit is met het model Spencer berekend. Deze blijkt met een veiligheid van 1,29 inderdaad veiliger te zijn dan het diep snijdend glijvlak, zoals in figuur 5 is gepresenteerd, waarmee dit niet het maatgevende glijvlak voor de situatie zonder golfoverslag betreft.

Situatie	Stabiliteit		
	[-]		
1. Ondiep snijdend glijvlak met overslag -LiftVan	0,75		
			
2. Ondiep snijdend glijvlak met overslag - Spencer	0,72		
			
3. Ondiep snijdend glijvlak zonder golfoverslag	1,29		
			

**Figuur 7 Resultaat stabiliteitsanalyse met en zonder golfoverslag – ondiep snijdend glijvlak (DGeoStability versie 18.1)**

Uit deze resultaten blijkt dat de ondiep snijdende glijvlakken voor de situatie met als zonder golfoverslag niet voldoen aan de hiervoor gestelde eisen (ook niet bij reductie van de schematiseringsfactor).

Opgemerkt wordt dat er soms discussie ontstaat over de vraag of ondiepe glijvlakken wel kunnen leiden tot een falen van de waterkering met een overstroming tot gevolg. Het KPR gaat er voor deze schematisatie vanuit dat ondiepe glijvlakken in een situatie met overslag kunnen leiden tot een overstroming. Vermoedelijk komt een groot gedeelte van het zandige kernmateriaal aan de oppervlakte te liggen. Omdat het overslagdebiet gedurende een langere periode zal aanhouden (dijkvak bevindt zich in overgangsgebied tussen boven en benedenrivierengebied) zal het erosiegevoelige zandige kernmateriaal snel eroderen.

**Referenties**

- [1] KPR notitie 'Voorlopige werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag.
- [2] TR Waterspanningen bij Dijken, TAW, 1 september 2004.
- [3] WBI 2017 Schematiseringshandleiding macrostabiliteit, 1 december 2016.
- [4] RWS Handreiking ontwerp met overstromingskansen, versie 4, februari 2017
- [5] TR Grondmechanisch Schematiseren bij dijken, ENW, oktober 2012.

## Bijlage 2 Voorbeeld Case Wieringerzeewering – HHSK

### 1. Projectbeschrijving

Deze case betreft een deel van de waterkering van het traject 12-1 onder beheer van het Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier (HHNK). Dit traject, een zeedijk, maakt onderdeel uit van het HWBP project Wieringer Zeewering. Uit eerdere veiligheidsanalyses is gebleken dat, uitgaande van vrij conservatieve uitgangspunten, op enkele delen van dit dijktraject een overslagdebiet van meer dan 1 l/s/m kon optreden (2,9 km). Deze delen waren ook afgekeurd op STBI. Uit recente beschouwingen met Hydra-NL bleek dat dit op de peildatum (2015) niet meer het geval is, maar op langere termijn wel. Om binnen de zichtduur van het ontwerp (jaar 2070) de robuustheid van de huidige dijk te beoordelen is besloten om ter voorbereiding van de verkenningfase voor deze trajecten toch uit te gaan van een overslagdebiet van meer dan 1 l/s/m en de methodiek 'Werkwijze macrostabiliteit bij golfoverslag' toe te passen. Tegelijkertijd zijn ook nieuwe inzichten ten aanzien van het gedrag van keileem verwerkt in de analyse.



Figuur 8 locaties met significante golfoverslag (groen) binnen dijktraject 12-1 (rood).

De te beschouwen trajecten bestaan uit 2 delen en zijn gelegen tussen dijkpaal 19.1-20.9 (traject 1) en 22.3-23.4 (traject 2). Deze case beschrijft alleen traject 1.

### 2. Normsituatie en veiligheidsfactoren

Traject 12-1 heeft een signaalwaarde van 1/1.000 per jaar en een maximaal toelaatbare overstromingskans (ondergrenswaarde) van 1/1.000 per jaar. Voor de meeste trajecten in Nederland verschilt de signaalwaarde één normklasse van de maximaal toelaatbare overstromingskans. Dat is bij traject 12-1 dus niet het geval.

In de beschouwing wordt de berekende sterkte getoetst aan de eisen. Hierbij is onderscheid te maken in 2 faalgebeurtenissen: een situatie zonder overslag en een situatie met overslag. Voor beide faalgebeurtenissen zijn afzonderlijke eisen geformuleerd [1].

#### *Partiële veiligheidsfactoren zonder overslag*

Voor de berekening van macrostabiliteit spelen de volgende partiële factoren een rol: schadefactor, modelfactor, materiaalfactor en schematiseringsfactor. Voor de afleiding van de faalgebeurtenis zonder overslag gelden de vigerende handreikingen en richtlijnen. De materiaalfactoren zijn gelijk aan 1,0 en de modelfactor aan 1,06 (LiftVan) [4]. Voor de schematiseringsfactor is in eerste instantie 1,3 aangehouden. Op de schematiseringsfactor wordt hieronder verder ingegaan.



De maximaal toelaatbare overstromingskans van dit dijktraject is 1/1.000 per jaar en de trajectlengte is 11.7km. In de faalkansbegroting is voor macrostabiliteit de standaard faalkansruimte van 4% aangehouden. Dit leidt tot een faalkanseis voor macrostabiliteit op doorsnedeniveau ( $P_{eis,dsn,stbi}$ ) van 1/218.050 per jaar[3].

De bijbehorende betrouwbaarheidsindex is 4,44. De schadefactor voor macrostabiliteit, bij toepassing CSSM model, zonder significante golfoverslag is  $0,15 \times 4,44 + 0,41 = 1,08$  [4].

#### Partiële veiligheidsfactoren met overslag

Ten aanzien van overslag wordt alleen de waarde van de schadefactor aangepast [1]. De kans op overschrijding van een overslagdebiet 1 l/s/m is afgeleid met behulp van Hydra-NL. In Hydra-NL wordt een HBN berekening gemaakt voor een kritiek overslagdebiet van 1 l/s/m en de geometrie van de waterkering. Van belang bij de berekening is dat een keuze moet worden gemaakt in de te hanteren database en statistiek. Dit zogenaamde rekenrecept is in deze case gebaseerd op het WBI. Waarbij een berekening is uitgevoerd van de kans op tenminste 1 l/s/m overslag bij de aanwezige kruinhoogte (zie ook onderstaande uitvoer). Uit de uitvoer is het HBN bij een overslagdebiet van 1 l/s/m te herleiden. De bijbehorende overschrijdingsfrequentie is gelijk aan 1/73.640 per jaar. Zie Figuur 9. Uit de figuur is ook het illustratie punt af te lezen. Dit punt geeft de combinatie van waterstand, golven en windrichting met de grootste bijdrage aan het HBN (meest rechtse kolom). Dit punt is nodig om de waterstand bij overslag te bepalen.

Illustratiepunten bij overslagdebiet 1.00 (l/s/m) en terugkeertijd 73640 (jaar)

Locatie	= WZ_1_12-1_dk_00024 (126006,548230)						
Berekeningstype	= Overslagdebiet-berekening bij aanwezige dijkhoogte van 9.43 (m+NAP)						
Overslagdebiet	= 1.00 (l/s/m)						
Terugkeertijd	= 73640 (jaar)						
Overschrijdingsfrequentie	= 1.36E-05 (per jaar)						

x	zeew. m+NAP	winden. m/s	h, teen m+NAP	Hm0, teen m	Tm-1,0, t s	golfr graden	bijdrage ov. freq (%)
30.0	9.22	7.5	9.22	0.87	1.92	13.5	0.0
60.0	9.37	7.7	9.37	0.25	2.19	44.3	0.0
90.0	9.37	8.0	9.37	0.26	2.27	63.0	0.0
120.0	9.37	7.5	9.37	0.24	2.13	87.9	0.0
150.0	9.37	7.0	9.37	0.32	1.04	175.5	0.0
180.0	9.24	8.9	9.24	0.40	1.32	202.5	0.0
210.0	8.98	9.8	8.98	0.59	1.33	230.4	0.0
240.0	7.06	43.5	7.06	2.63	4.41	252.7	0.0
270.0	6.38	43.3	6.38	2.51	4.91	274.6	5.5
300.0	6.11	41.4	6.11	2.60	5.21	301.8	35.6
330.0	6.17	39.8	6.17	2.76	5.29	326.0	58.7
360.0	6.36	42.1	6.36	2.68	5.68	359.1	0.2
som							100.0

Figuur 9 uitvoer Hydra-NL

De faalkanseis voor STBI gegeven significante golfoverslag is dan  $(1/218.050)/(1/73.640) = 1/3$ . De bijbehorende betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede ( $\beta_{eis,dsn,stbi,Q}$ ) is gelijk aan 0,42. De schadefactor is dan gelijk aan:

$$r_n = 0,15 \times \beta_{T,stbi,Q} + 0,41 = 0,15 \times 0,42 + 0,41 = 0,47$$

### 3. Schematisatie van de situatie

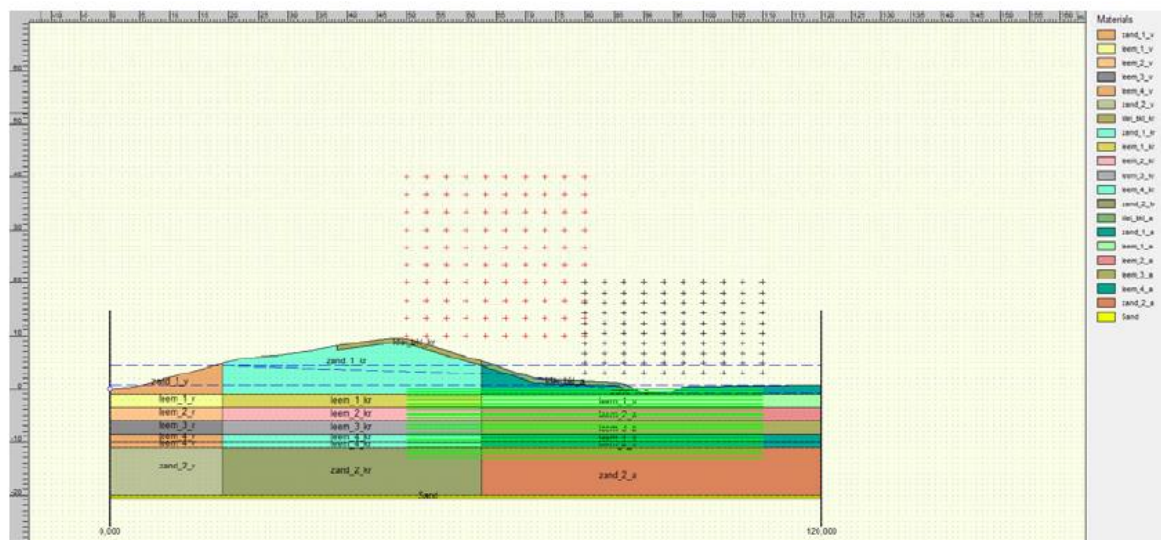
#### Schematisatie zonder golfoverslag

In deze uitwerking is de waterkering in een aantal dwarsdoorsneden geschematiseerd. Op basis van een analyse van de geometrie van de waterkering in het traject is een maatgevende geometrie gekozen op grond van taludhellingen, aanwezigheid en ligging teensloten en berm. De schematisatie van de ligging van de grondlagen is gebaseerd op een eerdere analyse, het WTI-SOS en beschikbaar aanvullend grond- en laboratoriumonderzoek. De sterkte van grond is afgeleid van een beschikbare proevenverzameling van HHNK in combinatie met defaultwaarden uit de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [3]. De mate van overconsolidatie van de ondergrond is gebaseerd op defaultwaarden [3]. Aansluitend op de laatste inzichten in het gedrag van kleileem is het keileem gedraineerd geschematiseerd [7]. Voor het volumiek gewicht van het grondwater is uitgegaan van zout water: 10,23 kN/m<sup>3</sup>. Voor de schematisering van de stijghoogtes is het TR waterspanningen bij dijken aangehouden [2]. In de beschouwing is geen

verkeersbelasting meegenomen op kruin/binnenberm, conform de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [3].

De dijk heeft een zandkern, voorzien van een dunne kleibekleding op een deel van het buitentalud, kruin en binnentalud. De (buiten) bekleding is open.

De buitenwaterstand bij de getalswaarde van de norm (maximaal toelaatbare faalkans) is uit eerdere veiligheidsanalyses overgenomen en bedraagt NAP+4,44m. Dit betrof een beschouwing waarbij de onzekerheden middels een toeslag op de buitenwaterstand van 0,4m zijn verwerkt.



Figuur 10 schematisatie deeltraject 1 in D-Geostability

#### *Schematisatie met golfoverslag*

De schematisatie van de situatie met overslag wijkt af door een andere schadefactor en de grootte van de belasting (buitenwaterstand, stijghoogtes ondergrond en ligging freatische lijn)[1].

Conform de methodiek [1] is in de situatie met overslag is de buitenwaterstand bij het ontwerp punt bij een overslag van 1 l/s/m benodigd. Dit leidt tot een buitenwaterstand van NAP+6,17m. Zie Figuur 9.

Als gevolg van overslag kunnen ook kleine afschuivingen tot doorgaande erosie leiden: zowel grote als kleine berekende glijvlakken kunnen daarom maatgevend zijn. Feitelijk is dit een andere invulling van de faaldefinitie zoals bij STBI zonder golfoverslag [3].

#### *Schematiseringonzekerheden*

Bij het bepalen van de schematiseringonzekerheden is de methode uit het TR grondmechanisch schematiseren [6] aangehouden. Grootste onzekerheden in dit traject betreffen de ligging van de freatische lijn en de geometrie. De betreffende trajecten kennen een grote variatie in de geometrie door bijvoorbeeld de aanwezigheid van een berm en of teensloot. Idealiter wordt een lang dijktraject met grote variaties in de geometrie opgedeeld in kleinere vakken. Dit zorgt voor grote reductie van schematiseringonzekerheden. Omdat in dit project met een beperkt aantal doorsneden een beeld verkregen diende te worden is er voor gekozen om ten aanzien van de geometrie een conservatieve insteek te kiezen. In de basisschematisatie is daarom gekozen voor een profiel met een steil talud, smalle kruin, afwezigheid van een berm en de aanwezigheid van een teensloot. De invloed van de freatische lijn op de stabiliteit is nader uitgewerkt in 3 scenario's. Het basisscenario voor de situatie zonder overslag is geschematiseerd aan de hand van TRWD [7]. Gezien het profiel en de zandige samenstelling van de dijk ligt een lagere ligging van de freatische lijn voor de hand. Daarom zijn ook scenario's ontwikkeld met een lagere ligging van de freatische lijn. Deze scenario's geven een hogere stabiliteitsfactor.

De conservatieve keuzes in profiel en grondopbouw hebben geleid tot een zeer conservatieve schematisering. Dit betekent dat het aanhouden van een schematiseringsfactor van 1,3 te hoog is bij een toepassing van partiële veiligheidsfactoren (semi-probabilistisch). Bij de uitwerking is daarom gekozen voor een uitwerking in faalkansen per schematisatie (scenario) en een kans op

voorkomen van een schematisatie in plaats van een schematiseringsfactor. Dit is ook conform TRGS [6].

#### *Schematisatie maatgevend glijvlak*

Tot slot wordt opgemerkt dat ook de keuze van de ligging van het maatgevende glijvlak van belang is. In de situatie zonder golfoverslag dient het maatgevende glijvlak te leiden tot een overstroming. Dit betekent dat oppervlakkige afschuivingen niet van belang zijn voor het veiligheidsvraagstuk. Doorgaans steken maatgevende glijvlakken daardoor in de kruin in. In deze case is aangesloten bij de schematiseringshandleiding macrostabiliteit ofwel een insteek boven het niveau van halverwege het binnentalud.

Voor de situatie met golfoverslag moeten kleine ondiepe glijvlakken wel meegenomen worden omdat hierdoor de bekleding aan de binnenzijde zo beschadigd kan raken dat doorgaande erosie tot een overstroming leidt. In D-Geo Stability zijn geen beperkingen aan de insteek van het glijvlak opgelegd.

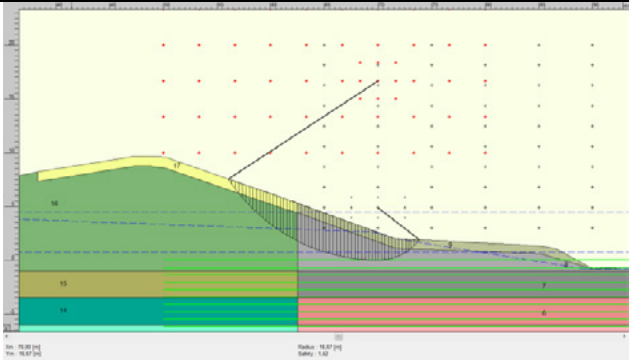
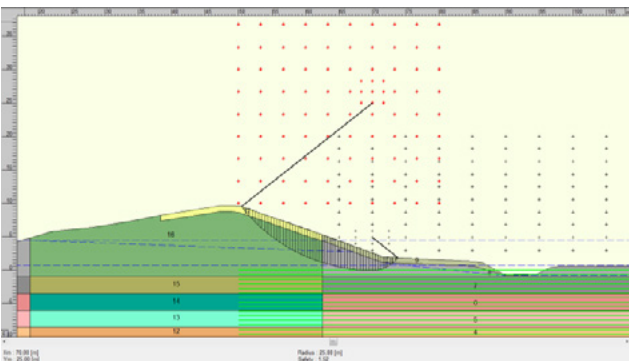
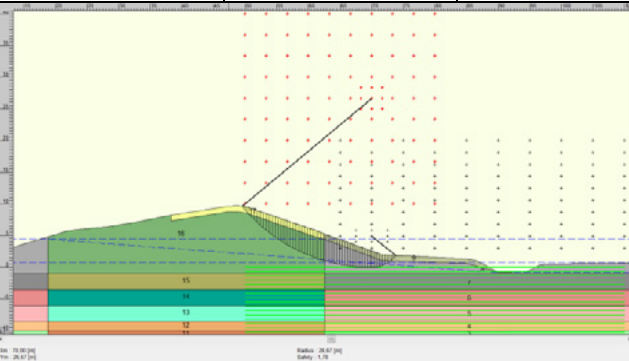
#### *Gebruikte modellen en software*

Alle gedraineerde en ongedraineerde parameters van de verschillende grondlagen zijn afgeleid voor het Critical State Soil Model (CSSM). Voor het glijvlakmodel is gekozen voor het LiftVan model (modelfactor 1,06) in D-Geo Stability versie 16.2. De berekeningen zijn gedraineerd uitgevoerd (met  $c, \phi'$  benadering met  $c=0$  kPa) omdat alleen zand en kleilemlagen aanwezig waren.

## **4. Resultaten**

#### *Faalgebeurtenis zonder golfoverslag*

Voor deze situatie zijn 3 scenario's ontwikkeld waarbij de ligging van de freatische lijn (FL) als variabele gekozen is: (1) de basissom met een schematisatie conform TRWD (uittrede van FL op  $0,25 \times H$ ), (2) een schematisatie waarbij de freatische lijn bij de teen de onderkant van de kleilaag volgt en een schematisatie waarin de freatische lijn nog lager ligt (3). De kansen op de scenario's zijn geschat op basis van expert judgement. De faalkans is bepaald volgens formule 5.4 van OI2014v4. De resultaten zijn gegeven in Tabel 3.

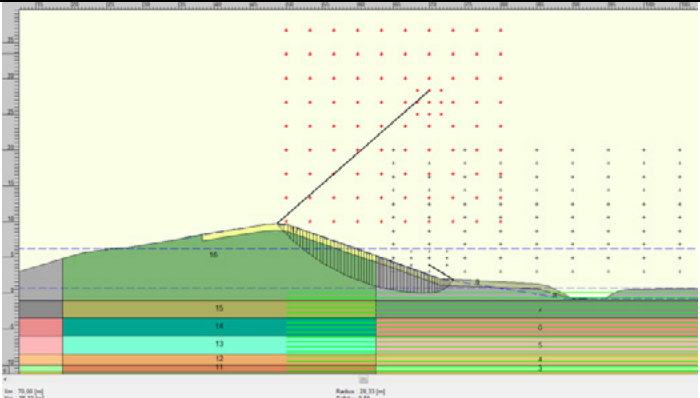
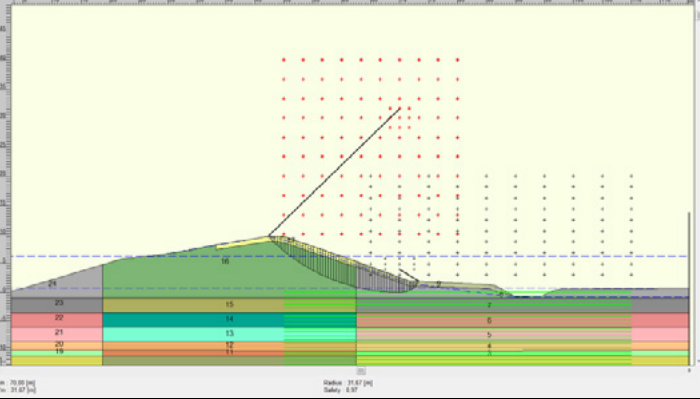
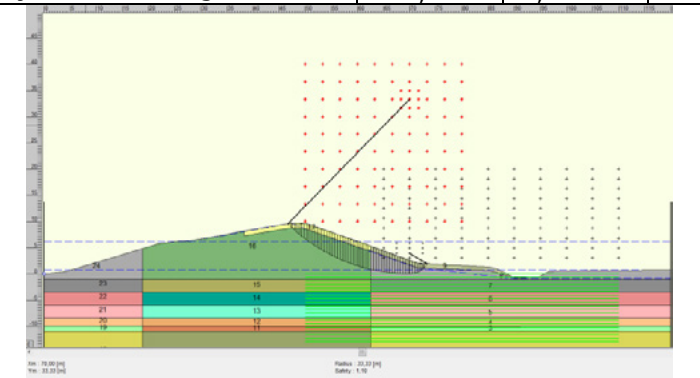
Faalgebeurtenis	Stabiliteit	Faalkans	Kans op scenario
[-]	[-]		[-]
1. Basissom (TRWD)	1,42	2,87E-10	0,10
			
2. FL onderzijde kleibekleding	1,52	4,35E-12	0,50
			
3. FL lineair	1,78	1,32E-17	0,40
			

Tabel 3 scenario's situatie zonder golfoverslag

*Faalgebeurtenis met golfoverslag*

Voor deze situatie zijn 3 scenario's ontwikkeld waarbij de ligging van de freatische lijn bepalend is: (1) de basissom met een volledig verzadigde dijk, (2) een scenario waarbij de freatische lijn halverwege de dikte van de bekleding ligt en (3) een scenario waarbij de freatische lijn aan de onderzijde van de kleilaag ligt. Bij de berekening van de faalkansen is rekening gehouden met de nieuwe schadefactor. De resultaten zijn gegeven in Tabel 4.



Faalgebeurtenis	Stabiliteit	Faalkans	Kans op scenario
[-]	[-]	[-]	[-]
1. Basissom (volledig verzadigd)	0,81	9,11E-03	0,10
			
2. FL halverwege kleibekleding	0,98	3,02E-04	0,20
			
3. FL onderzijde kleibekleding	1,10	1,43E-05	0,70
			

Tabel 4 scenario's situatie met golfoverslag

De kans op het optreden van beide faalgebeurtenissen is bepaald uit het combineren van de kans op verschillende (ondergrond)scenario's en de faalkans per scenario aan de hand van de rekenmethodiek uit bijlage B van het TR GS [6]. In Tabel 5 is het resultaat weergegeven samen met de eis waaraan de faalgebeurtenis moet worden getoetst. Deze toelaatbare faalkansen zijn te berekenen uit de  $\beta$ 's en de inverse van de standaardnormale verdeling [1]. Uit vergelijking volgt dat aan beide eisen wordt voldaan.

Faalgebeurtenis	$P_f$	$P_{\text{toelaatbaar}}$	Oordeel
Zonder overslag	$2,87 \times 10^{-10}$ p.jaar	$4,59 \times 10^{-6}$ p. jaar	Voldoet
Met overslag	$9,11 \times 10^{-3}$	$3,38 \times 10^{-1}$	Voldoet

Tabel 5 vergelijking faalkansen met en zonder overslag

Hieruit volgt voor deze case dat de beschouwde doorsnede voldoet aan de eis. Omdat de schematisatie conservatief gekozen is, zal naar verwachting de berekende faalkans nog lager kunnen uitkomen door de schematisatie van de geometrie te optimaliseren en het opdelen in dijkvakken mee te nemen.

Het is goed denkbaar dat in voorkomende gevallen de uitkomst gevoeliger is voor de variatie van de ligging van de freatische lijn dan in deze case met deze stevige grondslag. In dat geval kunnen geohydrologische berekeningen en/of metingen zinvol zijn.

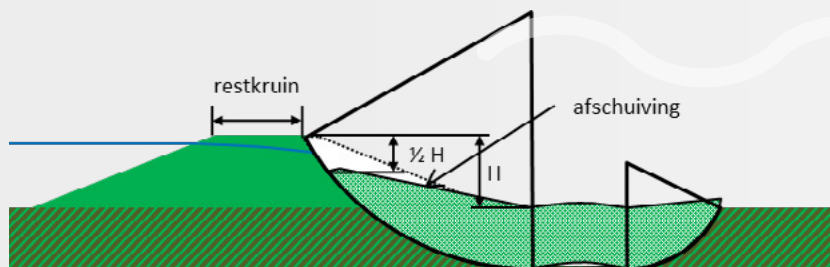
### Referenties

- [1] KPR notitie 'Werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag.
- [2] TR Waterspanningen bij Dijken, TAW, 1 september 2004.
- [3] WBI 2017 Schematiseringshandleiding macrostabiliteit, 1 december 2016.
- [4] RWS Handreiking ontwerp met overstromingskansen, versie 4, februari 2017.
- [5] Actualisatie Veiligheidsopgave Wieringer Zeewering, HKV-lijn-in-water, PR 3141.30 Augustus 2017.
- [6] TR Grondmechanisch Schematiseren bij dijken, ENW, oktober 2012.
- [7] Resultaten Schuifsterkte Keileem Wieringen v2, Deltares, december 2016.

17

# Relevant glijvlak

20 december 2018



Figuur 2 Initiële afschuiving

## Factsheet

Aan	Ontwerpers dijkversterkingen
Van	KPR, Jan Blinde, Cor Bisschop
Betrokken	Marieke de Visser, Ruben Jongejan
Review	Jan Tigchelaar
Kopie aan	Harm Rinkel
Datum	20-12-2018
Versie	definitief
Onderwerp	Afweging ter bepaling glijvlak voor faalmechanisme Macrostabiliteit Binnenwaarts

Kennisplatform  
Risicobenadering

Zuidersluis 1  
3439 LA Nieuwegein  
Postbus 2232  
3500 GE Utrecht

[kpr@rws.nl](mailto:kpr@rws.nl)

Met de in dit memo gepresenteerde afweging wordt een eerste aanzet gegeven om voor het faalmechanisme Macrostabiliteit binnenwaarts een intredepunt van het maatgevende glijvlak te kunnen bepalen vanuit het oogpunt van de overstromingskansbenadering. Dit memo is opgesteld met het doel om de toepassing van de hier gepresenteerde werkwijze in een aantal projecten te onderzoeken. De gebruiker wordt dan ook verzocht om bij de toepassing contact met het KPR op te nemen. Het KPR kan ook benaderd worden voor vragen over de toepassing van deze werkwijze. De resultaten van de eerste toepassingen worden gebruikt om de afwegingen verder uit te werken en mogelijk nieuwe afwegingen toe te voegen. Mogelijk zullen deze afwegingen uiteindelijk ook opgenomen worden in het BOI (beoordeling -en ontwerpinstrumentarium).

Het is nadrukkelijk de bedoeling om aan dit memo enkele praktijkcases toe te voegen. Het voornemen is om dit op korte termijn te doen. Suggesties hiervoor kunnen worden aangedragen bij het KPR.

### 1 Inleiding

Bij het ontwerpen van primaire waterkeringen, die aan de waterwet (januari 2017) moeten voldoen, dient aan de hand van de overstromingskansbenadering de waterkering zodanig ontworpen te worden dat de kans op een overstroming met substantiële schade en slachtoffers kleiner is dan de maximaal toelaatbare overstromingskans.

Voor het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts betekent dit dat een optredend glijvlak zoveel schade aan de dijk toe moet brengen dat dit leidt tot een overstroming.

In deze notitie wordt een handelingsperspectief gegeven voor het vaststellen van de glijvlakken die leiden tot een overstroming zodat in het ontwerp – onderbouwd - rekening gehouden kan worden met reststerkte na een initiële afschuiving.

### 2 Faalgebeurtenissen

Uitgaande van de overstromingskansbenadering wordt een waterkering zodanig ontworpen dat gedurende de levensduur de kans op het verlies van het waterkerend vermogen, met een overstroming met substantiële schade en slachtoffers tot gevolg, kleiner is dan de maximaal toelaatbare overstromingskans. Dit betekent dat een glijvlak daadwerkelijk verband moet houden met het optreden van een overstroming.

Als na een afschuiving nog een restprofiel van met een zekere hoogte en sterkte aanwezig is zodat geen overstroming optreedt, is er nog niet direct sprake van falen. De dijk faalt pas als ook het restprofiel faalt. In onderstaand schema, figuur 2.6, uit de "Fenomenologische beschrijving Faalmechanismen WTI" [2] staan de gebeurtenissen en (vervolg)mechanismen aangegeven die tot falen leiden. Alle gebeurtenissen zijn het gevolg van macrostabiliteit binnenwaarts en vallen dus ook binnen de faalkansruimte van dit mechanisme.





Figuur 1 Gebeurtenissen leiden tot falen van de dijk na macro-instabiliteit [2]

In de Fenomenologische beschrijving [2] wordt een afschuiving als volgt beschreven.

*Bij een afschuiving schuift een moot grond af totdat een nieuwe evenwichtssituatie is ontstaan. Het maaiveld kan hierbij omhoog worden gedrukt. Dit is echter niet noodzakelijk. De vervorming in de dijk (actieve zone van een schuifvlak) is vaak groter dan de vervorming binnendijks (passieve zone van het schuifvlak).*

*Een afschuiving kan zich binnen enkele uren tot enkele dagen voltrekken. Na het optreden van een afschuiving wordt een nieuwe evenwichtssituatie gecreëerd. Aan de bovenzijde van het talud is de bekleding verdwenen en is het kernmateriaal zichtbaar. Dit staat in eerste instantie onder een bijna verticaal talud. Vervolgmechanismen kunnen verdere schade aan een dijk veroorzaken. Voor de beschrijvingen van de vervolgmechanismen wordt vaak aangenomen dat de afschuivende grondmoot een evenwicht hervindt wanneer het aanvankelijke hoogteverschil tussen de kruinhoogte en het oorspronkelijk maaiveld is gehalveerd. In werkelijkheid schuift de moot grond minder ver af omdat er altijd een weerstandbiedende kracht in het schuifvlak overblijft. Bij opgetreden afschuivingen bleek de afschuifhoogte meestal maximaal 1 à 2 m te bedragen.*

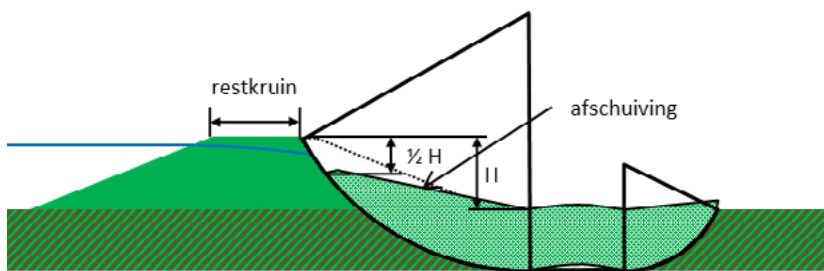
Voor een gedetailleerde beschrijving van de gebeurtenissen en vervolgmechanismen die tot falen leiden wordt verwezen naar [2].

## 2.1 Overstroming door een binnenwaartse afschuiving

Door het optreden van een binnenwaartse afschuiving tijdens hoogwater kan sprake zijn van het falen van het waterkerend vermogen van een dijk als de omvang van de afschuiving zo groot is dat de kruin van de dijk over de volle breedte is gedaald of weggeschoven en water in het achterliggende gebied kan stromen. Als het water eenmaal over de dijk stroomt kan de kruinverlaging uitgroeien tot een bres, die leidt tot een overstroming met substantiële schade en slachtoffers tot gevolg.

Bij dijken met een relatief brede kruin zal bij het optreden van een afschuiving veelal niet de volledige kruin dalen. Een deel van de kruin blijft dan op hoogte. Indien dit profiel de belastingen kan weerstaan, is sprake van reststerkte.

Vaak wordt veiligheidshalve aangenomen dat de afschuivende grondmoot zijn evenwicht hervindt wanneer het hoogteverschil tussen de kruinhoogte en het oorspronkelijk maaiveld is gehalveerd.



Figuur 2 Initiële afschuiving

De dijk zal dan pas falen wanneer na een initiële afschuiving vervolgmecanismen optreden. De belangrijkste vervolgmecanismen, waarop in hoofdstuk 4 nader wordt ingegaan, zijn:

- Een 'tweede' afschuiving van de restkruin (zie paragraaf 4.1);
- Micro-instabiliteit (bij een zandkern, zie paragraaf 4.2);
- Erosie door overlopen en of golfoverslag (zie paragraaf 4.3).

Als gegeven de ligging van het initiële glijvlak, welke het resultaat is van een stabiliteitsberekening, kan worden gemotiveerd dat bovengenoemde vervolgmecanismen niet optreden, of niet leiden tot een overstroming, dan hoeft dit glijvlak niet aan de norm voor waterveiligheid te voldoen. De ligging van het intredepunt van het glijvlak zal dan 'geforceerd' op een andere locatie in het dwarsprofiel van de dijk moeten worden gelegd. Hiervoor zijn in de verschillende stabiliteitspakketten mogelijkheden aanwezig om dit te doen. Aan dit glijvlak kunnen wel eisen worden gesteld vanwege andere functies (denk aan verkeer, bebouwing).

Het bepalen van de overstromingskans na het optreden van het initiële glijvlak dient voor twee situaties te worden uitgevoerd.

1. De situatie zonder significante overloop/overslag
2. De situatie met significante overloop/overslag.

Voor de aanpak van de stabiliteitsanalyses kan worden aangesloten bij filosofie van het beoordelen van macrostabiliteit met significante golfoverslag. De aanpak van het beoordelen van macrostabiliteit van het initiële glijvlak met significante golfoverslag wordt beschreven in de KPR memo "Werkwijzer macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014V4" [6].

## 2.2 Overige aspecten

De volgende aspecten spelen ook een belangrijke rol bij het optreden van vervolgmecanismen.

1. Dijkvorm en dijkopbouw;
2. Belastingduur.

Deze aspecten worden genoemd in de fenomenologische beschrijving [2] en de achterliggende rapporten: Dijkdoorbraakprocessen [10] en Residual dike strength after macro-instability [9].

Daarnaast zijn er andere gebiedspecifieke en/of andere algemene aspecten die beschouwd moeten worden bij de bepaling van de ligging van het intredepunt. Zonder dat ze in deze memo verder worden uitgewerkt, zijn dat bijvoorbeeld de volgende aspecten:

- Dikte van deklagen (dikke deklagen vertonen een ander bezwijkvlak dan dunne deklagen die zeer gevoelig zijn voor oprijfsituaties);
- Aanwezigheid van NWO's (NWO's kunnen een gunstig dan wel ongunstig effect hebben op de ligging van het intredepunt. Zo zal een wegverharding gunstig werken en kunnen aanwezige vloeistofleidingen een ongunstig effect hebben op de overstromingskans na een initiële afschuiving).

### 2.2.1 Dijkvorm en dijkopbouw

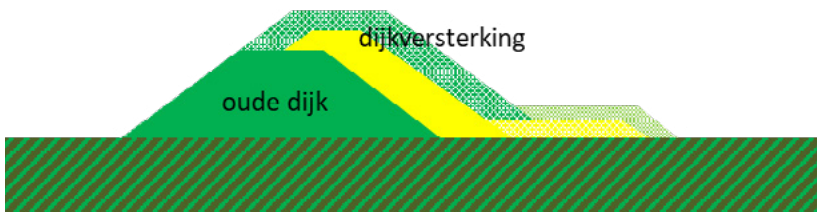
In Nederland komen verschillende dijktypen voor. Van oudsher zijn dit bijvoorbeeld langs de rivieren voornamelijk kleidijken, opgeworpen met de klei die langs de rivieren voorhanden was. Door dijkversterkingen die door de jaren zijn uitgevoerd is de opbouw van het dijklichaam gewijzigd. De materialen waarmee de dijken zijn versterkt zijn vaak niet de materialen die

lokaal voorhanden waren. Enerzijds komt dit door de beschikbaarheid en prijs en anderzijds komt dit doordat eisen aan de materialen werden gesteld.

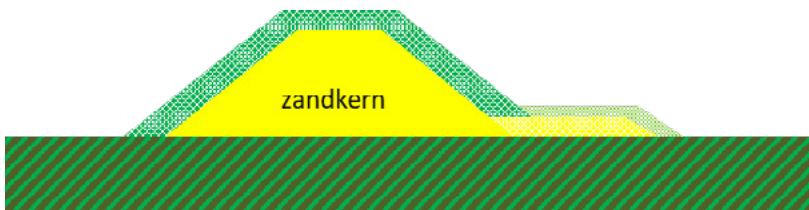
De volgende figuren tonen veel voorkomende typen dijkopbouw, archetypen.



Figuur 3 Kleidijk versterkt met klei (eventueel met binnen berm)



Figuur 4 Kleidijk binnenwaarts versterkt met zand (eventueel met binnenberm)



Figuur 5 Dijk met zandkern (eventueel met binnenberm)



Figuur 6 Kleidijk buitenwaarts versterkt met klei eventueel met verhoging kruin en of binnenberm



Figuur 7 Kleidijk buitenwaarts versterkt met klei eventueel met vergraven oude dijk en binnenberm

### 2.2.2 Belastingduur

De duur van de belasting speelt een belangrijke rol bij de ontwikkeling van ontwikkeling van de vervolgmecanismen en dus op de overstromingskans. De duur van de belasting heeft allereerst effect op het primaire mechanisme binnenwaartse macrostabiliteit door de tijdsafhankelijkheid van de waterspanningsontwikkeling (freatische lijn en stijghoogte). Vervolgens heeft de duur van de belasting ook effect op de tijdsafhankelijke vervolgmecanismen zoals erosie door overslag.

De freatische lijn in de dijk en de stijghoogte in de watervoerende zandlaag onder de dijk en deklagen zal tijdens een hoogwatergolf stijgen. De freatische lijn stijgt als gevolg van infiltratie via het buitentalud en via de ondergrond vanuit de watervoerende zandlaag en via de kruin en binnentalud door overstromend of overslaand water. In de situatie met een kortdurende hoogwaterperiode en een voldoende waterdichte klei in de dijk zullen de vervolgmecanismen minder effect hebben dan bij een langdurende hoogwaterperiode en een minder waterdichte klei of zandige kern in de dijk. Daarnaast zal een langere duur van de hoogwaterperiode ook mogelijk tot een groter cumulatief overslagdebiet leiden dan een korte belastingduur. De vervolgmecanismen micro-instabiliteit en erosie als gevolg van overloop/overslag zijn hierdoor tijdsafhankelijk. Een langere duur leidt tot meer schade.

De belastingduur kan voor de Nederlandse situatie grofweg worden verdeeld in een viertal gebieden, te weten:

- Bovenrivierengebied;
- Benedenrivierengebied;
- Zee;
- Meren.

#### *Bovenrivierengebied*

In het bovenrivierengebied is er veelal sprake van lange hoogwaterperiodes, vele dagen tot enkele weken. Als gevolg van deze lange periode zal de waterstand in de dijk worden bepaald door het niveau van het buitenwater. Daarnaast zal overloop/overslag, als dit optreedt, voor een extra stijging van de freatische waterstand in de dijk zorgen.

In de situatie na een afschuiving zal er mogelijk veel erosie kunnen ontstaan, in ieder geval als het kernmateriaal uit weinig erosiebestendig materiaal (zoals zand en/of zandige klei) bestaat.

#### *Benedenrivierengebied*

De belastingduur in het benedenrivierengebied is zeer divers en afhankelijk van de situatie. Als de hoogwaterstand gedomineerd wordt door zee-invloeden en daarmee door het wel/niet sluiten van de stormvloedkeringen is de belastingduur vaak niet groter dan 1 à 2 dagen. Het effect van deze duur op de stijging van de freatische waterstand in een kleidijk is dan gering. In een dijk met een zandkern is het effect groter.

#### *Zee*

Voor de zee ligt de duur van de stormopzet ergens tussen de 15 en 73 uur met daarin mogelijk meerdere hoogwaterpieken (als gevolg van eb en vloed) met een periode van circa 12 uur.

#### *Meren*

Voor de meren kunnen meerdere belastingsituaties van belang zijn. Deze variëren van een verhoogde ligging van het meerpeil van enkele weken, tot een relatief kortdurende hoogwatersituatie met extreme waterstanden (en golfhoogten) met een duur van enkele dagen. Voor de hoogwaterperiode op de meren bestaat veelal een directe relatie tussen de hoogte van de waterstand en de grootte van de golven. In de situatie met hoogwaterstanden is er dus veelal ook grote overslag te verwachten. De ligging van de freatische lijn in een kleidijk wordt dan mogelijk in grote mate door infiltratie door overslaand water bepaald.



### 3 Oude richtlijnen m.b.t. reststerkte uit de overschrijdingskansbenadering

#### 3.1 Ontwikkeling oude richtlijnen in de tijd

De oude richtlijnen/technische rapporten met betrekking tot het vaststellen van reststerkte zijn ontwikkeld zonder dat daarbij expliciet de relatie met golfoverslag is gelegd. Bij het afleiden van de veiligheidsfactoren is impliciet aangenomen dat bresvorming door erosie als gevolg van overlopen of golfoverslag geen rol van betekenis speelt.

In de "Handreiking Constructief ontwerpen" [3] uit 1994, zijn twee reststerkte aanpakken geschetst. Eén geldig voor situaties met maximaal 1 l/m/s golfoverslag en één geldig voor situaties met maximaal 0,1 l/m/s golfoverslag.

In 2002 is de reststerkte aanpak verfijnd en is de aanpak geïmplementeerd in de stabiliteitssoftware, DGeostability (Beoordeling binnenwaartse stabiliteit op basis van zoneringsmethode CO-390110/34, mei 2002 [4]). Hierbij is de toepassingsvoorwaarde met betrekking tot overloop en golfoverslag beperkt tot 0,1 l/m/s.

In het "Technisch Rapport Actuele Sterkte van Dijken" [5] uit 2009 is de reststerkte aanpak verder beperkt door de toepassingsvoorwaarde dat geen opdrijven mag plaatsvinden. Volgens [5] is de onzekerheid van de ligging van het intreepunt van het maatgevende glijvlak bij opdrijven te groot. Hierdoor is niet met voldoende zekerheid te bepalen of het restprofiel wordt aangetast of niet.

#### 3.2 Toepassingsvoorwaarde opdrijven en overslagdebiët

De oude richtlijnen en toepassingsvoorwaarden zijn gezien de nu vaak gehanteerde ontwerpuitgangspunten ten aanzien van bijvoorbeeld het overslagdebiët en de vermeende onzekerheid van de ligging van de maatgevende glijvlak in de situatie met opbarsten zodanig beperkend dat praktisch geen reststerkte in rekening kan worden gebracht.

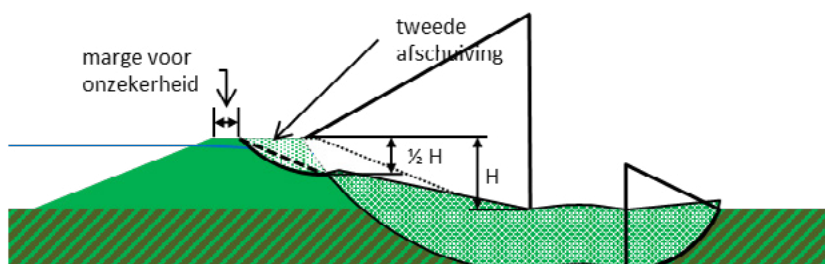
Binnen Deltares is voor situaties met opdrijven een aantal keer gekeken naar de gevoeligheid van de ligging van het intreepunt van het maatgevende glijvlak. Gebleken is dat de onzekerheid over het intreepunt niet significant afwijkt in situaties met en zonder opdrijven. Hierdoor is het argument, dat de onzekerheid van de ligging van het intreepunt van het maatgevende glijvlak bij opdrijven te groot is om de reststerkte aanpak toe te passen, voor de bekeken gevallen niet geldig.

Daarom kan deze toepassingsvoorwaarde vervallen met in acht namen van onzekerheid over de ligging van het intreepunt van het maatgevende glijvlak.

### 4 Vervolgmechanismen

#### 4.1 Overstroming door 'tweede' afschuiving

Het restprofiel dat overblijft na een eerste (initiële) afschuiving kan falen door een tweede, veelal kleinere afschuiving. Bij het intredepunt van de eerste afschuiving is een steil talud ontstaan dat langs een recht of een gebogen schuifvlak opnieuw kan afschuiven. Pas als bij de tweede afschuiving de kruin dusdanig wordt verlaagd dat de buitenwaterstand hoger ligt, dan zal water over de kruin stromen en het dijklichaam verder eroderen. Uiteindelijk kan er bresgroei optreden. Als het resterende deel van de kruin hoger is dan de buitenwaterstand dan kunnen onder bepaalde omstandigheden de vervolgmechanismen oppervlakte erosie door overslag en micro-instabiliteit optreden.



Figuur 8 Tweede afschuiving

Voor de beoordeling van de stabiliteit met restprofiel, kan gebruik worden gemaakt van "Beoordeling binnenwaartse stabiliteit op basis van zoneringsmethode CO-390110/34" [4]

#### **Minimale kruinbreedte van de restkruin na afschuiving**

Technisch Rapport Actuele sterkte van dijken [5] geeft voor de minimale restkruin een breedte van 3 m voor rivierdijken en 2 m voor zee- en meerdijken.

Volgens de "Handreiking Constructief ontwerpen" [3] wordt de minimale kruinbreedte meestal door aspecten als beheer en verkeer bepaald. Zo moet de kruin tijdens hoogwater goed bereikbaar en redelijk begaanbaar zijn. Voor groene dijken, dijken zonder verkeersweg, wordt een minimale kruinbreedte van 3 m geadviseerd. Dit advies is overgenomen in de Leidraad Rivieren [7].

In de overstromingskansbenadering gaat het om de kans op het daadwerkelijk optreden van een overstroming. De minimaal benodigde kruinbreedte wordt dan bepaald door de kans dat de kruin zodanig wordt aangetast dat een overstroming volgt. Eisen met betrekking tot bereikbaarheid en begaanbaarheid gelden dan niet. Wel spelen zaken zoals onzekerheid van de ligging van het intredepunt van het glijvlak.

Op basis van de door Deltares uitgevoerde gevoeligheidsstudie naar de ligging van het intredepunt van het maatgevende glijvlak blijkt dat er een marge nodig is voor ligging van het intredepunt van het maatgevende glijvlak. Uit het onderzoek bleek 1,5 m een redelijke waarde voor deze onzekerheid.

Als het glijvlak van de tweede afschuiving de minimale restkruin niet snijdt, is er nog reststerkte aanwezig en faalt de dijk niet door instabiliteit van het restprofiel.

De beoordeling of een tweede afschuiving leidt tot een zodanig falen van het restprofiel dat verlies van het waterkerend vermogen optreedt, dient uitgevoerd te worden voor de situatie:

1. met de waterstand bij de norm zonder significant overloop/overslagdebiet.
2. met significante overloop/overslagdebiet met bijbehorende waterstand (ontwerppuntwaarde).

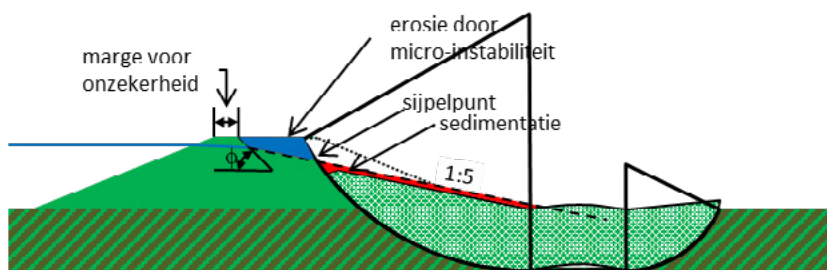
De aanpak van het beoordelen van macrostabiliteit met en zonder significante golfoverslag wordt beschreven in de KPR-memo "Werkwijzer macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014V4" [6].

#### **4.2 Overstroming door micro-instabiliteit (bij een zandkern)**

Het restprofiel dat overblijft na een eerste afschuiving kan falen door micro-instabiliteit. Bij het intredepunt van de eerste afschuiving is een steil talud ontstaan en komt een deel van de zandkern bloot te liggen, waardoor uitstromend grondwater de zandkern kan eroderen. Micro-instabiliteitsproeven hebben laten zien dat steeds meer zand uitspoelt en aantasting van het restprofiel steeds verder voortschrijdt totdat uiteindelijk de kruin van de waterkering wordt aangetast. Dit is een vrij langzaam proces (een aantal uren en geen minuten of seconden).

Bij een restprofiel dat uit ondoorlatende materialen zoals klei bestaat zal micro-instabiliteit niet optreden. Er is dan geen sprake van uittredend water. Bij een restprofiel dat uit niet cohesieve doorlatende materialen bestaat en de ligging van de freatische lijn is lager dan de bovenkant van de afgeschoven grondmoot zal micro-instabiliteit ook niet optreden. Er is dan geen sprake van uittredend water. Alleen als het restprofiel uit niet-cohesief doorlatend materiaal bestaat en het punt waar het water uittreedt (sijpelpunt) ligt boven de afgeschoven grondmoot, dan kan erosie door micro-instabiliteit optreden.

De schematiseringshandleiding Microstabiliteit WBI 2017 [8] geeft een methode om het schadeprofiel te bepalen. Analooq aan deze methode kan beoordeeld worden hoe ver het restprofiel door micro-instabiliteit wordt aangetast.



Figuur 9 Micro-instabiliteit

De helling van de lijn 1:5 uit figuur 9 is overgenomen uit [8]. Het snijpunt tussen de lijn 1:5 en de lijn met een helling gelijk aan  $\Phi$  (hoek van inwendige wrijving) ligt op de freatische lijn, boven dit niveau is de dijk droog en onder dit niveau is de dijk nat. Dit snijpunt wordt zover naar links verplaatst totdat geldt dat het geërodeerde oppervlak (het blauwe vlak) een gelijke oppervlakte heeft als sedimentatie oppervlak (het rode vlak).

Als de lijn met een helling gelijk aan  $\Phi$  de minimale restkruin niet snijdt is er nog reststerkte aanwezig en faalt de dijk zeker niet door micro-instabiliteit van het restprofiel.

In [8] wordt gesteld:

*Als voldoende restprofiel aanwezig is (aantasting leidt niet tot kruindaling), dan voldoet de waterkering aan de gedetailleerde toets per vak. Het criterium "aantasting leidt niet tot kruindaling" mag hierin vrij letterlijk worden genomen.*

Dit betekent dat geen extra restkruinbreedte benodigd is vanwege micro-instabiliteit. De minimale restkruin van 1,5 m vanwege de onzekerheid m.b.t. het intrede punt van het maatgevende glijvlak is voldoende.

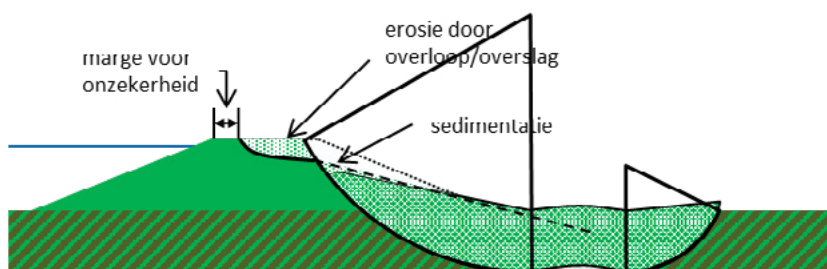
De beoordeling of micro-instabiliteit van het restprofiel leidt tot een zodanig falen van het restprofiel dat verlies van het waterkerend vermogen optreedt, dient uitgevoerd te worden voor de situatie met de waterstand bij de norm zonder significant overslagdebiet.

De situatie met significant overslagdebiet hoeft niet te worden beoordeeld. Als overloop/overslag optreedt, dan is falen van het restprofiel door golfoverslag (zie onderstaande paragraaf 4.3) altijd maatgevend.

#### 4.3 Overstroming door overloop/overslag

Het restprofiel dat overblijft na een eerste afschuiving kan falen door overloop en/of golfoverslag

De bestaande richtlijnen met betrekking tot het vaststellen van reststerkte zijn geldig voor situaties zonder significant overlopen of overslag.



Figuur 10 Erosie door overloop/overslag

In het kader van het WT2017 is een beperkt onderzoek gedaan naar reststerkte na macro-instabiliteit (Residual dike strength after macro-instability [9]). In dit onderzoek is gekeken naar de mate van de te verwachten erosie na een afschuiving van een kleidijk bij golfoverslag.

De volgende tekst is overgenomen uit [9]:

*"Door een afschuiving ontstaat een bijna verticale klif die als gevolg van erosie door golfoverslag stroomopwaarts kan migreren over een bepaalde lengte. In de literatuur staat dit bekend als headcut erosie. De benodigde restkruinbreedte voor de situatie tijdens MHW of Toetspeil, kan in geval van golfoverslag met deze erosielengte worden vergroot.*

*Voor het berekenen van de erosie door golfoverslag na een binnenwaartse afschuiving moet rekening moeten worden gehouden met de erosiebestendigheid van de grond en de golfoverslagbelasting, bestaande uit het overslagdebiet, de golfhoogte en de tijdsduur. Uit het onderzoek volgt dat de modellen nog onvoldoende zijn gevalideerd voor de specifieke toepassing van headcut erosie door golfoverslag na een afschuiving, om de erosielengte precies te berekenen. Wel is het mogelijk gebleken om voor een kleiondergrond een veilige waarde te geven voor een overslagdebiet van 1 l/s/m. Voor overslagdebieten tot 1 l/s/m bedraagt de erosielengte in klei maximaal 1,5 m. Voor een overslagdebiet van 10 l/s/m is weliswaar een erosielengte bepaald maar gezien de onzekerheden in de studie wordt het niet aanbevolen daarmee te rekenen. Voor een zandondergrond wordt aanbevolen geen rekening te houden met reststerkte.*

Bovenstaande betekent dat er geen veilige waarden beschikbaar zijn voor kleidijken met een overslagdebiet van meer dan 1 l/m/s. In de analyses is rekening gehouden met een overloop/overslagduur van 6 uur. De tijd waarover een bepaald gemiddeld overslagdebiet optreedt, is niet voor elk dijkvak hetzelfde.

De beoordeling of macrostabiliteit in combinatie met overloop/overslag leidt tot een zodanig falen van het restprofiel dat verlies van het waterkerend vermogen optreedt, dient uitgevoerd te worden voor de situatie:

1. met de waterstand bij de norm zonder significant overloop/overslagdebiet.
2. met significante overloop/overslagdebiet met bijbehorende waterstand.

Voor de situatie zonder significant overloop/overslagdebiet is een minimale restkruin van 1,5 m vanwege de onzekerheid m.b.t. het intredepunt van het glijvlak voldoende.

Voor de situatie met significant overloop/overslagdebiet is een minimale restkruin benodigd die gelijk is aan de erosielengte als gevolg van erosie door overloop/overslag plus 1,5 m vanwege de onzekerheid m.b.t. het intrede punt van het glijvlak plus de benodigde restkruinbreedte i.v.m. een afschuiving van het restprofiel.

Reststerkte voor de situatie met significante overloop/overslag kan alleen maar onderbouwd worden toegepast bij kleidijken met een gemiddeld overloop/overslagdebiet van 1 l/m/s

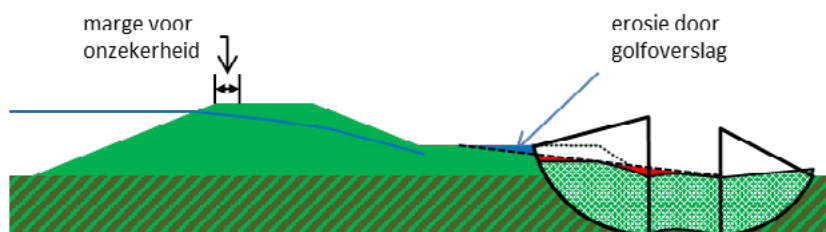
Voor dijken met een zandkern kan geen reststerkte in rekening worden gebracht.

#### 4.4 Glijvlakken door de berm

Voor glijvlakken die bijvoorbeeld alleen door de berm gaan, zal moeten worden afgewogen of de eerste (initiële) afschuiving kan leiden tot vervolgschade op een zodanige wijze dat dit tot een overstroming leidt.

De beoordeling kan analoog aan de beoordelingen beschreven in paragraaf 4.3 worden uitgevoerd.

Hoe langer en of lager de berm hoe minder voorstelbaar het is dat berm-instabiliteit leidt tot falen van het waterkerend vermogen, zie figuur 11.



**Figuur 11 Afschuiving van berm**



Ook hier geldt dat zand onder overloop/overslag condities niet stabiel is en makkelijk erodeert. Bij bermen van zand speelt ook de opbouw van de berm een rol. Bij bermen afgedekt met een laag erosiebestendige klei kan sterkte aan deze kleilaag worden ontleend waardoor zandbermen toch enige reststerkte bezitten.

## 5 Voorbeelden

De analyse voor het bepalen van het relevante glijvlak leidt tot de definitie van de grootste afstand van de insteek van het glijvlak tot de buitenkruinlijn. Dit kan worden ingevoerd als randvoorwaarde (input) van D-(Geo)Stability of RisKeer berekeningen. Enkele op hoofdlijnen uitgewerkte voorbeelden zijn als bijlage 1 ingevoegd. Hierbij wordt onderscheidt gemaakt in de situatie met en zonder golfoverslag. Dit omdat er aan deze beide situatie ook andere eisen zouden moeten worden gesteld, zoals in dit memo en in [6] is aangegeven.

Het is nadrukkelijk de bedoeling om aan dit memo enkele praktijkcases toe te voegen. Het voornemen is om dit op korte termijn te doen.

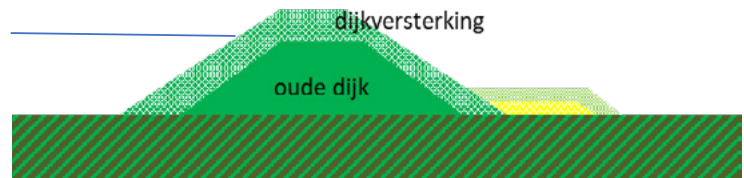
## Literatuurlijst

- [1] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansnormen (OI2014v4), Ministerie van Infrastructuur en Milieu, definitief, februari 2017
- [2] Fenomenologische beschrijving, faalmechanismen WTI, 1220078-000, Deltares, 2015, B.
- [3] Handreiking constructief ontwerpen, Technische adviescommissie voor de waterkeringen (TAW), maart 1994
- [4] Beoordeling binnenwaartse stabiliteit op basis van zoneringsmethode CO-390110/34, Deltares, mei 2002
- [5] Technisch Rapport Actuele Sterkte van dijken, Rijkswaterstaat, maart 2009
- [6] Werkwijzer macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014V4, Kennisplatform Risicobenadering (KPR), concept, januari 2018
- [7] Leidraad Rivieren, Rijkswaterstaat, juli 2007
- [8] Schematiseringshandleiding microstabiliteit – WBI2017 – Ministerie van Infrastructuur en Milieu, definitief, 1 december 2016
- [9] Dijkdoorbraakprocessen, definitief, 720201/39 versie maart 2002, GeoDelft, ir. E.O.F. Calle
- [10] Residual dike strength after macro-instability, WTI2017, ir. A. van Hoven, 1207811-013, Deltares, 2014.

*Het kennisplatform risicobenadering is opgericht ter ondersteuning van de keringbeheerder bij toepassen van de nieuwe normering en de risicobenadering. Adviezen en ondersteuning van het kennisplatform risicobenadering hebben een informele status en staan gelijk aan collegiaal advies.*

## ***Bijlage 1 Voorbeelden uitwerking relevant glijvlak***

Kleidijk, versterkt met klei (evt. met binnenberm)



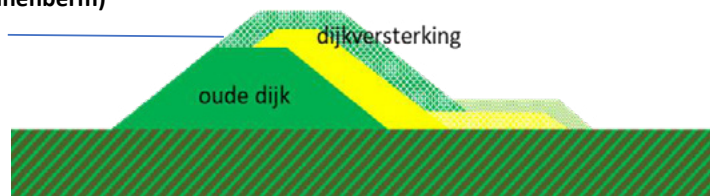
#### Zonder golfoverslag

Vervolgmechanisme	aspecten	Mogelijk? (wel / niet)
Microstabiliteit		✗
Erosie a.g.v. overslag		N.V.T.
2 <sup>de</sup> afschuiving	Tweede glijvlak	✓
	Afschuiving (bv. helling 1:2)	✓
<u>Overweging:</u> <ul style="list-style-type: none"> <li>De insteek van de 1ste afschuiving heeft onzekerheid. Hiermee dient rekening gehouden te worden.</li> <li>De 2<sup>de</sup> afschuiving heeft breedte nodig. Als meer dan deze breedte aanwezig is, is pas sprake van restkruinbreedte</li> </ul> <u>Keuze intredepunt 'initiele glijvlak' in D-Stability:</u> Bijvoorbeeld opleggen t.h.v. binnenkruinlijn		

#### Met golfoverslag

Vervolgmechanisme		Mogelijk? (wel / niet)
Microstabiliteit		✗
Erosie a.g.v. overslag		✓
2 <sup>de</sup> afschuiving	Tweede glijvlak	✓
	Afschuiving (bv. helling 1:2)	✓
<u>Overweging:</u> Voor erosie en 2 <sup>de</sup> afschuiving is restkruinbreedte nodig om de veiligheid te borgen. <ul style="list-style-type: none"> <li>Restbreedte voor erosie is afhankelijk van erosiebestendigheid van kernmateriaal en duur en hoeveelheid overslag</li> <li>De benodigde restkruinbreedte is afhankelijk van de omvang van de erosie en de 2<sup>de</sup> afschuiving</li> <li>Hier dient ook rekening gehouden te worden met onzekerheden ten aanzien van de ligging van het intredepunt.</li> </ul> <u>Keuze intredepunt 'initiele glijvlak' in D-Stability:</u> Bv. opleggen ergens tussen binnenkruinlijn en halverwege talud		

## Kleidend, binnenwaarts versterkt met zand (evt. met binnenberm)



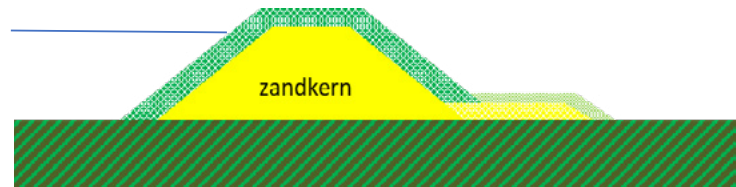
### Zonder golfoverslag

Vervolgmechanisme	aspecten	Mogelijk? (wel / niet / mogelijk)
Erosie a.g.v. overslag		✗
Microstabiliteit	Buitentalud intact	✗
	Buitentalud aangetast	✓
2 <sup>de</sup> afschuiving	Tweede glijvlak	✓
	Afschuiving (bv. helling 1:4)	✓
<u>Overweging:</u> <ul style="list-style-type: none"> <li>Microstabiliteit bij zandkern → evenwichtprofiel bv. 1:5</li> <li>Leidt micro instabiliteit zandkern tot falen restprofiel (hoogte oude kleidijk vs. normwaterstand)</li> <li>Voor 2<sup>de</sup> afschuiving is mogelijk restbreedte nodig</li> <li>De benodigde restkruinbreedte is afhankelijk van de omvang van de 2<sup>de</sup> afschuiving</li> </ul> <u>Keuze intredepunt 'initiele glijvlak' in D-Stability:</u> Bv. opleggen t.h.v. binnenkruinlijn, daarna voldoende breedte over om falen na 2 <sup>de</sup> afschuiving te voorkomen. Glijvlak zal vermoedelijk niet buitenwaarts van buitenkruinlijn intreden.		

### Met golfoverslag

Vervolgmechanisme	aspecten	Mogelijk? (wel / niet / mogelijk)
Microstabiliteit	Buitentalud intact	✗
	Buitentalud aangetast	✓
Erosie a.g.v. overslag		✓
2 <sup>de</sup> afschuiving	Tweede glijvlak	✓
	Afschuiving (bv. helling 1:4)	✓
<u>Overweging:</u> <ul style="list-style-type: none"> <li>Is verwachte buitenwaterstand hoger/lager dan 'kruinhoogte' oude dijk? Microstabiliteit bij zandkern → evenwichtprofiel bv. 1:5</li> <li>Erosie van zandkern is waarschijnlijk, mogelijk gereduceerd door aanwezigheid wegverharding en duur overslag.</li> <li>Erosie kleikern bepaald restbreedte i.v.m. overlopen overslag</li> <li>De benodigde restkruinbreedte is afhankelijk van de omvang van schade door erosie en de 2<sup>de</sup> afschuiving</li> <li>Dit betreft doorgaans ondiepere glijvlakken waarbij onzekerheid van de insteek niet goed bekend is. Hier ook even 1,5m aanhouden.</li> </ul> <u>Keuze intredepunt 'initiele glijvlak' in D-Stability:</u> Afhankelijk van situatie tussen binnenteen en bv. binnenkruinlijn		

## Dijk met zandkern (evt. met binnenberm)



### Zonder golfoverslag

Vervolgmechanisme		Mogelijk? (wel / niet)
Erosie a.g.v. overslag		✗
Microstabiliteit		✓
2 <sup>de</sup> afschuiving	Tweede glijvlak	✓
	Afschuiving (bv. helling 1:4)	✓
<u>Overweging:</u> <ul style="list-style-type: none"> <li>Microstabiliteit bij zandkern → evenwichtprofiel bv. 1:5</li> <li>Voor 2<sup>de</sup> afschuiving is mogelijk restbreedte nodig</li> <li>De benodigde restkruinbreedte is afhankelijk van de omvang van de 2<sup>de</sup> afschuiving en de omvang van de schade door microinstabiliteit</li> </ul> <u>Keuze intredepunt 'initiele glijvlak':</u> Bijvoorbeeld op basis van snijden van resprofiel (microstabiliteit) t.h.v. buitenkruinlijn, zal intredepunt halverwege kruin en binnentalud liggen (of binnenwaarts daarvan).		

### Met golfoverslag

Vervolgmechanisme		Mogelijk? (wel / niet)
Erosie a.g.v. overslag		✓
Microstabiliteit		✓
2 <sup>de</sup> afschuiving	Tweede glijvlak	✓
	Afschuiving (bv. helling 1:4)	✓
<u>Overweging:</u> <ul style="list-style-type: none"> <li>Erosie van zandkern is waarschijnlijk, mogelijk gereduceerd door aanwezigheid wegverharding en duur overslag</li> <li>Microstabiliteit bij zandkern → evenwichtprofiel bv. 1:5</li> <li>Voor 2<sup>de</sup> afschuiving is mogelijk restbreedte nodig</li> <li>De benodigde restkruinbreedte is afhankelijk van de omvang van schade door erosie en de 2<sup>de</sup> afschuiving</li> </ul> <u>Keuze intredepunt 'initiele glijvlak':</u> Erosie van dijk kern vermoedelijk dominant, daardoor ieder glijvlak mogelijk een bezwijkend glijvlak		

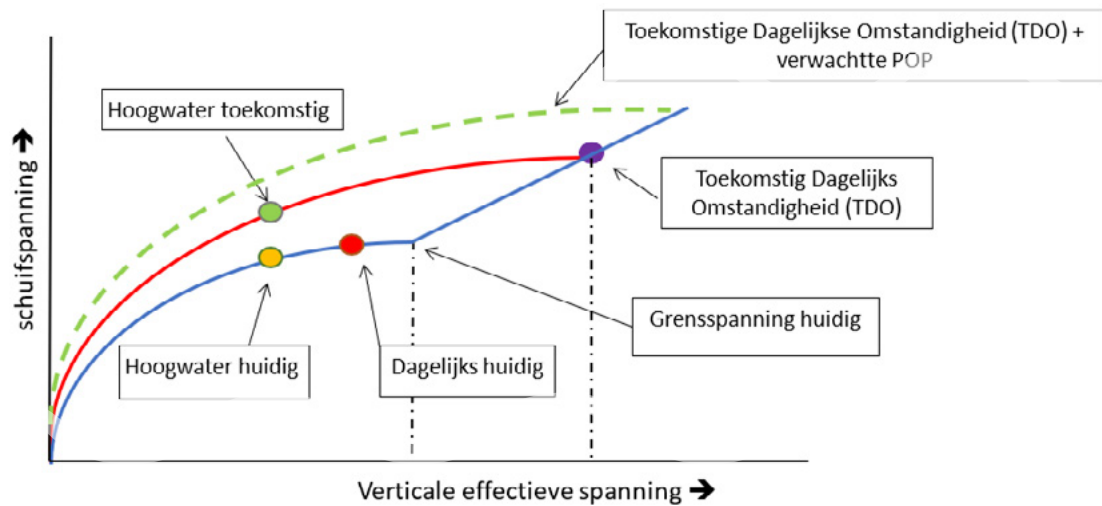




# 18

## Omgang met grensspanning in het ontwerp

23 januari 2018



**Figuur 1** Overzicht ontwikkeling schuifsterkte onder dagelijkse en toekomstige omstandigheden

Het Kennisplatform Risicobenadering is een samenwerking van de waterschappen en het ministerie van Infrastructuur en Waterstaat

## Factsheet

Van P. Beurskens / C. Bisschop  
Review A. van Duinen / B. Hardeman / J. Tigchelaar  
Kopie aan -  
Datum 23-1-2018  
Versie 2  
Onderwerp KPR-Factsheet omgang met grensspanning in het ontwerp

Kennisplatform  
Risicobenadering

Zuidersluis 1  
3439 LA Nieuwegein  
Postbus 2232  
3500 GE Utrecht

[kpr@rws.nl](mailto:kpr@rws.nl)

### 1 Inleiding

De laatste jaren is er voor een groot aantal dijkversterkingstrajecten in met name veiligheidsanalyses (en dus de veiligheidsbeoordelingen) ervaring opgedaan met de (ongedraineerde) stabiliteitsberekeningen volgens het CSSM-model. In dit model wordt er voor de relatief ondoorlatende klei- en veenlagen in de ondergrond, ongedraineerd grondgedrag verondersteld. Bij een, conform de schematiseringshandleiding [2], uitgevoerde stabiliteitsanalyse (bepaling sterkteparameters, schematisering grensspanning en schematisering van freatische waterstanden en stijghoogten) leidt dit tot verklaarbare en herleidbare beoordelingsresultaten.

Er is in Nederland echter nog zeer weinig ervaring met het ontwerpen op basis van ongedraineerde sterkte. Het blijkt dat dit op een aantal zeer uiteenlopende wijzen gedaan wordt, waarbij dan ook zeer uiteenlopende (veelal zeer forse) versterkingsmaatregelen in de vorm van stabiliteitsbermen worden gedimensioneerd. Het ontbreekt nu aan een gedeeld ervaringsbeeld van een 'goede' som, ook in relatie tot de nieuwe normering.

Met de huidige versie van D-GeoStability (recentste versie is 17.1) is het moeilijk en relatief veel werk om tijdens de verschillende ontwerpomstandigheden de spanningstoestand in de ondergrond te schematiseren. Om het schematiseren te versnellen en de spanningstoestand van de verschillende ontwerpomstandigheden te bepalen is en wordt door ingenieursbureaus software (en/of excelsheet) ontwikkeld om het schematiseren te faciliteren. Een belangrijk onderdeel van de spanningstoestand van de ondergrond is de zogenaamde POP-waarde (Pre Overburden Pressure). Deze POP is een maat voor de overconsolidatie en draagt bij aan de sterkte van de ondergrond. Met de verandering van de effectieve spanning in de ondergrond, door bijvoorbeeld het aanbrengen van een berm of kruinverhoging neemt de overconsolidatie af. De overconsolidatie ontstaat als gevolg van:

1. Een hogere spanningstoestand in het verleden hoger dan de actuele spanningstoestand.
2. Veroudering en bodemprocessen (aging). De overconsolidatie neemt toe in de loop van de tijd.

De ontwikkeling van de overconsolidatie (POP) in de loop van de tijd is niet goed bekend.

Daarnaast is de wens groot om de afmetingen van de stabiliteitsbermen efficiënt te kunnen bepalen. Een wijziging in de dimensies van de stabiliteitsberm, resulteert namelijk in een gewijzigde spanningstoestand van het grondlichaam, en dus in andere mate van overconsolidatie en dus in een andere schematisatie van de spanningstoestand.

Door de tijdsdruk op de dijkversterkingsprojecten (sneller en beter) wordt de noodzaak gevoeld invoer voor D-GeoStability te automatiseren.

Momenteel is een nieuwe versie van D-GeoStability in ontwikkeling die de externe schematiseringssoftware overbodig maakt. Wanneer oplevering van deze versie plaatsvindt is niet helemaal bekend. De inhoud van voorliggende memo dient t.z.t. nogmaals bekeken te worden.

Door de huidige beperkingen in D-GeoStability ontstaat een berekening met een vrij ingewikkelde geometrie en opbouw wat veelal als niet wenselijk wordt gezien omdat deze werkwijze:

- niet controleerbaar en ook niet reproduceerbaar is;
- de aanpak van pre-processing in de externe software per dijkversterkingsproject sterk verschilt, of door onduidelijke kwaliteitsborging de kwaliteit van deze externe software (en/of excelsheets) onduidelijk is;
- een schijnnaauwkeurigheid veronderstelt, die slechts gebaseerd is op een beperkt aantal meetpunten (veelal gering aantal sonderingen) in een dwarsprofiel van een geometrie (dijkvak). In de schematisatie ligt er minder nadruk op de ruimtelijke variatie van de ondergrond;
- de nadruk ligt op de mate van de overconsolidatie van de ondergrond onder MHW condities en daardoor andere schematisatie -en daarmee de ontwerpkeuzen impliciet maakt (bijvoorbeeld de mate van indringing van stijghoogte en ligging van freatische waterstand tijdens maatgevende omstandigheden).

## 2 Doel

Voorliggende memo is bedoeld als voorstel over hoe binnen de lopende dijkversterkingsprojecten stabiliteitsberekeningen, gegeven het gebruik van de huidige versie van D-GeoStability, uitgevoerd moeten worden.

## 3 Methode afleiden ongedraineerd grondgedrag

De belangrijkste onderdelen van de methode om ongedraineerd grondgedrag af te leiden, zijn hieronder weergegeven.

### Methode

In een stabiliteitsanalyse op basis van CSSM wordt de ongedraineerde schuifsterkte  $s_u$  in de klei- en veenlagen als volgt berekend:

$$\tau_\alpha = s_u = \sigma'_{vi} \cdot S \cdot OCR^m$$

Hierin is

$\sigma'_{vi}$  verticale effectieve insitu spanning [kPa]

$S$  schuifsterkteratio [-]

$OCR$  overConsolidatie Ratio [-]

$m$  sterktoename exponent [-].

De Over Consolidation Ratio (OCR) is de ratio tussen de verticale grensspanning ( $\sigma'_{vy}$ ) en de verticale effectieve spanning ( $\sigma'_{vi}$ ). De Pre Overburden Pressure (POP) is het verschil tussen de grensspanning en de verticale effectieve spanning. Deze parameters zijn als volgt aan elkaar gerelateerd:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vy}}{\sigma'_{vi}} = \frac{\sigma'_{vi} + POP}{\sigma'_{vi}}$$

Een stabiliteitsberm is bij een CCSM-stabiliteitsanalyse (ongedraineerde benadering) minder effectief dan wanneer dezelfde grond volgens het Mohr-Coulomb model (gedraineerde benadering) zou worden beschouwd. Dit wordt veroorzaakt doordat bij het aanbrengen van een berm als gevolg van de toename van de effectieve spanning de term  $\sigma_{vi} \cdot S$  toeneemt en de term  $OCR^m$  afneemt. Door deze twee effecten zal in het overgeconsolideerde gebied de  $s_u$  maar weinig

toenemen. Als het normaal geconsolideerde gebied wordt bereikt neemt de  $S_u$  evenredig toe met de toename van de effectieve spanning.

De berm die als verbetermaatregel is bedoeld, moet hoger worden aangebracht, zodat de nieuwe effectieve spanning duidelijk hoger is dan de oude grensspanning en de berm meteen effectief is. Bestaande ervaringen (op basis van gedraineerd grondgedrag) met de effectiviteit en afmetingen van stabiliteitsbermen gaan dus niet zomaar meer op. Hierdoor lijkt de kloof tussen theorie en praktijk te vergroten. De bermen die met de gedraineerde methode werden ontworpen, 'voelen' soms al wat groot voor de waterkeringbeheerders.

Na de aanleg van bijvoorbeeld een stabiliteitsberm, kan de OCR toenemen door twee effecten:

- Toename van de grensspanning ( $\sigma'_{vy}$ ) door kruip of uitdroging;
- Door toename van waterspanning onder maatgevende omstandigheden vindt (tijdelijk) een afname van de verticale effectieve spanning ( $\sigma'_{vi}$ ) plaats ten opzichte van de dagelijkse omstandigheden.

De toename van de grensspanning ( $\sigma'_{vy}$ ) in de tijd na het aanbrengen van de stabiliteitsberm blijkt zeer moeilijk te voorspellen en heeft daarom een grote onzekerheid. Dit betekent dat zonder aanvullend onderzoek er, op het moment van oplevering of na het einde van de consolidatie, van uit moet worden gegaan dat de grensspanning gelijk blijft aan de verticale effectieve spanning tijdens dagelijkse omstandigheden<sup>1</sup>. Toepassing van deze grensspanning resulteert in stabiliteitsbermen die gevoelsmatig groter zijn dan wat de dijkbeheerder zou verwachten. In diverse dijkversterkingsprojecten wordt overwogen om voorbelasting en/of een vacuümconsolidatie toe te passen om op deze manier een toename van de grensspanning te bereiken.

#### **4 Grensspanning in ontwerpberoekeningen**

Indien een grondlaag ongedraineerd grondgedrag vertoont, kan de grensspanning op basis van de sondering in de berekening worden meegenomen. Daarnaast is het ook mogelijk om de POP-waarden per grondsoort te bepalen uit samendrukkingsproeven (of CRS-proeven). Aanbevolen wordt om beide te combineren om lokaal een zo goed mogelijk beeld van de ondergrond te krijgen, hanteer hierbij wel een eenduidige aanpak voor het gehele traject en wissel niet per profiel van aanpak.

##### **4.1 Belangrijke punten vooraf t.b.v. bepaling grensspanning in berekeningen**

Hoe de bepaling van de OCR/grensspanning uit sonderingen en/of laboratoriumproeven uitgevoerd moet worden voor het beoordelen van bestaande situaties tijdens maatgevende waterstanden, wordt verwezen naar WBI [2].

Hierbij gelden nadrukkelijk de volgende uitgangspunten:

- Bepaling grensspanning gebeurt onder dagelijkse omstandigheid (bijvoorbeeld ten tijde van het uitvoeren van de sondering of boring);
- Freatische waterstanden en stijghoogten dienen passend te zijn bij deze situatie;
  - Voor het gebruik van sonderingen houdt dat in dat de freatische stand en stijghoogte bepaald moeten worden uit gemeten waterspanningen of meetwaarden uit dissipatietesten of peilbuismetingen (indien aanwezig);
  - Bij gebruik van vaste POP waarden (op basis van laboratoriumonderzoek) dienen deze bij de verticale spanningen onder dagelijkse omstandigheden (gemiddelde freatische lijn en stijghoogte) opgeteld te worden;
- Gebruik verwachtingswaarden (gemiddelde waarden) voor het volumieke gewicht, de (grond)parameters  $S$ ,  $m$  en  $N_{kt}$  bij de bepaling van de grensspanning met sonderingen.

---

<sup>1</sup> Opgemerkt wordt, dat er ook een aanzienlijke onzekerheid zit in "dagelijkse omstandigheden".



Indien een grensspanning met een sondering wordt bepaald, dient de schematisatie van de grensspanningspunten in D-GeoStability (versie 16.2 of hoger) als Yield Stress point ingevoerd te worden. Hierbij dienen de laagscheidingen van de grondlagen in de berekening gelijk te zijn aan de laagscheidingen in de sondering. Het rekenen middels een POP waarde is ook mogelijk, wel dient hiervan een onderbouwing gegeven te worden van de te hanteren waarde.

#### 4.2 Vaststellen grensspanning volgens methode: Toekomstig dagelijkse omstandigheid (TDO)

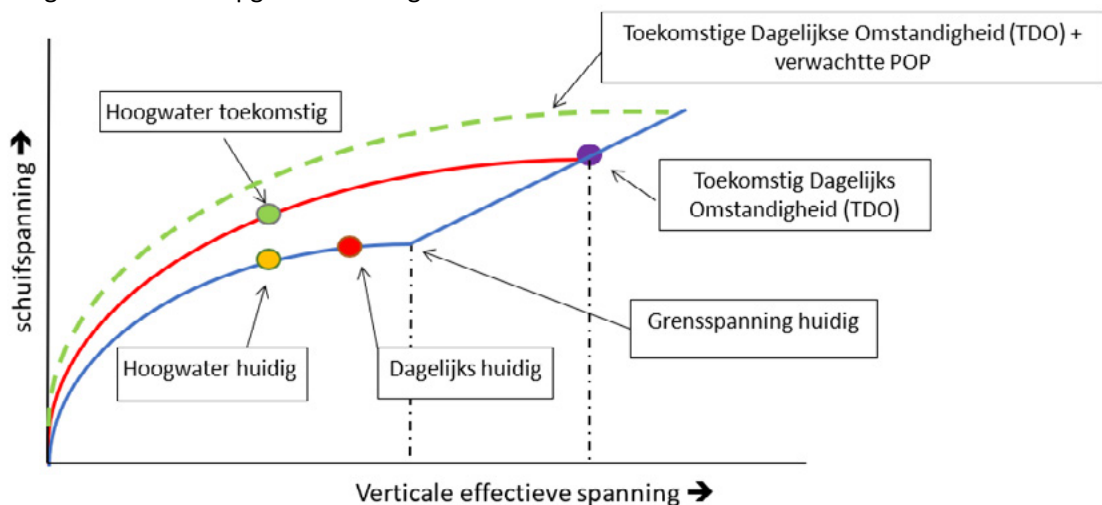
Omdat het vrij lastig is de grensspanning in een toekomstige situatie te voorspellen (en mogelijk lukt dat in het geheel niet), wordt voorgesteld om de methode *Toekomstige dagelijkse omstandigheid (TDO)* te gaan gebruiken. In deze methode wordt de grensspanning in de uiteindelijke situatie (bijvoorbeeld einde planperiode) gelijk verondersteld aan de korrelspanning onder de dan geldende gemiddeld “dagelijkse” omstandigheden.

Dit is een veilige aanpak, omdat:

- Door schommelingen in de freatische grondwaterstand zal, ten opzichte van de toekomstige dagelijkse omstandigheden, de grensspanning mogelijk groter zijn. Gemiddelde omstandigheden is dus voor het ontwerp een ‘veilige’ waarde.
- De consolidatiesnelheid van de ondoorlatende lagen in de periode na het aanbrengen van de berm is onzeker en kent een grote ruimtelijke spreiding. De aan te houden grensspanning is afhankelijk van de mate van consolidatie na uitvoering en kan als ontwerpeis worden opgegeven. Deze eis kan je bijv. een aantal jaar na de uitvoering verifiëren.

Door deze korrelspanningen als grensspanningspunten (Yield Stress points) in D-GeoStability op te geven zal, door het afnemen van korrelspanning door het oplopen van waterspanningen, een POP-waarde (en daarmee een OCR) ontstaan. Indien op een andere methode de grensspanning wordt verrekend zal dit aangetoond moeten worden. De grootte van deze POP is het verschil in effectieve spanningen (korrelspanning) tijdens normale dagelijkse omstandigheden en die tijdens hoogwater zal optreden.

In theorie zal hierdoor nog steeds de schuifspanning (enigszins) afnemen, omdat de sterkte-toename exponent ( $m$ ) kleiner dan 1,0 is. Echter zal het effect van met name de indringing in de onderste grondlagen veel kleiner zijn dan bij een gedraineerde berekening (o.b.v. Mohr-Coulomb), waarbij de sterkte lineair gekoppeld is aan de korrelspanning. Een schematische weergave hiervan is opgenomen in figuur 1.



**Figuur 1** Overzicht ontwikkeling schuifsterkte onder dagelijkse en toekomstige omstandigheden

De rode en oranje bol geven de huidige spanningssituatie weer, waarbij de rode bol de huidige dagelijkse omstandigheid weergeeft en de oranje bol de huidige toestand onder maatgevende (hoogwater) omstandigheden (en dus met een bepaalde waarde van POP). Bij afnemende effectieve spanning, neemt de schuifspanning dus ook enigszins af. Hierbij is er een aanname gedaan dat er dagelijks een POP waarde aanwezig is en er dus sprake is van een overgeconsolideerde spanningssituatie. Het totale sterkte verloop is weergegeven met de blauwe lijn.

Wanneer er een ophoging plaatsvindt zal de verticale in-situ spanning (korrelspanning) oplopen (in het voorbeeld tot de paarse bol). Indien de huidige grensspanning wordt overschreven zal dit punt over de blauwe lijn gaan verschuiven. Deze korrelspanning is daarbij gelijk aan een korrelspanning onder normale dagelijkse toestand (lage waterspanningen door lage waterstanden en hogere totaalspanningen door ophoging).

Het overgeconsolideerde gedrag (rode lijn) zal zich naar het verstrijken van de tijd gaan aanpassen op eenzelfde kromming als voorheen (m blijft gelijk waarmee de bolling naar verhouding gelijk zal blijven). Door het afnemen van de korrelspanning onder maatgevende omstandigheden zal de schuifspanning over de rode lijn afnemen tot het punt van de laagste spanning (groene bol).

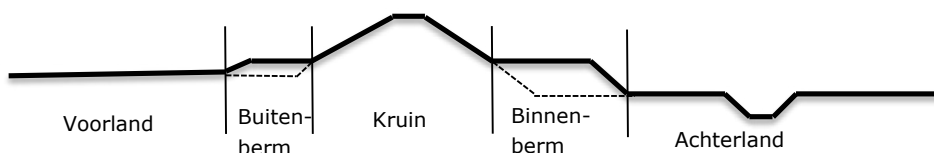
De winst hierin is dat, ten opzichte van het vasthouden van de huidige grensspanning, er altijd bij een hoogwatersituatie een  $POP > 0$  kPa en daarmee  $OCR > 1,0$  aanwezig zal zijn wat een positief effect heeft op de stabiliteit. Indien dit effect niet doorgevoerd wordt zal bij een hoogwater-situatie de grond normaal geconsolideerd grondgedrag vertonen en de sterkte lineair afnemen.

Onder MHW condities nemen de waterspanningen in de deklaag toe, waardoor korrelspanningen afnemen en de mate van overconsolidatie toeneemt. Dit heeft tot gevolg dat de afname van de schuifsterkte door de afname van de effectieve spanning grotendeels wordt gecompenseerd door de toename van de overconsolidatie, met name in de indringingszone aan de onderzijde.

#### 4.3 Schematiseren grensspanningspunten

Om de methode van de grensspanningsbepaling goed te schematiseren, dient de dijk in een aantal gedeelten opgedeeld te worden, zie figuur 2. De exacte locatie van de verticale scheiding dient per situatie te worden ingeschat.

Aanbevolen wordt niet meer scheidingen aan te brengen dan strikt noodzakelijk is en bijvoorbeeld de onderverdeling, zoals in onderstaande figuur is weergegeven, te hanteren. Wel zal er op basis van de berekeningen die nu zijn uitgevoerd een gevoeligheid van dit uitgangspunt bepaald moeten worden.



Figuur 1 Zones waterkering

In tabel 1 is aangegeven welke methode gehanteerd kan worden voor het vaststellen van de grensspanning.

**Tabel 1 Methode bepaling grensspanning per zone**

Zone	Sondering/ proeven	TDO	Opmerking
Voorland / achterland	X		
Buitenberm / binnenberm		X	Controle o.b.v. sonderingen* <sup>1</sup>
Kruin	X	(x)	Controle o.b.v. dagelijkse omstandigheid* <sup>2</sup>

<sup>\*1</sup> Aangenomen kan worden dat de berm een dermate grote massa heeft dat de huidige aanwezige grensspanning wordt overschreven. Indien aannemelijk dat de huidige grensspanning wel hoger is dient een analyse op basis van sonderingen/proeven uitgevoerd te worden. Dit kan voorkomen op locaties waar in het verleden de dijk naar buiten is verplaatst (zie bestekkenboeken).

<sup>\*2</sup> De grensspanning en POP waarden uit sonderingen/laboratoriumproeven dienen vergeleken te worden met de methode dagelijkse omstandigheden. Indien aannemelijk is dat de ophoging hoger is dan de huidige POP waarden dient de methode "dagelijkse omstandigheden" gehanteerd te worden. De hoogste waarde vanuit de analyse dient aangehouden te worden in de berekening.

Wanneer in een huidige situatie bermen aanwezig zijn, dient hiervoor een aparte verticale zone te worden aangemaakt. Wanneer een nieuwe berm nagenoeg geen verhoging geeft van de huidige berm, kunnen de grensspanningen in de huidige situatie hoger zijn dan de middels de TDO methode bepaalde spanningen. In dat geval dienen de huidige grensspanningen in de som opgenomen te worden.

Als gevolg van indringing vanuit de watervoerende zandlaag zal zich over een zekere indringingslengte het verloop tussen de freatische waterstand en de stijghoogte instellen. Aanbevolen wordt te onderzoeken of deze indringingslaag over één of meerdere laagscheidingen verdeeld moet worden om een goede schematisering van de spanningen en de schuifsterkte te kunnen berekenen.

De invoer van een TDO grensspanningspunten in DGeostability geschiedt op een gelijke manier zoals ook de grensspanningen worden ingevoerd, wanneer deze worden afgeleid uit de sonderingen, zie paragraaf 4.1.

De in D-GeoStability op te geven reference-level, dient in het geval van het rekenen met de TDO als volgt te worden geschematiseerd:

- Over huidig maaiveld, wanneer grensspanning is bepaald uit sonderingen (uitgaande dat deze grensspanningen zijn gecorrigeerd voor de waterspanningsverandering)
- Over toekomstig maaiveld, wanneer grensspanning bepaald in TDO;
- Op origineel maaiveld doortrekken van insteek tot insteek ter plaatse van sloten (voor nieuw te graven en reeds bestaande sloten);
- Op origineel maaiveld plaatse van afgravingen.

## 5 Conclusie en aanbevelingen

De grensspanning in de stabiliteitsberekeningen mag niet lager zijn dan de effectieve spanningen (korrelspanningen) onder dagelijkse omstandigheden in de toekomstige situatie (en dus bijvoorbeeld aan het einde van de planperiode). Dit dient aangehouden te worden in de ontwerpberekeningen met als uitzondering de situatie dat de huidige grensspanningen al hoger zijn. Dan dienen deze hogere waarden aangehouden te worden. In deze notitie is beschreven hoe dit kan. Daarbij is het belangrijk een zo realistisch mogelijk beeld te scheppen van de huidige en toekomstige korrelspanningen, die overeenkomt met de modellering in D-GeoStability. Hierbij is naast de volumegewichten, kennis van waterspanningen in de ondergrond essentieel.

De ontwikkeling van de grensspanning onder nieuwe bermen dient gemonitord en geanalyseerd te worden. Dit houdt in dat voorafgaand aan ophogingen de 0-situatie op een aantal maatgevende locaties goed in beeld gebracht moet worden. Hierbij dienen sonderingen gecombineerd te worden met boringen en monsternamen waarbij op de monsters sterkte (DSS/TX) en samendrukkingsproeven (SAM/CRS) moeten worden uitgevoerd. Daarnaast dienen de waterspanningen voorafgaand en tijdens het ophogen ook goed gemonitord te worden. Hiermee kan een betere inschatting gemaakt worden van de ontwikkeling van de POP/grensspanning tijdens het aanbrengen van de bermen, hiermee kan tijdens de uitvoering van de werkzaamheden nogmaals een optimalisatie plaatsvinden van de dimensies van de bermen.

Ook dient het ontstaan van grensspanningen na dijkversterkingen nog beter bekeken te worden. Deze is vaak het product van meer dan alleen schommelingen in freatisch of stijghoogteniveau. Wanneer een bepaalde POP waarde in de huidige situatie aanwezig is, is het mogelijk dat in de toekomst zich weer een POP 'ontwikkelt'. Door de huidige POP in een gevoeligheidsberekening mee te nemen kan het effect hiervan worden nagegaan. Het ontstaan van deze grensspanning kan ook worden nagegaan door bijvoorbeeld in en achter een berm, aangebracht in de voorgaande dijkversterkingsronde, onderzoek uit te voeren.

Daarnaast dienen diverse gevoeligheden nog bepaald te worden:

- Aantal verticale zones bij verschillende situaties in relatie tot horizontale gelaagdheid van de grensspanning;
- Optellen van een POP waarde bovenop de TDO spanning;
- Bepalen van 2D effect op korrelspanning onder en naast de dijk en deze bij een TDO berekening meenemen en invloed bepalen op de resultaten.

### Literatuurlijst

- [1] Toepassen grensspanning onder stabiliteitsbermen; 1220647-003-GEO-0004; Deltares; 22-9-2017
- [2] Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit; Definitief; Ministerie van Infrastructuur en Milieu; 1-12-2016
- [3] Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken; DWW-2004-057 / ISBN-90-369-5565-3; Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW); 1-9-2004
- [4] CPTtool Deltares; versie 1.0 build 150; 1-7-2017

*Het kennisplatform risicobenadering is opgericht ter ondersteuning van de keringbeheerder bij toepassen van de nieuwe normering en de risicobenadering. Adviezen en ondersteuning van het kennisplatform risicobenadering hebben een informele status en staan gelijk aan collegiaal advies.*







