



Rijkswaterstaat
Ministerie van Infrastructuur en Milieu

Achtergrondrapport Ontwerpinstrumentarium 2014

Datum	23 december 2013
Status	Definitief

Colofon

Uitgegeven door	Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving
Informatie	www.helpdeskwater.nl
Telefoon	0800 - 65 92 837
Uitgevoerd door	RWS WVL, Deltares en projectbureau VNK2
Datum	23 december 2013
Status	Definitief
Versienummer	1.0

Inhoud

Inleiding—8

1 Kader—11

- 1.1 Eisen—11
- 1.2 Uitgangspunten—11
- 1.3 Relevante verschillen tussen toetsen en ontwerpen—12
- 1.4 Aanpak voor het opstellen van semi-probabilistische ontwerpvoorschriften—13
 - 1.4.1 Semi-probabilistisch ontwerpen versus probabilistisch ontwerpen—13
 - 1.4.2 Aanpak op hoofdlijnen—14
 - 1.4.3 Stap 1: Van overstromingskansnorm naar faalkanseis op doorsnedeniveau—15
 - 1.4.4 Stap 2: Het vaststellen van de vorm van het semi-probabilistisch ontwerpvoorschrift—17
 - 1.4.5 Stap 3: Het vaststellen van de waarden van de partiële veiligheidsfactoren—19
 - 1.4.6 Stap 4: Plaatsing van de resultaten in perspectief: wat is de betekenis voor de praktijk—20

2 Bepaling benodigde kruinhoogte—21

- 2.1 Van overstromingskansnorm naar faalkanseis per doorsnede—21
- 2.2 Vaststellen vorm semi-probabilistisch ontwerpvoorschrift—23
- 2.3 Vaststellen van rekenwaarden voor het kritieke overslagdebiet—24
 - 2.3.1 Veilige waarden—24
 - 2.3.2 Aanpak op hoofdlijnen—26
 - 2.3.3 De beschouwde kansdichtheidfuncties van het kritieke overslagdebiet—27
 - 2.3.4 Resultaten probabilistische berekeningen—31
 - 2.3.5 De ontwerpregel voor golfoverslag—38
- 2.4 Consequenties van de ontwerpregel voor golfoverslag—39
 - 2.4.1 Consequenties op hoofdlijnen—39

3 Opbarsten en Piping—41

- 3.1 Van overstromingskansnorm naar faalkanseis per doorsnede—41
- 3.2 Vorm semi-probabilistisch ontwerpvoorschrift—44
- 3.3 Veiligheidsfactoren—45
 - 3.3.1 Schematiseren—45
 - 3.3.2 Schematiseringsfactor piping—45
 - 3.3.3 Sterktefactor piping—45
 - 3.3.4 Sterktefactor opbarsten—48
- 3.4 Betekenis van wijzigingen voor opbarsten & piping—48

4 Macrostabieleit Binnenwaarts—50

- 4.1 Van overstromingskansnorm naar faalkanseis per doorsnede—50
- 4.2 Vaststellen vorm semi-probabilistisch ontwerpvoorschrift—53
- 4.3 Veiligheidsfactoren—54
 - 4.3.1 Modelonzekerheid—54
 - 4.3.2 Schematiseringonzekerheid—56
 - 4.3.3 Materiaalonzekerheid—56
 - 4.3.4 Schadefactor—57
- 4.4 Betekenis van wijzigingen voor Macrostabieleit Binnenwaarts—58

5 Bekledingen—59

5.1 Asfaltbekledingen—59

5.2 Steenzettingen—60

6 Kunstwerken—62

6.1 Algemene uitgangspunten—62

6.2 Overloop en golfoverslag—62

6.3 Betrouwbaarheid sluiting—64

6.4 Onder- en achterloopsheid—64

6.5 Constructief falen—65

7 Afleiden van ontwerpbelastingen—66

7.1 Afleiden van hydraulische randvoorwaarden—66

7.2 Toepassen van toeslagen en klimaatverandering—67

BIJLAGEN—68

Literatuur—68

Bijlage A: N-waarden per deelgebied—71

Inleiding

In april 2013 heeft de minister van Infrastructuur en Milieu de Tweede Kamer geïnformeerd dat zij op 1 januari 2017 de overstap wil maken van een norm voor waterkeringen gebaseerd op een overschrijdingskans van waterstanden naar een norm gebaseerd op een overstromingskans. Omdat de gevolgen van een overstroming afhankelijk zijn van de locatie van de bres, voorziet zij een situatie waarbij voor verschillende dijktrajecten binnen een dijkkring verschillende normhoogten kunnen gelden (differentiatie).

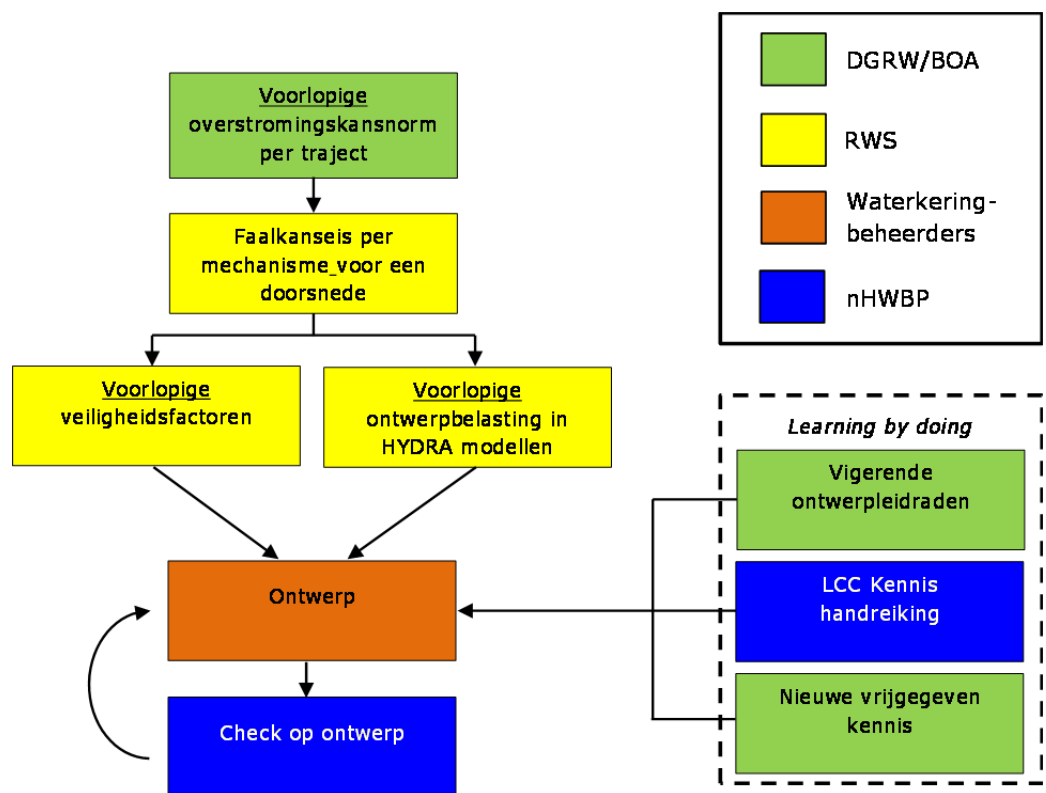
Op 1 januari 2017 moeten alle processen die de waterveiligheid borgen zijn ingericht op overstromingskansnormen. Voor de uitvoering van de processen dienen gelijktijdig adequate instrumenten beschikbaar te zijn. Binnen verschillende programma's en projecten vinden hiertoe de noodzakelijke werkzaamheden plaats.

In het kader van toekomstbestendig ontwerpen is het noodzakelijk dat bij het ontwerpen van waterkeringen binnen het nieuwe hoogwaterbeschermingsprogramma rekening wordt gehouden met de nieuwe norm. Voor de korte termijn is ervoor gekozen om op basis van de inzichten uit VNK2 en WTI 2017 een ontwerpinstrumentarium op te stellen dat zo goed mogelijk anticipeert op de nieuwe norm. Voor de lange termijn wordt in 2018 een nieuw ontwerpinstrumentarium voorzien.

Deze rapportage beschrijft de achtergronden bij het ontwerpinstrumentarium 2014.

Beschrijving ontwerpinstrumentarium 2014

Met het ontwerpinstrumentarium 2014 (OI2014) moet het mogelijk zijn om in de overgangsfase naar de nieuwe norm tot ontwerpen te komen voor waterkeringen. Er is voor gekozen om zoveel mogelijk aan te sluiten bij het huidige instrumentarium, zie Figuur 1 voor de onderdelen die tot ontwerpen moeten leiden.



Figuur 1. Opbouw ontwerpinstrumentarium 2014

Vanuit een gegeven voorlopige overstromingskansnorm per dijktraject wordt een faalkanseis per doorsnede en mechanisme afgeleid. Bij deze faalkanseis worden hydraulische belastingen en veiligheidsfactoren afgeleid, beide zijn onderdeel van het ontwerpinstrumentarium 2014. Met de veiligheidsfactoren en hydraulische belastingen kan met de huidige leidraden en technische rapporten een waterkering worden ontworpen. Het Programmabureau HWBP zal zorgdragen voor kwaliteitsborging en evaluatie.

Bij het ontwikkelen van het ontwerpinstrumentarium 2014 zijn pragmatische keuzes gemaakt. Daarbij is er nadrukkelijk naar gestreefd om afkeuren in de toetsronde die volgt direct na aanleg of versterking te voorkomen – liever een iets te zwaar ontwerp dan een later afgekeurd ontwerp.

Doelstelling

Doelstelling van dit rapport is het bieden van de achtergronden bij de *Handreiking ontwerpen met overstromingskansen* [RWS, 2013] waarmee vanaf 1 januari 2014 waterkeringen volgens de overstromingskansbenadering en nieuwe normen per dijktraject kunnen worden ontworpen.

Dit rapport beschrijft de overstromingskansbenadering voor de dimensionering van waterkeringen ten aanzien van de aspecten Overloop en golfoverslag (met name erosie van kruin en binnentalud door golfoverslag), Opbarsten en piping en Macrostabieliteit Binnenwaarts. Deze aspecten zijn veelal dominant voor de dimensies van een waterkering. Ook de dimensionering van bekledingen en regels voor de beoordeling van waterkerende kunstwerken komen in dit rapport aan bod.

Tot slot zijn de recepten voor de bepaling van de ontwerprandvoorwaarden inclusief robuustheidstoelagen gegeven.

Werkwijze

Voor elk van de eerste drie faalmechanismen is door een groep deskundigen op het gebied van probabilistiek en fysica een voorstel voor een semi-probabilistisch toetsvoorschrift opgesteld. Dit voorstel is in een bredere expertbijeenkomst belegd, waar nog vier tot zes andere experts bij aanwezig waren. Door experts zijn vervolgens verschillende aspecten verder uitgewerkt. De relevante onderdelen, inclusief de afwegingen bij de gemaakte keuzes en de achterliggende probabilistische rekeninzichten zijn opgenomen in deze achtergrondrapportage.

De ontwikkeling van het ontwerpinstrumentarium 2014 is begeleid door een projectteam bestaande uit medewerkers van RWS, Deltares en het projectbureau VNK2.

Leeswijzer

De rapportage is als volgt opgebouwd. Na deze inleiding wordt in hoofdstuk 1 het kader beschreven waarmee het veiligheidsformat voor de verschillende mechanismen is afgeleid. In hoofdstuk 2 wordt de bepaling van de benodigde kruinhoogte behandeld. In hoofdstuk 3 komen vervolgens opbarsten en piping aan de orde en in hoofdstuk 4 (binnenwaartse) macrostabiliteit. Hoofdstuk 5 gaat kort in op de omgang met bekledingen bij ontwerp en hoofdstuk 6 op de omgang met faalmechanismen bij kunstwerken. In hoofdstuk 7 wordt ingegaan op de belastingen.

1 Kader

De eisen, uitgangspunten en aanpak bij de ontwikkeling van het ontwerpinstrumentarium 2014 zijn op veel punten gelijk aan de aanpak en uitgangspunten bij de ontwikkeling van semi-probabilistische toetsvoorschriften in het WTI2017. Dit is nodig omdat toets- en ontwerpvoorschriften onderling consistent moeten zijn. Een ontwerp mag immers niet direct kunnen worden afgekeurd. Omdat in WTI2017-rapporten al uitgebreider op de achtergronden van veel uitgangspunten wordt ingegaan, wordt in dit hoofdstuk vaak alleen de hoofdlijn weergegeven. Alleen als dat voor het begrip nodig is, wordt een uitgebreidere toelichting gegeven.

Waar in deze rapportage wordt gesproken over een 'aanpak' wordt bedoeld op inhoudelijke stappen. Organisatorische aspecten (planning, wie zet welke stap, kwaliteitsborging) komen hier niet aan bod.

Eerst worden de eisen en uitgangspunten beschreven. Na een korte uiteenzetting van de verschillen tussen toetsen en ontwerpen wordt de aanpak beschreven die in de drie hoofdstukken hierna voor de faalmechanismen golfoverslag, opbarsten en piping, en binnenwaartse macrostabiliteit vervolgens is uitgewerkt.

1.1 Eisen

Aan het ontwerpinstrumentarium 2014 zijn vooraf de volgende eisen gesteld:

1. Bij het opstellen van het ontwerpinstrumentarium dient te worden uitgegaan van een referentieperiode van 1 jaar, zoals dat bij de huidige ontwerpregels het geval is (m.u.v. de Leidraad Kunstwerken, waar een referentieperiode gelijk aan de beoogde levensduur van de constructie wordt gehanteerd). Een referentieperiode van 1 jaar is ook in het WTI2017 voor de eenvoudige en gedetailleerde toetsing voorgesteld.
2. Het ontwerpinstrumentarium is semi-probabilistisch van aard, d.w.z. dat er zal worden ontworpen op basis van rekenwaarden (karakteristieke waarden en veiligheidsfactoren).
3. Elke semi-probabilistische ontwerpregel moet afhankelijk zijn van (i) de normhoogte en (ii) de trajectlengte (i.v.m. het lengte-effect).
4. Voor elke categorie waterkering (a, b, c, d) dient een ontwerp opgesteld te kunnen worden. Dit administratieve onderscheid is voor een beoordeling van het waterkerend vermogen van een waterkering overigens niet relevant. Deze eis heeft vooral te maken met het beschikbaar stellen van hydraulische belastinggegevens voor alle *primaire* waterkeringen.
5. Voor elk keringstype (dijk, duin, kunstwerk, bijzondere waterkerende constructie) dient een ontwerp opgesteld te kunnen worden, rekening houdend met alle relevante faalmechanismen.
6. Aanpassingen van vigerende veiligheidsfactoren, sterktemodellen en ontwerpbelastingen worden in dit ontwerpinstrumentarium 2014 uitsluitend doorgevoerd wanneer daar gegronde redenen voor zijn. Bij gebrek aan nieuwe gegevens worden de huidige veiligheidsfactoren, sterktemodellen en ontwerpbelastingen gehandhaafd.

1.2 Uitgangspunten

Voor het ontwerpinstrumentarium 2014 golden de volgende uitgangspunten:

1. Het ontwerpinstrumentarium 2014 betreft uitsluitend de waterkerende functie. Voor ontwerpaspecten die betrekking hebben op overige functies wordt verwezen naar de vigerende leidraden en technische rapporten
2. De ontwerpisen waaraan moet worden voldaan zijn gedefinieerd als faalkanseisen op doorsnedeniveau. Deze faalkanseisen zijn afgeleid van de overstromingskansnorm die geldt voor het desbetreffende dijktraject.
3. Een ontwerp van een waterkering dient te voldoen aan de strengste eis die volgt uit het bouwbesluit/de Eurocode (bij de zwaarste gevolgklasse: nr. 3) en de verwachte/aangeleverde faalkanseisen voor het ontwerp van waterkeringen.
4. Bij de ontwikkeling van het ontwerpinstrumentarium is uitgegaan van modellen die het faalgedrag van waterkeringen beschrijven. Voor een beschrijving van deze modellen wordt verwezen naar de vigerende leidraden en technische rapporten.

1.3

Relevante verschillen tussen toetsen en ontwerpen

In deze rapportage is aangesloten op de uitgangspunten voor het opstellen van semi-probabilistische toetsvoorschriften uit het WTI2017-project. Toetsen en ontwerpen zijn echter verschillende activiteiten. De volgende verschillen tussen toetsen en ontwerpen zijn relevant voor het opstellen van ontwerpregels op basis van toetsvoorschriften:

1. Bij het ontwerp spelen meer functies een rol dan de waterkerende functie, zoals ontsluiting, wonen, recreatie en landschappelijke inpassing. Ook spelen bij het ontwerp meer grenstoestanden een rol dan bij een toetsing op waterveiligheid.
2. Bij het ontwerp zijn de sterkte-eigenschappen van de waterkering binnen zekere grenzen te kiezen, bij de toetsing zijn deze een gegeven.
3. Elk semi-probabilistisch voorschrift kan onvoldoende streng zijn of bovenmatig streng zijn. De efficiënte balans tussen 'false positives' (onterecht het oordeel 'voldoet') en 'false negatives' (onterecht het oordeel 'voldoet niet') ligt bij toetsen en ontwerpen echter anders. Dit komt doordat bij het ontwerp van een waterkering de vaste kosten van de versterking een gegeven zijn. Alleen de variabele kosten zijn dan nog relevant. Het zal daarom efficiënt zijn om bij het ontwerpen een kleinere kans op 'false positives' na te streven dan bij het toetsen, wat leidt tot een grotere kans op 'false negatives'. Dit vormt de economische grondslag van het adagium 'scherp toetsen, robuust ontwerpen'. Dit is van belang omdat er bij de ontwikkeling van een voorlopig ontwerpinstrumentarium een groot beroep op engineering judgment moet worden gedaan. Er is hierdoor sprake van relatief grote onzekerheid over de mate waarin een ontwerpregel te veilig/te onveilig is. Voor het opstellen van ontwerpregels zal het vaak efficiënt zijn om in het licht van deze onzekerheid veilig te kiezen.
4. Een economisch optimale ontwerp eis is (getalsmatig) strenger dan een economisch optimale toetseis. Aangenomen is dat de ontwerpisen uiterlijk 1 januari 2014 bekend zijn. Het afleiden van ontwerpisen valt buiten de scope van de ontwikkeling van het voorlopig ontwerpinstrumentarium. Waar in dit rapport wordt gesproken over 'normen' wordt feitelijk bedoeld op de ontwerpisen.
5. Naast de waterveiligheidsnormen zijn eisen aan de constructieve veiligheid vastgelegd in het bouwbesluit. De eisen in het bouwbesluit/de Eurocode voor de beoordeling van bestaande constructies (toetsing) zijn minder streng dan die voor het ontwerp van nieuwe constructies. Hoewel interferentie met het bouwbesluit voor de beoordeling van bestaande constructies (toetsing) onwaarschijnlijk is, is dit mogelijk wel bij het ontwerp

het geval. Dit is afhankelijk van het verschil tussen de toetsnormen en de ontwerpeisen.

6. Bij toetsing en ontwerp kunnen verschillende referentieperiodes worden aangehouden. Het hanteren van een grotere referentieperiode leidt bij correlaties tussen opeenvolgende jaren tot lagere betrouwbaarheidseisen. In het WT12017 is voorgesteld om bij de eenvoudige en gedetailleerde toetsing uit te gaan van een referentieperiode van 1 jaar, ten behoeve van eenvoud en uitlegbaarheid. Ook de huidige toetsvoorschriften voor de dijken zijn opgesteld uitgaande van een referentieperiode van 1 jaar. Voor het ontwerp wordt voorgesteld vooralsnog ook uit te gaan van een referentieperiode van 1 jaar (met uitzondering van de constructieve aspecten van kunstwerken, waarvoor de ontwerplevensduur wordt gehanteerd, net als bij de toetsing daarvan). Door de lagere resulterende eisen bij een langere referentieperiode en de noodzaak om ontwerpeisen minstens even streng te laten zijn als de toetsnormen is op dit punt geen andere keuze mogelijk.
7. Bij het ontwerp zal de schematiseringonzekerheid doorgaans kleiner zijn dan bij de toetsing. Voorafgaand aan een ontwerp wordt er uitgebreid grondonderzoek verricht. Ook worden de eigenschappen van een constructie gekozen door de ontwerper. Dit betekent dat de schematiseringonzekerheid bij een ontwerp relatief klein zal zijn. Voor de toetsing kan de schematiseringonzekerheid echter groot zijn: er zijn dikwijls relatief weinig gegevens over de ondergrond van dijkstrekkingsen en de sterkte-eigenschappen van oudere kunstwerken.
8. Bij het ontwerp van waterkeringen zijn de verwachte veranderingen in de belastingen en de sterkte gedurende de geplande levensduur van belang. Bij de toetsing van waterkeringen is dit niet het geval: men toetst de actuele situatie.

1.4 Aanpak voor het opstellen van semi-probabilistische ontwerpvoorschriften

1.4.1 *Semi-probabilistisch ontwerpen versus probabilistisch ontwerpen*

Bij probabilistisch ontwerpen worden waterkeringen zodanig ontworpen dat de kans dat de (onzekere) belasting S groter is dan de (onzekere) sterkte R kleiner is dan een bepaalde faalkanseis (P_T):

$$P(R < S) < P_T \quad (1)$$

Een faalkansberekening kan per faalmechanisme en doorsnede worden uitgevoerd. Maar de faalkansen per doorsnede kunnen ook worden gecombineerd tot een faalkans op trajectniveau. En de faalkansen per faalmechanisme kunnen worden gecombineerd tot de kans dat het door een van de beschouwde faalmechanismen mis gaat. Een probabilistisch ontwerp kan met de eisen op elk niveau worden uitgevoerd. Daarbij geldt dat een meer algemeen niveau een 'vrijer' en dus een efficiënter ontwerp zal opleveren (minder beperkingen).

Bij semi-probabilistisch ontwerpen wordt zodanig ontworpen dat de zg. rekenwaarde van de belasting (S_d) kleiner is dan de rekenwaarde van de sterkte (R_d): $S_d < R_d$. Een rekenwaarde (S_d , R_d) is een combinatie van een karakteristieke waarde en een veiligheidsfactor. Een karakteristieke waarde is een waarde met een bepaalde kans van overschrijding (sterkteparameter) of overschrijding (belastingparameter). Standaard zijn dit 5% of 95%-fractielen, maar in de waterbouwkunde wordt voor de belastingen uitgegaan van karakteristieke waarden met relatief kleine overschrijdingskansen die overeen komen met de toetsnorm, zoals overschrijdingskansen van 1/1.250 of 1/10.000 per jaar. Omdat de karakteristieke

waarden normaal gesproken vast staan, komt het opstellen van een semi-probabilistisch voorschrift in de praktijk neer op het vaststellen van veiligheidsfactoren.

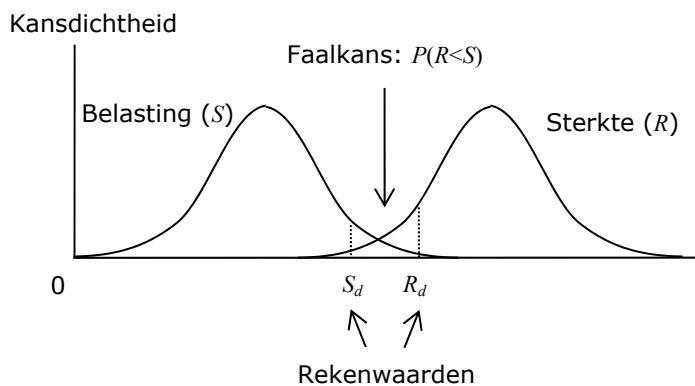
Rekenwaarden moeten zodanig worden gekozen dat bij het voldoen aan het semi-probabilistisch ontwerpvoorschrift wordt voldaan aan een bepaalde faalkanseis:

$$P(R < S) < P_T \text{ als } S_d < R_d \quad (2)$$

Semi-probabilistische beoordelingen worden per faalmechanisme en doorsnede uitgevoerd. Voor het opstellen van semi-probabilistische ontwerpregels zijn zodoende faalkanseisen op doorsnedeniveau nodig.

De huidige toets- en ontwerpvoorschriften zijn qua vorm semi-probabilistisch, al is de relatie met faalkanseisen nog in veel gevallen onduidelijk. Dit is ook de reden dat er in het project WTI2017 kalibratiestudies worden uitgevoerd.

De relatie tussen een probabilistische en semi-probabilistische beoordeling (op doorsnedeniveau, voor één faalmechanisme) is schematisch weergegeven in Figuur 2. Beide beoordelingen berusten op dezelfde grenstoestandsfunctie (hetzelfde faalmechanismemodel) en dezelfde onzekere parameters. Het enige wezenlijke verschil is de wijze waarop met deze onzekerheden wordt omgegaan bij de beoordeling van de betrouwbaarheid van een waterkering.

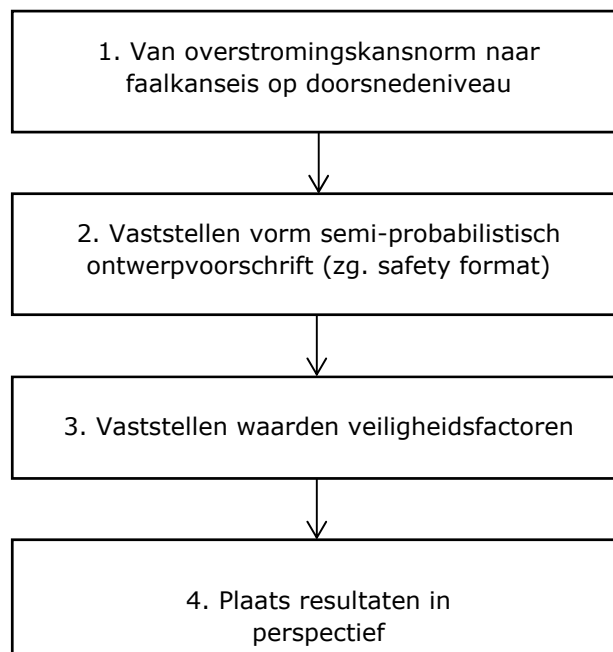


Figuur 2. De kansverdelingen van belasting (*S*) en sterkte (*R*) en hun rekenwaarden (*S_d* en *R_d*).

1.4.2

Aanpak op hoofdlijnen

Bij het opstellen van semi-probabilistische ontwerpvoorschriften is aangesloten op de aanpak die in het project WTI2017 wordt gevolgd. De belangrijkste onderdelen van deze aanpak zijn weergegeven in Figuur 3. Voor een uitgebreidere beschrijving van de opzet van het kalibratieproces in het WTI2017 wordt verwezen naar WTI2017-rapporten over dit onderwerp: Jongejan et al. [2011] en Jongejan [2013a,b].



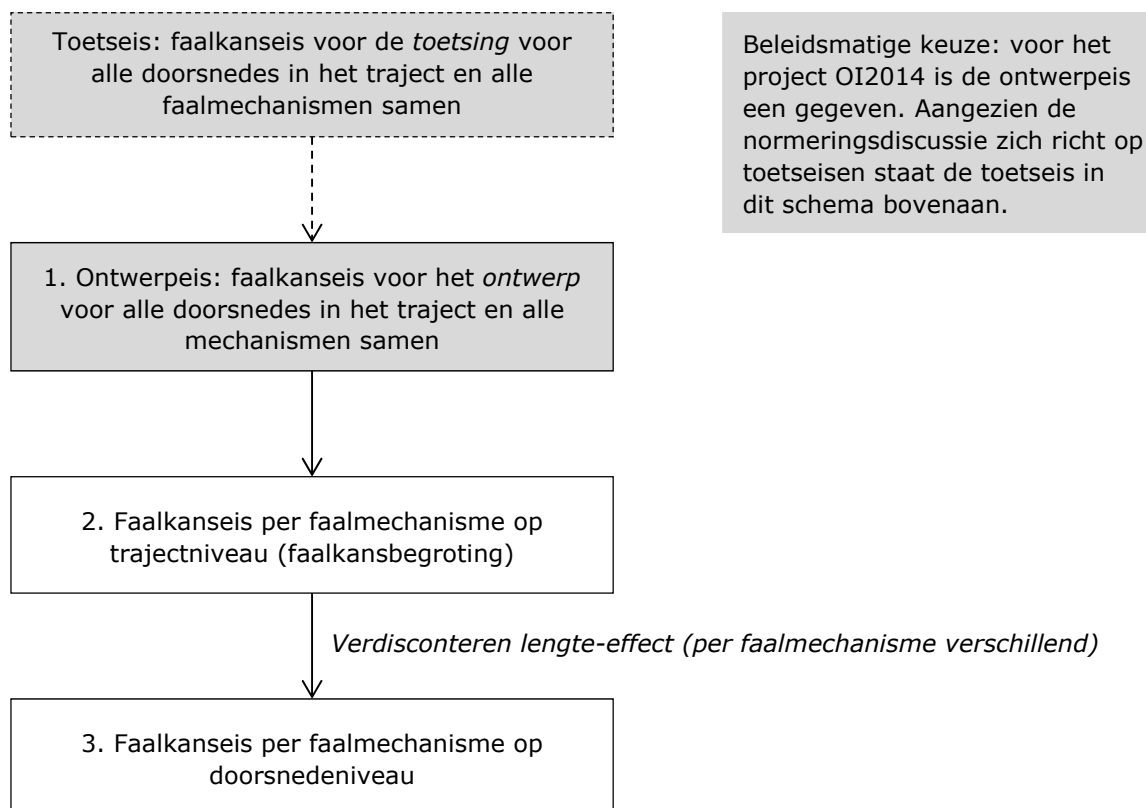
Figuur 3. De belangrijkste stappen bij het afleiden van partiële factoren.

Deze vier stappen worden hierna in het algemeen besproken en in de volgende drie hoofdstukken per faalmechanisme afgelopen, waarbij bepaald zal worden in hoeverre dit aanleiding geeft tot bijstelling van de huidige voorschriften. Deze dienen dus als vertrekpunt (zie ook §1.1, eis 6).

1.4.3

Stap 1: Van overstromingskansnorm naar faalkanseis op doorsnedeniveau

In Figuur 4 is aangegeven hoe faalkanseisen per faalmechanisme kunnen worden afgeleid van ontwerpisen (die weer zijn gerelateerd aan de overstromingskansnormen waarmee getoetst zal worden). Voor het ontwerpinstrumentarium zijn de ontwerpisen een gegeven.



Figuur 4. Relaties tussen overstromingskansnormen en faalkanseisen per faalmechanisme op doorsnedeniveau.

In WTI 2017 is op basis van de resultaten van VNK een faalkansbegroting afgeleid [Jongejan, 2013a]. Deze faalkansbegroting, samengevat in tabel 1, is voor het ontwerpinstrumentarium 2014 gebruikt om de faalkanseisen per faalmechanisme op doorsnede-niveau af te leiden.

Tabel 1: Faalkansbegroting – maximaal toelaatbare faalkansen als percentages van de overstromingskansnorm.

Type waterkering	Faalmechanisme	Type traject	
		Zandige kust	Overig (dijken)
Dijk	Overloop en golfoverslag ^{a,b}	0%	24% ^c
	Opbarsten en piping	0%	24% ^c
	Macrostabiliteit binnenwaarts	0%	4%
	Beschadiging bekleding en erosie	0%	10%
Kunstwerk	Niet sluiten	0%	4%
	Piping	0%	2%
	Constructief falen	0%	2%
Duin	Duinafslag	70%	0% / 10% ^d
Overig		30%	30% / 20%
Totaal		100%	100%

^a Het faalmechanisme verweking is niet meegewogen bij de bepaling van de toelaatbare faalkansbijdrage van overloop en golfoverslag.

^b Overloop/overslag bij kunstwerken is samengevoegd met overloop/overslag bij dijken vanwege de zeer sterke ruimtelijke correlaties tussen deze faalmechanismen bij kunstwerken en dijkvakken met dezelfde oriëntatie.

^c Door afronding is dit in de oorspronkelijke tabel in [Jongejan, 2013a] is dit 25%. De invloed hiervan is niet significant.

^d Voor trajecten die voor een gedeelte uit duinen bestaan, zal duinafslag vaak een relatief kleine faalkansbijdrage leveren. Voorgesteld wordt om in dergelijke gevallen 10% van de post 'overig' toe te wijzen aan duinafslag. Dit voorkomt dat er voor dergelijke situaties een geheel nieuwe faalkansbegroting moet worden gehanteerd. Voor de eventuele kalibratie van semi-probabilistische toetsvoorschriften van duinafslag zijn dus alleen de percentages 10% en 70% relevant.

Benadrukt wordt dat de uiteindelijke veiligheidsfactoren vrij ongevoelig zijn voor veranderingen van de percentages in tabel 1. Zo correspondeert een aanscherping van een faalkanseis van 10^{-5} per jaar met een factor twee (bij verdubbeling van het faalkansbudget) met een verandering in termen van betrouwbaarheidsindices met een factor 1,03. De verandering in ontwerpwaarden en dus rekenwaarden blijft bij dit soort veranderingen dan ook zeer beperkt. Ook wanneer voor de categorie 'overig' niet 30% maar 10% zou worden aangehouden, dan zouden de overige percentages in tabel 1 bij een proportionele herverdeling een factor 1,28 groter worden. In termen van betrouwbaarheidsindices, ontwerpwaarden en veiligheidsfactoren is een dergelijke verandering niet relevant.

Een slecht passende faalkansbegroting kan alleen leiden tot enigszins oneconomische ontwerpen, maar niet tot trajecten die wél aan de ontwerpregels voldoen maar níet aan de ontwerpbeis op trajectniveau (voor alle faalmechanismen samen). Het werken met een faalkansbegroting in plaats van een "vrije faalkansverdeling" leidt dus per definitie tot enig conservatisme in toetsing en ontwerp, ongeacht de keuze van de percentages van tabel 1.

De categorie b-keringen ontbreken in tabel 1. Voor de beweegbare b-keringen (zoals de Maeslantkering) is een faalkansbegroting voor het OI2014 niet nodig aangezien daar probabilistisch beheer en onderhoud plaatsvindt. Voor de niet-beweegbare b-keringen (zoals de Brouwersdam en de Afsluitdijk) is het onbekend welke faalkansbegroting passend zou zijn. Vermoed wordt dat dit per b-kering fors kan verschillen. Echter: mede gelet op de relatieve ongevoeligheid, het feit dat de informatie voor betere schattingen ontbreekt, en het feit dat elke nieuwe faalkansbegroting leidt tot nieuwe sets partiële factoren die tot verwarring aanleiding kunnen zijn, is voorgesteld om uit te gaan van de faalkansbegroting voor de categorie 'Overig (dijken)' (de genoemde percentages moeten dan worden betrokken op de faalkanseisen aan de b-keringen). Hetzelfde geldt voor de categorie c-keringen.

1.4.4

Stap 2: Het vaststellen van de vorm van het semi-probabilistisch ontwerpvoorschrift
De vorm van het semi-probabilistische toetsvoorschrift (safety format) heeft betrekking op:

1. De definitie van de karakteristieke waarde per stochast (bijv. 5% of 95%-fractiel)
2. De toe te passen veiligheidsfactoren

Stap 2.1: De definitie van karakteristieke waarden

De karakteristieke waarden die momenteel worden gehanteerd in vigerende leidraden en technische rapporten, zijn in het ontwerpinstrumentarium 2014 overgenomen (zie ook §1.1, eis 6). De enige uitzonderingen zijn:

1. Wanneer de karakteristieke waarden niet duidelijk waren gedefinieerd is een eigen definitie gegeven. Daarbij is aangesloten op de definities die in het project WTI2017 zijn opgesteld.
2. 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 huidige veiligheidsfilosofie heeft de overschrijdingskans een andere lading dan binnen de overstromingskansbenadering. De overschrijdingskans is thans gerelateerd aan een belastingniveau dat veilig gekeerd moet kunnen worden. Straks legt de overschrijdingskans de karakteristieke 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) Karakteristieke waarden en partiële veiligheidsfactoren zijn in zekere zin communicerende vaten: het effect van lagere karakteristieke waarden kan worden gecompenseerd door hogere waarden van de partiële veiligheidsfactoren. Dit betekent dat een karakteristieke 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 karakteristieke waarde van de buitenwaterstand mee met de normhoogte. Als dit niet zou worden gedaan, zou de inconsistente situatie ontstaan dat bij trajecten die straks sterk verschillende normen krijgen dezelfde overschrijdingskansen gebruikt zouden moeten worden bij het ontwerpen. Zo is dijkkring 45 momenteel één dijkkring zodat het ontwerppeil hier aan de noord- en zuidzijde nu dezelfde overschrijdingskans heeft. Wanneer voor de zuidzijde (Grebbe dijk) op basis van de risico's een fors hogere betrouwbaarheidseis zou gaan gelden [Kind, 2013], dan zou het vreemd zijn om bij een semi-probabilistisch ontwerp met hetzelfde (en huidige) fractiel van de buitenwaterstand te rekenen.
 - d) Het handhaven van de huidige overschrijdingskansen uit de Waterwet is geen optie. Het zou tot een volstrekt chaotisch ontwerpinstrumentarium leiden als de huidige overschrijdingskansen gehandhaafd zouden blijven bij de nieuwe overstromingskansnormen.

Stap 2.2: De toe te passen veiligheidsfactoren

Door voor elke stochast een partiële factor te introduceren, kan men een semi-probabilistisch voorschrift zo goed mogelijk laten aansluiten op de uitkomsten van faalkansberekeningen. In de praktijk zal dat echter lang niet altijd handig zijn. De huidige toets- en ontwerpregels bevatten dikwijls veiligheidsfactoren die als een 'bulkparameter' worden toegepast op een sterkte-term. Het gebruik van slechts een beperkt aantal veiligheidsfactoren vergemakkelijkt de uitvoering van een semi-probabilistische beoordeling en verkleint de kans op fouten. Maar het reduceren van het aantal veiligheidsfactoren kan wel leiden tot enig conservatisme in de semi-probabilistische beoordeling.

In het algemeen komen de volgende typen veiligheidsfactoren voor in de huidige toets- en ontwerpregels:

1. Modelfactor
2. Materiaalfactoren
3. Schematiseringfactor

4. Faalkanseis-afhankelijke veiligheidsfactor (soort stelparameter die het effect van normhoogte en de trajectlengte/het lengte-effect tot uitdrukking brengt, zie de 'schadefactor'). Deze term wordt in het vervolg gerefereerd als "beta-afhankelijke veiligheidsfactor".

Bij de ontwikkeling van het ontwerpinstrumentarium wordt de volgende lijn gehanteerd:

1. In elke ontwerpregel zal ten minste één Beta-afhankelijke veiligheidsfactor voorkomen (zie ook §1.1 eis 3). De ontwerpregel voor golfoverslag is hierop een uitzondering: hier zal alleen een (Beta-onafhankelijke) rekenwaarde voor het kritieke debiet worden voorgeschreven.
2. De huidige typen veiligheidsfactoren blijven gehandhaafd. Als een factor eigenlijk zou kunnen komen te vervallen, wordt deze de waarde 1,0 gegeven; door de veiligheidsfactor in beeld te houden, kunnen fouten/vergissingen in de praktijk worden voorkomen.
3. Er worden veiligheidsfactoren toegevoegd als in het project WTI2017 is gebleken dat dit verstandig is om het conservatisme in het semi-probabilistische voorschrift te reduceren.

1.4.5

Stap 3: Het vaststellen van de waarden van de partiële veiligheidsfactoren

Voor het vaststellen van veiligheidsfactoren zijn de volgende gegevens nodig:

1. Een betrouwbaarheidseis
2. Een grenstoestandsfunctie
3. Kansverdelingen van de stochasten
4. Karakteristieke waarden van de stochasten
5. Representatieve invloedscoëfficiënten

Aangezien de onderdelen 1 t/m 4 al zijn gegeven danwel gekozen, draait de vaststelling van veiligheidsfactoren in de praktijk om het fixeren/aanwijzen van representatieve invloedscoëfficiënten. Hiertoe bestaan op hoofdlijnen de volgende mogelijkheden:

1. Het gebruik van gestandaardiseerde invloedscoëfficiënten uit de Eurocode
2. Het uitvoeren van een groot aantal probabilistische analyses

Opgemerkt wordt dat de huidige veiligheidsfactoren in toets- en ontwerpregels lang niet altijd een duidelijke probabilistische onderbouwing kennen en dikwijls op verschillende uitgangspunten berusten. Dit is ook de reden waarom de huidige veiligheidsfactoren in het WTI2017 opnieuw worden bepaald.

Aangezien gestandaardiseerde invloedscoëfficiënten breed toepasbaar moeten zijn, leidt hun gebruik doorgaans tot relatief conservatieve semi-probabilistische voorschriften. In het WTI2017 is daarom een meer geavanceerde kalibratieprocedure ontwikkeld, die berust op de uitvoering van een groot aantal probabilistische analyses.

Idealiter zou gebruik zijn gemaakt van de uitkomsten van de kalibratiestudies uit het WTI2017. Bij het formuleren van het ontwerpinstrumentarium 2014 waren echter alleen voorlopige kalibratiestudies uitgevoerd. Deze waren gericht op het beoordelen van de juistheid en haalbaarheid van het kalibratieproces en het tijdig identificeren van knelpunten bij de uitvoering van (semi-)probabilistische beoordelingen met de huidige faalmechanismemodellen. De uitkomsten van de voorlopige kalibratiestudies zijn niet dusdanig 'hard' dat de veiligheidsfactoren uit deze studies zondermeer overgenomen kunnen worden. Wel zijn in deze studies inzichten opgedaan ten aanzien van bijvoorbeeld het relatieve belang van de

verschillende stochasten. Deze inzichten zijn daarom meegewogen worden bij het vaststellen van de veiligheidsfactoren voor het ontwerpinstrumentarium 2014.

De waarden van de veiligheidsfactoren worden als volgt gedefinieerd:

1. Modelfactor: Vaste waarde, afgeleid bij één geëiste betrouwbaarheidsindex
2. Materiaalfactoren: Vaste waarde, afgeleid bij één geëiste betrouwbaarheidsindex
3. Schematiseringfactor: Volgt uit schematiseringtheorie en is afhankelijk van de schematiseringonzekerheid
4. Beta-afhankelijke factor: Afhangelijk van normhoogte en trajectlengte/het lengte-effect

In navolging van de huidige schadefactor voor macrostabiliteit binnenwaarts en het WT12017 zal de Beta-afhankelijke factor steeds de volgende vorm bezitten:

$$\gamma = x + y(\beta_{eis,dsn} - z) \quad (3)$$

met:

$$\beta_{eis,dsn} = -\Phi^{-1}(P_{eis,dsn}) \quad \text{met} \quad P_{eis,dsn} = \frac{P_{norm} \cdot \omega}{\left(1 + \frac{a \cdot L_{ring}}{b}\right)} \quad (4)$$

waarin:

- x, y, z Constanten [-]
- $\beta_{eis,dsn}$ Geëiste betrouwbaarheidsindex op doorsnedeniveau [per jaar]
- $P_{eis,dsn}$ Geëiste faalkans op doorsnedeniveau [per jaar]
- ω Faalkansruimtefactor voor het betreffende faalmechanisme (zie tabel 1) [-]
- a Factor voor het lengte-effect die twee fenomenen verdisconteert:
 - het niet substantieel bijdragen van alle dijkstrekkings aan de faalkans op ringniveau
 - de correlatie tussen/binnen dijkstrekkings [-]
- b Representatieve lengte voor de analyse in een doorsnede [m]
- L Totale lengte van het dijkkring(deel) [m]
- P_{norm} Maximaal toelaatbare overstromingskans van het traject [per jaar]

Concreet is de volgende werkwijze gehanteerd voor het vaststellen van de veiligheidsfactoren in het ontwerpinstrumentarium 2014:

1. Leg per veiligheidsfactor de resultaten/inzichten van de voorlopige kalibratiestudie uit WT12017 langs de (achtergronden van de) huidige veiligheidsfactoren.
2. Stel vast of bijstelling van de huidige veiligheidsfactoren nodig/wenselijk is.
3. Bekijk of het te verwachten is dat lopend onderzoek op termijn gaat leiden tot zwaardere eisen aan de sterkte van de waterkeringen, bijvoorbeeld door een ongunstiger materiaalmodel. Als dat zo is, kan dat reden zijn om af te zien van een verlaging van de veiligheidsfactoren die op basis van beide voorgaande gerechtvaardigd lijkt. Wellicht ligt zelfs een vergroting in de rede.

1.4.6 *Stap 4: Plaatsing van de resultaten in perspectief: wat is de betekenis voor de praktijk*

Bij wijzigingen van veiligheidsfactoren is in grote lijnen nagegaan wat het zou betekenen voor de praktijk.

2 Bepaling benodigde kruinhoogte

Bij onvoldoende hoogte zal het binnentalud van een dijk falen als een bepaald kritiek debiet dat bij ontwerpcondities over de dijk heengaat wordt overschreden. Dit is afhankelijk van het ontwerp en de staat van het binnentalud. Hierbij gaat het niet om het debiet dat leidt tot het begin van schade aan de bekleding, maar waarbij falen optreedt.

Voor het ontwerpinstrumentarium 2014 is falen door overloop buiten beschouwing gelaten. Dit is gedaan omdat in de praktijk overloop vrijwel nergens meer een relevant faalmechanisme is, met uitzondering van Kampen, langs de Maas en mogelijk langs de rivieren bij de vorming van rivierduinen.

Omdat de beschikbare tijd voor het opstellen van het OI2014 zeer beperkt was, kon alleen met direct beschikbare instrumenten en gegevens worden gewerkt. Er was onvoldoende tijd om instrumenten te ontwikkelen om zaken eleganter uit te werken en te presenteren. Ook moest een groot beroep worden gedaan op expert judgment.

Gelet op de bovengenoemde beperkingen is het van belang dat het gebruik van de OI2014-ontwerpregel voor overslag zorgvuldig wordt gemonitord en dat de ervaringen met deze regel worden geëvalueerd. Dit kan aanleiding geven tot bijstelling van de OI2014-ontwerpregel. Ook het onderzoek dat in het kader van het project WTI2017 zal worden uitgevoerd naar de relatie tussen kritieke overslagdebieten en de uitkomsten van de cumulatieve overbelastingbenadering kan aanleiding geven tot bijstelling. Benadrukt wordt dat het OI2014 alleen als voorlopig instrumentarium bedoeld is en dus nog zeer waarschijnlijk aanpassing zal behoeven.

In dit hoofdstuk wordt het format van Figuur 3 gevolgd, met per stap een toelichting in een losse paragraaf. In §2.1 wordt ingegaan op de vertaling van de algemene overstromingskansnorm naar een faalkanseis per doorsnede, in §2.2 wordt de vorm van het ontwerpvoorschrift beschreven en in §2.3 worden de rekenwaarden gepresenteerd. Deze derde stap mondt uit in een nieuwe ontwerpregel voor het bepalen van de benodigde kruinhoogte, die is te vinden in §2.3.5. Tot slot wordt in §2.4 ingegaan op de consequenties van deze ontwerpregel voor de praktijk.

2.1 Van overstromingskansnorm naar faalkanseis per doorsnede

Volgens de huidige sterktemodellering faalt het binnentalud als een bepaald kritiek debiet wordt overschreden. Welk overslagdebet kritiek is, is afhankelijk van het ontwerp en de staat van het binnentalud. De grenstoestandfunctie luidt als volgt:

$$Z = Y - X \quad (5)$$

waarin X het onzekere overslagdebet is en Y het (onzekere) kritieke debiet is (beide in m^3/s per m). Dit kritieke debiet is het overslagdebet dat leidt tot het falen van het binnentalud. Het is dus niet het overslagdebet dat leidt tot de start van schade aan de bekleding, zie ook Figuur 5 in §2.3.1.

In het kader van WTI2017 wordt gewerkt aan een nieuwe sterktemodellering, de zg. cumulatieve overbelastingbenadering. Daarbij wordt verdergegaan dan een modellering die alleen op debieten is gebaseerd. De optredende stroomsnelheden per overslaande golf worden vergeleken met kritieke stroomsnelheden. Ook het

aantal overslaande golven speelt een rol. De cumulatieve overbelastingbenadering wordt nog verder verbeterd en uitgewerkt. Bij de beschikbaarstelling van dit ontwerpinstrumentarium 2014 was nog geen softwaremodule beschikbaar (of in ontwikkeling) waarmee probabilistische berekeningen gemaakt kunnen worden met de cumulatieve overbelastingbenadering. Ook was er nog geen belastingmodel voorhanden dat de door de cumulatieve overbelastingbenadering gevraagde belastinggegevens kan leveren. In de cumulatieve overbelastingbenadering speelt namelijk niet alleen het overslagdebiet een rol.

Daarom is bij het opstellen van de ontwerpregel voor golfoverslag uitgegaan van de huidige sterktemodellering op basis van kritieke overslagdebieten. Uiteraard zijn de inzichten die zijn opgedaan met de cumulatieve overbelastingbenadering wel meegenomen bij het formuleren van de bij het ontwerp aan te houden kritieke overslagdebieten.

Een probabilistische modellering vormt de basis voor de semi-probabilistische uitwerking. Uitgaande van een modellering op basis van (kritieke) debieten geldt voor de faalkans van een doorsnede i :

$$P_{f,i} = P(Z_i < 0) = P(X_i > Y_i) \quad (6)$$

Voor de kans op falen door golfoverslag in een traject bestaande uit n vakken waarbij elk vak wordt gerepresenteerd met doorsneden geldt ($i=1..n$):

$$P_f = P(Z_1 < 0 \cup Z_2 < 0 \cup \dots \cup Z_n < 0) \quad (7)$$

Ofwel: de kans dat een traject door golfoverslag faalt, is de kans dat ten minste één van de doorsneden in het traject door golfoverslag faalt. Deze faalkans van het traject dient kleiner te zijn dan een faalkanseis P_{eis} . Deze faalkanseis kan als volgt worden afgeleid van de maximaal toelaatbare overstromingskans (ontwerpeis):

$$P_{eis} = P_{norm} \cdot \omega \quad (8)$$

waarin P_{norm} de dijktrajectnorm is en ω de faalkansruimtefactor voor overloop en golfoverslag is ($\omega=0,24$; zie tabel 1 in §1.4.3).

Doorsneden moeten dus zodanig worden ontworpen dat wordt voldaan aan de volgende voorwaarde:

$$P(Z_1 < 0 \cup Z_2 < 0 \cup \dots \cup Z_n < 0) < P_{eis} \quad (9)$$

Bij het ontwerp worden doorsneden normaal gesproken afzonderlijk beoordeeld. Een eis voor een individuele doorsnede kan als volgt worden weergegeven:

$$P(Z_i < 0) = P(X_i > Y_i) < P_{eis,i} = \frac{P_{eis}}{N} \quad (10)$$

waarin N een maat voor het lengte-effect is (hierna verder uitgewerkt). De doorsnede-eis moet zodanig worden geformuleerd dat aan de eis op trajectniveau wordt voldaan als elke doorsnede aan de doorsnede-eis voldoet.

Verwacht wordt dat de onzekerheid ten aanzien van het kritieke overslagdebiet op een bepaalde locatie vooral bestaat uit kennisonzekerheid over de sterkte in een bepaald traject en in veel mindere mate verband houdt met de ruimtelijke variabiliteit van de sterkte binnen een traject. Deze kennisonzekerheid is sterk ruimtelijk gecorreleerd. Dit betekent dat er sprake is van een sterke ruimtelijke correlatie en dus van een klein lengte-effect, zeker binnen de kortere trajecten die in de normeringsdiscussie worden beschouwd.

Objecten op het talud, rand- en knik-in-talud-effecten of beschadigingen kunnen de sterkte aanzienlijk beïnvloeden. Dit soort verstoringen zouden kunnen worden meegenomen bij de bepaling van het lengte-effect: de kans op het waarnemen van bijv. een fragmentarische zode neemt toe naarmate een groter traject wordt beschouwd. Dat is hier echter niet gedaan. Bij dit optimistische uitgangspunt zij opgemerkt dat deze onzekerheid op basis van waarnemingen ook vrijwel geheel is weg te nemen; de bijdrage hiervan aan het lengte-effect verdwijnt dan. Het hier genoemde lengte-effect wordt vooral bepaald door:

1. Variaties in de oriëntatie van het traject ('het waait niet tegelijk uit het noorden en het zuiden')
2. De aanwezigheid van verschillende belastingsystemen (bijv. Maas en Waal)

Gelet op het bovenstaande zal de faalkanseis op doorsnedeniveau hooguit een factor 3 strenger zijn dan de faalkanseis op trajectniveau ($N=1$ tot 3 in vergelijking 10).

Er is een tabel opgesteld waarin voor elk traject een N -waarde gegeven wordt (zie bijlage A). Bij het vaststellen van de N -waarde per traject is gebruik gemaakt van diverse bestaande studies:

1. Studies van HKV en Alkyon waarin alleen de onzekerheid in de belastingen is beschouwd (maar de onzekerheden ten aanzien van de sterkte zijn ook relatief onbelangrijk).
2. Berekeningen uitgevoerd met de Hydra's – ook hierin kon alleen de onzekerheid over de natuurlijke variabiliteit van de belasting worden meegenomen.
3. Resultaten van VNK2, een TOI/WTI2017-studie voor golfoverslag en de achtergrondrapporten bij het advies 'Van overschrijdingskans naar overstromingskans'

Als nadere verfijning wenselijk wordt gevonden, kan de ontwerper het resultaat van een faalkansberekening voor het gehele traject (laten) vergelijken met die van een faalkansberekening voor een enkele doorsnede (er van uitgaande dat elke doorsnede net voldoet aan de ontwerpeis). Daarbij moet wel worden gecontroleerd of het lengte-effect op een correcte wijze met het van toepassing zijnde Hydra-model kan worden berekend.

2.2

Vaststellen vorm semi-probabilistisch ontwerpvoorschrift

Bij het ontwerp wordt gekeken naar de kans op overschrijding van een bepaalde rekenwaarde van het kritieke overslagdebiet:

$$P(X_i > Y_{d,i}) < P_{eis,i} = \frac{P_{norm} \cdot \omega}{N} \quad (11)$$

waarin $Y_{d,i}$ de voorgeschreven rekenwaarde van het kritieke debiet bij doorsnede i is. Deze rekenwaarde dient dusdanig te worden vastgesteld dat wordt voldaan aan

de voorwaarde in vergelijking (10) als wordt voldaan aan de voorwaarde in vergelijking (11). Er worden dus geen rekenwaarden voor de belasting en de sterkte met elkaar vergeleken, maar er wordt een kans op overschrijding van een rekenwaarde van een bepaalde sterkte berekend.

Ter illustratie: als de faalkanseis op doorsnedeniveau $1/10.000$ per jaar is ($P_{eis,i}=1/10.000$ per jaar), dan moet de kans dat het overslagdebet groter is dan het (onzekere) kritieke overslagdebet kleiner zijn dan $1/10.000$ per jaar ($P(X_i > Y_i) < 1/10.000$ per jaar). Stel dat de bij deze faalkans horende kruinhoogte $5m+NAP$ is. De rekenwaarde van het kritieke debiet $Y_{d,i}$ moet dan zodanig zijn vastgesteld dat de kans op overschrijding van deze rekenwaarde pas kleiner is dan $1/10.000$ per jaar bij een kruinhoogte van minimaal $5m+NAP$. Stel dat deze rekenwaarde 10 l/s per m is. Een ontwerp dat op basis van de kans op overschrijding van 10 l/s per m wordt opgesteld zal voldoen aan de faalkanseis, ook al heeft de ontwerper geen volledige faalkansanalyse uitgevoerd.

2.3 Vaststellen van rekenwaarden voor het kritieke overslagdebet

2.3.1 Veilige waarden

Er zijn momenteel geen kansverdelingen van kritieke debieten beschikbaar die zouden kunnen dienen als basis voor de afleiding van rekenwaarden zoals dat in de Eurocode en het WTI2017 wordt gedaan. De overslagproeven die in de afgelopen jaren zijn uitgevoerd (waarbij de bekleding tot falen is belast) hebben overigens wel veel inzicht gegeven in de waarschijnlijkheid van het falen van het binnentalud bij bepaalde overslagdebieten, afhankelijk van de golfcondities en de gras- en kleikwaliteit.

In tabel 2 is een overzicht gegeven van 'veilige waarden' die in de huidige technische rapporten worden genoemd. De term 'veilige waarden' is hier bewust gekozen, aangezien het hier niet gaat over rekenwaarden zoals dat bij een semi-probabilistisch voorschrift gebruikelijk is: het gaat over waarden waarbij schade aan de bekleding onwaarschijnlijk is en falen praktisch is uitgesloten.

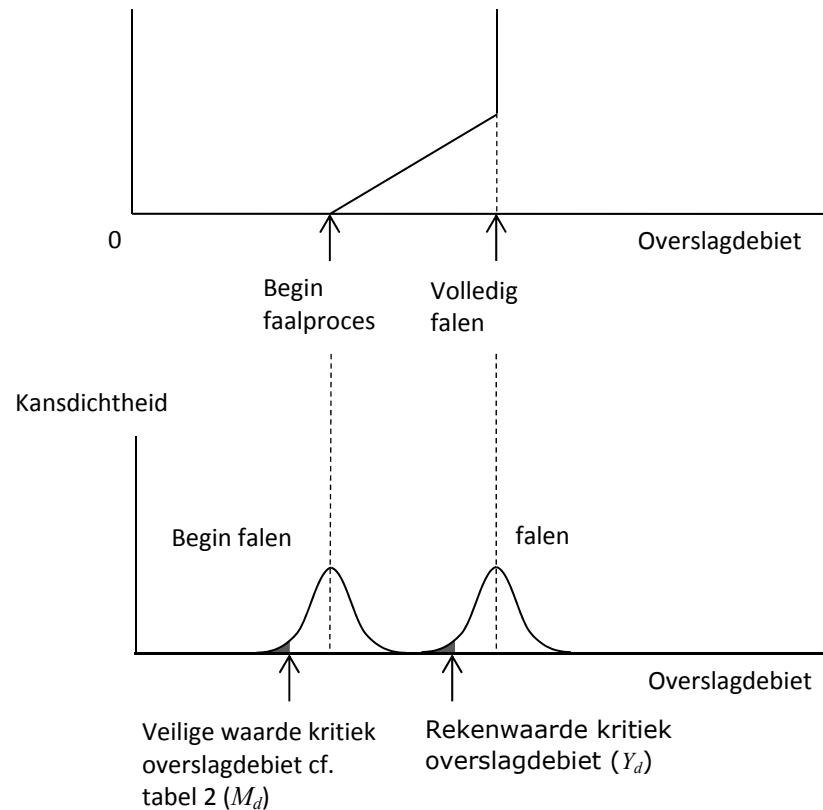
Tabel 2: Veilige waarden van het kritieke debiet

Kritiek debiet (l/s/m)	Aanvullende eisen aan het binnentalud [van der Meer et al., 2012]
0,1	Geen
1	• Gesloten zode of open zode op kleilaagdikte van minimaal 0,4m • Controle op afschuiving verplicht
5	• Gesloten zode • Significante golfhoogte kleiner dan 3m • Keilaagdikte groter dan 0,4m of taludhelling flauwer dan 1:4 • Grootte van objecten (of beschadigingen) kleiner dan 0,15m • Controle op afschuiven bekleding en binnentalud verplicht

De relatie tussen de veilige waarden uit tabel 2 en het optreden van schade aan het binnentalud is schematisch weergegeven in Figuur 5. De veilige waarden uit tabel 2 lijken betrekking te hebben op een andere grenstoestand (begin van schade/start faalproces) dan de grenstoestand die bij een ontwerp op basis van faalkanseisen beschouwd zou moeten worden (volledige schade/falen). Een rekenwaarde die hoort

bij de eerste grenstoestand is een zeer veilige waarde voor de tweede grenstoestand.

Schade aan binnentalud



Figuur 5. Schematische weergave van de relatie tussen de rekenwaarde van het kritieke overslagdebiet en de veilige waarden uit Tabel 2. De kans op falen bij overschrijding van de veilige waarden is praktisch nul.

Wanneer de in tabel 2 genoemde waarden gebruikt zouden worden als rekenwaarden, dan zou dit tot bovenmatig conservatieve ontwerpen leiden. Dit kan op de volgende manieren worden geadresseerd:

1. Het definiëren van rekenwaarden die horen bij het falen van het binnentalud. De vorm van het ontwerpvoorschrift is dan (zie ook vergelijking 11):

$$P(X_i > Y_{d,i}) < P_{eis,i} \quad (12)$$

2. Het gebruik van de huidige waarden (Tabel 2) met een factor die compenseert voor het feit dat de kans op overschrijding van de veilige waarde veel kleiner is dan de faalkans:

$$P(X > M_{d,i}) < \lambda \cdot P_{eis,i} \quad (13)$$

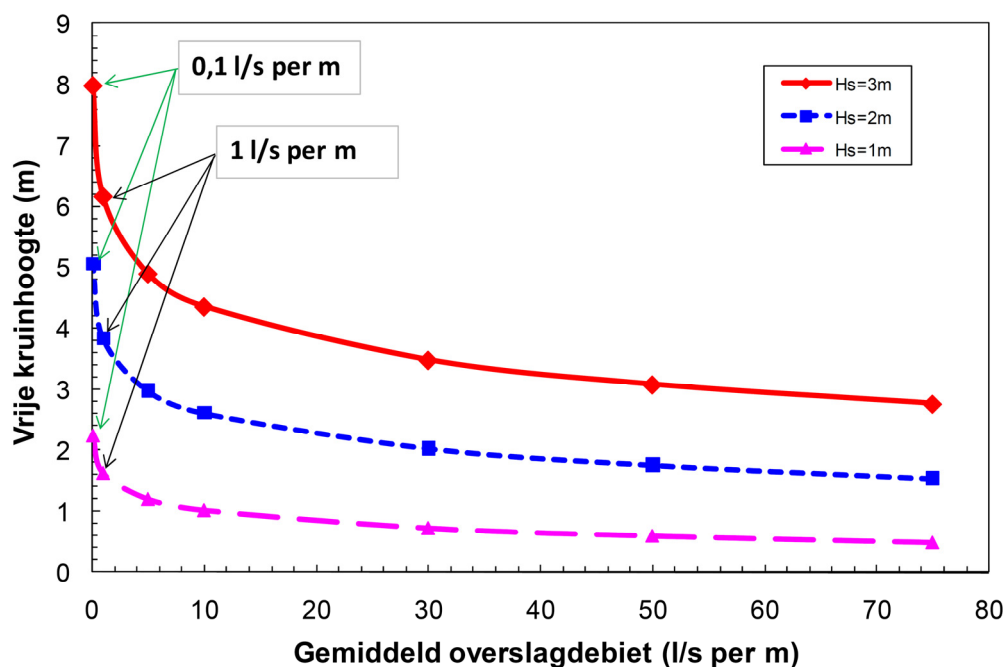
waarin λ een constante is ($\lambda > 1$) en $M_{d,i}$ een zeer veilige waarde van het kritieke debiet is, cf. tabel 2. $M_{d,i}$ kan worden opgevat als een rekenwaarde die hoort bij een vervangende grenstoestand, nl. het begin van schade: $Z = X - M$, waarin M het (onzekere) overslagdebiet is waarbij de eerste schade optreedt.

De tweede optie, d.w.z. het kiezen van een vervangende grenstoestand (begin falen) en het aanpassen van de doelveiligheid is in strijd met de basisbeginselen van de betrouwbaarheidsanalyse en is bijvoorbeeld in de staal- en betonwereld al in de zeventiger jaren verlaten. Op inhoudelijke gronden verdient de tweede optie dan ook niet de voorkeur. Daarom is hier alleen de eerste optie nader uitgewerkt.

2.3.2

Aanpak op hoofdlijnen

Voor een groot aantal locaties zijn met PC-Ring faalkansberekeningen gemaakt. De berekeningen zijn voor uiteenlopende locaties gemaakt omdat de relatie tussen het overslagdebiet en de benodigde kruinhoogte sterk verschillend is bij bijvoorbeeld zee- en rivierdijken, vanwege verschillen in golfhoogtes (Figuur 6). Een overzicht van de beschouwde locaties is gegeven in Figuur 7.



Figuur 6. Schematische weergave van de relatie tussen het overslagdebiet en de vrije kruinhoogte (of: tussen het maximaal toelaatbare overslagdebiet en de benodigde kruinhoogte) [van der Meer et al., 2012, p.31].

Er is gebruik gemaakt van een steekproef van dijkvakken uit beschikbare VNK2-databases (op elke 10 vakken is gemiddeld 1 vak geselecteerd). Er zijn dus alleen schematisaties van werkelijke dijken beschouwd. De geselecteerde dijkvakken zijn één voor één nagelopen om zeker te zijn dat er geen sprake is van bijzondere situaties, zoals hoge gronden, verholten waterkeringen in stedelijk gebied of dijken met voorliggende havendammen. Locaties met faalkansen kleiner dan 10^{-6} per jaar bij kritieke debieten van 1 l/s per m of groter dan 10^{-2} per jaar zijn buiten beschouwing gelaten. De berekeningen zijn steekproefsgewijs gecontroleerd (controle ontwerpwaarden en convergentie via de txt-uitvoer van PC-Ring). Gelet op de beperkte tijd voor een groot aantal probabilistische analyses zijn bij rekentechnische problemen geen pogingen ondernomen om deze op te lossen (bijv. door de toepassing van DS of door de toepassing van een andere startwaarde bij

FORM-berekeningen): foutieve berekeningen zijn simpelweg uit de dataset verwijderd.



Figuur 7. Overzicht beschouwde locaties.

Voor alle locaties zijn berekeningen gemaakt van de kans op overschrijding van deterministische en stochastische kritieke debieten. Deze berekeningen verschaffen ten eerste inzicht in de relatie tussen een kritiek debiet en de kans op overschrijding daarvan (en in het verlengde daarvan: de benodigde kruinhoogte). Daarnaast geven deze berekeningen een basis voor het vaststellen van rekenwaarden. Idealiter is de overschrijdingskans van de rekenwaarde van het kritieke debiet namelijk gelijk aan de faalkans, voor het geval de dijkdoorsnede net aan de faalkanseis voldoet (zie ook §2.1):

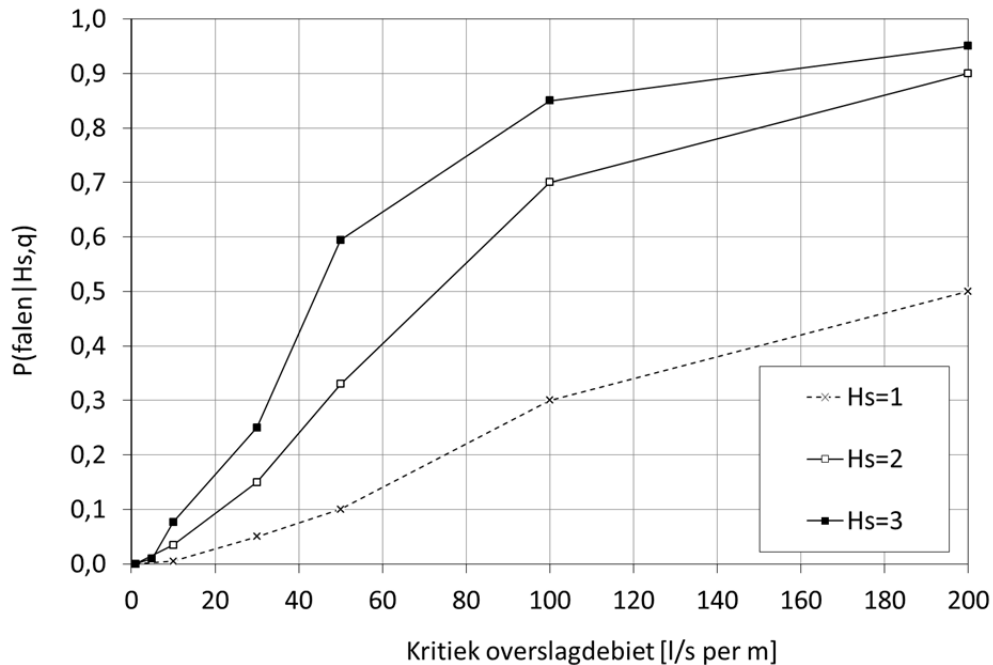
$$P(X_i > Y_{d,i}) = P(X_i > Y_i) = P_{eis,i} \quad (14)$$

2.3.3

De beschouwde kansdichtheidfuncties van het kritieke overslagdebiet

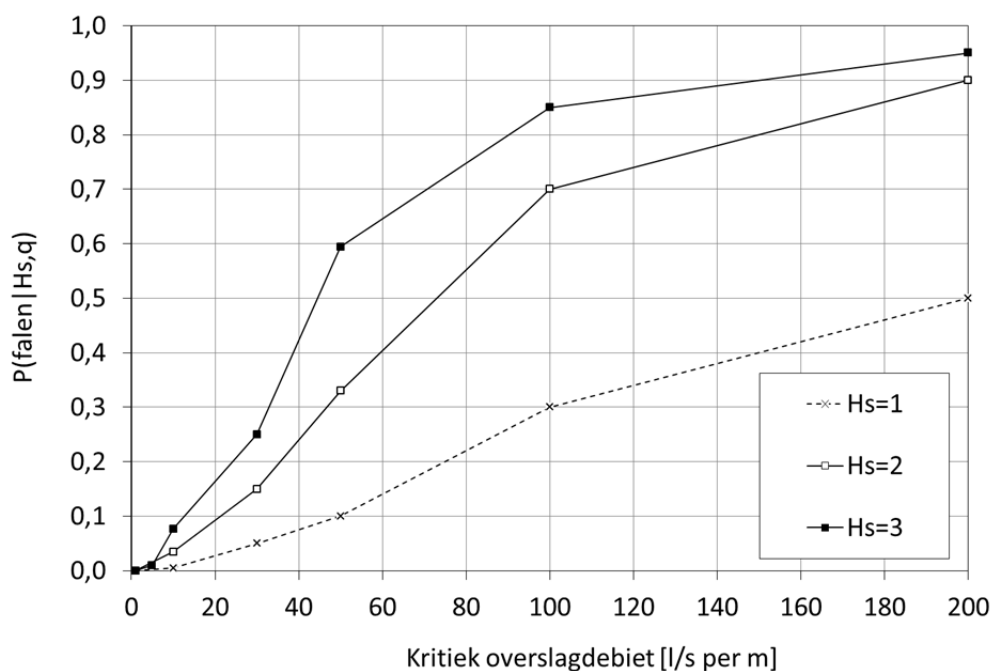
Uit de cumulatieve overbelasting volgt dat het kritieke debiet afhankelijk zou moeten zijn van de golfhoogte. Op basis van inzichten die zijn opgedaan tijdens de overslagproeven en enkele verkennende berekeningen met de cumulatieve overbelastingbenadering zijn schattingen gemaakt van de conditionele faalkansen van taluds met een gesloten zode, als functie van het overslagdebiet, voor verschillende significante golfhoogtes (Figuur 8 en Figuur 9). Benadrukt wordt dat

het gaat over grove, voorlopige schattingen door experts. Vanwege de beschikbare tijd voor het opstellen van het ontwerpinstrumentarium 2014 behoorde een uitgebreide, onderbouwende studie niet tot de mogelijkheden.



Figuur 8. De conditionele faalkans bij een bepaald overslagdebiet bij een gesloten zode, voor verschillende significante golfhoogtes (H_s). De grafieken berusten in hoge mate op expert judgment.

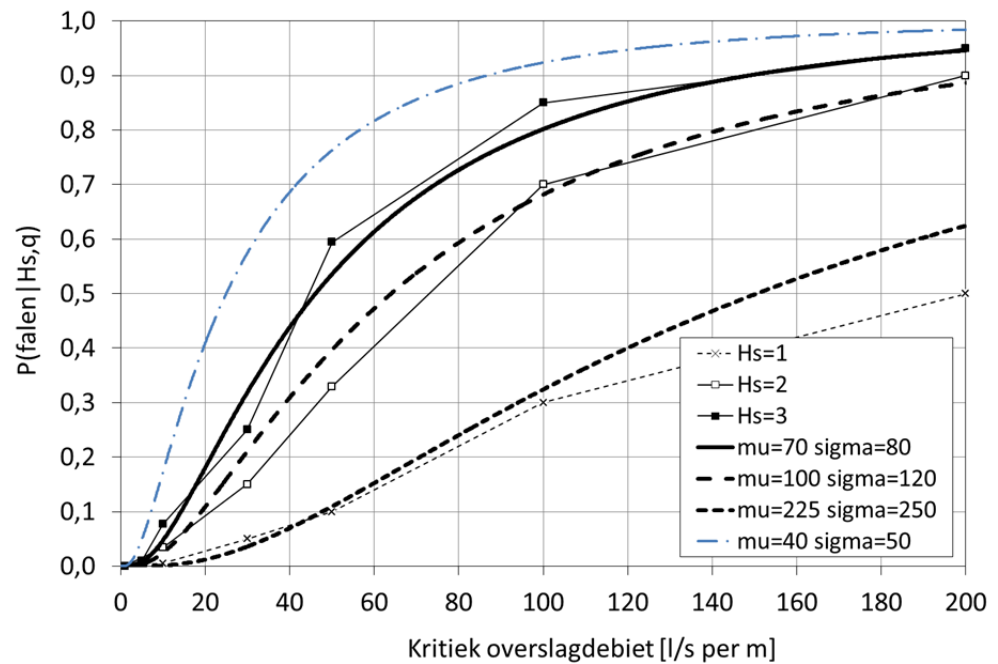
De voorgaande figuur is in Figuur 9 op een logaritmische schaal weergegeven. Dit geeft een beter beeld van de conditionele faalkansen bij de kleinere overslagdebieten.



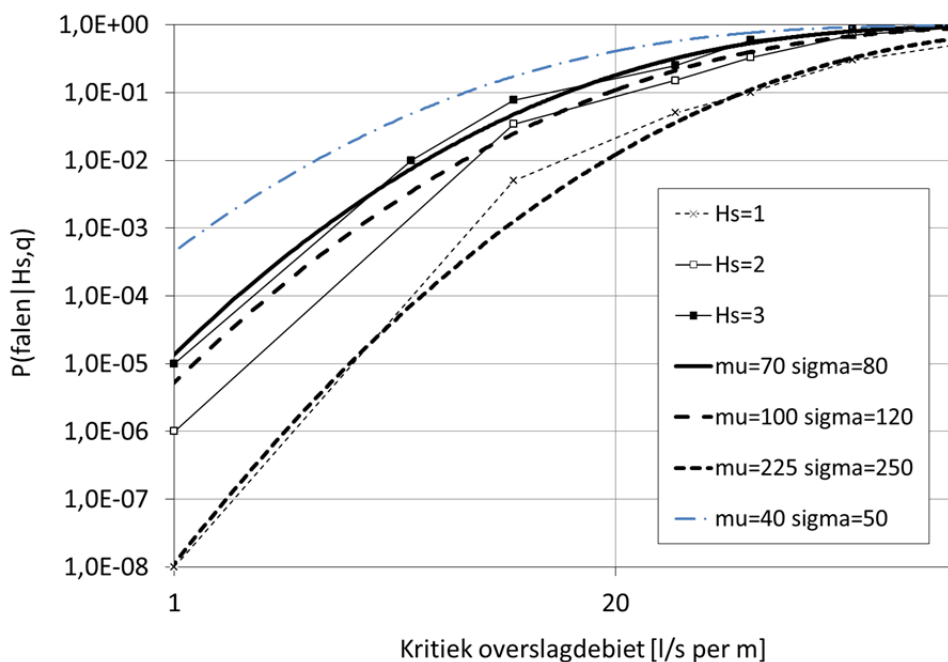
Figuur 9. De conditionele faalkans bij een bepaald overslagdebiets bij een gesloten zode, voor verschillende significante golfhoogtes (H_s), uitgaande van een logaritmische schaal.

Op de lijnen die in Figuur 8 en Figuur 9 zijn weergegeven zijn lognormale verdelingen gefit ter benadering. Deze lognormale verdelingen zijn weergegeven in Figuur 10 en Figuur 11. In deze figuren komt ook een extra lognormale verdeling voor: deze heeft betrekking op een open zode (zie ook tabel 3, bij $H_s=3\text{m}$). De gemiddelden (μ) en de standaardafwijkingen (σ) van de getoonde lognormale verdelingen zijn als volgt:

- $H_s=1\text{m}$ en gesloten zode: $\mu=225\text{ l/s per m}$, $\sigma=250\text{ l/s per m}$
- $H_s=2\text{m}$ en gesloten zode: $\mu=100\text{ l/s per m}$, $\sigma=120\text{ l/s per m}$
- $H_s=3\text{m}$ en gesloten zode: $\mu=70\text{ l/s per m}$, $\sigma=80\text{ l/s per m}$
- $H_s=3\text{m}$ bij open zode: $\mu=40\text{ l/s per m}$, $\sigma=50\text{ l/s per m}$



Figuur 10. Gefitte lognormale verdelingen van het kritieke overslagdebiets.



Figuur 11. Gefitte lognormale verdelingen van het kritieke overslagdebiet, op logaritmische schaal.

Een overzicht van de kansverdeling van het kritieke debiet per situatie is opgenomen in tabel 3.

Tabel 3: Overzicht gedefinieerde kansverdelingen kritiek overslagdebiet.

Aanvullende eisen aan het binnentalud (zie ook tabel 2)	Parameters lognormale kansverdeling kritiek overslagdebiet
Geen	Geen kansverdeling opgesteld. Bij deze situatie is geen overslag toegestaan bij fragmentarische zode. De rekenwaarde vervult alleen de functie van praktisch afkapcriterium.
- Gesloten zode of open zode op kleilaagdikte van minimaal 0,4m - Controle op afschuiving verplicht	Hs=3m: $\mu=40$ l/s per m, $\sigma=50$ l/s per m Hs=2m: $\mu=70$ l/s per m, $\sigma=80$ l/s per m Hs=1m: $\mu=100$ l/s per m, $\sigma=120$ l/s per m (alle kansverdelingen zijn één categorie opgeschoven t.o.v. de volgende situatie)
- Gesloten zode - Significante golfhoogte kleiner dan 3m - Keilaagdikte groter dan 0,4m of taludhelling flauwer dan 1:4 - Grootte van objecten (of beschadigingen) kleiner dan 0,15m - Controle op afschuiven bekleding en binnentalud verplicht	Hs=3m: $\mu=70$ l/s per m, $\sigma=80$ l/s per m Hs=2m: $\mu=100$ l/s per m, $\sigma=120$ l/s per m Hs=1m: $\mu=225$ l/s per m, $\sigma=250$ l/s per m

2.3.4 Resultaten probabilistische berekeningen

Met de kansverdelingen van het kritieke overslagdebet uit tabel 3 zijn met PC-Ring versie 5.3.4 faalkansberekeningen gemaakt. In PC-Ring kan de relatie tussen de golfhoogte en de kansverdeling van het kritieke overslagdebet niet worden meegenomen. Gelet op de beschikbare tijd is geen poging gedaan om de broncode van PC-Ring aan te passen. Alle kansverdelingen zijn daarom voor alle situaties doorgerekend, ongeacht de werkelijke voorkomende golfhoogte. Vervolgens is in de uitvoerbestanden van PC-Ring steeds de significante golfhoogte in het ontwerp punt opgezocht, horend bij de maatgevende windrichting.

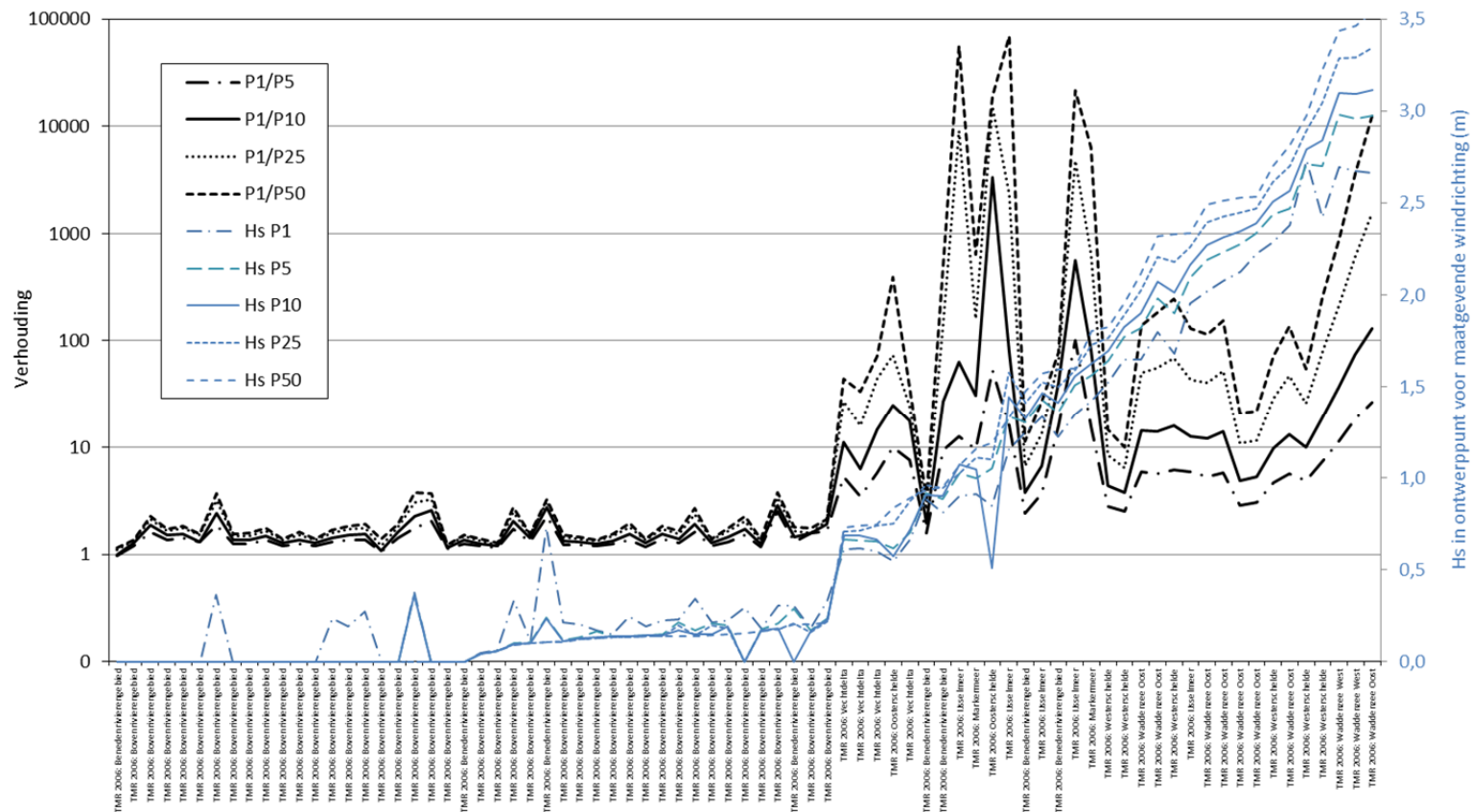
Berekeningen met een deterministisch kritiek overslagdebet

Om inzicht te krijgen in de invloed van het kritieke overslagdebet op de berekende faalkansen zijn eerst berekeningen uitgevoerd met (deterministische) kritieke overslagdebieten van 1, 5, 10, 25 en 50 l/s per m. Figuur 12 toont de verhoudingen tussen de kansen op overschrijding van kritieke debieten van 5, 10, 25 en 50 l/s per m en de kans op overschrijding van een overslagdebet van 1 l/s per m. De deling door de kans op overschrijding van 1 l/s per m is uitgevoerd om de verhoudingen tussen de overschrijdingskansen beter inzichtelijk te maken.

In Figuur 12 zijn ook de significante golfhoogtes in het ontwerp punt voor de maatgevende windrichting weergegeven (rechter as, dunne blauwe lijnen). De berekeningsresultaten zijn gesorteerd op de ontwerp puntwaarde van de significante golfhoogte bij een kritiek overslagdebet van 50 l/s per m.

Uit Figuur 12 valt het volgende op te maken:

1. De faalkans is bij een groter kritiek overslagdebet (uiteraard) kleiner dan bij een kleiner kritiek overslagdebet.
2. Bij relatief kleine significante golfhoogtes ($H_s < 0,5\text{m}$) is de faalkans vrijwel onafhankelijk van het kritieke debiet. Dit is het geval op veel locaties in het bovenrivierengebied en op enkele beschutte/gunstig georiënteerde locaties waarvoor vooral de stormopzet van belang is.
3. Bij significante golfhoogtes groter dan 0,5m kan de faalkans sterk (>factor 10) worden beïnvloed door het kritieke overslagdebet.



Figuur 12. Berekende faalkansen gedeeld door de kans op overschrijding van een deterministisch overslagdebiet van 1 l/s per m (linker as) en de significante golfhoogte horend bij een bepaalde berekening (rechter as). 'Px/P1' betekent: de berekende faalkans bij een deterministisch kritiek overslagdebiet x, gedeeld door de kans op overschrijding van 1 l/s per m. 'Hs Px' betekent: de significante golfhoogte in het ontwerp punt voor de maatgevende windrichting bij een kritiek overslagdebiet van x l/s per m.

Berekeningen met een stochastisch kritiek overslagdebiet

Met alle kansverdelingen van het kritieke overslagdebiet uit tabel 3 zijn faalkansen berekend. Bij deze faalberekeningen is ook steeds de significante golfhoogte in het ontwerp punt bepaald, voor de maatgevende windrichting. De resultaten van de faalkansberekeningen zijn weergegeven in Figuur 13, Figuur 14, Figuur 15 en Figuur 16. De interesse gaat steeds uit naar het gebied waarin de ontwerp puntwaarde van de significante golfhoogte grofweg overeen komt met de significante golfhoogte waarvoor de kansverdeling van het kritieke debiet is afgeleid (zie ook tabel 3).

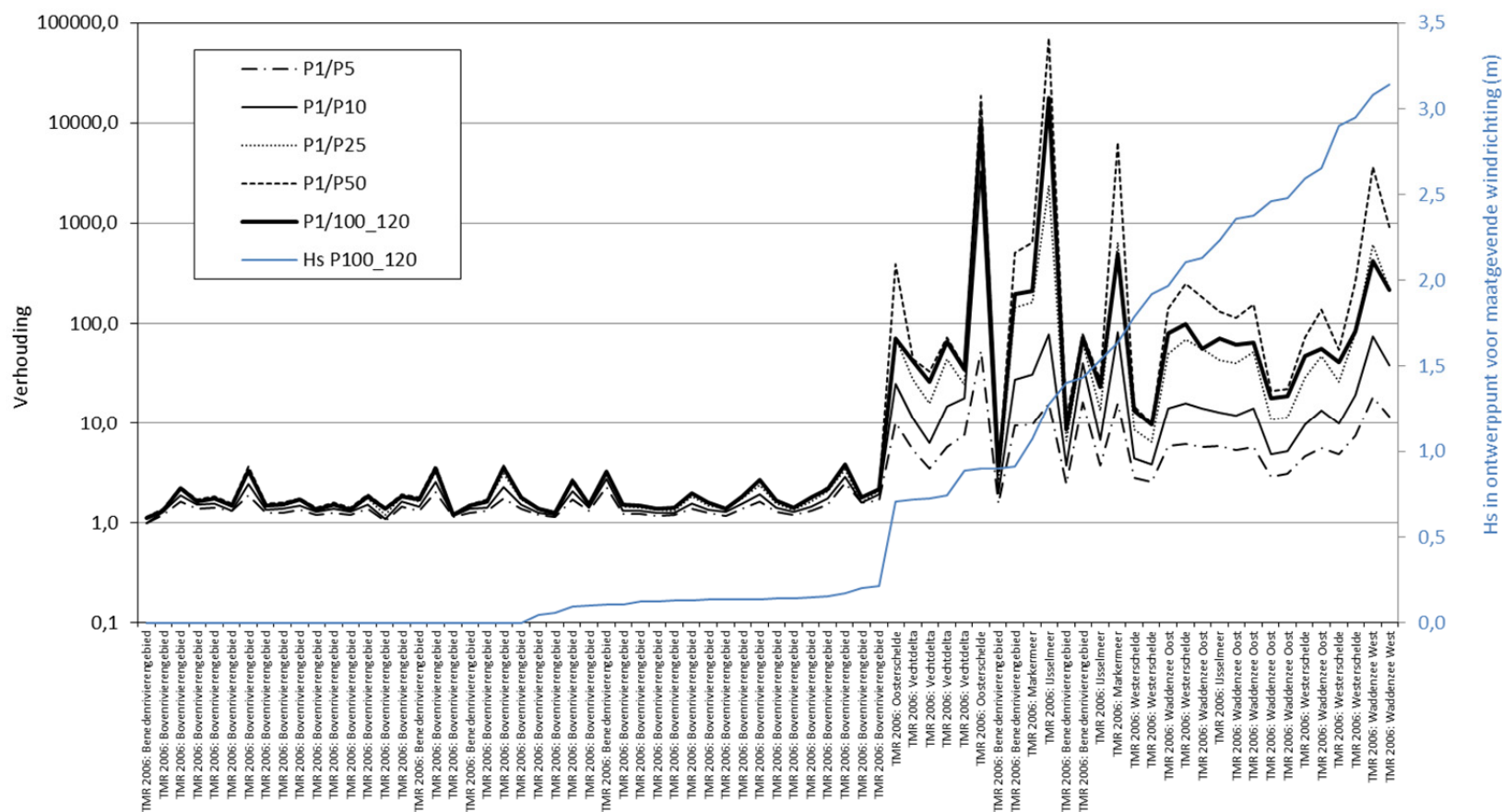
Net zoals in Figuur 12 zijn de berekende kansen steeds gedeeld door de kans op overschrijding van een deterministisch kritiek overslagdebiet van 1 l/s per m.

Uit Figuur 13, Figuur 14, Figuur 15 en Figuur 16 blijkt het volgende:

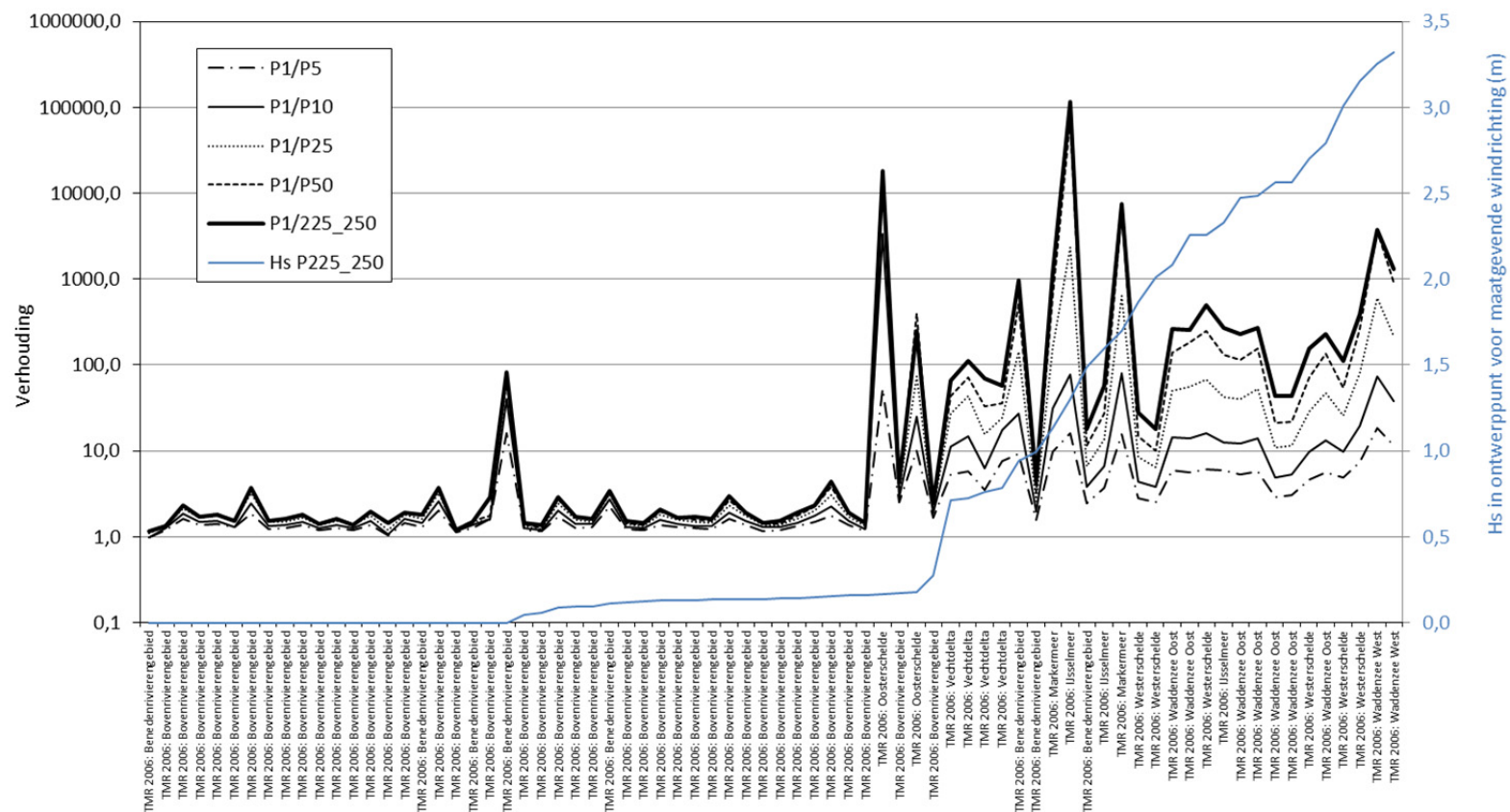
1. Voor elke kansverdeling van het kritieke overslagdebiet en voor elke significante golfhoogte ligt de berekende faalkans tussen de kansen op overschrijding van deterministische overslagdebieten van 10 en ca. 50 l/s per m.
2. Bij een significante golfhoogte groter dan 2m en een lognormaal verdeeld kritiek overslagdebiet met $\mu=40$ l/s per m en $\sigma=50$ l/s per m (Figuur 13) ligt de berekende faalkans het dichtst bij de kans op overschrijding van 10 l/s per m.
3. Hoe gunstiger de kansverdeling van het kritieke debiet en/of hoe kleiner de significante golfhoogte, des te dichter de berekende faalkans nadert tot de kans op overschrijding van een debiet van 50 l/s per m.
4. Voor significante golfhoogtes kleiner dan 0,5m maakt het voor de berekende faalkans niet of nauwelijks uit met welke kansverdeling van het kritieke debiet wordt gerekend.

Het bovenstaande betekent dat bij het ontwerp in alle gevallen uitgegaan zou kunnen worden van een rekenwaarde van het kritieke overslagdebiet >10 l/s/m, bij zowel een open als een gesloten zode, ongeacht de significante golfhoogte (tot $H_s=3$ m). Volgens de uitgevoerde berekeningen zou bij een gesloten zode en/of significante golfhoogtes kleiner dan 2m uitgegaan kunnen worden van rekenwaarden van het kritieke overslagdebiet van 25 l/s per m of zelfs nog hogere debieten, vooral bij kleinere significante golfhoogtes.

Gelet op de zwakke onderbouwing van de gehanteerde kansverdelingen van het kritieke debiet wordt het gebruik van dergelijk grote kritieke debieten bij het ontwerp onverstandig geacht. Voorgesteld wordt om in alle gevallen met een gesloten zode (tot $H_s=3$ m) uit te gaan van een kritiek overslagdebiet van 10 l/s per m en bij een open zode bij $H_s=3$ m uit te gaan van 5 l/s per m. Bij het gebruik van deze rekenwaarden moet uiteraard zijn voldaan aan de aanvullende voorwaarden ten aanzien van o.a. de stabiliteit van het binnentalud bij een dergelijk overslagdebiet (zie tabel 3).



Figuur 15. Berekende faalkansen bij een lognormaal verdeeld kritiek overslagdebiet met $\mu=100$ l/s per m en $\sigma=120$ l/s per m gedeeld door de kans op overschrijding van 1 l/s per m (linker as) en de significante golfhoogte horend bij de berekening met een lognormaal verdeeld kritiek overslagdebiet met $\mu=100$ l/s per m en $\sigma=120$ l/s per m (rechter as)



Figuur 16. Berekende faalkansen bij een lognormaal verdeeld kritiek overslagdebiet met $\mu=225$ l/s per m en $\sigma=250$ l/s per m gedeeld door de kans op overschrijding van 1 l/s per m (linker as) en de significante golfhoogte horend bij de berekening met een lognormaal verdeeld kritiek overslagdebiet met $\mu=225$ l/s per m en $\sigma=250$ l/s per m (rechter as)..

2.3.5

De ontwerpregel voor golfoverslag

De ontwerpregel voor golfoverslag voor het ontwerpinstrumentarium 2014 is qua vorm identiek aan de huidige ontwerpregel voor overslag. Net zoals in de huidige ontwerppraktijk zal worden gewerkt met een belastingmodel (Hydra), een rekenwaarde voor een kritiek overslagdebiet en een maximaal toegestane kans dat deze rekenwaarde wordt overschreden.

De geometrie van een dijkdoorsnede dient dusdanig te worden ontworpen dat wordt voldaan aan de volgende voorwaarde (zie ook §2.2):

$$P(X_i > Y_{d,i}) < P_{eis,i} = \frac{P_{norm} \cdot \omega}{N} \quad (15)$$

waarin X_i het onzekere overslagdebiet is bij het gekozen ontwerp op locatie i , $Y_{d,i}$ de voorgeschreven rekenwaarde van het kritieke debiet, ω de faalkansruimtefactor voor overslag ($\omega = 0,24$; zie tabel 1), N een trajectafhankelijke maat voor het lengte-effect (zie bijlage A) en P_{norm} de (ontwerp)faalkanseis voor alle doorsneden en faalmechanismen samen.

Een overzicht van de toe te passen rekenwaarden van het kritieke overslagdebiet is gegeven in tabel 4. Benadrukt wordt dat deze rekenwaarden alleen gehanteerd mogen worden als wordt voldaan aan de eisen die in de eerste kolom staan vermeld.

Tabel 4: Overzicht rekenwaarden voor het kritieke overslagdebiet

Aanvullende eisen aan het binnentalud	Waarde in TR [van der Meer et al., 2012]	Ontwerprekenwaarde kritiek overslagdebiet
Geen	0,1 l/s per m	0,1 l/s per m Argumentatie: geen overslag toegestaan. Rekenwaarde als praktisch criterium bij fragmentarische zode.
- Gesloten zode of open zode op kleilaagdikte van minimaal 0,4m - Controle op afschuiving verplicht	1 l/s per m	5 l/s per m (bij $H_s = 2-3m$) ^a 10 l/s per m (bij $H_s < 2m$)
- Gesloten zode - Significante golfhoogte kleiner dan 3m - Keilaagdikte groter dan 0,4m of taludhelling flauwer dan 1:4 - Grootte van objecten (of beschadigingen) kleiner dan 0,15m - Controle op afschuiven bekleding en binnentalud verplicht Ga uit van een open zode bij twijfel over de realisatie van een blijvend gesloten zode (let bijv. op ervaringen uit verleden)	5 l/s per m	10 l/s per m (bij $H_s < 3m$) ^a

^a Bij $H_s > 3m$ dient advies over de lokaal te hanteren kritieke overslagdebieten ingewonnen te worden bij de Helpdesk water (www.helpdeskwater.nl).

Benadrukt wordt dat de de hier beschreven ontwerpregel nog een voorlopige ontwerpregel betreft. Het gebruik van deze regel moet zorgvuldig worden gemonitord. De ervaringen die met deze ontwerpregel worden opgedaan kunnen nog aanleiding geven tot bijstellingen van de ontwerpregel. Hetzelfde geldt voor de resultaten van het onderzoek dat in de komende jaren zal worden uitgevoerd in het kader van WT12017.

2.4 Consequenties van de ontwerpregel voor golfoverslag

2.4.1 Consequenties op hoofdlijnen

Als de hier aangegeven rekenwaarden voor het kritieke debiet worden gehanteerd bij het ontwerp, dan zal dit in vergelijking met de voorgaande ontwerpnormen in de praktijk betekenen dat de benodigde kruinhoogte lager zal worden in situaties waarin de golfcondities belangrijk zijn en dat deze hoger zal worden in situaties waarin de golfcondities nauwelijks van belang zijn (bij overstromingskansen die getalsmatig gelijk zijn aan de huidige normen). Dit kan als volgt worden verklaard:

1. De faalkansbegroting en het lengte-effect zorgen ervoor dat er op doorsnedeniveau strengere eisen worden gesteld aan de kans op overschrijding van een bepaald debiet.
2. Het verschil tussen falen en overbelasten/het begin van schade heeft een grotere invloed op de benodigde kruinhoogte naarmate de golven zwaarder zijn (zie ook Figuur 6).

Het tweede (gunstige) effect zal bij zee- en meerdijken vaak zwaarder wegen dan het eerste (ongunstige) effect. Bij deze keringen zal de benodigde kruinhoogte dus doorgaans lager worden bij getalsmatig gelijke normen. Bij rivierdijken met korte strijklengtes zal vaak het tegenovergestelde gelden: hier weegt de verzwaring van de faalkanseis doorgaans zwaarder dan het gunstige effect van een groter toelaatbaar overslagdebet.

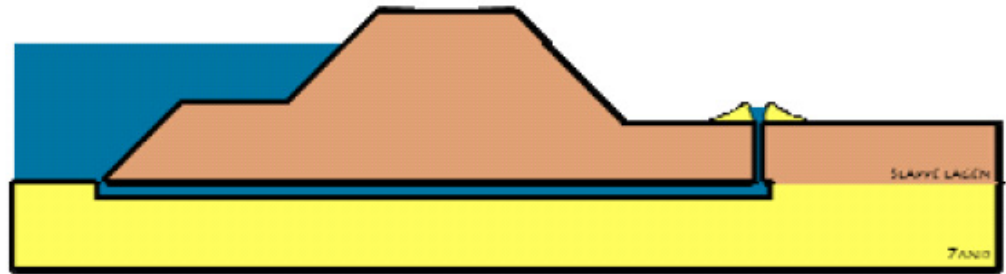
Overigens zal het effect van de strengere faalkanseis op de benodigde dijkhoogte van rivierdijken zeer sterk worden gedempt door het aftoppen van de afvoerverdeling. Met 'aftoppen' wordt bedoeld dat hogere afvoeren vanaf een bepaald niveau praktisch zijn uitgesloten door het overlopen van waterkeringen buiten Nederland. In het Deltaprogramma circuleren momenteel concept-overstromingskansnormen in het rivierengebied van orde 1/10.000 per jaar (zie 'Technisch-inhoudelijke uitwerking DPV'). Bij dusdanig strenge normen zal het meenemen van aftoppen zeker van invloed zijn op de benodigde kruinhoogtes in het rivierengebied: deze zullen bij faalkanseisen van 1/10.000 per jaar op doorsnedeniveau niet wezenlijk anders zijn dan bij faalkanseisen van bijvoorbeeld 1/100.000 per jaar. De verschillen in de benodigde kruinhoogtes zullen in dat geval veel minder dan een decimeterhoogte bedragen. Dat de verschillen niet gelijk aan nul zullen zijn, komt door de hogere windsnelheid waarmee in het ontwerp rekening moet worden gehouden bij strengere normen. De windsnelheid wordt immers niet beïnvloedt door aftopping.

Overigens betekenen overstromingskans(toets)normen van 1/10.000 per jaar (en ontwerp-eisen die mogelijk nog strenger zijn) hoe dan ook dat de benodigde kruinhoogtes in het rivierengebied omhoog zullen gaan, zelfs als in de faalkansbegroting een aandeel van 100% voor golfoverslag zou worden gereserveerd. Daarnaast kan het meenemen van statistische onzekerheden in belastingmodellen nog voor een verhoging van de benodigde dijkhoogtes zorgen.

Uiteraard zou een beter beeld van de consequenties van de nieuwe ontwerpregel gegeven kunnen worden door voor de bestudeerde locaties de benodigde kruinhoogtes te bepalen, uitgaande van een bepaalde faalkanseis. Vanwege de beschikbare tijd voor het opstellen van het ontwerpinstrumentarium 2014 is dat echter niet gedaan.

3 Opbarsten en Piping

Het faalmechanisme opbarsten en piping betreft een tweeledig faalmechanisme: eerst moet (indien aanwezig) een binnendijkse deklaag opbarsten, waarna er door erosie van zand een doorgaande pipe ontstaan onder de dijk, resulterend in falen (zie Figuur 17). Een pipe kan overigens alleen groeien in geval van een deklaag als ook aan het heave-criterium (verticaal zandtransport) wordt voldaan. Er wordt vanuit gegaan dat heave geen doorslaggevende rol speelt in ontwerpberekeningen. Binnen WTI2017 wordt onderzocht of een model dat zowel heave als opbarsten beschouwt mogelijk is. Dit model kan in de toekomst het opbarstmodel voor ontwerpen vervangen.



Figuur 17. Piping bij een binnendijkse deklaag [Förster et al., 2012]

In dit hoofdstuk wordt het format van Figuur 3 gevolgd, met per stap een paragraaf. In §3.1 wordt zodoende ingegaan op de vertaling van de algemene overstromingskansnorm naar een faalkanseis per doorsnede, in §3.2 wordt de vorm van het ontwerpvoorschrift vastgesteld en in §3.3 worden de rekenwaarden vastgelegd. Tot slot wordt in §3.4 ingegaan op de consequenties van deze ontwerpregel voor de praktijk.

3.1 Van overstromingskansnorm naar faalkanseis per doorsnede

Van een ontwerp wordt de weerstand tegen opbarsten en piping doorgaans bepaald door respectievelijk een opbarstmodel en het **aangepaste** rekenmodel van Sellmeijer [Förster et al., 2012, p.66], gegeven door:

$$\frac{H_c}{L} = F_{resistance} F_{scale} F_{geometry}$$

$$F_{resistance} = \frac{\gamma'_p}{\gamma_w} \{ \eta \tan(\theta) \} \left(\frac{RD}{RD_m} \right)^{0.35}$$

$$F_{scale} = \frac{d_{70m}}{\sqrt[3]{\kappa L}} \left(\frac{d_{70}}{d_{70m}} \right)^{0.4}$$

$$F_{geometry}^{MSep} = F(G)^{standarddike} = 0.91 \cdot \left(\frac{D}{L} \right)^{\frac{0.28}{\left(\frac{D}{L} \right)^{2.8} - 1} + 0.04}$$
(16)

waarin:

ΔH_c kritieke verval over de waterkering

γ'_p (schijnbaar) volumegewicht van de zandkorrels onder water [kN/m³]

γ_w	volumegewicht van water [kN/m ³]
θ	rolweerstandshoek van de zandkorrels [°]
η	coëfficiënt van White [-]
κ	intrinsieke doorlatendheid van de pipinggevoelige/bovenste zandlaag [m ²]
d_{70}	70-percentielwaarde van de korrelverdeling [m]
d_{70m}	gemiddelde d_{70} in de kleine schaalproeven (2,08 E-4m)
D	dikte van de zandlaag [m]
L	lengte van de kwelweg (horizontaal gemeten) [m]
RD	relatieve dichtheid [-]
RD_m	gemiddelde relatieve dichtheid in de kleine schaalproeven (0,725)

Het aangepaste Sellmeijer-model kan worden toegepast in een analytische formule of in een Eindige Elementen Model (EEM) waarmee ook tijdsafhankelijkheid en lokale heterogeniteiten meegenomen kunnen worden. Ook het opbarstmodel kan in principe als analytische formule maar ook op in een eindige elementenmodel worden toegepast. Een analyse met een EEM model kan nodig zijn voor bijvoorbeeld de afleiding van lokale grondwaterspanningen.

Volgens de huidige sterktemodellering treedt falen door opbarsten en piping op wanneer de totale sterkte (R) kleiner is dan de belasting (S). De grenstoestandfunctie luidt als volgt:

$$Z = R - S \quad (17)$$

Een probabilistische modellering vormt de basis voor de semi-probabilistische uitwerking. Voor de faalkans van een doorsnede geldt:

$$P_{f,i} = P(Z_i < 0) = P(R_i < S_i) \quad (18)$$

De kans op opbarsten en piping is een parallel systeem, daar falen wordt bepaald door het optreden van opbarsten EN piping:

$$P_f = P(Z_{piping} < 0 \cap Z_{opbarsten} < 0) \quad (19)$$

De faalkanseis geldt voor het parallelle systeem opbarsten – piping. Een doorsnede voldoet aan de eis indien 1 van beide mechanismen voldoet aan de eis of de combinatie. Een eenvoudige conservatieve keus is om de combinatie niet te beschouwen en de eis aan opbarsten gelijk te stellen aan de eis op piping. Deze aanpak wordt in dit rapport gevolgd. Lokaal kan het mogelijk lonen om de eis aan het deelmechanisme piping (en dus uiteindelijk de veiligheidsfactor) te reduceren op basis van de berekende opbarstveiligheid. Op het moment van opleveren van dit ontwerpinstrumentarium 2014 werd hier in het kader van WT12017 nog onderzoek naar gedaan, waarvan nog geen resultaten beschikbaar waren.

Voor de kans op falen door opbarsten en piping in een traject bestaande uit n doorsneden (een doorsnede is daarbij representatief voor een vak) geldt ($i=1..n$):

$$P_f = P(Z_1 < 0 \cup Z_2 < 0 \cup \dots \cup Z_n < 0) \quad (20)$$

Hierin wordt Z_i in het algemeen bepaald door opbarsten en piping. De kans dat binnen een traject opbarsten en piping optreedt, is de kans dat ten minste in één van de doorsneden in het traject opbarsten en piping optreedt. Deze faalkans van

het traject dient kleiner te zijn dan een faalkanseis P_{eis} . Deze faalkanseis kan als volgt worden afgeleid van de maximaal toelaatbare overstromingskans (ontwerpeis):

$$P_{eis} = P_{norm} \cdot \omega \quad (21)$$

waarin P_{norm} de dijktrajectnorm is en ω de faalkansruimtefactor voor opbarsten en piping is ($\omega=0,24$; zie tabel 1 in §1.4.3).

Doorsneden moeten dus zodanig worden ontworpen dat wordt voldaan aan de volgende voorwaarde:

$$P(Z_1 < 0 \cup Z_2 < 0 \cup \dots \cup Z_n < 0) < P_{eis} \quad (22)$$

Bij het ontwerp worden doorsneden normaal gesproken afzonderlijk beoordeeld. Een eis voor een individuele doorsnede kan als volgt worden weergegeven:

$$P(Z_i < 0) < P_{eis,i} \quad (23)$$

waarin $P_{eis,i}$ de faalkanseis op doorsnedeniveau is. Deze doorsnede-eis moet zodanig worden geformuleerd dat aan de eis op trajectniveau wordt voldaan als elke doorsnede aan de doorsnede-eis voldoet. De relatie tussen de faalkanseisen op doorsnede- en trajectniveau kan als volgt worden beschreven:

$$P_{eis,i} = \frac{P_{norm} \cdot \omega}{\left(1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b}\right)} \quad (24)$$

waarin het lengte-effect wordt bepaald door de lengte van het traject ($L_{traject}$), het gedeelte van het traject dat gevoelig is voor opbarsten en/of piping (a) en de lengte van onafhankelijke equivalente vakken (b). Deze karakterisering van het lengte-effect is gelijk aan de beschrijving in het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [TAW, 2001].

De factor a (bijdrage pipinggevoeligheid) is voor het deelmechanisme piping niet eenduidig te bepalen aangezien deze sterk regioafhankelijk is en bovendien afhangt van de definitie van pipinggevoeligheid. Op basis van studies gedaan in het kader van het WT2011 [Lopez de la Cruz et al, 2010] wordt als conservatieve waarde aanbevolen om een factor van 0,9 aan te houden voor het bovenrivieren gebied en een factor 0,4 voor het benedenrivierengebied, zeedijken en meerdijken.

Voor de factor b zijn vanuit WT2011 schattingen voorhanden in de orde 300 m – 400 m [Lopez de la Cruz et al, 2010]. Binnen de voorlopige kalibratie van piping die in het WT2017 is uitgevoerd, wordt een impliciete factor van rond de 200 m gevonden. Omdat ook de factor 200 niet duidelijk onderbouwd is, wordt aanbevolen om vooralsnog geen conservatisme te stapelen en te rekenen met een waarde van 300 m, en deze waarde nader te bepalen als dat lokaal wenselijk is.

De 'lengte-effect' factor $(1+a \cdot L_{traject}/b)$ is in het kader van Leidraad Ontwerpen Rivierdijken (LOR) deel 2 [TAW, 1989] geschat op 1/50 voor de Alblasserwaard (70 km dijk lengte). De keuze van de waardes voor a (0,4) en b (300 m) resulteert in

een 'lengte-effect' factor voor de Alblasserwaard van ongeveer 1/90. Dit lijkt redelijk in lijn met de schatting in [TAW, 1989] en het toegenomen besef van de importantie van het lengte-effect en onderbouwt in zoverre de keuzes van a en b .

Voor het deelmechanisme opbarsten geldt dezelfde eis op doorsnede als voor het deelmechanisme piping. Er wordt voor het parallelsysteem opbarsten-piping immers maar één eis aan een doorsnede gesteld, als functie van enkele dijkkringkarakteristieken. Aan deze doorsnede-eis kan worden voldaan door of piping of opbarsten. Dus de doorsnede eis aan opbarsten kan in beginsel gelijk worden gesteld aan de eis aan piping. Dit kan worden vertaald in simpelweg $P_{eis,opbarsten} = P_{eis,piping}$ of door dezelfde waarden voor ω , a en b te kiezen; dit komt op hetzelfde neer.

3.2 Vorm semi-probabilistisch ontwerpvoorschrift

De weerstand tegen opbarsten en piping van een ontwerp kan worden bepaald met een analytisch en/of een eindige elementen model. Bij een semi-probabilistische toepassing worden de modellen gevoed met rekenwaarden. Een rekenwaarde is daarbij een karakteristieke waarde (een waarde met een bepaalde kans van over- of onderschrijding), eventueel na combinatie met een partiële factor.

Voor de huidige semi-probabilistische voorschriften worden in [TAW, 2001] de volgende algemene formules gehanteerd:

$$\text{Belasting: } S_d = \gamma_S S_k \quad (25)$$

waarin:

S_d Rekenwaarde van belasting S

S_k Karakteristieke waarde van belasting S

γ_S Overall veiligheidsfactor voor de belasting

De belasting wordt in dit hoofdstuk verder niet behandeld.

$$\text{Sterkte: } R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \text{ met voor het deelfaalmechanisme piping } \gamma_{R,p} = \gamma_b \gamma_{mp} \quad (26)$$

$$\text{en voor het deelfaalmechanisme opbarsten } \gamma_{R,o} = \gamma_{mo} \quad (27)$$

waarin:

R_d Rekenwaarde van sterkte R

R_k Karakteristieke waarde van sterkte R

$\gamma_{R,p}$ Overall veiligheidsfactor voor de sterkte, deelmechanisme piping

$\gamma_{R,o}$ Overall veiligheidsfactor voor de sterkte, deelmechanisme opbarsten

γ_b Partiële factor voor de onzekerheid over de ondergrondopbouw en de water(over)spanningen (schematiseringfactor)

γ_{mp} Partiële factor voor de model- en parameter onzekerheid piping (sterktefactor), deze is beta-afhankelijk voor het ontwerpinstrumentarium 2014

γ_{mo} Partiële factor voor de schematiserings-, model- en parameteronzekerheid opbarsten (sterktefactor).

Voor het deelfaalmechanisme piping is formule (26) uitgewerkt tot:

$$(\Delta H - 0,3d) \leq \frac{H_c}{\gamma_{Rp}} \quad (28)$$

waarin ΔH het waterstandsverschil over de kering is bij maatgevende omstandigheden, d is de deklaagdikte, H_c is het kritische waterstandsverschil volgens de methode Sellmeijer op basis van karakteristieke invoerparameters.

Opgemerkt wordt dat in de huidige praktijk de veiligheidsfactor voor de sterkte ook de modelonzekerheid en parameteronzekerheid afdekt. Dit principe is vastgehouden in het ontwerpinstrumentarium 2014, met die toevoeging dat de sterktefactor beta-afhankelijk wordt gemaakt zodat deze gekalibreerd kan worden.

De karakteristieke waarden betreffen 5% en 95% waarden voor de sterkteparameters en gemiddelde waarden (karakteristieke schattingen van het gemiddelde) voor volumieke gewichten. Voor opbarsten betekent dit dat met een 5% onderschrijdingskans van de deklaagdikte gerekend dient te worden. Deze aanpak is dezelfde als in de vigerende leidraden en WTI2011 [Förster et al., 2012] en wordt verder niet uitgewerkt.

3.3 Veiligheidsfactoren

3.3.1 Schematiseren

Bij het schematiseren wordt ervan uitgegaan dat de bestaande technische rapporten hier voor worden gebruikt. Dit houdt in het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren (TRGS [Calle, 2011]) gevolgd wordt. Voor het schematiseren ten behoeve van pipinganalyses wordt op dit moment onder toezicht van het Expertteam Piping een Rekenwijzer opgesteld. De huidige schematiseringsvoorschriften liggen ook aan de basis van WTI 2017. Op basis van deze voorschriften en de ervaringen van VNK wordt gewerkt aan een stochastisch ondergrondmodel en schematiseringshandleiding. Het (stochastisch) ondergrondmodel sluit aan op de werkwijze uit het TRGS. De schematiseringshandleiding sluit aan op de Rekenwijzer Piping.

3.3.2 Schematiseringsfactor piping

Voor de schematiseringsfactor piping wordt de aanpak van het huidige TRGS (Calle, 2011) gevolgd. De range in waarden volgens het TRGS is 1,0 – 1,4. Theoretisch zijn de schematiseringsfactoren ook beta-afhankelijk, maar praktisch gezien is de invloed verwaarloosbaar.

3.3.3 Sterktefactor piping

De sterktefactor piping dekt zowel modelonzekerheid als parameteronzekerheid af en is betrouwbaarheids-afhankelijk (beta-afhankelijk). Hierin wordt de betrouwbaarheid weergegeven met de betrouwbaarheidsindex welke volgt uit de faalkanseis. De geeiste betrouwbaarheidsindex ($\beta_{eis,i}$) voor een doorsnede i volgt uit de faalkanseis per doorsnede volgens:

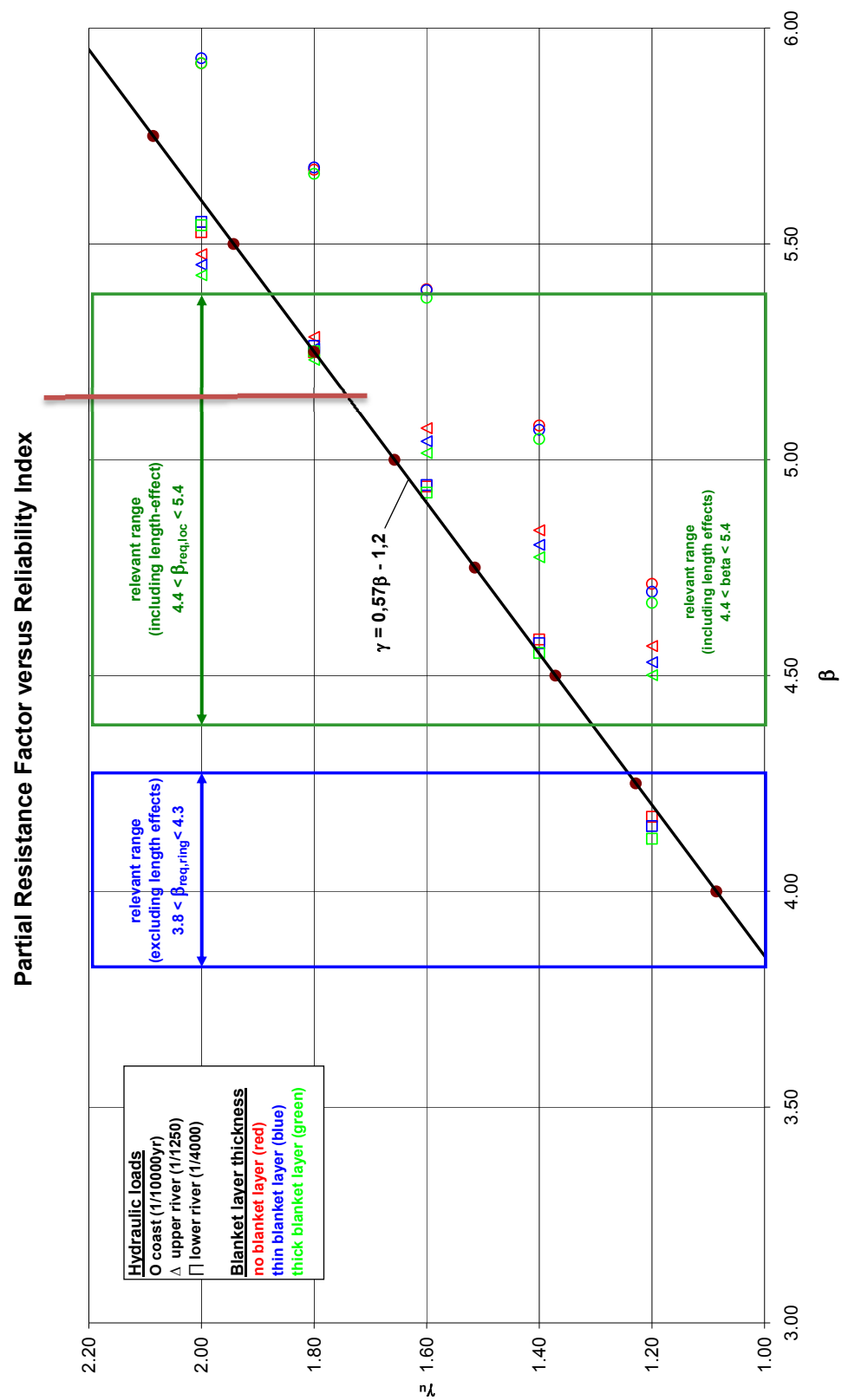
$$\beta_{eis,i} = \Phi^{-1}(P_{eis,i}) \quad (29)$$

Hierin is Φ^{-1} de inverse van de standaardnormale verdeling. Aanbevolen wordt de relatie tussen beta en sterktefactor aan te nemen volgens WTI2011 [Lopez de la Cruz et al, 2010]:

$$\gamma_{mp} = 0,57\beta_{eis,i} - 1,2 \quad \text{waarbij} \quad \gamma_{mp} \geq 1,2 \quad (30)$$

Deze relatie is weergegeven in Figuur 18. De modelonzekerheid wordt in de huidige praktijk afgedekt met een beta-onafhankelijke modelfactor van 1,2 voor het

analytische model. Bij bovenstaande beta-afhankelijk sterktefactor waarbij zowel model- als parameteronzekerheid wordt afdekt, wordt aanbevolen een ondergrenswaarde van 1,2 (de rode lijn in de figuur) aan te nemen (alleen modelonzekerheid). De gedachte hierachter is dat bij lage beta's de modelonzekerheid dominant is en bij hogere beta's de parameteronzekerheid. Voor het EEM zou dit mogelijk minder mogen zijn. Dit kon gelet op de beperkte tijd niet uitgezocht worden voor deze versie van het ontwerpinstrumentarium 2014, daarom wordt aanbevolen deze (conservatief) ook als 1,2 aan te nemen.



Figuur 18. Relatie sterktefactor en beta volgens WTI2011 [Lopez de la Cruz et al, 2010].

3.3.4 Sterktefactor opbarsten

In de huidige methode wordt gerekend met een veiligheidsfactor van 1,2 in combinatie met een schematiseringsfactor. De Eurocode schrijft voor opbarsten (van bouwputten) een overall veiligheidsfactor 1,5 voor. De Eurocode geeft geen handvatten voor schematiseren. De overall veiligheidsfactor wordt derhalve als inclusief schematiseringsfactor gezien. Een modelfactor van 1,2 en een schematiseringsfactor van 1,3 geeft samen ook ongeveer een veiligheidsfactor van 1,5.

Aan studies naar veiligheidsfactoren voor opbarsten die in het kader van het WTI zijn uitgevoerd konden bij oplevering van dit ontwerpinstrumentarium 2014 nog geen conclusies worden getrokken.

Voor het ontwerpinstrumentarium 2014 wordt aanbevolen om voor de sterktefactor opbarsten de overall veiligheidsfactor uit de Eurocode over te nemen. Hierin zijn zowel schematiseringonzekerheid als model- en parameteronzekerheid verdisconteerd. Deze methode is iets conservatiever dan de huidige werkwijze. Echter, voor ontwerpen is de veiligheidsfactor minder relevant dan voor toetsen. Voor ontwerpen is de keuze van de veiligheidsfactor op opbarsten alleen van belang voor het bepalen van de ontwerpdikte van de berm. De veiligheidsfactor heeft geen invloed op de lengte van de berm. Bij toetsen bepaalt de sterktefactor voor opbarsten vaak goed- of afkeuren.

Het wordt aanbevolen om de sterktefactor van opbarsten verder uit te werken en te optimaliseren. Opgemerkt wordt dat de ontwerper te allen tijde met een goedgekeurde onderbouwing van het ontwerpinstrumentarium 2014 (inclusief sterktefactoren) kan afwijken.

3.4 Betekenis van wijzigingen voor opbarsten & piping

De wijzigingen in het ontwerpinstrumentarium 2014 ten opzichte van [Förster et al., 2012] betreffen (bij een overstromingskans-ontwerpnorm die getalsmatig gelijk is aan de huidige norm):

1. Het hanteren van een faalkansruimtefactor van 0,24 in plaats van 0,1. Dit scheelt een factor 2,4 op de faalkanseis.
2. Het expliciet in rekening brengen van het lengte-effect waarbij het lengte-effect afhankelijk is van de trajectlengte.
3. Het toepassen van een Beta-afhankelijke sterktefactor voor het deelmechanisme piping.
4. Een grotere sterktefactor voor opbarsten (1,5).

Verder wordt opgemerkt dat het aangepaste Sellmeijer-model in [Förster et al., 2012] in de meeste gevallen tot grotere benodigde kwelweglengtes zal leiden dan het huidige Sellmeijer-model of benodigde kwelweglengte bepaald met de methode Bligh.

Aanpassing van faalkansruimte en lengte van het dijktraject leidt tot een wijziging van de faalkanseis per doorsnede en daarmee tot wijziging van de sterktefactor piping. Dit is weergegeven in de volgende tabel.

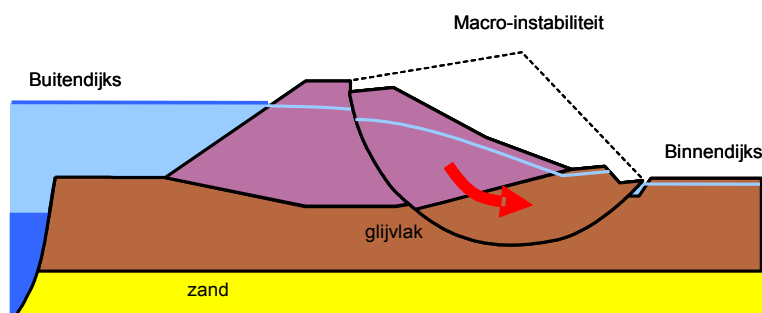
Tabel 5: Relatie sterktefactor deelmechanisme piping, watersysteem en norm

P_{norm} [1/jaar]	Watersysteem	Trajectlengte [km]		
		5	20	50
1/100	bovenrivieren	1,20	1,20	1,20
	overig	1,20	1,20	1,20
1/1000	bovenrivieren	1,20	1,34	1,45
	overig	1,20	1,24	1,35
1/10000	bovenrivieren	1,46	1,61	1,71
	overig	1,37	1,52	1,62
1/100000	bovenrivieren	1,72	1,86	1,95
	overig	1,64	1,77	1,87

De consequenties van deze aanpassingen zijn groot. Op basis van lokale gebiedsinformatie is optimalisatie mogelijk. Hiervoor worden handvatten gegeven in de Werkwijzer piping, die eind dit jaar in concept verschijnt. De vraag is of de berekende sterktefactoren wel binnen het toepassingsgebied van de normering vallen, met andere woorden: of de gemaakte aannamen en bijvoorbeeld linearisaties daarbij nog wel geldig zijn bij een dergelijke verruiming van het toepassingsgebied. Dit zal nader worden onderzocht. Verder wordt er op gewezen dat deze factoren vooral een grote impact hebben voor oplossingen met behulp van grond, zoals een brede pipingberm. Met innovatieve/alternatieve maatregelen tegen piping, waarbij het faalmechanisme ergens wordt onderbroken, kan eventueel tot efficiëntere oplossingen worden gekomen.

4 Macrostabiliiteit Binnenwaarts

Een dijk kan falen door een dussdanige afschuiving waardoor het waterkerend vermogen verloren gaat (zie Figuur 19). Dit wordt het faalmechanisme macroinstabiiteit binnenwaarts genoemd. Afschuivingen die verband houden met andere grenstoestanden zijn hier niet beschouwd. Ook wordt niet ingegaan op buitenwaartse macrostabiliiteit. Hoewel dit mechanisme qua aard grote overeenkomsten heeft met binnenwaartse macrostabiliiteit, zijn er grote verschillen met betrekking tot het afleiden van betrouwbaarheidseisen. Bovendien is buitenwaartse macroinstabiiteit meestal niet van bepalend voor de dimensies van de waterkering.



Figuur 19. Binnenwaartse macrostabiliiteit [Zwanenburg et al., 2013].

Omdat de beschikbare tijd voor het opstellen van dit ontwerpinstrumentarium 2014 zeer beperkt was, kon alleen met direct beschikbare instrumenten en gegevens worden gewerkt. Er was onvoldoende tijd om instrumenten te ontwikkelen om zaken eleganter uit te werken en te presenteren. Daarbij is een groot beroep gedaan op expert judgment.

In dit hoofdstuk wordt het format van Figuur 3 gevolgd, met per stap een paragraaf. In §4.1 wordt zodoende ingegaan op de vertaling van de algemene overstromingskansnorm naar een faalkanseis per doorsnede, in §4.2 wordt de vorm van het ontwerpvoorschrift behandeld en in §4.3 worden de rekenwaarden gepresenteerd. Tot slot wordt in §4.4 ingegaan op de consequenties van de OI2014-ontwerpregel voor de praktijk.

4.1 Van overstromingskansnorm naar faalkanseis per doorsnede

Van een ontwerp wordt de binnenwaartse macrostabiliiteit beoordeeld met een analytische stabiliteitsanalyse of een eindige-elementenmethode. Er zijn verschillende modellen beschikbaar om deze analyses uit te voeren.

Volgens de generieke benadering in veiligheidsanalyses treedt een instabiliteit op wanneer de sterkte (R) kleiner is dan van de belasting (S). De grenstoestandfunctie luidt als volgt:

$$Z = R - S \quad (31)$$

Een probabilistische modellering vormt de basis voor de semi-probabilistische uitwerking. Voor de faalkans van een doorsnede geldt:

$$P_{f,i} = P(Z_i < 0) = P(R_i < S_i) \quad (32)$$

Voor de kans op falen door macrostabiliteit in een traject bestaande uit n vakken waarbij elk vak wordt gerepresenteerd met doorsneden geldt ($i=1..n$):

$$P_f = P(Z_1 < 0 \cup Z_2 < 0 \cup \dots \cup Z_n < 0) \quad (33)$$

Ofwel: de kans dat binnen een traject falen door macrostabiliteit optreedt, is de kans dat ten minste in één van de doorsneden in het traject dit faalmechanisme optreedt. Deze faalkans van het traject dient kleiner te zijn dan een faalkanseis P_{eis} . Deze faalkanseis kan als volgt worden afgeleid van de maximaal toelaatbare overstromingskans (ontwerpeis):

$$P_{eis} = P_{norm} \cdot \omega \quad (34)$$

waarin P_{norm} de dijktrajectnorm is en ω de faalkansruimtefactor voor opbarsten en piping is ($\omega=0,04$; zie tabel 1 in §1.4.3). In het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [TAW, 2001] wordt een faalkansfractie van 10% genoemd, maar dat had betrekking op de kans dat een waterkering beneden maatgevende omstandigheden bezwijkt door meerdere sterktemechanismen. Een faalkansruimtefactor van 0,04 in plaats van 0,10 leidt tot een hogere faalkanseis en een schadefactor die afhankelijk van de normhoogte 0,02 à 0,03 hoger wordt. De relatie tussen faalkansruimte en schadefactor is beschreven in §4.3.4.

Doorsneden moeten dus zodanig worden ontworpen dat wordt voldaan aan de volgende voorwaarde:

$$P(Z_1 < 0 \cup Z_2 < 0 \cup \dots \cup Z_n < 0) < P_{eis} \quad (35)$$

Bij het ontwerp worden doorsneden normaal gesproken afzonderlijk beoordeeld. Een eis voor een individuele doorsnede kan als volgt worden weergegeven:

$$P(Z_i < 0) < P_{eis,i} \quad (36)$$

waarin $P_{eis,i}$ de faalkanseis op doorsnedeniveau is. Deze doorsnede-eis moet zodanig worden geformuleerd dat aan de eis op trajectniveau wordt voldaan als elke doorsnede aan de doorsnede-eis voldoet. De relatie tussen de faalkanseisen op doorsnede- en trajectniveau kan als volgt worden beschreven:

$$P_{eis,i} = \frac{P_{norm} \cdot \omega}{\left(1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b}\right)} \quad (37)$$

waarin het lengte-effect wordt bepaald door de lengte van het traject ($L_{traject}$), de fractie van het traject dat gevoelig is voor macrostabiliteit (a) en de lengte van onafhankelijke equivalente vakken (b), waarmee de correlatielengte verwerkt wordt. Deze karakterisering van het lengte-effect is gelijk aan de beschrijving in het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [TAW, 2001]. In het ontwerpinstrumentarium 2014 wordt conform [ENW, 2007] voor $a = 0,033$ en $b = 50m$ gehanteerd. Daarnaast wordt de werkelijke trajectlengte gehanteerd, in plaats

van een vaste 'basis'-trajectlengte van 66 km, hetgeen nog teruggaat op [TAW, 1989]. Omdat de dijktrajecten over het algemeen korter zijn dan 66 km leidt dit tot een verlaging van de faalkanseis en schadefactor. De relatie tussen trajectlengte en schadefactor is beschreven in §4.3.4.

In de voorlopige resultaten van de kalibratiestudie voor WT2017 is voor a een waarde 0,1 gevonden. Dit impliceert (bij lange dijktrajecten) een maximaal 3 keer zo kleine faalkanseis wat leidt tot een verhoging van de vereiste schadefactor van 0,02 à 0,03. Ondanks dat dit in strijd is met de aangegeven voorkeur voor het toepassen van conservatieve waarden zijn voor het ontwerpinstrumentarium 2014 de waarden voor a en b uit [TAW, 2001] overgenomen. Bij een vernieuwde versie kunnen deze zo nodig worden aangepast wanneer de definitieve resultaten uit de kalibratiestudie voor WT2017 beschikbaar zijn.

Bovengenoemde faalkanseis geldt alleen voor de uiterste grenstoestand. Het falen van een waterkering betekent immers dat deze zijn waterkerend vermogen verliest. Niet elke afschuiving zal het waterkerend vermogen van een waterkering wezenlijk bedreigen. Daarom heeft de OI2014-ontwerpregel alleen betrekking op zg. zone 1-afschuivingen.

Omgang met zonerings

Niet elke afschuiving leidt direct tot het falen van een dijk. In de Handreiking Constructief Ontwerpen [TAW, 1994a] en de bijhorende bijlage [TAW, 1994b] wordt daarom voorgesteld om bij de beoordeling van de stabiliteit van binnentaluds onderscheid te maken tussen drie zones. Alleen bij een afschuiving binnen zone 1 kan de stabiliteit van het restprofiel in gevaar komen door overstromend water, vervolgaafschuivingen of microinstabiliteit. Voor deze zone geldt in de Handreiking Constructief Ontwerpen [TAW, 1994a] dan ook de hoogste vereiste stabiliteitsfactor. Voor zone 2 en zone 3 gelden lagere eisen. Voor afschuivingen in zone 2 wordt voor het voorlopig ontwerpinstrumentarium conform [TAW, 2001] als eis $10 \cdot P_{\text{eis,dsn}}$ gehanteerd. In het concept-Technisch Rapport Macrostabiliteit is de zoneringsmethode verbeterd [Zwanenburg et al., 2013:95-100]. Het concept-Technisch Rapport Macrostabiliteit is via de website van Deltares te downloaden.

De zoneringsmethode is afgeleid voor een overschrijdingskansbenadering. De methode is niet direct toepasbaar binnen de overstromingskansbenadering. Zo geldt bijvoorbeeld voor de bepaling van de kruinhoogte van het restprofiel een maximaal toelaatbare overslagdebiet van 0,1 l/s/m. In de overschrijdingskansbenadering (met toepassing op vakniveau) volgt deze overschrijdingskans direct uit de normhoogte. In de overstromingskansbenadering is het niet zo triviaal welke overschrijdingskans moet worden aangehouden bij het construeren van het restprofiel. Daarbij komt dat in het Ontwerpinstrumentarium 2014 voor de bepaling van de kruinhoogte kritieke debieten voorgesteld die aanzienlijk groter zijn dan 0,1 l/s/m. Dit zou betekenen dat de zoneringsmethode slechts in enkele gevallen kan worden toegepast.

Indien de buitenwaterstand en het hydraulisch belastingniveau bij een overslagdebiet van 0,1 l/s/m perfect gecorreleerd zijn (conservatieve aanname) leidt een afschuiving tot falen als de kruinhoogte van het restprofiel lager is dan het hydraulisch belastingniveau. Deze aanname kan zeer conservatief zijn voor watersystemen waarbij golven (en in mindere mate de buitenwaterstand) het hydraulisch belastingniveau bepalen.

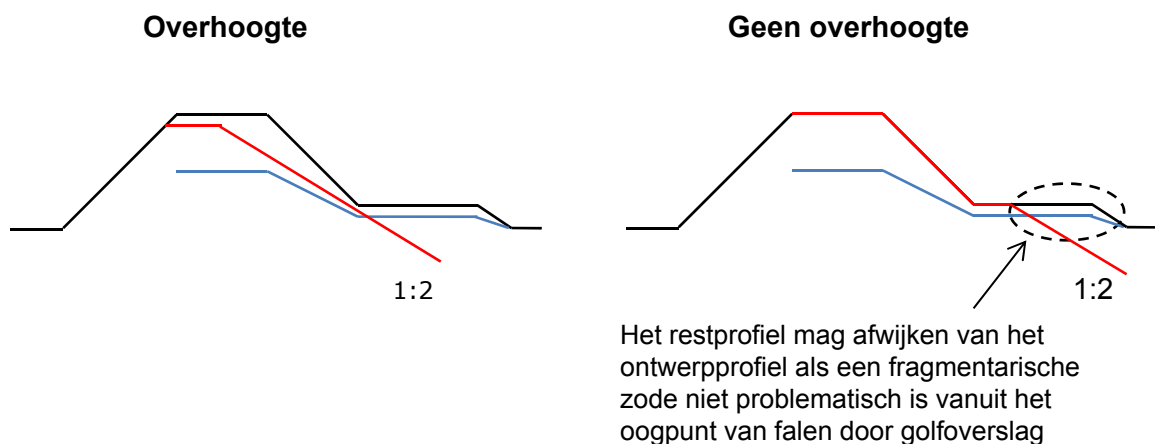
Omdat er op dit moment echter geen betere zoneringsmethode voorhanden is, wordt desondanks voorgesteld om voor de bepaling van de restprofielhoogte in het

Ontwerpinstrumentarium 2014 uit te gaan van dezelfde overschrijdingskans (van 0,1 l/s/m) als de overschrijdingskans (van de buitenwaterstand) waarbij de binnenwaartse macrostabiliteit wordt geëvalueerd.

Dit betekent dat de kruinhoogte van het restprofiel dusdanig dient te worden gekozen dat de kans op overschrijding van een overslagdebiet van 0,1 l/s/m gelijk is aan de getalswaarde van de ontwerpeis (dus zonder N -waarden of faalkansruimtefactor voor het falen door golfoverslag). Alle overige aspecten van de zoneringsmethode uit het concept-Technisch Rapport Macrostabiliteit blijven ongewijzigd, zoals de definitie van de blauwe lijn in Figuur 20, de restprofielkruinbreedte en de taludhellingen van het restprofiel.

De voorgestelde aanpak betekent dat de restprofielhoogte in gebieden met relatief kleine golven (bovenrivierengebied) lager zal zijn de ontwerphoogte van de dijk. Het lengte-effect (factor 1-3) en de faalkansruimtefactor voor falen door golfoverslag (24%) wegen dan immers zwaarder dan een groter kritieke overslagdebiet. Bij de afwezigheid van overhoogte zou het ontwerpprofiel als restprofiel behandeld moeten worden. Wanneer bij deze situatie de glijcirkel in het binnentalud insnijdt wordt aanbevolen contact op te nemen met de Helpdesk.

In Figuur 20 is de voor het Ontwerpinstrumentarium 2014 voorgestelde zoneringsmethode schematisch weergegeven, voor zowel situaties met als zonder overhoogte.



Figuur 20: Schematische weergave van de zoneringsmethode met (links) en zonder (rechts) overhoogte. In de figuur is gemakshalve uitgegaan van dijk die geheel bestaat uit klei, zodat het restprofiel bij overhoogte een constante taludhelling van 1:2 bezit.

4.2

Vaststellen vorm semi-probabilistisch ontwerpvoorschrift

De macrostabiliteit van een ontwerp kan worden geanalyseerd met verschillende analytische en eindige elementen modellen. Bij een semi-probabilistische toepassing worden de modellen gevoed met rekenwaarden. Een rekenwaarde is een karakteristieke waarde (een waarde met een bepaalde kans van over- of onderschrijding), eventueel na combinatie met een partiële factor.

Voor de huidige semi probabilistische voorschriften wordt in [TAW, 2001] de volgende algemene formules gehanteerd:

$$\text{Belasting: } S_d = \gamma_S S_k \quad (38)$$

waarin:

S_d Rekenwaarde van belasting S

S_k Karakteristieke waarde van belasting S

γ_S Overall veiligheidsfactor voor de belasting

De belasting wordt in dit hoofdstuk verder niet behandeld.

$$\text{Sterkte: } R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad \text{met} \quad \gamma_R = \gamma_b \gamma_d \gamma_m \gamma_n \quad (39)$$

waarin:

R_d Rekenwaarde van sterkte R

R_k Karakteristieke waarde van sterkte R

γ_R Veiligheidsfactor voor de sterkte

γ_b Partiële factor voor de onzekerheid over de ondergrondopbouw en de water(over)spanningen (schematiseringfactor)

γ_d Partiële factor voor de modelonzekerheid (modelfactor)

γ_m Partiële factor voor de onzekerheid over de materiaaleigenschappen (materiaalfactor)

γ_n Partiële factor die verband houdt met de normhoogte, het al dan niet falen door hoogwater en het lengte-effect (schadefactor)

Opgemerkt wordt dat in de huidige praktijk de materiaalfactor niet als een overall-factor wordt toegepast, zoals wordt gesuggereerd in (39) maar als factor op de materiaalparameters. De weergave van een overall stabiliteitsfactor $\gamma_R = \gamma_b \gamma_d \gamma_m \gamma_n$ is dus niet geheel correct [Jongejan, 2012].

Voor het ontwerpinstrumentarium 2014 wordt voorgesteld aan te sluiten bij de huidige vorm van semi probabilistische ontwerpvoorschriften met karakteristieke waarden en veiligheidsfactoren. De karakteristieke waarden betreffen 5% en 95% waarden voor de sterkteparameters en gemiddelde waarden voor een dijkstrekking ter grootte van een potentieel glijvlak voor de volumieke gewichten.

4.3 Veiligheidsfactoren

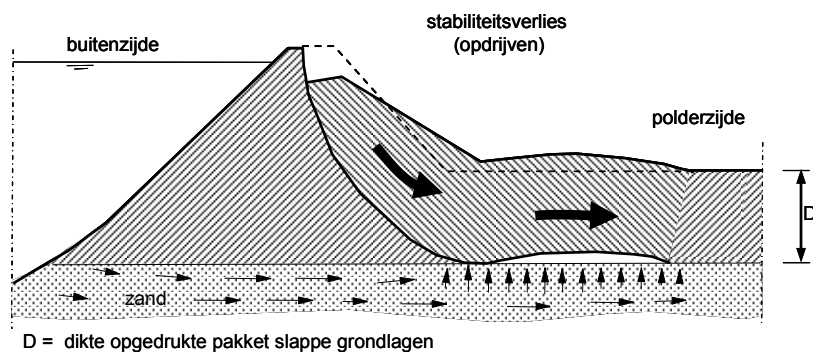
4.3.1 Modelonzekerheid

De beoordeling van macrostabiliteit binnenwaarts kan worden uitgevoerd met verschillende modellen. De modellen Bishop en Uplift-Van kennen beperkingen ten aanzien van de vorm van het glijvlak. Het model van Spencer-Van der Meij en Eindige Elementen Methoden (EEM) hebben deze beperkingen niet en kennen een vrij glijvlak.

Welk model mag worden toegepast is situatieafhankelijk. Bij een analyse van de macrostabiliteit van een binnentalud dient onderscheid te worden gemaakt tussen de volgende gevallen:

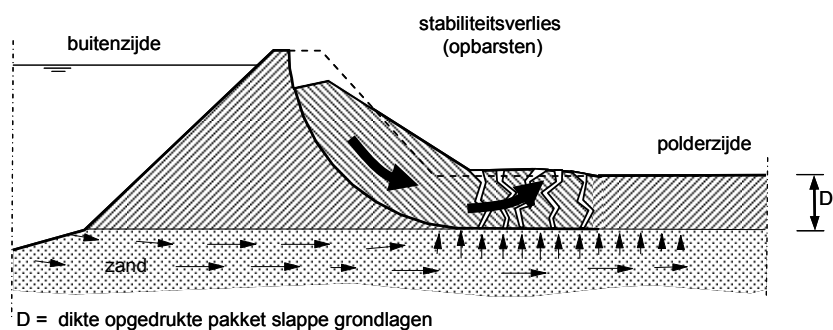
1. Opdrijven: de afdekkende klei- en veenlagen gaan drijven door de hoge potentiaal in de onderliggende, watervoerende zandlaag. Opdrijven treedt op bij relatief dikke pakketten slappe lagen, zoals aangegeven in het op dit

punt vigerende Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [TAW, 2001]. In het concept-Technisch Rapport Macrostabiliteit [Zwanenburg et al., 2013] wordt hiervoor concreet een dikte van meer dan 4 meter voorgesteld. De weerstand op het grensvlak van de opgedrukte slappe lagen en de onderliggende zandlaag neemt hierdoor af of gaat geheel verloren. Voor de beoordeling van de macrostabiliteit van het binnentalud kan een Spencer-Van der Meij-, Uplift-Van- of EEM-analyse worden uitgevoerd.



Figuur 21. Binnenwaartse macrostabiliteit bij een opdrijfsituatie [Zwanenburg et al., 2013].

- Opbarsten: de afdekkende klei- en veenlagen bezwijken door de hoge potentiaal in de onderliggende, watervoerende zandlaag en verliezen hun sterkte. Opbarsten treedt op bij relatief dunne pakketten slappe lagen, zoals aangegeven in het op dit punt vigerende Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [TAW, 2001]. In het concept-Technisch Rapport Macrostabiliteit [Zwanenburg et al., 2013] wordt hiervoor concreet een dikte van minder dan 4 meter voorgesteld. Voor de beoordeling van de macrostabiliteit van het binnentalud kan een Spencer-Van der Meij-, Uplift-Van-, Bishop- of EEM-analyse worden uitgevoerd, met $c=0$ en $\phi=0$.



Figuur 22. Binnenwaartse macrostabiliteit bij een opbarstsituatie [Zwanenburg et al., 2013].

- Geen opdrijven of opbarsten (zie eerdere Figuur 19): voor de beoordeling van de macrostabiliteit van het binnentalud kan een Spencer-Van der Meij-, Uplift-Van-, Bishop- of EEM-analyse worden uitgevoerd.

Voor elk van genoemde gevallen zijn voor een stabiliteitsanalyse meerdere modellen beschikbaar. Voor het ontwerpen wordt voorgesteld geen model voor te schrijven. Daarbij wordt wel opgemerkt dat binnen WT2017 is voorgesteld om het Spencer-Van der Meij model als standaard te hanteren. Dit model heeft als grote voordeel dat het onder alle gevallen kan worden toegepast en ten opzichte van een EEM

model relatief eenvoudig probabilistisch kan worden benaderd. Dit wordt binnen WTI2017 verder onderbouwd.

Voor de modelfactor worden *niet* de huidige factoren zoals vermeld in het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren [Calle, 2011] gehanteerd, maar wordt uitgegaan van de op onderdelen iets strengere, maar ook meer gedifferentieerde waarden uit het concept-Technisch Rapport Macrostabiliteit [Zwanenburg et al., 2013], zoals in de onderstaande tabel staan vermeld. Deze zijn beter onderbouwd dan de waarden in [Calle, 2011]. Ook sluit dit aan bij het Technisch Rapport Analyse Macrostabiliteit met de Eindige Elementen Methode [Bakker et al., 2010]. In de tabel is hetgeen afwijkt van [Calle, 2011] **vet** weergegeven.

Tabel 6: Modelfactoren voor verschillende rekenmodellen voor macrostabiliteit

Opdrijven?	Rekenmodel	onzekerheden rekenmodel	3D-effect	totale factor γ_d
Nee	Bishop	1,10	0,90	1,00
	LiftVan, Spencer-Van der Meij	1,05		0,95
	EEM met Mohr-Coulomb	1,10		1,00
Ja	Bishop ¹	1,10	1,00	1,10
	LiftVan, Spencer-Van der Meij	1,05		1,05
	EEM met Mohr-Coulomb	1,05		1,05
	Horizontaal evenwicht	-		1,20

¹Tevens zogenaamde Bishop $c=\phi=0$ analyses

De voorlopige kalibratie in het WTI 2017 is alleen voor het model van Bishop uitgevoerd. Daarbij is voor het Bishop-model geen afwijkende modelfactor gevonden.

4.3.2 Schematiseringonzekerheid

In de huidige semi-probabilistische toets- en ontwerppraktijk wordt met een schematiseringsfactor rekening gehouden met schematiseringonzekerheid. Deze aanpak past volledig binnen de filosofie van de overstromingskansbenadering. De schematiseringonzekerheid is immers een wezenlijk onderdeel van de totale onzekerheid ten aanzien van de betrouwbaarheid van een dijktaalud.

Voor de omgang met schematiseringstheorie wordt in het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren [Calle, 2011] een aanpak gegeven. Deze aanpak wordt in het ontwerpinstrumentarium 2014 ongewijzigd toegepast.

4.3.3 Materiaalonzekerheid

Bij de bepaling van de rekenwaarden voor de sterkteparameters dienen materiaalfactoren te worden toegepast.

In VNK2 en een voorlopige kalibratiestudie van het WTI2017 is geconcludeerd dat de onzekerheden omtrent de materiaaleigenschappen minder belangrijk zijn dan in het verleden is aangenomen. De invloedscoëfficiënten voor de cohesie en de inwendige wrijving die in het verleden zijn aangehouden bij de afleiding van materiaalfactoren (resp. 0,632 en 0,816) zijn fors groter dan wat uit de probabilistische stabiliteitsanalyses is gebleken (tot ca. 0,25). Bij invloedscoëfficiënten kleiner dan ca. 0,35 worden (ook bij de uitgangspunten die in

het verleden zijn aangehouden bij de afleiding van materiaalfactoren)
materiaalfactoren gelijk aan 1,0 gevonden.

Het bovenstaande suggereert dat de materiaalfactoren naar beneden mogen worden bijgesteld. Dat is echter niet gedaan vanwege de mogelijke overgang van gedraineerd naar ongedraineerd rekenen en de inzichten die met ongedraineerde stabiliteitsanalyses zijn opgedaan. Binnen het project WTI 2017 worden de mogelijkheden voor overgang op deze internationaal geaccepteerde wijze van rekenen nagegaan. De voorlopige onderzoeksresultaten uit WTI 2017 wijzen er op dat deze overgang in het algemeen tot een achteruitgang in de berekende veiligheid zal leiden. In termen van stabiliteitsfactoren moet gedacht worden aan enkele tienden (0,2 tot 0,4), hetgeen de potentiële mogelijkheden om tot een scherper ontwerp te komen door toepassing van gunstiger materiaalfactoren meer dan teniet zou doen. De definitieve onderzoeksresultaten uit WTI 2017 waren ten tijde van het opstellen van dit ontwerpinstrumentarium 2014 nog niet beschikbaar. Als de materiaalfactoren naar beneden worden bijgesteld is er een grote kans dat een ontwerp later, als wordt overgegaan op ongedraineerd rekenen, in de eerstvolgende toetsronde wordt afgekeurd.

4.3.4

Schadefactor

De schadefactor is de factor waarmee de strengheid van het semi-probabilistische voorschrift wordt gerelateerd aan de normhoogte en de lengte van het traject. Op de schadefactor zou op basis van de resultaten uit de voorlopige kalibratiestudie uit WTI 2017 een kleine (gunstige) aanpassing gemaakt kunnen worden. Gelet op het voorlopige karakter van die studie en de beperkte invloed op de schadefactor, is besloten dit niet te doen in het ontwerpinstrumentarium 2014. Hier geldt eveneens het in de voorgaande paragraaf genoemde voorbehoud in verband met de mogelijke overgang naar ongedraineerd rekenen. Daarom zijn de formules uit het Addendum op het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [TAW, 2007] overgenomen:

$$\gamma_n = 1 + 0,13(\beta_{eis,i} - 4,0) \text{ met } \beta_{eis,i} = -\Phi^{-1}(P_{eis,i}) \quad (40)$$

Aanpassing van faalkansruimte en lengte van het dijktraject leidt tot een wijziging van de schadefactor. Dit is weergegeven in onderstaande tabel.

Tabel 7: Relatie schadefactor, faalkansruimtefactor en norm (vet = schadefactor volgens de vigerende aanpak)

P_{norm} [1/jaar]	Faalkans- ruimtefactor [-]	Trajectlengte [km]			
		5	20	50	66
1/100	0,04	1,00	1,00	1,03	1,04
	0,10	1,00	1,00	1,00	1,01
1/1000	0,04	1,04	1,07	1,09	1,10
	0,10	1,01	1,04	1,07	1,08
1/10000	0,04	1,10	1,13	1,15	1,16
	0,10	1,08	1,11	1,13	1,14
1/100000	0,04	1,16	1,19	1,21	1,21
	0,10	1,14	1,16	1,18	1,19

De combinatie van het toepassen van een werkelijke trajectlengte in combinatie met lagere faalkansruimtefactor leidt – ten opzichte van de vroegere ontwerpvoorschriften – bij een kleine trajectlengte (tot ca 20 à 25 km) tot lagere

schadefactoren en bij langere trajectlengte tot een verhoging van de schadefactor met maximaal 0,02 (bij een trajectlengte van 50 km).

4.4 Betekenis van wijzigingen voor Macrostabiliteit Binnenwaarts

De enige wijzigingen in de OI2014-ontwerpregel betreffen (bij een overstromingskans-ontwerpnorm die getalsmatig gelijk is aan de huidige norm):

1. Het hanteren van een faalkansruimtefactor van 0,04 in plaats van 0,1. Dit scheelt een factor 2,5 op de faalkanseis.
2. Het hanteren van de werkelijke trajectlengte in plaats een vaste 'basis'-dijkringlengte van 66 km
3. Het hanteren van modelparameters en zonering conform het concept-Technisch Rapport Macrostabiliteit, met aanpassing voor de overstromingskansbenadering [Zwanenburg et al., 2013]

Een faalkansruimtefactor van 0,04 in plaats van 0,1 leidt tot een schadefactor die 0,02 à 0,03 hoger wordt. De aanpassing van de voorheen deels impliciet veronderstelde 'basis'-dijkringlengte van 66 km tot een trajectlengte van slechts 5 km scheelt meer dan 0,05 (veiliger) in de schadefactor. De combinatie van het toepassen van een werkelijke trajectlengte in combinatie met lagere faalkansruimtefactor leidt bij kleine trajectlengte (tot ca. 20 à 25 km) tot lagere schadefactoren en bij langere trajectlengte tot een verhoging van de schadefactor met maximaal 0,02 (bij trajectlengte van 50 km). In het bovenrivierengebied is de invloed hiervan op het ontwerp gering, maar langs de Lek, waar de opdrijfproblematiek speelt, kan een dergelijke verhoging tot maximaal 5m langere stabiliteitsberm leiden, hetgeen in een bebouwde omgeving een wezenlijk verschil kan uitmaken. Gegeven deze impact is een afzonderlijk consequentie-onderzoek naar faalkansruimtefactor en trajectlengte door het expertpanel niet opportuun geacht.

5 Bekledingen

In dit hoofdstuk wordt het effect beschreven van het hanteren van overstromingskansnormen op het dimensioneren van asfaltbekledingen en steenzettingen.

5.1 Asfaltbekledingen

Voor het ontwerp van asfaltbekledingen is de actuele stand van kennis vastgelegd in het Technisch Rapport Asfalt voor Waterkeren [TAW, 2002], dat in 2010 op essentiële punten is aangevuld door het STOWA-rapport State of the Art Asfaltdijkbekledingen [STOWA, 2010]. Deze kennis wordt zonder wezenlijke aanpassingen overgenomen in het (concept) Technisch Rapport Dijkbekledingen, deel 3: Asfaltbekledingen dat ten tijde van het tot stand komen van dit ontwerpinstrumentarium 2014 het ENW-traject voor goedkeuring doorliep. De ontwerpmethode voor asfaltbekledingen is in feite een deterministische methode gebaseerd op schematisatie van de bezwijkmechanismen en rekenregels uit de toegepaste mechanica. Door het gebruik van conservatieve rekenwaarden voor de verschillende invoerparameters wordt een veilig resultaat verkregen. Aangezien golven niet snel een asfaltbekleding tot bezwijken belasten, zijn (full-scale) bezwijkproeven waarop het absolute niveau van de sterkte volgens de modellering kan worden afgeijkt, niet voorhanden.

Het WT12017/SBW-onderzoek naar de veiligheid van het rekenmodel voor asfaltbekledingen, belast door herhaalde golfklappen (GOLFKLAP), bevat meerdere sporen. Het ene spoor betreft de validatie van het rekenmodel zelf. Daarbij wordt door het uitvoeren van schaalproeven zo goed mogelijk ondervangen dat niet kan worden beschikt over full-scale bezwijkproeven. Uit deze proeven wordt inzicht verworven in de betrouwbaarheid van de rekenmethode zelf en de waarde van de gehanteerde invoerparameters. Een ander spoor betreft de proef-kalibratie, waarbij, uitgaande van diverse onzekerheden, inzicht wordt verkregen op het absolute niveau van de veiligheid die de rekenmethode met rekenwaarden oplevert (zie hiervoor ook §1.4).

De voorlopige resultaten doen vermoeden dat de huidige rekenmethode aan de veilige kant is. Dat is echter op basis van een goed bekende asfaltkwaliteit. Bij de toetsing dient die asfaltkwaliteit dan ook voor alle oudere bekledingen op metingen te worden gebaseerd. Bij een ontwerp gaat het echter om de onzekerheid in de asfaltkwaliteit op lage termijn (30 tot 50 jaar of nog langer).

Als wordt gekeken naar de rekenmethode (GOLFKLAP) dan lijkt het voor de hand te liggen om de veiligheid te zoeken in een wat grotere laagdikte, net als bij steenzettingen (zie §5.2). En uiteraard levert een grotere dikte meer veiligheid op. Maar de uitkomst van de rekenmethode, de Minersom, is relatief ongevoelig voor de bekledingsdikte. Bovendien kan in de ontwerp-praktijk in geval van waterbouw-asfaltbeton al snel worden volstaan met een pragmatische minimale bekledingsdikte die is gebaseerd op andere criteria dan golfbelastingen (bijv. de belasting door onderhoudsvoertuigen). De meest effectieve wijze om tot betere asfaltbekledingen te komen moet dus niet zozeer worden gezocht in een grotere asfaltlaagdikte, als wel in een optimale asfaltkwaliteit.

Het belangrijkste item voor het sterkte van de asfaltbekleding is in feite de aanlegkwaliteit. Een goed mengselontwerp en een goede kwaliteitsborging bij de uitvoering zijn hiervoor bepalend. Daarbij moet worden gelet op aspecten zoals:

1. de affiniteit tussen bitumen en steenslag;
2. de verwerkbaarheid van het asfaltmengsel;
3. de verdichting.

Kortom, veiliger asfaltbekledingen kunnen worden gerealiseerd door eenvoudigweg een grotere asfaltlaagdikte toe te passen, maar dat is niet erg kosteneffectief. Meer aandacht voor kwaliteitsborging bij mengselontwerp en uitvoering, zoals beschreven in de reeds genoemde rapporten verdient daarom de voorkeur.

5.2 Steenzettingen

Voor het ontwerp van steenzettingen is de actuele stand van kennis vooral vastgelegd in het rekenmodel Steentoets2010. Dat kan zowel worden gehanteerd voor de toetsing als voor het ontwerp van steenbekledingen. De ontsluiting van de kennis is nu nog via het TR Steenzettingen maar zal binnenkort zijn via het TR-Dijkbekledingen, deel 2: Steenzettingen, dat ten tijde van het tot stand komen van dit ontwerpinstrumentarium 2014 het ENW-traject voor goedkeuring doorliep. De ontwerpmethodiek voor steenzettingen is een semi-probabilistische. De volgende combinatie van factoren zorgen daarbij voor veiligheidsmarges in een ontwerp c.q. toetsing:

1. Voor een enkele invoerparameter wordt een conservatieve rekenwaarde gehanteerd;
2. conservatisme dat impliciet in de rekenmethodiek aanwezig is;
3. in het ontwerp wordt een overall veiligheidsfactor op de toplaagdikte toegepast (afgestemd op de rekenwaarden) van 1,1.

Momenteel worden op basis van geavanceerder probabilistische methoden de waarden van de benodigde veiligheidsfactoren bepaald [Kaste & Klein Breteler, 2012, 2013a,b]. Deze zijn afhankelijk van het type steenzetting (aandacht voor twee typen: zuilen of hergebruikte blokken) en uiteraard van de eventueel aanwezige reststerkte van het dijklichaam. Voorts is het vermelden waard dat er wordt gewerkt aan een "Vergelijkend onderzoek steenzettingen" waarin sterkteverschillen tussen verschillende (innovatieve) typen zettingen, zullen worden onderzocht. De verwachting is dat door verder onderscheid te maken in de zuilenzettingen, dat specifieke zuilenzettingen kosteneffectiever kunnen worden toegepast. Het resultaat van dit onderzoek zal echter pas in de loop van 2014 beschikbaar komen. Omdat dit onderzoek nog is gerelateerd aan de overschrijdingskansbenadering kunnen deze onderzoeksresultaten niet direct worden overgenomen. De kalibratiestudies die in het kader van het project WT12017 worden uitgevoerd, berusten wel op een overstromingskansbenadering. De uitgangspunten die daarbij verder worden gehanteerd, zijn consistent met die van het ontwerpinstrumentarium 2014.

Voor steenzettingen is de sterkte van de zetting grofweg evenredig met ΔD : het product van het relatieve soortelijk gewicht en de bekledingsdikte. Daarom kan extra veiligheid in geval van steenzettingen naar believen worden verkregen door zwaardere stenen toe te passen. Zuilen voor steenzettingen worden geleverd met standaard lengtes afgerond op 0,05 m en een ρ tussen 2300 kg/m³ voor standaard beton en 2900 kg/m³ voor het zwaarste beton. NB: de maximale zuilhoogte is 0,5 m.

Een 10% hogere ΔD -waarde, bijvoorbeeld een 0,5 m hoge zuil i.p.v. een 0,45 m hoge zuil, leidt tot een meerprijs op de aanneemsom van ca. 5% bij de reconstructie van een steenzetting.

Een 10% hogere ΔD -waarde correspondeert met een verhoging van de veiligheidsfactor op de toplaagdikte van 1,1 naar 1,2.

6 Kunstwerken

De huidige ontwerp-/toetsregels in de Leidraad Kunstwerken [TAW, 2003] zijn reeds gekoppeld aan faalkanseisen. Deze faalkanseisen zijn gerelateerd aan de getalswaarden van de huidige normfrequenties. De voornaamste veranderingen van de huidige ontwerpregels zullen betrekking hebben op de (bepaling van) deze faalkanseisen. De faalkanseisen in het ontwerpinstrumentarium 2014 zijn immers gerelateerd aan maximaal toelaatbare overstromingskansen. Ook wordt in het ontwerpinstrumentarium 2014 een faalkansbegroting gehanteerd die afwijkt van de faalkansbegroting in de Leidraad Kunstwerken.

In §6.1 wordt ingegaan op de algemene uitgangspunten die in het kader van dit ontwerpinstrumentarium 2014 gelden voor kunstwerken. In §6.2 wordt ingegaan op overloop en golfoverslag, in §6.3 op de betrouwbaarheid van sluiting, in §6.4 op onder- en achterloopsheid en in §6.5 wordt ten slotte ingegaan op constructief falen.

6.1 Algemene uitgangspunten

In lijn met hetgeen hiervoor beschreven is voor dijken, wordt uitgegaan van een referentieperiode van 1 jaar, met uitzondering van constructief falen waarvoor een referentieperiode van 10 jaar geldt, zie ook §1.3 punt 6.

Aangesloten wordt bij de in tabel 1 vermelde toelaatbare faalkansen voor overloop en golfoverslag, betrouwbaarheid sluiten, piping en constructief falen.

6.2 Overloop en golfoverslag

Volgens de huidige sterktemodellering faalt een kunstwerk als het Open Keer Peil wordt overschreden. Wat het Open Keer Peil is, is afhankelijk van het ontwerp van de constructie (bijv. de erosiebestendigheid) en het kombergend vermogen van het achterliggende gebied. De grenstoestandfunctie luidt zodoende als volgt:

$$Z_{HT} = OKP - H \quad (41)$$

waarin H de onzekere buitenwaterstand is en OKP het (eveneens onzekere) Open Keer Peil is.

Een probabilistische modellering vormt de basis voor de semi-probabilistische uitwerking. Uitgaande van de bovengenoemde Z -functie geldt voor de faalkans van een kunstwerk i :

$$P_{f,HT,i} = P(Z_{HT,i} < 0) = P(H_i > OKP_i) \quad (42)$$

Voor de kans op falen door golfoverslag in een traject bestaande uit n objecten (dijkvakken, kunstwerken) geldt ($i=..n$):

$$P_{f,HT} = P(Z_{HT,1} < 0 \cup Z_{HT,2} < 0 \cup \dots \cup Z_{HT,n} < 0) \quad (43)$$

De faalkans op trajectniveau dient kleiner te zijn dan een faalkanseis P_{eis} . Deze faalkanseis kan als volgt worden afgeleid van de maximaal toelaatbare overstromingskans (ontwerpeis):

$$P_{eis,HT} = f_{HT} \cdot P_{norm} \quad (44)$$

waarin f_{HT} de faalkansruimtefactor (0,24; zie tabel 1) voor falen door overloop of golfoverslag is en P_{norm} de maximaal toelaatbare overstromingskans die bij het ontwerpen moet worden aangehouden. Kunstwerken en dijkvakken moeten dus zodanig worden ontworpen dat wordt voldaan aan de volgende voorwaarde:

$$P(Z_{HT,1} < 0 \cup Z_{HT,2} < 0 \cup \dots \cup Z_{HT,n} < 0) < P_{eis,HT} \quad (45)$$

De doorsnede-eis moet zodanig worden geformuleerd dat aan de eis op trajectniveau wordt voldaan als elke doorsnede aan de doorsnede-eis voldoet. Bij het ontwerp worden kunstwerken normaal gesproken afzonderlijk beoordeeld. De eis voor een individueel kunstwerk kan als volgt worden geschreven:

$$P(Z_{HT,i} < 0) < \frac{P_{eis,HT}}{N_{HT}} \quad (46)$$

waarin N_{HT} een maat voor het lengte-effect bij golfoverslag is. De N_{HT} -waarde is gelijk aan de N -waarde die voor golfoverslag bij dijken wordt gehanteerd. De tabel met de N -waarde per traject bij de OIKT-ontwerpregel voor dijken kan dus ook bij de kunstwerken gebruikt worden.

Een ontwerp van een kunstwerk dient nu aan de volgende voorwaarde te voldoen:

$$P(H_i > OKP_{i,d}) < \frac{P_{eis,HT}}{N_{HT}} \quad (47)$$

Waarin $OKP_{i,d}$ de rekenwaarde van het Open Keer Peil bij kunstwerk i is. Deze rekenwaarde dient dusdanig te worden vastgesteld dat wordt voldaan aan de voorwaarde in vergelijking (46) als wordt voldaan aan de voorwaarde in vergelijking (47).

De OIKT-ontwerpregel wordt gegeven door vergelijking (47) en niet door vergelijking (46). Dit heeft te maken met de huidige ontwerpmiddelen (Hydra's), waarin niet met een stochastische Open Keer Peil kan worden gewerkt. Het vaststellen van geschikte rekenwaarden voor de Open Keer Peil bij kunstwerken vormt geen onderdeel van het OIKT aangezien dit per kunstwerk sterk kan verschillen.

Benadrukt wordt dat de bovengenoemde ontwerpregel voor overslag qua vorm volledig identiek is aan de huidige ontwerpregel. De enige werkelijke verandering betreft de maximaal toelaatbare overschrijdingskans. Verder dient de ontwerper zich bewust te zijn van het feit dat $OKP_{i,d}$ in vergelijking (47) verband houdt met *falen* en niet bijv. met de start van schade aan het kunstwerk.

6.3

Betrouwbaarheid sluiting

Als een kunstwerk niet gesloten is en er sprake is van een kritieke buitenwaterstand, faalt het kunstwerk. De kans op falen ten gevolge van niet-sluiten kan zodoende als volgt worden berekend (zie ook de huidige Leidraad Kunstwerken):

$$P_{f,BS,i} = P_{ns,i} \cdot n_i \cdot P_{open,i} \quad (48)$$

waarin:

- $P_{f,BS,i}$ Kans op (frequentie van) falen van kunstwerk i ten gevolge van een falende sluiting [per jaar]
 $P_{ns,i}$ Kans op niet-sluiten van kunstwerk i bij een sluitvraag [-]
 n_i Frequentie van overschrijding van het kritieke buitenwaterstand bij kunstwerk i [per jaar]. Deze waterstand wordt ook wel het Open Keer Peil (OKP) genoemd. Het OKP is de buitenwaterstand die bij een open kering nog net niet tot falen leidt.
 $P_{open,i}$ De kans dat kunstwerk i gesloten moet worden bij het optreden van een kritieke buitenwaterstand [-].

Voor de faalkans van een kunstwerk door niet-sluiten dient te gelden:

$$P_{f,BS,i} < \frac{P_{eis,BS}}{N_{BS}} \quad \text{met} \quad P_{eis,BS} = P_{norm} \cdot \omega_{BS} \quad (49)$$

waarin $\omega_{BS} = 0,04$ (zie tabel 1) en N_{BS} het aantal kunstwerken is waarvan de betrouwbaarheid van de sluiting aan de orde is. In het ontwerpinstrumentarium 2014 wordt bij wijze van bovengrensbepaling uitgegaan van $N_{BS}=5$. Dit is een eis die hoort bij een traject waarin zich 5 kunstwerken bevinden waarbij betrouwbaarheid sluiting relevant is en die precies dezelfde faalkansen hebben. Zo beschouwd lijkt $N_{BS}=5$ een conservatieve aanname. In combinatie met $f_{BS}=0,04$ leidt dit tot een faalkanseis van $1/125^e$ van de getalswaarde van de norm. De huidige Leidraad Kunstwerken gaat uit van een faalkanseis per kunstwerk van $1/10^e$ van de normfrequentie. In combinatie met ontwerpeisen die fors (factor 10 of meer) strenger kunnen zijn dan $1/10.000$ per jaar zal vergelijking (49) leiden tot relatief hoge eisen aan de betrouwbaarheid van sluitingen en/of tot relatief hoge drempelniveaus.

De huidige scoretabel uit de Leidraad Kunstwerken voor het bepalen van de kans op het falen van een sluiting leidt tot overschattingen van de faalkans. In het kader van het WTI2017-project zal deze scoretabel dan ook worden vervangen/ge-update. Zolang deze update niet gereed is, kan het nodig zijn om ontwerpers tailor-made faalkansen voor het sluitproces te laten bepalen.

6.4

Onder- en achterloopsheid

Beoordelingen van de onder- en achterloopsheid kunnen op verschillende wijzen worden uitgevoerd:

1. Grondwaterstromingsberekening
2. Fragmentenmethode
3. Formule van Lane

Vooralsnog zijn er geen aanwijzingen om af te wijken van de huidige beoordelingsmethoden/ontwerpregels zoals opgenomen in de Leidraad Kunstwerken [TAW, 2003], afgezien van de getalswaarden voor de faalkans. De wijze van

schematiseren en de wijze van uitvoering zullen in de praktijk ook belangrijker zijn dan de precieze getalswaarden van veiligheidsfactoren.

6.5 Constructief falen

Voor constructief falen worden in het ontwerpinstrumentarium 2014 geen ontwerpregels voorgesteld. Voor het opstellen van een constructief ontwerp is het voor ontwerpers praktisch als zoveel mogelijk wordt aangesloten op de ontwerpfilosofie uit de Eurocode/het bouwbesluit (referentieperiode gelijk aan geplande levensduur). De te hanteren referentieperiode is momenteel onderwerp van discussie. Het werd niet raadzaam geacht om vanuit het project 'Ontwerpinstrumentarium 2014' op de uitkomsten van deze discussie vooruit te lopen of lopende werkzaamheden te doorkruisen. Voor het ontwerpinstrumentarium 2014 zal worden aangesloten bij de uitkomst van de discussie en zolang deze nog loopt op de Eurocode.

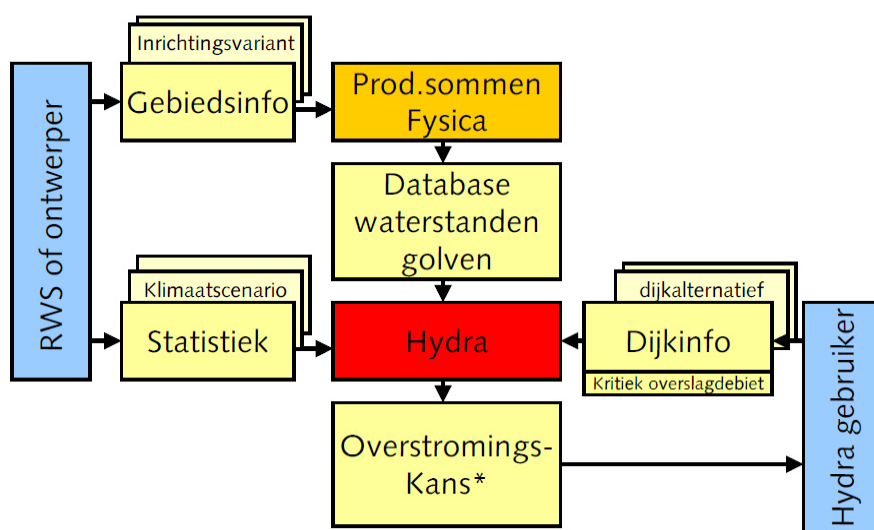
7 Afleiden van ontwerpbelastingen

In dit hoofdstuk wordt uiteengezet hoe de hydraulische ontwerpcondities die dient te worden toegepast bij het ontwerpen kan worden afgeleid. Hierbij ligt de focus op de watersystemen waaraan projectlocaties liggen welke opgepakt worden in het kader van het ontwerpinstrumentarium 2014.

7.1 Afleiden van hydraulische randvoorwaarden

De afleiding van ontwerpcondities is gebaseerd op de afleiding van hydraulische randvoorwaarden die worden gebruikt bij de toetsing van waterkeringen. **Error! Reference source not found.** geeft een weergave van de wijze waarop normaliter ten behoeve van de toetsing de hydraulische randvoorwaarden worden afgeleid. De kern van deze afleiding wordt gevormd door de zogenaamde Hydra-modellen, waarmee op probabilistische wijze de hydraulische randvoorwaarden worden bepaald. Als input voor deze bepaling wordt (verwerkte) gebiedsinformatie, statistiek en dijk informatie gebruikt. Ten behoeve van de toetsing wordt deze input gebaseerd op de situatie geldig voor de toetsperiode: over het algemeen een zichtperiode van 6 à 7 jaar. Voor het ontwerp dient deze input aangepast te worden, zodanig dat de toekomstige situatie wordt beschreven. Dit betekent onder meer dat de statistiek van zeewaterstanden en rivierafvoeren aangepast dient te worden. Dit betekent echter ook dat (indien relevant) de gebiedsinformatie aangepast dient te worden, bijvoorbeeld om Ruimte voor de Rivier maatregelen mee te nemen.

Aspecten zoals verandering van dijkprofiel en wijziging van normfrequentie zijn vaak relevant voor zowel het toetsen als ontwerpen van dijken. Omdat deze informatielokaal gebonden is, wordt deze informatie niet opgenomen in databases: de gebruiker kan deze informatie bij iedere berekening specificeren. Voor het ontwerp kan dan ook eenvoudig voor een alternatief dijkprofiel of aangepaste normfrequentie worden gekozen.



Figuur 23: Weergave van reguliere werkwijze om tot hydraulische randvoorwaarden te komen

De inhoud van de recepten verschilt voor verschillende belastingtypen (HBN, Ontwerppeil, etc) en verschillende watersystemen. Over het algemeen kan echter gesteld worden dat de recepten de volgende opbouw hebben:

- 1 Indien relevant en mogelijk, aanpassen statistiek en gebiedsinformatie welke als input dient voor het Hydra-model voor het beschouwde watersysteem.
- 2 Afleiden hydraulische randvoorwaarden met behulp van het Hydra-model voor het beschouwde watersysteem en de aangepaste input.
- 3 Correctie van de hydraulische randvoorwaarden voor klimaatverandering (indien niet reeds in het Hydra-model meegenomen) en gebiedsinformatie welke niet aangepast kunnen worden in het Hydra-model.
- 4 Correctie van de hydraulische randvoorwaarden met een robuustheidstoeslag

Voor de afleiding van de hydraulische ontwerprandvoorwaarden zijn bij het schrijven van dit memo de volgende Hydra modellen beschikbaar:

- Kust en estuaria: Hydra-K versie 3.6.5 (met extra opties)
- Zoete wateren (rivieren en meren): Hydra-Zoet versie 1.6.0
- Hollandse IJssel: Hydra-BS versie 1.2.0

Voor elk van deze Hydra modellen zijn zogenaamde databases fysica beschikbaar waarin de gebiedsinformatie is opgenomen. Standaard worden de Hydra modellen beschikbaar gesteld met de vigerende databases: HR2006 of WTI2011. Naast deze databases zijn er ook databases beschikbaar waarin gebiedsingrepen zijn verwerkt, bijvoorbeeld alle Ruimte voor de Rivier ingrepen. Afhankelijk van het watersysteem en de planperiode dient de bijbehorende database te worden opgevraagd en gebruikt in combinatie met het vigerende Hydra model.

7.2 Toepassen van toeslagen en klimaatverandering

Onderdeel van het recept voor het afleiden van hydraulische randvoorwaarden is het toepassen van een robuustheidstoeslag en het in rekening brengen van klimaatverandering (zeespiegelstijging en/of toename rivierafvoer). Van oudsher wordt de robuustheidstoeslag gehanteerd om modelonzekerheden te verdisconteren. In het kader van WTI2017 wordt echter overwogen om zowel modelonzekerheden als statistische onzekerheden als onderdeel van de hydraulische belastingen mee te nemen. Hierdoor ontstaan na uitwerking van WTI2017 mogelijk zwaardere hydraulische randvoorwaarden, welke in het meest extreme geval zouden kunnen leiden tot een vroegtijdig afkeuren van dijkontwerpen gemaakt in het kader van HWBP.

In het document *Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden ten behoeve van HWBP projecten* [Deltares, 2014] is per belastingstelsel aangegeven hoe de hydraulische ontwerprandvoorwaarden dienen te worden bepaald. Hierbij wordt ook ingegaan op het meenemen van klimaatverandering en een robuustheidstoeslag.

BIJLAGEN

Literatuur

[Bakker et al., 2010]

Henk Bakker, Joost Bredeveld & Hans Teunissen, *Technisch Rapport Analyse Macrostabieliteit Dijken met de Eindige Elementen Methode*, rapportage 1202121-012-GEO-0005, Deltares, Delft, december 2010.

[Calle, 2011]

Ed Calle, *Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken*, rapportage 1001411-010-GEO-0007, Deltares, Delft, april 2011.

[Deltares, 2014]

Deltares, *Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden ten behoeve van HWBP projecten*. Deltares rapport 1208992-000-HYE-0008-v1-r- Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden. J. den Bieman, A.J. Smale.

[ENW, 2007]

Expertise Netwerk Waterkeren, *Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies*, Ministerie van Verkeer & Waterstaat, Den Haag, juli 2007.

[ENW, 2008]

Expertise Netwerk Waterkeren, *Addendum I bij de Leidraad Rivieren t.b.v. het ontwerpen van rivierdijken*, Ministerie van Verkeer en Waterstaat, z.p., 2008.

[ENW, 2009/2010]

Expertise Netwerk Waterkeren, *Technisch Rapport Actuele sterkte van dijken*, Rijkswaterstaat Waterdienst, z.p., 27 maart 2009/juli 2010.

[Förster et al., 2012]

Ulrich Förster, Geeralt van den Ham, Ed Calle & Gerard Kruse, *Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen*, rapportage 1202123-003-GEO-0002, Deltares, Delft, 2012.

[Jongejan et al., 2011]

Jongejan, R.B., Calle, E.O.F., Vrouwenvelder, A.C.W.M., *Kalibratie van semi-probabilistische toetsvoorschriften: Algemeen gedeelte*, rapportage 1202575-002, Deltares, Delft, 2011.

[Jongejan, 2012]

Jongejan, R.B., *Kalibratie semi-probabilistisch toetsvoorschrift voor macrostabieliteit binnenwaarts*, rapportage 1206006-006-ZWS-0004 - concept, Deltares, Delft, 20 november 2012.

[Jongejan, 2013a]

Jongejan, R.B., *Vaststellen uitgangspunten definitieve kalibratie*, WTI 2017, cluster Raamwerk, rapportage 1207803-001, Deltares, Delft, juli 2013.

[Jongejan, 2013b]

Jongejan, R.B., *Kalibratie van semi-probabilistische toetsvoorschriften: Aanpak en uitgangspunten*, concept-rapportage 1204145-001, Deltares, Delft, 2013.

[Kaste & Klein Breteler, 2012]

D.L. Kaste, M. Klein Breteler, *Veiligheidsfactor voor ontwerpen met Steentoets2010*, rapportage 1206424-010-HYE-0003, Deltares, Delft, november 2012.

[Kaste & Klein Breteler, 2013a]

D.L. Kaste, M. Klein Breteler, *Veiligheidsfactor voor ontwerpen met Steentoets2010 voor blokken op hun kant*, concept-rapportage, Deltares, Delft, 2013.

[Kaste & Klein Breteler, 2013b]

D.L. Kaste, M. Klein Breteler, *Residual strength of dikes after block revetment failure, given as a safety factor on Steentoets*, conceptrapportage, Deltares, Delft, 2013.

[Kind, 2013]

J.M. Kind, Economically efficient flood protection standards for the Netherlands, *Journal of Flood Risk Management*, 15 pp., published online 21 January 2013.

[Lopez de la Cruz et al, 2010]

J. Lopez de la Cruz, T.Schweckendiek., C. Mai Van & W. Kanning, *SBW Hervalidatie piping - HP8b Kalibratie van de veiligheidsfactoren*, rapportage 1202123-002-GEO-0005, Deltares, Delft, 2010.

[van der Meer et al., 2012]

Jentsje van der Meer, André van Hoven, Maurice Paulissen, Gosse Jan Steendam, Henk Verheij, Gijs Hoffmans & Gerard Kruse, *Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde*, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, z.p., 25 oktober 2012.

[RWS, 2013]

Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving, *Handreiking ontwerpen met overstromingskansen*, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, Delft, 2013.

[STOWA, 2010]

Stichting Toegepast Onderzoek Waterbeheer, *State of the art asfaltdijkbekledingen*, rapportage 2010-W06, STOWA, Amersfoort, 2010.

[TAW, 1985]

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken. Deel 1 – bovenrivierengebied*, Staatsuitgeverij, Den Haag, september 1985.

[TAW, 1989]

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken. Deel 2 – benedenrivierengebied*, Waltman, Delft, september 1989.

[TAW, 1994a]

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Handreiking Constructief Ontwerpen*, TAW, Delft, april 1994.

[TAW, 1994b]

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Handreiking Constructief Ontwerpen bijlagen 2-5*, TAW, Delft, april 1994.

[TAW, 2001]

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies*, Rijkswaterstaat, Delft, juni 2001.

[TAW, 2002]

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

[TAW, 2003]

Technisch Adviescommissie voor de Waterkeringen, *Leidraad Kunstwerken*, Rijkswaterstaat, Delft, mei 2003.

[Zwanenburg et al., 2013]

Cor Zwanenburg, Alexander van Duinen & Arno Rozing, *Technisch Rapport Macrostabieliteit*, rapportage 1204203-007-GEO-0003, Deltares, Delft, februari 2013.

Bijlage A: N-waarden per deelgebied

In Figuur 24 en bijlage A is per dijktraject aangegeven welke N-waarde van toepassing is.



Figuur 24: N-waarden per dijktraject.

Tabel 8: N-waarden per dijktraject

Dijktraject	Onderdeel van dijkkring	N-waarde
1_1	Schiermonnikoog (1)	3
1_2	Schiermonnikoog (1)	2
2_1	Ameland (2)	Duin
2_2	Ameland (2)	2
3_1	Terschelling (3)	Duin
3_2	Terschelling (3)	2
4_1	Vlieland (4)	Duin
4_2	Vlieland (4)	2
5_1	Texel (5)	Duin
5_2	Texel (5)	2

Dijktraject	Onderdeel van dijkkring	N-waarde
6_1	Friesland en Groningen (6)	3
6_2	Friesland en Groningen (6)	3
6_3	Friesland en Groningen (6)	3
6_4	Friesland en Groningen (6)	3
6_5	Friesland en Groningen (6)	3
6_6	Friesland en Groningen (6)	3
6_7	Friesland en Groningen (6)	3
6_8	Friesland en Groningen (6)	3
7_1	Noordoostpolder (7)	3
7_2	Noordoostpolder (7)	3
8_1	Flevoland (8)	3
8_2	Flevoland (8)	3
8_3	Flevoland (8)	3
9_1	Vollenhove (9)	2
9_2	Vollenhove (9)	2
10_1	Mastenbroek (10)	2
10_2	Mastenbroek (10)	2
10_3	Mastenbroek (10)	2
11_1	IJsseldelta (11)	2
11_2	IJsseldelta (11)	2
12_1	Wieringen (12)	3
12_2	Wieringen (12)	2
13_0	Noord-Holland (13)	3
13_1	Noord-Holland (13)	Duin
13_2	Noord-Holland (13)	3
13_3	Noord-Holland (13)	Duin
13_4	Noord-Holland (13)	3
13_5	Noord-Holland (13)	2
13_6	Noord-Holland (13)	2
13_7	Noord-Holland (13)	2
13_8	Noord-Holland (13)	2
13-a_1	IJburg (13-a)	2
13-b_1	Marken (13-b)	2
14_1	Zuid-Holland (14)	2
14_2	Zuid-Holland (14)	2
14_3	Zuid-Holland (14)	2
14_4	Zuid-Holland (14)	Duin
14_5	Zuid-Holland (14)	3
14_6	Zuid-Holland (14)	Duin
14_7	Zuid-Holland (14)	3
14_8	Zuid-Holland (14)	Duin
14_9	Zuid-Holland (14)	3
15_1	Lopiker- en Krimpenerwaard (15)	1
15_2	Lopiker- en Krimpenerwaard (15)	2
16_1	Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden (16)	1
16_2	Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden (16)	2
16_3	Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden (16)	1
16_4	Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden (16)	1
17_1	IJsselmonde (17)	2
17_2	IJsselmonde (17)	2
17_3	IJsselmonde (17)	2
18_1	Pernis (18)	2
19_1	Rozenburg (19)	2
20_1	Voorne-Putten (20)	Duin
20_2	Voorne-Putten (20)	2
20_3	Voorne-Putten (20)	2
20_4	Voorne-Putten (20)	2
21_1	Hoekse Waard (21)	2
21_2	Hoekse Waard (21)	2
22_1	Eiland van Dordrecht (22)	2
22_2	Eiland van Dordrecht (22)	2

Dijktraject	Onderdeel van dijkkring	N-waarde
23_1	Biesbosch (23)	-
24_1	Land van Altena (24)	1
24_2	Land van Altena (24)	1
24_3	Land van Altena (24)	1
25_1	Goeree-Overflakkee (25)	Duin
25_2	Goeree-Overflakkee (25)	2
25_3	Goeree-Overflakkee (25)	Duin
25_4	Goeree-Overflakkee (25)	2
26_1	Schouwen Duiveland (26)	Duin
26_2	Schouwen Duiveland (26)	2
26_3	Schouwen Duiveland (26)	2
27_1	Tholen en St. Philipsland (27)	2
27_2	Tholen en St. Philipsland (27)	2
28_1	Noord-Beveland (28)	2
29_1	Walcheren (29)	Duin
29_2	Walcheren (29)	3
29_3	Walcheren (29)	Duin
29_4	Walcheren (29)	2
29_5	Walcheren (29)	Duin
29_6	Walcheren (29)	2
30_1	Zuid-Beveland west (30)	2
30_2	Zuid-Beveland west (30)	2
30_3	Zuid-Beveland west (30)	2
31_1	Zuid-Beveland oost (31)	2
31_2	Zuid-Beveland oost (31)	2
32_1	Zeeuwsch Vlaanderen (32)	2
32_2	Zeeuwsch Vlaanderen (32)	2
32_3	Zeeuwsch Vlaanderen (32)	2
34_1	West-Brabant (34)	2
34_2	West-Brabant (34)	2
34-a_1	Geertruidenberg (34-a)	2
35_1	Donge (35)	2
35_2	Donge (35)	2
36_1	Land van Heusden/de Maaskant (36)	1
36_2	Land van Heusden/de Maaskant (36)	1
36_3	Land van Heusden/de Maaskant (36)	1
36_4	Land van Heusden/de Maaskant (36)	1
36_5	Land van Heusden/de Maaskant (36)	1
36-a_1	Keent (36-a)	1
37_1	Nederhemert (37)	1
38_1	Bommelerwaard (38)	1
38_2	Bommelerwaard (38)	1
39_1	Alem (39)	1
40_1	Heerewaaarden (40)	1
40_2	Heerewaaarden (40)	1
41_1	Land van Maas en Waal (41)	1
41_2	Land van Maas en Waal (41)	1
41_3	Land van Maas en Waal (41)	1
41_4	Land van Maas en Waal (41)	1
42_1	Ooij en Millingen (42)	1
43_1	Betuwe, Tieler- en Culemborgerwaarden (43)	1
43_2	Betuwe, Tieler- en Culemborgerwaarden (43)	1
43_3	Betuwe, Tieler- en Culemborgerwaarden (43)	1
43_4	Betuwe, Tieler- en Culemborgerwaarden (43)	1
43_5	Betuwe, Tieler- en Culemborgerwaarden (43)	1
44_1	Kromme Rijn (44)	1
44_2	Kromme Rijn (44)	2
45_1	Gelderse Vallei (45)	1
45_2	Gelderse Vallei (45)	2
46_1	Eempolder (46)	2
47_1	Arnhemse- en Velpsebroek (47)	1

Dijktraject	Onderdeel van dijkkring	N-waarde
48_1	Rijn en IJssel (48)	1
48_2	Rijn en IJssel (48)	1
48_3	Rijn en IJssel (48)	1
49_1	IJsselland (49)	1
49_2	IJsselland (49)	1
50_1	Zutphen (50)	1
50_2	Zutphen (50)	1
51_1	Gorssel (51)	1
52_1	Oost Veluwe (52)	1
52_2	Oost Veluwe (52)	1
52_3	Oost Veluwe (52)	1
52_3	Oost Veluwe (52)	1
52_3	Oost Veluwe (52)	1
52_4	Oost Veluwe (52)	1
53_1	Salland (53)	1
53_2	Salland (53)	1
53_3	Salland (53)	1
54_1	Ottersum-Mook (54)	1
55_1	Gennep (55)	1
56_1	Afferden (56)	1
57_1	Nieuw Bergen (57)	1
58_1	Groeningen (58)	1
59_1	Bergen (59)	1
60_1	Well (60)	1
61_1	Wanssum (61+62)	1
63_1	Blitterswijck (63)	1
64_1	Broekhuizen (64)	1
65_1	Arcen (65)	1
66_1	Lottum (66)	1
67_1	Grubbenvorst (67)	1
68a_1	Venlo-Velden Noord (68dgr)	1
68b_1	Venlo-Velden Zuid (68rvgr)	1
69a_1	Blerick Noord (69dgr)	1
69b_1	Blerick Zuid (69rvgr)	1
70_1	Baarlo (70)	1
71_1	Belfeld (71)	1
72_1	Kessel (72)	1
73_1	Beesel (73)	1
74_1	Neer (74)	1
75_1	Buggenum (75)	1
76a_1	Roermond 2 (76a)	1
76b_1	Roermond 5 (76b)	1
76c_1	Roermond 4 (76c)	1
77_1	Roermond 3 (77)	1
78_1	Heel (78)	1
78a_1	Panheel (78a)	1
79_1	Thorn-Wessem (79)	1
80_1	Maasbracht (80)	1
81_1	Stevensweert (81)	1
82_1	Aasterberg (82)	1
83_1	Grevenbicht_Visserweert (83+84)	1
86_1	Meers_Maasband (86+87)	1
85_1	Urmond (85)	1
88_1	Aan de Maas (88)	1
89_1	Voulwames (89)	1
90_1	Maastricht (90)	1
91_1	Itteren (91)	1
92_1	Borgharen (92)	1
93_1	Bossherveld (93)	1
94_1	Maastricht west (94)	1
95_1	Eijsden (95)	1

