

Opdrachtgevers: Rijkswaterstaat DWW / RIZA

Vergelijking Leidraad Waterkeringen

Auteurs: J.W. Stijnen (HKV LIJN IN WATER)
C.A.H. Wouters (HKV LIJN IN WATER)
E.O.F. Calle (GeoDelft)
H. Knoeff (GeoDelft)
A.C.W.M. Vrouwenvelder (TNO-Bouw)



Inhoud

1	Inleiding	1
1.1	Aanleiding	1
1.2	Doelstelling	1
1.3	Aannamen en uitgangspunten	2
1.4	Projectorganisatie.....	2
1.5	Leeswijzer	2
2	Aanpak.....	5
2.1	Achtergrond van het onderzoek	5
2.2	Eisen uit de leidraden, per watersysteem	6
2.2.1	Bovenrivieren.....	6
2.2.2	Benedenrivieren	6
2.2.3	Zee- en meerdijken.....	7
3	Betooglijn ontwerp waterkeringen.....	9
3.1	Algemeen.....	9
3.1.1	Hydraulische belasting bij waterkeringen voor hoogte	9
3.1.2	Richtlijnen ontwerpen geotechnische aspecten waterkeringen.....	12
3.2	Bovenrivierengebied	13
3.2.1	Hydraulische belastingniveaus	13
3.2.2	Bodemopbouw	14
3.2.3	Afschuiven binnentalud.....	15
3.2.4	Opbarsten en piping	17
3.2.5	Overige faalmechanismen	18
3.3	Delta's (Benedenrivieren, IJssel- en Vechtdelta).....	18
3.3.1	Hydraulische belastingniveaus	18
3.3.2	Bodemopbouw	20
3.3.3	Afschuiven binnentalud.....	21
3.3.4	Opbarsten en Piping	23
3.4	Zee- en meerdijken	23
3.4.1	Hydraulische belastingniveaus	23
3.4.2	Geotechnische aspecten.....	25
3.5	'Duitse' dijk (grensoverschrijdende dijkkringgebieden).....	25
3.5.1	Voorschriften voor hoogte	25
3.5.2	Geotechnische voorschriften	26
4	Bepaling parameters PC-Ring	27
4.1	Golfoverslag	27
4.2	Piping	28
4.2.1	Deterministische analyse	28
4.2.2	Probabilistische analyse	28
4.3	Stabiliteit	29
4.3.1	Deterministische analyse	29
4.3.2	Probabilistische analyse	31

5	Vergelijken leidraad met PC-ring	37
5.1	Ontwerp van de waterkeringen (doorsnede)	37
5.2	Ontwerp van de waterkeringen (ring)	37
5.2.1	Golfoverslag.....	38
5.2.2	Opbarsten en piping	38
5.2.3	Stabiliteit.....	39
5.3	MHW-controles.....	39
5.4	Analyse van de resultaten.....	40
5.4.1	Dijkkring 43, Tiel (Waal)	40
5.4.2	Dijkkring 16, Vianen (Lek).....	43
5.4.3	Dijkkring 7, Rotterdamse Hoek (IJsselmeer).....	44
5.4.4	Dijkkring 7, Zuidermeerdijk (Ketelmeer).....	44
5.4.5	Dijkkring 32, Hellegat (Westerschelde).....	45
5.4.6	Dijkkring 13, Hondsbossche Zeewering (Noordzee)	46
5.5	Gevoeligheidsanalyse dijkkring 43	48
5.6	Gevoeligheidsanalyse sterktemodel golfoverslag	53
6	Evaluatie en discussiepunten voor ENW	55
6.1	Inleiding	55
6.2	Overslag	56
6.3	Piping	58
6.4	Afschuiven en opdrijven	60
7	Conclusies en aanbevelingen	61
7.1	Conclusies	61
7.2	Aanbevelingen	62
8	Referenties.....	65
Bijlage A	Bepalen faalkansen onder en boven MHW	69
Bijlage B	Ontwerpdijk Tiel.....	71
Bijlage C	Ontwerpdijk Vianen	77
Bijlage D	Ontwerpdijk Ketelmeer	83
Bijlage E	Ontwerpdijk Rotterdamse Hoek.....	87
Bijlage F	Ontwerpdijk Hellegat	93
Bijlage G	Ontwerpdijk Petten.....	99
Bijlage H	Standaardwaarden PC-Ring	105
Bijlage I	Resultaten M-Prostab.....	107

Lijst van tabellen

Tabel 3-1:	Materiaalfactoren en schadefactoren in LOR1 en LOR2	17
Tabel 4-1:	Voorbeeld van een invoerbestand voor golfverslag	27
Tabel 5-1:	Overzicht van de locaties met de bijbehorende toetspeilen en HBN's	37
Tabel 5-2:	Voorbeeld van een aangepast stabiliteits-invoerbestand voor PC-Ring bij een locatie met een MHW van 8.617 [m+MHW]	39
Tabel 5-3:	Overzichtstabel met resultaten van de MHW-controles van PC-Ring	40
Tabel 5-4:	Overschrijdingsfrequenties voor DR43, Tiel	42
Tabel 5-5:	Overschrijdingsfrequenties voor DR16, Vianen	43
Tabel 5-6:	Overschrijdingsfrequenties voor DR7, Rotterdamse Hoek	44
Tabel 5-7:	Overschrijdingsfrequenties voor DR7, Zuidermeerdijk	45
Tabel 5-8:	Overschrijdingsfrequenties voor DR32, Hellegat	46
Tabel 5-9:	Overschrijdingsfrequenties voor DR13, Hondsbossche Zeewering	47
Tabel 5-10:	Instellingen voor de oorspronkelijke ontwerpdijs	48
Tabel 5-11:	Gevoeligheidsanalyse 1	49
Tabel 5-12:	Gevoeligheidsanalyse 2	49
Tabel 5-13:	Pipingkansen basisinstellingen	50
Tabel 5-14:	Pipingkansen gevoeligheid 1	51
Tabel 5-15:	Pipingkansen gevoeligheid 2	52
Tabel 5-16:	Tabel met resultaten voor verschillende instellingen van het golfverslagmodel	53
Tabel 6-1:	Overzicht van de locaties met de bijbehorende toetspeilen en hydraulische belastingniveaus (HBN)	56
Tabel 6-2:	Herhalingstijden [a] voor golfverslag voor berekeningen met deterministische en stochastische modellering van de sterkte R	56
Tabel 6-3:	Herhalingstijden [a] voor golfverslag voor berekeningen met stochastische modellering van de sterkte R, uitgesplitst over de waterstanden onder en boven MHW	57
Tabel 6-4:	Herhalingstijden [a] voor piping voor berekeningen met deterministische en stochastische modellering van de sterkte R	58
Tabel 6-5:	Herhalingstijden [a] afschuiven voor berekeningen met deterministische en stochastische modellering van de sterkte R	60
Tabel B-1:	Hydraulische belasting locatie Tiel	72
Tabel B-2:	Gebruikte instellingen voor het mechanisme opbarsten en piping (Tiel)	72
Tabel B-3:	Bodemopbouw Tiel	73
Tabel C-1:	Hydraulische belasting locatie Vianen	78
Tabel C-2:	Gebruikte instellingen voor het mechanisme opbarsten en piping Vianen	78
Tabel C-3:	Bodemopbouw Vianen	79
Tabel D-1:	Gebruikte instellingen voor het mechanisme opbarsten en piping (Ketelmeer)	84
Tabel D-2:	Grondopbouw voor het mechanisme opbarsten en piping (Ketelmeer)	84
Tabel E-1:	Gebruikte instellingen voor het mechanisme opbarsten en piping (Rotterdamse Hoek)	88
Tabel E-2:	Bodemopbouw Rotterdamse Hoek	89
Tabel F-1:	Gebruikte instellingen voor het mechanisme opbarsten en piping (Hellegat)	94
Tabel F-2:	Bodemopbouw Hellegat (Zeeuws Vlaanderen)	95
Tabel G-1:	Gebruikte instellingen voor het mechanisme opbarsten en piping (Petten)	101
Tabel G-2:	Bodemopbouw Petten	101
Tabel H-1:	Standaardwaarden voor het mechanisme opbarsten en piping in PC-Ring	105
Tabel I-1:	M-Prostab resultaten voor PC-Ring, locatie Tiel	107
Tabel I-2:	M-Prostab resultaten voor PC-Ring, locatie Vianen	108
Tabel I-3:	M-Prostab resultaten voor PC-Ring, locatie Ketelmeer	109
Tabel I-4:	M-Prostab resultaten voor PC-Ring, locatie Rotterdamse Hoek	110
Tabel I-5:	M-Prostab resultaten voor PC-Ring, locatie Hellegat	111
Tabel I-6:	M-Prostab resultaten voor PC-Ring, locatie Petten	112

Lijst van figuren

Figuur 2-1:	Schema met opzet rapport	5
Figuur 2-2:	De omhullende van een dijkontwerp geeft vaak oversterkte voor één of meerdere faalmechanismen	8
Figuur 2-3:	Ook additionele eisen hebben consequenties voor het ontwerp	8
Figuur 3-1:	Tekstkader ontwerppeilen en toetspeilen [Bron: memorandum Max Schropp, augustus 2006, aangepast door Robert Slomp]	10
Figuur 3-2:	Bepaling aanleghoogte kruin in het benedenrivierengebied en controle met het minimum niveau [TAW, 1989, figuur 6.1]	11
Figuur 3-3:	Overzicht van vaststellen aanleghoogte van keringen	12
Figuur 3-4:	Ontwerpwindnelheden als functie van de windrichting [Bron: TAW, 1985]	14
Figuur 3-5:	Zand- en grindbanen in de ondergrond van de Betuwe	15
Figuur 3-6:	Het Benedenrivierengebied, onderverdeeld in het zeegebied (Z), het overgangsgebied (O) en het rivierengebied (R). De grenzen zijn indicatief; in werkelijkheid zijn de overgangen geleidelijk en niet precies aan te geven [Slomp et al, 2002]	19
Figuur 3-7:	Hydra-schema voor ontwerp (historische trend)	20
Figuur 3-8:	Afschuiven binnentalud volgens glijcirkel (boven) en afschuiven binnentalud bij opdrijven binnendijkse deklaag (onder)	21
Figuur 3-9:	Schadefactoren (inclusief lengte-effect) c.f. LOR2	22
Figuur 4-1:	Variatiepatroon in schuifsterkte	32
Figuur 5-1:	Selectie van locaties voor de dijkkringsberekeningen van DR43	41
Figuur B-1:	Geselecteerde locatie in dijkkring 43: Tiel	71
Figuur B-2:	Dwarsprofiel Dijk bij Tiel	73
Figuur B-3:	Schematische dijkopbouw	74
Figuur B-4:	Schematische weergave stijghoogte in het zand	74
Figuur B-5:	Maatgevende glijcirkel volgens de methode Bishop	75
Figuur B-6:	Maatgevende glijcirkel volgens de methode Lift Van	75
Figuur C-1:	Geselecteerde locatie in dijkkring 43: Vianen	77
Figuur C-2:	Dwarsprofiel Dijk bij Vianen	79
Figuur C-3:	Maatgevende glijcirkel volgens methode Bishop	81
Figuur D-1:	Geselecteerde locaties in dijkkring 7: Zuidermeerdijk en Rotterdamse Hoek	83
Figuur D-2:	Dwarsprofiel langs het Ketelmeer	85
Figuur D-3:	Maatgevende glijcirkel volgens methode Bishop	86
Figuur D-4:	Maatgevende glijcirkel volgens methode LiftVan	86
Figuur E-1:	Geselecteerde locaties in dijkkring 7: Zuidermeerdijk en Rotterdamse Hoek	87
Figuur E-2:	Dwarsprofiel dijk bij Rotterdamse Hoek	89
Figuur E-3:	Schematisatie freatische lijn zanddijk op een zandondergrond	90
Figuur E-4:	Maatgevende glijcirkel volgens methode Bishop	91
Figuur E-5:	Maatgevende glijcirkel volgens methode LiftVan	91
Figuur F-1:	Geselecteerde locaties in dijkkring 32: Hellegat	93
Figuur F-2:	Dwarsprofiel Dijk bij Hellegat	95
Figuur F-3:	Maatgevende glijcirkel volgens methode Bishop	97
Figuur F-4:	Maatgevende glijcirkel volgens methode LiftVan	97
Figuur G-1:	Geselecteerde locaties in dijkkring 13: Petten	99
Figuur G-2:	Dwarsdoorsnede dijk locatie Petten	102
Figuur G-3:	Maatgevende glijcirkel volgens de methode LiftVan	103
Figuur G-4:	Maatgevende glijcirkel volgens de methode Bishop	103

1 Inleiding

1.1 Aanleiding

In het onderzoek "Rampenbeheersingsstrategie Overstromingen Rijn en Maas" (RBSO) is onderzocht wat de gevolgen zijn voor de veiligheid tegen overstroming voor vijf, door het kabinet voorgestelde, opties voor rampenbeheersing. De resultaten zijn weergegeven in termen van overstromingskansen [Silva et al., 2005].

Daarnaast zijn binnen het onderzoek Veiligheid Nederland in Kaart (VNK) voor 16 dijkringen overstromingsrisico's bepaald met als doel inzicht te krijgen in de gevolgen van overstromingen en de kansen op overstromingen in Nederland. Uit de studie is gebleken dat voor een aantal dijkringen de overstromingskansen groter dan 1/100 per jaar kan zijn. Voor een aantal dijkringen zijn door onvoldoende gegevens minder goede schattingen van de overstromingskansen verkregen. Wel kan worden aangegeven welke faalmechanismen het sterkst doorwerken in de overstromingskansen. In de meeste dijkringen betreft het het faalmechanisme opbarsten en piping. Inmiddels heeft VNK een vervolg gekregen in VNK 2, waarbij als doel is gesteld om in 2009 een beeld te geven van overstromingskansen en -gevolgen van alle dijkringen in Nederland.

Binnen het project Water Veiligheid 21^e eeuw (WV21) is het de bedoeling om de resultaten van deze twee studies te gebruiken om uiteindelijk voor heel Nederland overstromingsrisico's te kunnen opstellen. In het kader van RBSO zijn enkele aannamen gedaan, die bepalend zijn voor de uitkomsten en die we in deze studie nader zullen onderzoeken:

- Als een dijk ontworpen is volgens de Leidraad dan voldoet deze aan de norm. Kort gezegd betekent dit dat de kans op falen door mechanismen anders dan golfoverslag relatief klein moet zijn. In §2.2 gaan we in detail in op de precieze formuleringen volgens de Leidraden.
- De faalkans bij waterstanden onder MHW voor faalmechanismen niet zijnde overloop of overslag is klein ten opzichte van de faalkans van overloop/overslag. Dit geldt in ieder geval voor faalkansen per vak, binnen deze studie wordt ook gekeken naar de verhouding van de faalmechanismen voor de hele dijkkring.

Aan HKV [LJN IN WATER](#) is gevraagd om samen met TNO en Geodelft de vraag te onderzoeken hoe de verschillende faalmechanismen op het gebied van de kansen zich tot elkaar verhouden. Het onderzoek zal hierbij verschillende projecten faciliteren, te weten voor gebruik in de studie Water Veiligheid 21^e eeuw, als aanvulling op de keuzen die in RBSO gemaakt zijn, en binnen het project VNK(2).

1.2 Doelstelling

Het hoofddoel van het project is om te onderzoeken hoe dijken die volgens de huidige leidraden en richtlijnen zijn ontworpen zich verhouden tot het model PC-Ring. Deze verhouding wordt zichtbaar gemaakt door de faalkansen te vergelijken met de ontwerpnorm. De faalkansen worden met PC-Ring berekend. Tevens wordt de verhouding zichtbaar tussen de faalkansen van de verschillende faalmechanismen. Deze kennis dient om onderbouwing te leveren voor de keuzen die gemaakt zijn in het onderzoeksprogramma van Rampenbeheersingsstrategie Overstromingen Rijn en Maas (RBSO) voor eventueel gebruik in de studie Water Veiligheid 21e

eeuw. Tevens levert deze kennis input voor eventuele modelaanpassingen aan PC-Ring in het kader van het project VNK 2.

Naast het hoofddoel van het project zijn er ook verschillende nevendoelen:

- Het onderzoeken van de gevoeligheid van de aanname dat "de dijken op orde zijn in de situatie 2015", door ook uitgeknipt ontworpen dijken te beoordelen met PC-Ring. In RBSO is hiertoe onder andere aangenomen dat de kering niet faalt door geo-technische mechanismen bij waterstanden onder MHW, conform de leidraden.
- Het leveren van een bijdrage aan de grensoverschrijdende risico analyse van dijkringen 42 en 48, door ook te kijken naar het ontwerp van een Duitse dijk.
- Het ondersteunen van het rekenproces van VNK-II door de gevoeligheid van de belangrijke parameters bij een ontwerpdijs beter in beeld te brengen. We maken hierbij gebruik van de invloedsfactoren in het ontwerp.
- Het verschaffen van inzicht in de invloed op de overstromingskansen van de toeslag die door middel van materiaalfactoren en in dijkontwerpen worden toegepast.

1.3 Aannamen en uitgangspunten

- Voor het project is gebruik gemaakt van PC-Ring versie 4.3 en rekenhart versie 4.0.1.
- We baseren ons op de situatie van het rivierensysteem in 2015, na uitvoering van de projecten Ruimte voor de Rivier en de Maaswerken. Met die situatie is ons rivierensysteem weer op orde, conform de veiligheidsnormen zoals die in de Wet op de Waterkering 1996 zijn vastgelegd.
- Falen van kunstwerken en duinen is in deze studie niet in beschouwing genomen.
- Toeslagen door buistoten, bui-oscillaties, zetting en klink zijn buiten beschouwing gelaten.
- Momenteel is de nieuwe leidraad voor de rivieren nog in ontwikkeling. Er is daarom gebruik gemaakt van de oude, vigerende leidraden ([TAW, 1985] en [TAW, 1989]).
- De in het ontwerp en de probabilistische faalkansanalyses van dijken te beschouwen faalmechanismen zijn: falen door overschrijding van het kritieke overslagdebiel en falen door geotechnische instabiliteit, met name de mechanismen afschuiven van het binnentalud (niet veroorzaakt door overloop/overslag) en onderloopsheid (opbarsten en piping). Falen als gevolg van bezwijken van de buitenbekleding door golfaanval, instabiliteit van het binnentalud en voorland (door zettingsvloeiing of afschuiven) en micro-instabiliteit van het binnentalud worden in de ontwerp- en faalkansanalyses buiten beschouwing gelaten.

1.4 Projectorganisatie

Het onderzoek is uitgevoerd in opdracht van Rijkswaterstaat/DWW en RIZA. Hierbij heeft HKV [LJN IN WATER](#) als hoofdaannemer gefungeerd voor de combinatie met GeoDelft en TNO-Bouw. Het project is door Robert Slomp van het RIZA geïnitieerd en begeleid. Van de DWW hebben de volgende personen meegewerkt Alex Roos, Peter Blommaart en Andre Veenhuijsen.

1.5 Leeswijzer

We beginnen het rapport met een algemene uitleg over de aanpak die we hebben gevolgd in het project (hoofdstuk 2). Vervolgens geeft hoofdstuk 3 een betoog over hoe waterkeringen volgens de huidige ontwerp praktijk worden ontworpen voor verschillende watersystemen. In hoofdstuk 5 maken we een vergelijking van de resultaten van PC-Ring berekeningen voor een

aantal geselecteerde ontwerpdijken. Hoofdstuk 6 geeft een discussievoorstel voor een overleg bij ENW en we besluiten met een hoofdstuk met conclusies en aanbevelingen (hoofdstuk 7).

2 Aanpak

2.1 Achtergrond van het onderzoek

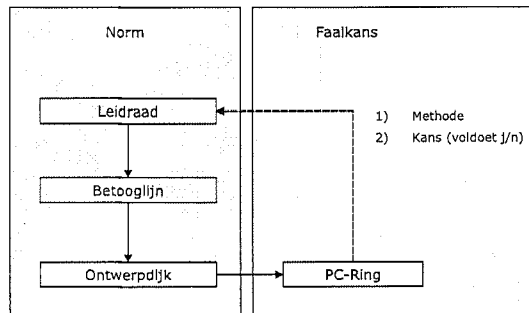
Eén van de belangrijkste aspecten die we binnen deze studie onderzoeken is het volgende.

Als we een dijk ontwerpen conform de bestaande leidraden en richtlijnen, en we voor deze dijk vervolgens met het programma PC-Ring de faalkansen bepalen, corresponderen de door PC-Ring berekende kansen dan met de veiligheidseisen die de leidraden aan het ontwerp hebben gesteld?

Als directe consequentie hiervan, beschouwen we ook één van de cruciale aannamen binnen het project Rampenbeheersingsstrategie Overstromingen Rijn en Maas (RBSO), zie [Silva et al., 2005]. Wat deze aanname precies is, beschrijven we zo direct. De uiteindelijk te kiezen strategie binnen RBSO is aanvullend op het bestaande beleid en is dus ingebed in de situatie waarin de veiligheid tegen overstroming aan de wettelijke norm voldoet. In de huidige situatie is dit niet het geval. Daarom is als referentie voor de analyses in RBSO de situatie rond het jaar 2015 gekozen. Aangenomen mag worden dat dan het project Ruimte voor de Rivier en de Maaswerken zijn uitgevoerd en dus dat het rivierensysteem weer "op orde" is. Ook wordt verondersteld dat in die situatie zwakke plekken in de waterkeringen zoals kunstwerken, maar ook dijken, in het kader van het Hoogwaterbeschermingsprogramma, zijn verholpen.

Meer concreet, voor de overstromingskansen, betekent deze aanname dat als de dijken "op orde" zijn voor de situatie 2015, dat het faalmechanisme opbarsten en piping een zeer kleine bijdrage hebben aan de faalkansen, voor waterstanden beneden de maatgevende waterstand.

De lijn die we binnen deze rapportage aanhouden is samengevat in onderstaand schema. Er wordt daarbij onderscheid gemaakt voor de verschillende watersystemen (meren en zee, het rivierengebied en de delta's).



Figuur 2-1: Schema met opzet rapport

Met behulp van de leidraden hebben we voor enkele karakteristieke locaties een dijk ontworpen die, voor elk faalmechanisme afzonderlijk, juist voldoet aan de norm.

Met behulp van PC-Ring berekenen we vervolgens de overstromingskansen voor de verschillende dijkvakken. Op basis van de uitgekende ontwerpen op de representatieve locaties construeren we vervolgens dijkeringen, waarvoor we ook met PC-Ring de overstromingskansen bepalen. Hoe dit proces precies in elkaar steekt, beschrijven we uitgebreid in hoofdstuk 4. Het is tevens mogelijk met PC-Ring de faalkansen per faalmechanisme te bepalen. Met behulp van deze kansen zullen we vergelijken of de ontworpen dijken inderdaad aan de eisen van de leidraden en de richtlijnen voldoen.

2.2 Eisen uit de leidraden, per watersysteem

Als we een dijk construeren volgens de huidige leidraden, dan gelden per regio andere eisen aan de keringen. We bespreken deze hieronder per watersysteem.

2.2.1 Bovenrivieren

1. de kans op doorbraak in een dijkkring door golfoverslag bij waterstanden lager dan MHW is minimaal een orde kleiner dan de normfrequentie:

$$P(Q_c \geq q_c | h \leq \text{MHW}) \leq 0.1 \cdot \text{normfrequentie}$$

2. de kans op doorbraak in een dijkkring ten gevolge van andere oorzaken of mechanismen dient verwaarloosbaar te zijn bij waterstanden onder MHW (alle andere faalmechanismen tezamen minimaal een orde kleiner dan de normfrequentie):

$$P(\text{falen t.g.v. overige faalmechanismen} | h \leq \text{MHW}) \leq 0.1 \cdot \text{normfrequentie}$$

3. Voor de waterkeringbeheerder zijn deze eisen vrij makkelijk vertaald. Dit is gebeurd door het afleiden van ontwerpwind snelheden voor een berekening per dijkvak. Voor alle riviervakken geldt dezelfde twee sets met ontwerpwind snelheden.

2.2.2 Benedenrivieren

1. de kans op doorbraak in een dijkkring door golfoverslag is kleiner dan de normfrequentie:

$$P(Q_c \geq q_c) \leq \text{normfrequentie}$$

2. de kans op doorbraak in een dijkkring ten gevolge van andere oorzaken of mechanismen dient verwaarloosbaar te zijn (minimaal een orde kleiner dan de normfrequentie):

$$P(\text{falen t.g.v. overige faalmechanismen}) \leq 0.1 \cdot \text{normfrequentie}$$

Het bepalen van de kruinhoogten op basis van een dijkkringbenadering is een iteratief proces. Eerst worden (per dijkvak) de hydraulische belastingniveaus bepaald bij een gegeven normfrequentie. Dit kan bijvoorbeeld met behulp van Hydra-B. Als vervolgens met deze kruinhoogten de faalkansen van de gehele ring wordt bepaald, zal deze veel groter zijn dan de afzonderlijke dijkvakken. Dit betekent dat de frequentie waarbij de hoogten op dijkvakniveau bepaald worden aangepast moet worden. Dit betekent weer nieuwe kruinhoogten en dus weer een nieuwe dijkkringfrequentie. Dit proces zou zo vaak als nodig herhaald moeten worden, dat in de uiteindelijke ringberekening juist op de normfrequentie van de betreffende

dijkkring wordt uitgekomen. De Provincie Zuid-Holland maakt daarom de dijkvakberekeringen op basis van 1/100.000 in plaats van de normfrequentie van 1/10.000.

2.2.3 Zee- en meerdijken

1. de kans op doorbraak in een dijkvak door golfoverslag is kleiner is dan de normfrequentie:

$$P(Q_c \geq q_c) \leq \text{normfrequentie}$$

Deze eis voor de zee- en meerdijken is dus minder streng dan die in het Benedenrivieren-gebied.

2. de kans op doorbraak in een dijkkring ten gevolge van andere oorzaken of mechanismen dient verwaarloosbaar te zijn bij waterstanden onder MHW (minimaal een orde kleiner dan de normfrequentie):

$$P(\text{falen t.g.v. overige faalmechanismen} | h \leq \text{MHW}) \leq 0.1 \cdot \text{normfrequentie}$$

Terugkijkend op de formules voor de verschillende watersystemen, zien we dat een aantal eisen uit de leidraden gebaseerd zijn op conditionele faalkansen. Met andere woorden: de faalkans, gegeven dat de waterstand zich onder MHW bevindt. Deze faalkansen kunnen niet zonder meer met PC-Ring bepaald worden, omdat de door PC-Ring berekende faalkans niet is geconditioneerd op de waterstand. In het verleden is hier reeds een methode voor bedacht om hierover toch uitspraken te kunnen doen (zie bijvoorbeeld [Ter Horst, 2005] en [Stijnen et al., 2005]). Binnen het huidige project hebben we een methode bedacht om met behulp van PC-Ring eenvoudig onderscheid te kunnen maken naar faalkansen onder en boven MHW. In Bijlage A staat uitgewerkt hoe we hier binnen dit project mee omgaan.

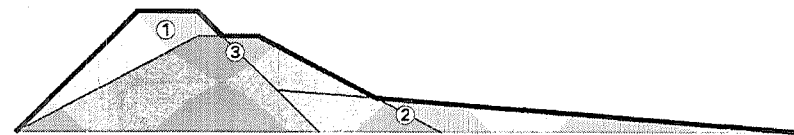
Opmerking

We merken op, dat een ontwerp van een dijk waarbij bijvoorbeeld voor het mechanisme opbarsten en piping juist aan de leidraad wordt voldaan, niet zonder meer betekent dat ook voor stabiliteit juist aan de leidraad wordt voldaan. Dat is bijvoorbeeld het geval bij een pipingberm. Deze zal zo ontworpen worden dat hiermee net aan de eisen voor opbarsten en piping wordt voldaan. Dit kan echter betekenen dat daardoor ruim aan de eisen met betrekking tot stabiliteit (weerstand tegen afschuiven) wordt voldaan, of juist helemaal niet aan de eisen van stabiliteit wordt voldaan.

In het kader van bovenstaande opmerking is het belangrijk dat we niet het doel van de studie uit het oog verliezen. Binnen het project kiezen we ervoor om te werken met *fictieve* dijken, waarbij "fictief" slaat op het feit dat de dijk in de praktijk niet daadwerkelijk geconstrueerd zou kunnen worden. We zijn immers geïnteresseerd of de faalkansen die we voor een uitgekend ontwerp met PC-Ring bepalen, voldoen aan de eisen van de leidraden of niet. Een dijk die we ook echt aan zouden kunnen leggen, zal (vaak) extra marges hebben, waardoor we de eisen van de leidraad niet scherp kunnen controleren. Een dijk geconstrueerd voor alle faalmechanismen ziet er iets anders uit, daarnaast voeg je ook hoogte toe voor de klimaatverandering, zetting en klink in de planperiode.

Het ontwerp van een dijk is in de praktijk gebaseerd op een "omhullende" (zie Figuur 2-2). Dit houdt in dat bijvoorbeeld eerst een ontwerp gemaakt wordt voor de hoogte van de kering. Vervolgens is bijvoorbeeld een pipingberm noodzakelijk om veiligheid tegen opbarsten en piping te garanderen en moet de dijk worden verbreed om behoud van stabiliteit van het dijklichaam

te garanderen. De "omhullende" (dikke zwarte lijn in Figuur 2-2) voldoet dan aan alle drie de eisen van het ontwerp, maar geeft vaak oversterkte voor één of meerdere faalmechanismen.



Ontwerp op basis van:

- ① Golfoverslag (hoogte)
- ② Opbarsten en piping
- ③ Stabiliteit

Figuur 2-2: De omhullende van een dijkontwerp geeft vaak oversterkte voor één of meerdere faalmechanismen.

In het geval dat er nog additionele eisen worden gesteld, kan het ontwerp er weer anders uit gaan zien (zie Figuur 2-3). Als rekening gehouden wordt met verwachte klimaatveranderingen in de planperiode, moet de dijk wellicht hoger of breder gemaakt worden. Als er een leiding door het dijklichaam loopt, stelt dit weer andere eisen aan de stabiliteit en als er een weg moet worden aangelegd bovenop de kering, betekent dit uiteraard dat de kruin een bepaalde breedte moet hebben. Deze additionele eisen kunnen ook weer gevolgen hebben voor de hierboven reeds beschouwde mechanismen.



Additionele eisen aan het ontwerp

- ① Eerste dijkontwerp, inclusief klimaatverandering
- ② Minimale breedte weg
- ③ Zetting / klink

Figuur 2-3: Ook additionele eisen hebben consequenties voor het ontwerp.

We merken nog op dat niet alle dijken een weg hebben, maar dat zetting, klink en klimaatverandering in principe bij het ontwerp van een dijk wel altijd in beschouwing genomen worden.

3 Betooglijk ontwerp waterkeringen

3.1 Algemeen

Centraal in dit onderzoek staat de wijze waarop keringen worden ontworpen. Dit is afhankelijk van het watersysteem waar de betreffende keringen zich in bevinden. Zo worden de dijken in het rivierengebied op een andere manier ontworpen dan die langs de meren. In dit onderzoek selecteren we voor de in Nederland voorkomende watersystemen een aantal karakteristieke locaties (één per watersysteem) waarvoor we een ontwerpdijk construeren volgens de huidige leidraden en richtlijnen. Dit geldt zowel voor de hoogte als de sterkte van de kering. Voor de geselecteerde locaties wordt voor ieder faalmechanisme een uitgekend ontwerp gemaakt, zonder enige overdimensionering, wat inhoudt dat deze dijken juist aan de gestelde norm voor het betreffende mechanisme voldoen.

In dit hoofdstuk beschrijven we de stappen die worden gezet voor het dimensioneren van de ontwerpdijs. We splitsen het hoofdstuk in 3 delen:

1. het bepalen van de hydraulische belasting voor hoogte (paragraaf 3.1.1),
2. het bepalen van de benodigde (geotechnische) sterkte (paragraaf 3.1.2),
3. en een uitwerking voor karakteristieke hydraulische belastingen per watersysteem (paragraaf 3.2 t/m 3.5).

3.1.1 Hydraulische belasting bij waterkeringen voor hoogte

De dijkkringgebieden in Nederland hebben allen een eigen normfrequentie. Deze normfrequentie geeft voor elke dijkkring aan welke waterstanden door de keringen langs de dijkkring veilig moeten kunnen worden gekeerd. Differentiatie in de normfrequenties is onder andere gebaseerd op de economische waarde, de waarschuwingstijd en politieke beslissingen. Zo hebben Noord-Holland en Zuid-Holland elk een normfrequentie van 1/10.000 per jaar, de overige gebieden langs de kust hebben een normfrequentie van 1/4.000 per jaar (behalve de kleine waddeneilanden), het benedenrivierengebied en de gebieden langs de grote meren hebben een normfrequentie van 1/2.000 per jaar. De dijkkringgebieden langs de rivieren hebben een normfrequentie van 1/1.250 per jaar. De maaskades hebben op dit moment een normfrequentie van 1/250 per jaar.

De hydraulische belastingen voor de primaire waterkeringen worden iedere 5 jaar door het Ministerie van Verkeer en Waterstaat vastgesteld en zijn vastgelegd in het Hydraulisch Randvoorwaardenboek [HR2001]. Bij het vaststellen worden de hydraulische belastingen aangepast op basis van onder andere ruimtelijke ontwikkelingen, ontwikkelingen in de afvoerstatistiek en verbeterde rekentechnieken.

Bij het vaststellen van de dijktafelhoogte wordt onderscheid gemaakt tussen het ontwerp van een dijk en de toetsing ervan (zie Figuur 3-2). Bij het ontwerp van een dijk wordt rekening gehouden met zetting, klink en lokale bodemdaling in de planperiode van een dijk (orde 50 jaar). Voor het toetsen dient de werkelijke hoogte te worden opgegeven. In deze studie wordt geen rekening gehouden met zetting, klink en lokale bodemdaling. Dit zou een extra veiligheid betekenen, waarmee het onderzoeksresultaat mogelijk vertekend zou worden.

Over MHW's, toetspeilen en ontwerppeilen

Bij het ontwerpen en toetsen van waterkeringen in het rivierengebied worden de volgende begrippen gehanteerd:

- Maatgevende hoogwaterstand (MHW)
- Toetspeil
- Ontwerppeil

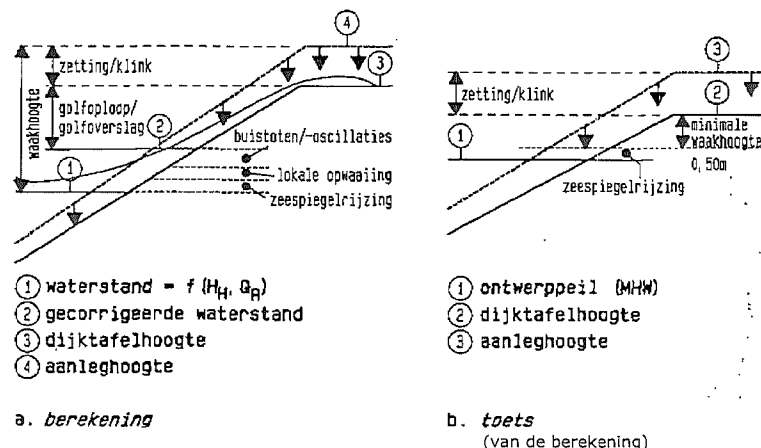
Deze begrippen lijken synoniemen maar zijn dat niet. In deze notitie worden ten behoeve van de Leidraad Rivieren de overeenkomsten en verschillen toegelicht. De notitie is tevens bedoeld als aanzet voor een discussie over ontwerppeilen in de Watersysteemgroep Rijn.

Overeenkomsten en verschillen

Van oudsher wordt in het rivierengebied gesproken over Maatgevende hoogwaterstanden. Deze werden gebruikt als ontwerppeilen voor waterkeringen. In het bovenrivierengebied was het ontwerppeil gelijk aan de MHW, in het benedenrivierengebied werd om de MHW te bepalen te Hoek van Holland een toeslag van 1 dm in 50 jaar voor zeespiegelstijging opgeteld. De laatste serie Maatgevende hoogwaterstanden werd in 1986 uitgebracht. In 1996 trad de Wet op de waterkering in werking. Deze wet legde aan beheerders van waterkeringen de verplichting op (artikel 9) om iedere 5 jaar te rapporteren over de waterstaatkundige toestand van de primaire keringen. Ten behoeve van deze toetsing werden in 1996 voor het eerst hydraulische randvoorwaarden uitgebracht (HR1996). De manier van berekenen van de HR lijkt sterk op de manier waarop voorheen de MHW werden berekend: een maatgevende afvoergolf in het bovenrivierengebied en combinaties van afvoer en zeestand in het benedenrivierengebied, vermeerderd met lokale opwaaling. De HR1996 en HR2001 gingen, net als de MHW, uit van de toekomstige riviergeometrie door ook het effect van al wel vergunde, maar nog niet gerealiseerde werken in het rivierbed mee te nemen en te rekenen met de gewenste afvoerverdeling over de Rijntakken in plaats van de actuele. Een belangrijk verschil bij de HR2006 is dat conform de thermometergedachte wordt uitgegaan van de huidige geometrie van het rivierbed en de huidige afvoerverdeling. Hierdoor zijn met ingang van de HR2006 de begrippen MHW en HR niet langer synoniem. Naast de HR1996 in de benedenrivieren zijn wel de MHW's voor het Benedenrivierengebied gepubliceerd [Hartman, 2002].

De waterstanden die in de HR1996 en HR2001 staan, worden respectievelijk de toetspeilen 2001 en 2006 genoemd. Dit omdat uiterlijk 5 jaar na het uitbrengen van de HR gerapporteerd moet zijn over de toestand van de waterkeringen. Omdat deze naamgeving tot verwarring leidde worden met ingang van de HR2006 de waterstanden in de HR2006 de 'toetspeilen HR2006' genoemd. Vanwege het perspectief van slechts 5 jaar zijn toetspeilen niet geschikt om zonder meer als ontwerppeilen voor waterkeringen te dienen. Ontwerppeilen hebben als regel een perspectief van 50 jaar en houden rekening met klimaatveranderingen (zeespiegelstijging, hogere maatgevende afvoer) en veranderingen in de riviergeometrie. Hierdoor zijn MHW en ontwerppeil ook niet synoniem, omdat MHW exclusief klimaatveranderingen is en ontwerppeil inclusief. Een voorbeeld moge verduidelijken dat toetspeilen niet zonder meer als ontwerppeilen gebruikt mogen worden. De toetspeilen HR2006 voor het bovenrivierengebied zijn gebaseerd op een maatgevende afvoer van 16000 m³/s voor de Rijn respectievelijk 3800 m³/s voor de Maas exclusief WBR-vergunningen en beleidsmatige afvoerverdeling. De waterkeringen zullen over het algemeen niet aan de toetsing voldoen, omdat die nog zijn gebaseerd op een afvoer van 15000 m³/s respectievelijk 3650 m³/s inclusief WBR-vergunningen en beleidsmatige afvoerverdeling (alleen Rijntakken). Een groot deel van het bijbehorende waterstandsverschil wordt opgelost binnen het project Ruimte voor de Rivier. Het gebruik van de toetspeilen HR2006 als ontwerppeilen gaat voorbij aan het waterstandsverlagend effect van Ruimte voor de Rivier. Voor het bepalen van ontwerppeilen moeten de volgende zaken in acht genomen worden: het type maatregel, de planperiode, het klimaatscenario, het beleidsscenario (Ruimte voor de Rivier, de Maaswerken en lange termijn keuzes uit Ruimte voor de Rivier en IVM), onzekerheden en keuzes met betrekking tot een dijkvak- en dijkkring benadering.

Figuur 3-1: Tekstkader ontwerppeilen en toetspeilen [Bron: memorandum Max Schropp, augustus 2006, aangepast door Robert Slomp].



Figuur 3-2: Bepaling aanleghoogte kruin in het benedenrivierengebied en controle met het minimum niveau [TAW, 1989, figuur 6.1].

In Figuur 3-2 is weergegeven hoe de dijktafelhoogte wordt bepaald aan de hand van de verschillende bijdragen. De basis van de berekening is de bepaling van de kruinhoogte (zie Figuur 3-1a). Het ontwerppeil speelt hier geen rol in. De kruinhoogte wordt bepaald op basis van het hydraulische belastingniveau (HBN), welke een functie is van de zee­waterstand, de afvoer, de windsnelheid, de windrichting en de toestand van de keringen. De dijk dient echter altijd minimaal te voldoen aan MHW plus de minimale waakhoogte (0,50 m). De waakhoogte is de som van alle toeslagen die gerelateerd zijn aan de hydraulische belasting. Daar komen eventuele toeslagen ten gevolge van hoogwaterstijging, lokale opwaaiing, buistoten en buioscillaties nog bij. Binnen deze studie beschouwen we alleen het hydraulisch belastingniveau (HBN) op basis van golfoverslag. De toeslagen die met de planperiode te maken hebben, door buistoten, buioscillaties en lokale opwaaiing laten we achterwege. Deze zo­gen voor extra veiligheid, waarmee we de resultaten mogelijk vertekenen. Het HBN is sterk afhankelijk van de lokale eigenschappen van een locatie (denk aan de helling van het talud, de ruwheid en de aanwezigheid van een knik of berm). Daarnaast is natuurlijk de toegestane golfoverslag van belang. Hoe minder water over de kering mag slaan (klein kritiek golfoverslagdebiet), hoe strenger de eisen aan de kering, en hoe hoger deze zal moeten zijn. In Figuur 3-3 is een samenvattend overzicht gegeven voor het vaststellen van de aanleghoogte.

In het kader van de Hydraulische Randvoorwaarden zijn er programma's ontwikkeld die de maatgevende hydraulische belasting berekenen bij een gegeven dijkprofiel. Deze programma's, die dus gebruikt kunnen worden voor het toetsten van de keringen op hoogte, maken gebruik van probabilistische rekentechnieken in combinatie met de resultaten van waterbewegingsmodellen (SOBEK, WAQUA) of golfmodellen (Bretsneider, HISWA, SWAN). Voor het benedenrivierengebied is het programma Hydra-B ontwikkeld, voor het IJsselmeer en Markermeer is dit Hydra-M. Voor de harde keringen langs de kust is Hydra-K ontwikkeld en op korte termijn komt ook Hydra-VI (voor de Vecht en IJsseldelta) ter beschikking. Voor het bepalen van minimaal benodigde kruinhoogten in het bovenrivierengebied is Hydra-R beschikbaar, waarin overigens een deterministische rekenmethode geïmplementeerd is. Deze rekenmethode is echter gebaseerd op semi-probabilistisch bepaalde ontwerp­windsnelheden.

Samenvatting voor aanleghoogte kering

Aanleghoogte = HBN + T1 + T2, waarbij geldt dat

- HBN = Hydraulisch Belastingniveau, bepaald voor de planperiode (50, 100 of 200 jaar)
- HBN minimaal 0,50 meter bedraagt
- T1 = toeslag voor lokale bodemdaling vanaf aanleg tot einde planperiode [m]
- T2 = toeslag voor zetting en klink vanaf aanleg tot einde planperiode [m]

Het HBN wordt per watersysteem anders vastgesteld. De volgende belastingparameters zijn van belang:

B1 = hoogwaterstand, geldig op tijdstip t0 [m+NAP]
 B2 = hoogwaterstijging vanaf tijdstip t0 tot einde planperiode [m]
 B3 = golfoverslaghoogte (afhankelijk van gekozen toelaatbaar overslagdebiet) [m]

1. **Bovenrivieren (deterministisch)**

- HBN op basis van golfoverslag = B1 + B2 + B3

2. **Benedenrivieren, IJssel en Vechtdelta (probabilistisch)**

- HBN op basis van golfoverslag wordt bepaald als een functie van combinaties van
 - > meerpeil of zee­waterstand, inclusief toeslagen voor bui-oscillaties, buistoten en seiches
 - > afvoer
 - > windsnelheid
 - > windrichting
 - > toestand van de kering(en)

Figuur 3-3: Overzicht van vaststellen aanleghoogte van keringen.

Voor het ontwerp op hoogte van de keringen, zijn per watersysteem de volgende richtlijnen beschikbaar:

- Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 1 – bovenrivierengebied [LOR1, TAW 1985]
- Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2 – benedenrivierengebied [LOR2, TAW 1989]
- Leidraad Zee en Meerdijken [LZM, TAW 1999]
- Technisch Rapport Golfloop en Golfoverslag bij dijken [TRGG, TAW 2002].

De rekenregels voor het berekenen van de hoeveelheid golfoverslag, of de golfoverslaghoogte, zijn geïmplementeerd in PC-Overslag, welke als module beschikbaar is binnen de Hydra-modellen en PC-Ring. We merken op dat in het verleden naast PC-Overslag nog vele andere modules zijn ontwikkeld voor de mechanismen golfloop en golfoverslag. De verschillen tussen deze modules kunnen aanzienlijk zijn [Stijnen, 2002].

3.1.2 Richtlijnen ontwerpen geotechnische aspecten waterkeringen

De regels waaraan een dijkontwerp moet voldoen op het gebied van geotechnische aspecten, zijn (net als voor hoogte) ondergebracht in verschillende TAW-Leidraden. Voor wat betreft de geotechnische aspecten "stabiliteit van het binnentalud" en "piping" zijn van belang:

- Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 1 – bovenrivierengebied [LOR1, TAW 1985]
- Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2 – benedenrivierengebied [LOR2, TAW 1989]
- Leidraad Zee en Meerdijken [LZM, TAW 1999]

Naast deze leidraden zijn in de loop der tijd aanvullende richtlijnen opgesteld, namelijk:

- de *Handreiking Constructief ontwerpen* [HCO, TAW 1994]
- Technische Rapporten: "Piping bij Rivierdijken" [TRPR, TAW 1993], deze is later opgenomen in "Zandmeevoerende Wellen" [TRZW, TAW 1999], "Waterkerende Grondconstructies" [TRWG, TAW 2001] en "Waterspanningen bij Dijken" [TRWD, TAW 2004]

Omdat bij elke volgende Leidraad of Technisch Rapport nieuwe ontwikkelingen zijn meegenomen, weerspiegelen Leidraden en Technische Rapporten (ook) de evolutie van kennis en inzichten sinds het uitkomen van de LOR1. Voor een groot deel zijn die nieuwe kennis en inzichten voor wat betreft grondmechanische faalmechanismen niet watersysteemgebonden. Wel hebben we soms te maken met verschillende archetypen van ondergrondopbouwen die min of meer aan de verschillende gebieden van de onderscheiden watersystemen gerelateerd kunnen worden, maar dat is niet altijd het geval. In het navolgende worden per watersysteem de in de leidraden, handreikingen en technische rapporten vigerende relevante ontwerpbeoordelingscriteria voor het faalmechanismen afschuiven van het binnentalud van dijken en het faalmechanisme opbarsten en piping op een rijtje gezet.

Het ontwerp van een waterkering verschilt per type watersysteem. In Nederland wordt onderscheid gemaakt tussen:

1. Rivierengebied (Maas, Rijn en Vecht), ook wel bovenrivierengebied genoemd (§3.2).
2. Delta's (Benedenrivieren, IJsseldelta, Vechtdelta), zie §3.3.
3. Kust en meren (§3.4).

Als een waterkering wordt ontworpen met de leidraden volgens de oude systematiek van 1996, zonder toeslagen voor zetting en klink, dan zou deze voldoen aan de "minimumnorm". Een waterkering die volgens dit principe ontworpen is, gebruiken we in dit project om te vergelijken met PC-Ring. De meeste dijkkringen in het benedenrivierengebied en langs de meren zijn volgens deze filosofie gebouwd. In werkelijkheid wordt altijd ontworpen voor een planperiode waarbij rekening wordt gehouden met zetting, klink en klimaatverandering. Dit aspect nemen we echter niet mee in dit onderzoek. We willen dijken "scherp" beoordelen.

3.2 Bovenrivierengebied

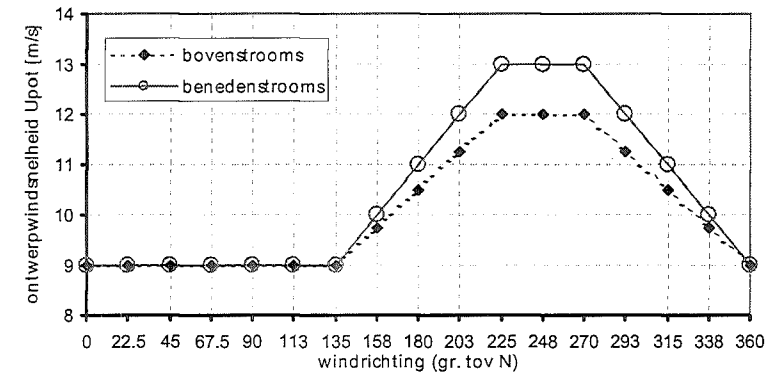
3.2.1 Hydraulische belastingniveaus

In het bovenrivierengebied worden de waterstanden vrijwel volledig gedomineerd door de rivierafvoeren. Met behulp van statistische technieken zijn de maatgevende afvoeren voor de Rijn en de Maas afgeleid, die overeenkomen met de normfrequenties. Op basis van deze rivierafvoer zijn vervolgens de waterstanden berekend langs de dijken in het bovenrivierengebied (deze zijn als isolijnen gegeven aan de waterschappen voor het ontwerp). Deze waterstanden zijn voor elke (hele) kilometerraai opgenomen in het Hydraulisch Randvoorwaardenboek.

Maatgevende hydraulische belasting t.b.v. kruinhoogte

De aanleghoogte van een dijk is gelijk aan de som van de maatgevende hoogwaterstand en de minimaal benodigde waakhoogte, vermeerderd met een overhoogte voor de te verwachten zakking van de kruin (dit laatste nemen we in deze studie overigens niet mee). De minimaal benodigde waakhoogte wordt afgeleid uit het maximum van de golfoverslaghoogten uit de 16 windrichtingen met een minimum van 0,50 meter. Zie ook Figuur 3-3 voor een overzicht.

De ontwerpwind snelheden op basis waarvan de golfoverslaghoogten worden bepaald, variëren van 9 m/s uit het Oosten tot 12 en 13 m/s uit het Westen, afhankelijk van de locatie in het bovenrivierengebied (Deelen of Herwijnen).



Figuur 3-4: Ontwerpwind snelheden als functie van de windrichting [Bron: TAW, 1985].

Maatgevende hydraulische belasting t.b.v. piping

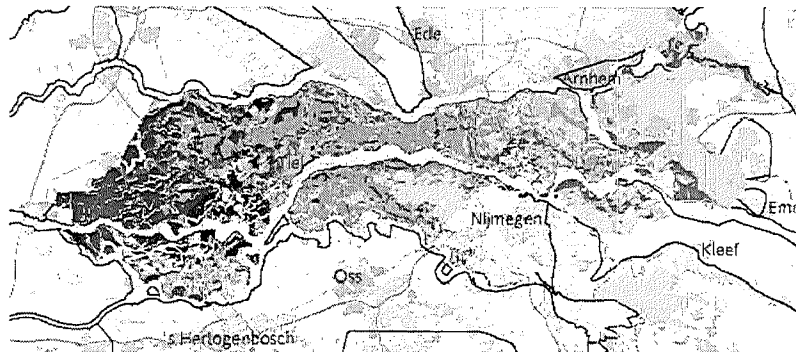
Voor het mechanisme opbarsten en piping spelen golven geen rol, en is eigenlijk alleen de maatgevende hoogwaterstand van belang voor het ontwerp.

Maatgevende hydraulische belasting t.b.v. stabiliteit

Net als bij piping en opbarsten, spelen golven bij dit mechanisme geen rol en is alleen de maatgevende hoogwaterstand van belang bij het ontwerp.

3.2.2 Bodemopbouw

De bodemopbouw in het bovenrivierengebied, langs de Maas, Rijntakken en IJssel, kenmerkt zich ruwweg door een bovenlaag van zand die plaatselijk afgedekt wordt door ziltige klei. Karakteristiek voor de opbouw van de zandlaag is de aanwezigheid van enkele meters middelfijn zand, naar beneden toe toenemend grof met lokaal aanwezigheid van grind. Op grotere diepte, 10 – 15 m, ligt de bovenkant van een cohesief pakket, dat naar het Westen toe wegduikt. In het uiterste oostelijke en zuidelijke deel lopen rivierbeddingen in dit cohesieve pakket, naar het Westen en Noorden toe liggen de beddingen in de zandlaag. Het mondingsgebied van de IJssel (ruwweg van Hattum tot Kampen) wordt gekenmerkt door afzettingen van rivierklei.



Figuur 3-5: Zand- en grindbanen in de ondergrond van de Betuwe

Deze kaart is alleen beschikbaar voor het Gelderse rivierengebied exclusief de IJssel. De kaart toont de diepte waarop zand- en grindbanen voorkomen in de ondergrond. Waar deze ondiep liggen vormen ze bij hoogwater een risico voor de stabiliteit van daarboven gebouwde dijken vanwege grondmechanische effecten. Het gaat op de kaart vooral om rood en oranje gekleurde locaties met zanddiepten van minder dan 2 meter.

Voor het bovenrivierengebied geldt formeel de LOR1 als de vigerende leidraad. Aanvullend hierop zijn de later uitgebrachte HCO en de technische rapporten TRWG en TRWD. In het TRWG worden in beginsel geen andere keuzen gemaakt ten aanzien van stabiliteitscriteria dan in de LOR1 en LOR2.

3.2.3 Afschuiven binnentalud

De veiligheid tegen afschuiven van het binnentalud bij dijken wordt doorgaans gecontroleerd met behulp van een glijvlak- of glijcirkelanalyse, zoals de vereenvoudigde methode van *Bishop*. De volgende schematiseringen van belang:

1. Schematiseren van de (maatgevende) opbouw van het dijklichaam, dat wil zeggen de gelaagdheid van de ondergrond onder, vóór (buitendijks) en achter (binnendijks) de dijk. De opbouw van dijklichaam en ondergrond, die van locatie tot locatie sterk kan verschillen, is essentieel in de stabiliteitsanalyse, omdat die bepaalt hoe dijk en ondergrond reageren op een bepaalde buitenwaterstand en hoe de weerstand tegen afschuiven van het binnentalud is opgebouwd. De LOR1 geeft hier geen expliciete richtlijnen voor, net zomin als later uitgebrachte Leidraden en Technische Rapporten. In het onderhavige project gaan we uit van de gebruikelijke werkwijze bij het schematiseren van de opbouw van dijk en ondergrond. We werken met schematiseringen van de ondergrond voor de verschillende locaties, die vastgesteld zijn ten behoeve van gedetailleerde toetsingen of ten behoeve van het ontwerpen van dijkversterkingen. Daarbij wordt er van uitgegaan dat die schematisering berust op een zodanig uitgebreid grondonderzoek dat er geen grote onzekerheden in deze schematiseringen zitten. Of dit werkelijk zo is, is wel een interessante, maar geen relevante vraag, zolang de schematisering realistisch is en in het ontwerp van de dijk en bij de probabilistische analyse met PC-Ring met dezelfde schematisering van de ondergrond gewerkt wordt.
2. Schematiseren van de waterspanningen. De waterspanningen in de dijk (de freatische lijn of grondwaterspiegel) en in de ondergrond (wateroverspanningen) zijn afhankelijk van de

buitenwaterstand, de opbouw van dijklichaam en ondergrond (omdat deze de geo-hydrologische respons op de buitenwaterstand bepaalt) en het (grond)waterpeil binnendijks. Voor schematisering van waterspanningen is in 2004 het TRWD beschikbaar gekomen. In het onderhavige project wordt uitgegaan van dit technische rapport. Voor de stabiliteitscontroles wordt uitgegaan van een patroon van waterspanningen in en onder de dijk dat hoort bij de ontwerpwaterstand (dus de waterstand die met de "normkans" wordt overschreden).

3. Bepalen van grondeigenschappen in de verschillende grondlagen van dijk en ondergrond. Voor de uiteindelijke stabiliteitsanalyse gaat het daarbij om volumegewichten en schuifsterkteparameters. Hieronder gaan we nader in op bepaling van rekenwaarden voor de schuifsterkte en de gehanteerde veiligheidsfilosofie bij stabiliteitscontrole volgens LOR1.
4. Voor berekeningen van water(over)spanningen, zie punt 2, kunnen verder een veelheid aan parameters nodig zijn, afhankelijk van de mate van nagestreefde verfijning bij de schematisatie van waterspanningen. Hiervoor wordt gewerkt met "best guess" schattingen (of zo men wil verwachtingen); er wordt geen "ingebakken" veiligheid nagestreefd bij de berekening van water(over)spanningen met behulp van geo-hydrologische rekenmodellen. Wel wordt bij de uiteindelijke vaststelling van de waterspanningen waarmee gerekend gaat worden in de stabiliteitsanalyses gewerkt met "veilige" schattingen, conform het TRWD.
5. Keuze van het rekenmodel. In de LOR1 is vooralsnog uitgegaan van een glijcirkelanalyse volgens de vereenvoudigde methode van Bishop. In feite houdt dit impliciet de schematisering van de bezwijkmode en het bezwijkgedrag in. Momenteel wordt ook veel gebruik gemaakt eindige elementen-analyses voor stabiliteitscontrole bij het ontwerpen van dijken of dijkversterkingen. In het onderhavige project gaan we vooralsnog uit van de Bishop-analyse.

Veiligheidsfilosofie in de Leidraad Bovenrivieren

Uitgangspunten bij de stabiliteitsberekeningen zijn de schematiseringen voor opbouw van de dijk en de ondergrond en de schematisering van waterspanningen die horen bij een rivierwaterstand die gelijk is aan het ontwerppeil. De schuifsterktes waarmee gerekend wordt zijn zogenaamde rekenwaarden, daarover later meer. Verder wordt in de LOR1 aanbevolen om rekening te houden met een ontwerpverkeersbelasting van 15 kN/m² op één rijstrook met een breedte van 2,50 m, wanneer op de kruin een weg aanwezig is. De stabiliteitsfactor die met deze uitgangspunten berekend wordt, moet groter zijn dan de "schadefactor". In de LOR1 is die gesteld op 1.10. Met behulp van de schadefactor wordt een koppeling beoogd tussen de veiligheidscriteria voor grondmechanische stabiliteit en het gebiedsbeveiligingsniveau volgens de Wet op de waterkering (WoW). In de LOR1 gaat het vooralsnog om bovenriviergebieden, met een gebiedsnorm van 1/1250. Gesteld wordt dan ook in LOR1 dat een verdere uitwerking voor gebieden met een hoger beveiligingsniveau in de LOR2 komt.

Rekenwaarden voor de schuifsterktes

De rekenwaarden zijn gelijk aan de karakteristieke waarden (5% ondergrenswaarden) van gemiddelde schuifsterkte (per onderscheiden grondlaag) op een locatie, gedeeld door partiële veiligheidsfactoren voor de schuifsterkte (de "materiaalfactoren"). De materiaalfactoren zijn weergegeven in de middelste kolom van Tabel 3-1. Deze tabel geeft overigen een beeld in kort bestek van de verschillen tussen de LOR1 en de LOR2.

	LOR 1	LOR 2
Toepassingsgebied	Bovenrivieren	Benedenrivieren/overgang
veiligheidsfilosofie	Overbelasting per dijkvak	Overbelasting per dijkkring
Format van de voorschriften	Ontwerpwaarden en partiële veiligheidsfactoren	Ontwerpwaarden en partiële veiligheidsfactoren
Bepaling van karakteristieke waarden van de schuifsterkte per grondlaag	Locaal grondonderzoek	Locaal en regionaal grondonderzoek
Schuifsterktemodel	Mohr-coulomb c', ϕ'	Kromlijnig tau- sigma
Maximum materiaal factor (Y_m) - Materiaal factor cohesie γ_c - Materiaal factor hoek inwendige wrijving γ_ϕ (triaxiaalproeven, zand CD, klei en veen CU, 5% rek, resp. bezwijksterkte)	1,3 zand: 1,15 klei: 1,2 resp. 1,25 veen: 1,25 resp. 1,30	1,25 zand: 1,10 klei: 1,15 resp. 1,20 veen: 1,20 resp. 1,25
Modelfactor	1,0	1,0
Schadefactor	1,1	Gedifferentieerd, zie figuur 2
Toepassingsgebied	Bovenrivieren	Benedenrivieren/overgang

Tabel 3-1: Materiaalfactoren en schadefactoren in LOR1 en LOR2.

De procedure voor het bepalen van de karakteristieke lokaal gemiddelde schuifsterkte in de LOR1 is bedoeld voor het geval dat schuifsterktes bepaald worden aan de hand van lokaal grondonderzoek. In de LOR2 is een procedure beschreven voor het bepalen van karakteristieke waarden voor de schuifsterktes op basis van regionale proevenverzamelingen. Deze procedure is ook van toepassing voor het bovenrivierengebied (HCO). Bij het onderhavige onderzoek wordt bij voorkeur uitgegaan van bepaling van karakteristieke waarden van de schuifsterkte op basis van regionale proevenverzamelingen, omdat dit ook beter past in de dijkkringfilosofie van de probabilistische controles.

Opgemerkt wordt dat de bij de concrete uitwerking van richtlijnen voor de stabiliteitsanalyse van het binnentalud in de LOR1 er geen enkele formele koppeling is met de in hoofdstuk 2. genoemde geaccepteerde kansen op dijkdoorbraak bij waterstanden onder MHW. Een harde eis bij het opstellen van de LOR1 was dat er geen trendbreuk in materiële zin zou ontstaan met de werkwijze van vóór de LOR1; de nieuwe aanpak met partiële veiligheidsfactoren en schadefactoren is dus op afgeijkt op de praktijk met "overall" veiligheidsfactoren.

3.2.4 Opbarsten en piping

In de LOR1 worden twee criteria genoemd ten aanzien van opbarsten en heave (te groot verticaal verhang in de toplaag binnendijks). Onderscheid wordt gemaakt naar twee situaties:

1. Ontbreken van een afdekkende slecht doorlatende deklaag
Het gemiddelde verticale verhang (over de verticale kwelweg ter plaatse van het uittreepunt binnendijks) moet kleiner zijn dan 0,50.
2. Aanwezigheid van een afdekkende slecht doorlatende deklaag
Naast de voorwaarde onder 1 moet ook het gewicht van een afdeklaag G (inclusief gewicht van een eventuele berm) groter zijn dan de verticale waterdruk W die vanuit het watervoerende op de onderkant van de afdeklaag wordt uitgeoefend: $G > 1,05 W$.

Ten aanzien van piping (regressieve tunnelerosie) noemt de LOR1 de regels van Bligh en van Lane. Hieruit kan de benodigde kwelweglengte als functie van het verval over de dijk berekend worden. Kwelweglengteverlenging, indien nodig, kan worden bereikt door het aanbrengen van een slecht doorlatende deklaag buitendijks, en/of een pipingberm binnendijks.

De LOR1 beveelt aan om bij een opbarstgevoelige deklaag binnendijks in combinatie met een pipinggevoelige watervoerende zandlaag, de teen van de pipingberm zodanig te kiezen, dat de afstand tussen deze teen en de snijpunt van de MHW-lijn met het binnentalud, in meters, minimaal vijf keer het verval over de dijk in meters is.

In de HCO wordt het dubbele criterium voor opbarsten/heave bij aanwezigheid van een slecht doorlatende deklaag nader verklaard. Bij een opbarstveiligheid van 1,20 of méér wordt geen eis gesteld aan het gemiddelde verhang door de deklaag bij het uittreepunt. Bij een lagere opbarstveiligheid, maar groter dan 1,05 moet dit gemiddelde verticale verhang kleiner zijn dan 0,5.

In het TRZW zijn de criteria voor wat betreft opbarsten in de HCO min of meer overgenomen. Toegevoegd is een regel voor pipingcontrole op basis van de regel van Sellmeijer, die in dit technisch rapport als voorkeursmethode naar voren wordt geschoven.

Voor het onderhavige onderzoek wordt ten behoeve van het ontwerpen van een dijk uitgegaan van het TRZW, waarbij voor de pipingcontrole gebruik wordt gemaakt van de hierin beschreven regel van Sellmeijer. Bij het opstellen van de bij de rekenregel voor piping aan te houden veiligheden (karakteristieke waarden voor pipingparameters en een "overall" veiligheidsfactor is in beginsel een koppeling gemaakt met de gebiedsbeveiligingsnorm). Hierbij is ook ruwweg "in gemiddelde" rekening gehouden met lengte-effecten. Echter, dit heeft, vanwege de marginale invloed, niet geleid tot gebiedsnorm en dijkkringlengte afhankelijke veiligheidsfactoren voor piping.

3.2.5 Overige faalmechanismen

De afmetingen van een dijk worden uiteraard niet alleen bepaald door de mechanismen afschuiven van het binnentalud en opbarsten en piping. Omdat deze mechanismen echter niet worden beschouwd (behalve overslag) zal bij de dijkontwerpen worden uitgegaan van representatieve afmetingen, taludhellingen etc. Voor het buitentalud van bovenrivierdijks gaan we uit van een helling van 1: 2,5. Voor de helling van het binnentalud in eerste instantie van 1:2,5, maar aanpassingen hiervan worden ingegeven door stabiliteitscriteria. Voor de kruinbreedte gaan we uit van een weg op de dijk met een breedte van vijf meter.

3.3 Delta's (Benedenrivieren, IJssel- en Vechtdelta)

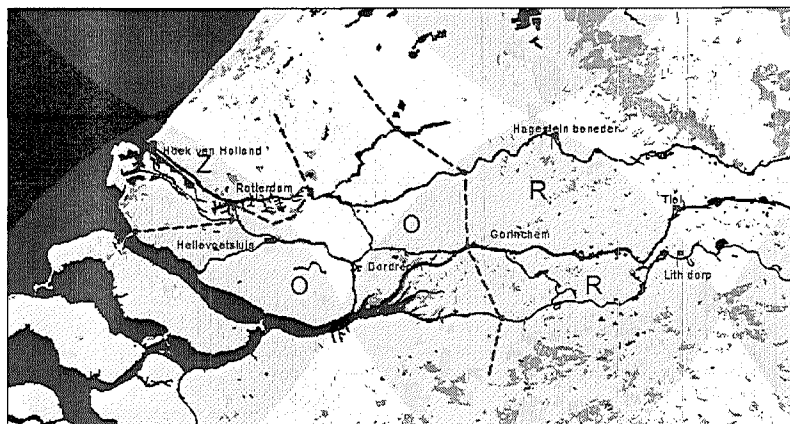
3.3.1 Hydraulische belastingniveaus

In het benedenrivierengebied en het overgangsg gebied is de dijkhoogte bepaald door combinaties van windsnelheid, windrichting, rivierafvoer en het sluiten van de waterkeringen. Met het programma Hydra-B is het mogelijk om de hydraulische belastingniveaus voor locaties in het benedenrivierengebied te berekenen. In dit gebied speelt ook het effect van het sluiten van de Maeslantkering een rol. Op de Nieuwe Waterweg en de Nieuwe Maas wordt de maatgevende hydraulische belasting vaak bereikt op het moment dat de kering net niet aan het

sluitcriterium voldoet. Ook de onzekerheid van de voorspelling van de waterstand speelt hierin een rol, omdat op basis van de voorspelling de Maeslantkering en Hartelkering worden gesloten.

Het watersysteem in het Benedenrivierengebied kan ten behoeve van hydraulische berekeningen (hydraulische belasting en golfcondities) ruwweg in drie gebieden worden ingedeeld (zie ook Figuur 3-6):

- Het zeegebied**
 De waterstanden in dit gebied worden voornamelijk bepaald door invloeden van de zee. De dijken worden hier dan ook vooral bedreigd door stormvloeden die vanuit zee het gebied binnenkomen. Tijdens deze stormvloeden komen gemiddeld hoge windsnelheden voor (boven het gebied), die windgolven op de rivier veroorzaken. Daarnaast kunnen tijdens open stormvloedkeringen golven vanuit zee binnendringen. Waar lange strijklengtes aanwezig zijn zullen deze golven belangrijker zijn. Voorbeelden zijn Maassluis op de Nieuwe Waterweg en Rotterdam op de Nieuwe Maas. Ook effecten van seiches en deining kunnen een rol spelen.
- Het rivierengebied**
 De zee heeft weinig invloed meer op dit gebied. De waterstanden worden voornamelijk bepaald door extreme afvoeren, tijdens welke niet al te hoge windsnelheden voorkomen. De windgolven op de rivieren hebben, mede door de vrij korte strijklengtes, daardoor een relatief beperkte invloed. Voorbeelden zijn Gorinchem op de Waal en Waalwijk op de Maas.
- Het overgangsggebied**
 Combinaties van hoge zeewaterstanden en hoge afvoeren zijn hier van belang. De dijken worden hier dan ook niet alleen door stormvloeden bedreigd, die samen gaan met hoge windsnelheden, maar ook door relatief hoge afvoeren. Tot dit gebied horen ook de brede wateren het Haringvliet en het Hollandsch Diep. Op deze wateren zijn de strijklengtes relatief lang, waardoor naast de waterstand ook de windgolven bedreigend zijn voor de dijken. Voorbeelden hiervan zijn Sliedrecht op de Beneden-Merwede en Dordrecht op de Oude Maas.

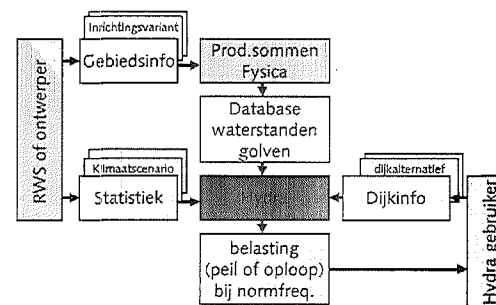


Figuur 3-6: Het Benedenrivierengebied, onderverdeeld in het zeegebied (Z), het overgangsggebied (O) en het rivierengebied (R). De grenzen zijn indicatief; in werkelijkheid zijn de overgangen geleidelijk en niet precies aan te geven [Slomp et al, 2002].

Maatgevende hydraulische belasting t.b.v. kruinhoogte

De maatgevende kruinhoogte volgt uit de hydraulische belastingniveaus die met Hydra-B worden bepaald. Hiervoor wordt het criterium golfoverslag gebruikt. In deze studie is uitgegaan van 0.1 l/m/s voor het ontwerp. In het benedenrivierengebied geldt dat het verkregen hydraulische belastingniveau altijd hoger is dan de maatgevende hoogwaterstand (MHW), vermeerderd met een minimale waakhogte van 0.50 meter en enkele toeslagen. Zie ook Figuur 3-3 voor een overzicht.

De dijkkringmethode van de Benedenrivieren baseert zich op het gegeven dat nergens in de hele dijkkring falen mag optreden. Zoals al aangegeven in §2.2.2 is het bepalen van de kruinhoogten op basis van een dijkkringbenadering in het Benedenrivierengebied in principe een iteratief proces. Eerst zouden (per dijkvak) de hydraulische belastingniveaus bepaald moeten worden bij een gegeven normfrequentie. Als vervolgens met deze kruinhoogten de faalkans van de gehele ring wordt bepaald, zal deze veel groter zijn dan de afzonderlijke dijkvakkansen. Dit betekent dat de frequentie waarbij de hoogten op dijkvakniveau bepaald worden aangepast moet worden. Dit betekent weer nieuwe kruinhoogten en dus weer een nieuwe dijkkringfrequentie. Dit proces zou zo vaak als nodig herhaald moeten worden, dat in de uiteindelijke ringberekening juist op de normfrequentie van de betreffende dijkkring wordt uitgekomen. Vaak worden de dijkvakberekeningen daarom voorzien van een toeslag van een hele decimeringshoogte.



Figuur 3-7: Hydra-schema voor ontwerp (historische trend)

Maatgevende hydraulische belasting t.b.v. piping/stabiliteit

De hydraulische belasting voor opbarsten, piping en stabiliteit heeft alleen betrekking op de waterstand. Deze waterstand kan eveneens met Hydra-B worden berekend.

3.3.2 Bodemopbouw

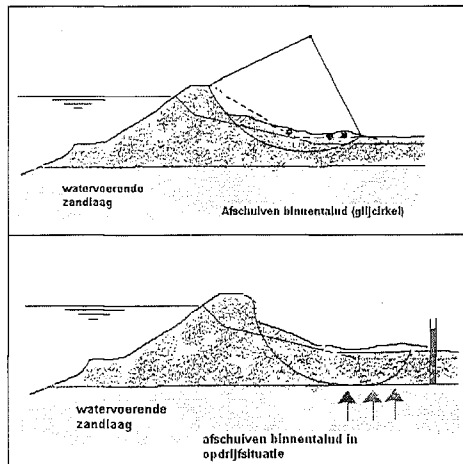
Het benedenrivierengebied kenmerkt zich qua bodemopbouw door een dik pakket van slappe (organische) klei en veenlagen tussen maaiveld en de daaronder liggende watervoerende pleistocene zandlaag. In dit pakket kunnen oude riviergeulen waarin zand is afgezet, zandbanen, voorkomen. De dikte van het pakket varieert van 8 tot 12 meter. Naar het zuiden en westen zijn veenlagen door getijdewerking grotendeels opgeruimd en hebben plaats gemaakt voor mariene klei-afzettingen (klei met zand). Onder Zeeuws Vlaanderen vinden we op dieptes van 10 – 20 m een cohesieve ondergrond, met daarboven een pakket van zandige en mariene klei-afzettingen.

Voor het benedenrivierengebied en het overgangsgebied is formeel de LOR2 de vigerende leidraad. Aanvullend hierop zijn de later uitgebrachte HCO en de technische rapporten TRWG en TRWD. In het TRWG worden in beginsel geen andere keuzen gemaakt ten aanzien van stabiliteitscriteria dan in de LOR1 en LOR2.

3.3.3 Afschuiven binnentalud

Een vorm van afschuiven van het binnentalud die in het benedenrivierengebied een belangrijke rol speelt is instabiliteit bij opdrijven van de binnendijkse deklaag. Wanneer bij hoge buitenwaterstand de stijghoogte van het grondwater in het watervoerende pleistocene zandpakket meestijgt, kan de waterdruk tegen de onderkant van de uit slappe klei en veen bestaande deklaag "opdrijven" veroorzaken. Het criterium hiervoor is, analoog aan het criterium voor opbarsten in het bovenrivierengebied, dat de waterdruk groter dreigt te worden dan het gewicht van de deklaag. Gevolg is dat zich een grenspotentiaal instelt in de zandlaag, waarbij er net evenwicht is. De korrelspanningen op en nabij het grensvlak tussen pleistocene zandlaag en de deklaag erboven zijn nul of erg laag, waardoor de schuifweerstand klein wordt en daarmee de steun om het binnentalud op z'n plaats te houden (zie Figuur 3-8 voor prinsipschetsen van taludfalen volgens een betrekkelijk hoog cirkelvormig glijvlak en falen van het talud bij opdrijven).

Voor de berekening van de veiligheid tegen afschuiven bij opdrijven is een speciaal rekenmodel ontwikkeld, na de afschuiving in 1984 bij Streefkerk die aan het verschijnsel opdrijven wordt geweten. Dit rekenmodel werkt met een uit twee verschillende glijcirkels samengesteld glijvlak.



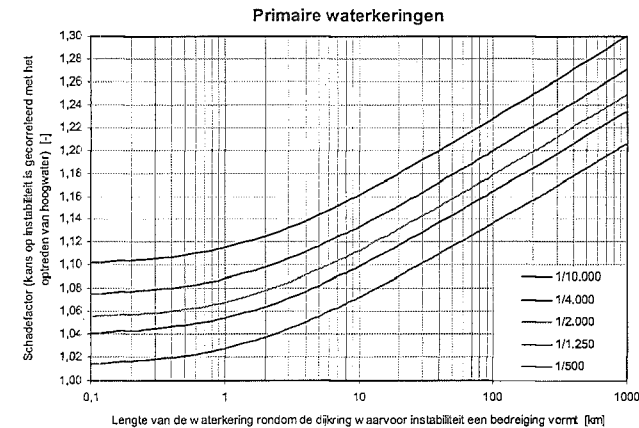
Figuur 3-8: Afschuiven binnentalud volgens glijcirkel (boven) en afschuiven binnentalud bij opdrijven binnendijkse deklaag (onder).

Voor stabiliteitscontrole bij opdrijven en volgens een hoger gelegen cirkelvormig glijvlak is de werkwijze ten aanzien van bepalen van rekenwaarden van de schuifsterkte en het schadefactor-criterium gelijk. Alleen het rekenmodel is verschillend.

De stabiliteitscontrole bij opdrijven bestaat, analoog aan de controle op opbarsten en piping, uit twee stappen. Namelijk als eerste stap de controle op opdrijfveiligheid. Is de opdrijfveiligheid bij optreden van MHW voldoende, dat wil zeggen is het gewicht van de deklaag groter dan 1.20 keer de waterdruk onder de deklaag, dan wordt opdrijven uitgesloten. De taludstabiliteit wordt dan gecontroleerd aan de hand van de glijcirkelmethode. Is de opdrijfveiligheid onvoldoende (kleiner dan 1.20), dan wordt de stabiliteit gecontroleerd met het rekenmodel voor opdrijfsituaties.

Beide rekenmodellen zijn (naast nog andere) geïmplementeerd in het computerprogramma MSTAB.

In de LOR2 is het principe van partiële veiligheidsfactoren voor de schuifsterkte (materiaalfactoren en schadefactoren) verder uitgewerkt. Zoals al in de LOR1 beoogd werd zijn de schadefactoren afhankelijk gemaakt van de norm voor de gebiedsbeveiliging. Vanwege ontwikkelde inzichten in een dijkringbenadering is ook besloten om lengte-effecten bij de bepaling van de schadefactoren mee te nemen. Bij het afleiden van de schadefactoren is geprobeerd deze te koppelen aan de gebiedsnorm en aan de lengte van dijken in een dijkring. Uitgangspunt van de, overigens primitief opgezette analyse, was dat een kans op instabiliteit werd geaccepteerd die gelijk is aan 1/10 van de gebiedsbeveiligingsnorm. Figuur 3-9 laat de berekende schadefactoren zien, als functie van de gebiedsnorm en de lengte van dijken in een dijkring. Oorspronkelijk hoorden hierbij de materiaalfactoren zoals gegeven in tabel 1 van de LOR1. Omdat ook bij de LOR2 het vermijden van trendbreuk een harde randvoorwaarde was, zijn deze materiaalfactoren enigszins bijgesteld (zie rechterkolom in tabel 1).



Figuur 3-9: Schade-factor (inclusief lengte-effect) c.f. LOR2

In de HCO is het principe van "zonering" geïntroduceerd. Dit houdt het volgende in. De schadefactoren gelden in beginsel voor alle mogelijke glijcirkels en, bij opdrijven, samengestelde glijvlakken. Echter afschuiven van het binnentalud volgens een (maatgevende) glijcirkel die ver van de dijkskruin afligt is veel minder bedreigend dan afschuiven volgens een glijcirkel die dicht bij de dijkskruin ligt of zelfs de dijkskruin doorsnijdt. Bij "zonering" worden in de dwarsdoorsnede van de dijk drie zones onderscheiden, namelijk zone 1, zone 2 en zone 3,

waarbij zone 3 het meest landinwaarts van de dijkskruin ligt. Voor glijcirkels of samengestelde glijvlakken die zone 1 doorsnijden geldt dan een zwaardere schadefactoreis dan voor cirkels die zone 1 niet maar zone 2 nog wel doorsnijden. En voor glijcirkels die zowel zone 1 als zone 2 niet doorsnijden, maar wel zone 3, geldt een nog minder zware schadefactoreis.

Voor de onderhavige studie wordt uitgegaan van de materiaal- en schadefactoren conform LOR2 bij het ontwerpen van een dijk, inclusief de bepalingen m.b.t. zonerings.

De uitgangspunten voor waterspanningsmodellering (volgens het TRWD) zijn voor het boven- en benedenrivierengebied qua principe niet verschillend, maar doorgaans wel in de uitwerking. In het bovenrivierengebied wordt normaliter met stationaire waterspanningsrespons op hoge rivierstanden gerekend. Dit is overigens geenszins een voorschrift. In het benedenrivierengebied wordt vaak gerekend met tijdsafhankelijke respons van waterspanningen in de watervoerende zandpakketten (geulen of pleistocene zandlaag) en met tijdsafhankelijke "indringing" van water(over)spanningen aan de onderkant van het klei/veen pakket. Ook dit is geen voorschrift, maar door de grote dikte van het klei/veen pakket zou de aanname van stationaire respons in het benedenrivierengebied ongunstig uitpakken voor de stabiliteit.

3.3.4 Opbarsten en Piping

In de LOR2 wordt voor dit mechanisme verwezen naar de LOR1. De HCO en later het TRWG en het TRZW maken geen onderscheid ten aanzien van criteria voor opbarsten en piping tussen bovenrivierengebied en benedenrivierengebied. Wel is aan de ondergrondopbouw eigen dat opbarsten en piping in het benedenrivierengebied een minder grote rol speelt. Bij de pipingcontrole (volgens de regel van Sellmeijer) speelt de lengte van het opbarstkanaal (door de afdekkende klei/veenlaag) een rol. Hoe dikker het afdekkende pakket, hoe langer het opbarstkanaal door dit pakket, hoe gunstiger voor de weerstand tegen piping. Hoewel dus altijd controle plaats moet vinden, zal in het benedenrivierengebied de kans groot zijn dat, uiteraard afhankelijk van de locatie, piping geen significante rol speelt. Dat impliceert overigens ook dat een uiteindelijk ontwerp van een benedenrivierdijk, waarbij niet aan de norm voor stabiliteit wordt voldaan, overgedimensioneerd is ten aanzien van opbarsten en piping. Op plaatsen waar onder de dijk een doorlopende zandbaan ligt, die in contact staat met de rivier kan het omgekeerde het geval zijn. Voor de faalkansanalyses, met betrekking tot een dwarsdoorsnede van een dijk en met betrekking tot een dijkringanalyse, gelden dus dezelfde overwegingen als bij dijken in het bovenrivierengebied.

3.4 Zee- en meerdijken

3.4.1 Hydraulische belastingniveaus

In Nederland liggen tal van waterkeringen die grenzen aan de zee of aan meren. De maatgevende hydraulische belasting die kan optreden is sterk afhankelijk van de aard van het gebied. In de onderstaande opsomming is aangegeven welke parameters sterk van invloed zijn op de maatgevende hydraulische belasting.

- **Hollandse kust en Waddenzee**

De maatgevende hydraulische belasting aan de Hollandse kust en de Waddenzee wordt voornamelijk veroorzaakt door het getij, windopzet en windgolven. De windopzet is afhankelijk van de windsnelheid en windrichting op de Noordzee. Daarnaast spelen secundaire effecten als bui-oscillaties, bui-stoten en locale opwaaling een rol (deze nemen we binnen dit project niet

mee). De benodigde kruinhoogte is afhankelijk van de eigenschappen van het talud, zoals steilheid van het talud, de aanwezigheid van een berm en de ruwheid van het talud.

- **Maatgevende hydraulische belasting t.b.v. kruinhoogte**

Het randvoorwaardenboek geeft aan dat voor het criterium hoogte het toetspeil van 2006 en de windgolven uit het Hydraulisch Randvoorwaardenboek van 2001 aangehouden moeten worden. Voor de toetsing is het programma Hydra-K beschikbaar.

- **Maatgevende hydraulische belasting t.b.v. piping/stabiliteit**

Voor stabiliteit zijn er nog geen geschikte randvoorwaarden opgenomen in het randvoorwaardenboek. Voor de overige faalmechanismen dient te worden uitgegaan van de HR 2001.

- **Westerschelde**

Bij de Westerschelde wordt de maatgevende hydraulische belasting veroorzaakt door een combinatie van waterstanden en golven. De maatgevende hydraulische belasting op de Westerschelde is vrijwel volledig afhankelijk van de invloed van de zee. Door de trechtervorm van de Westerschelde nemen de waterstanden in de richting van Antwerpen toe. Voor de toetsing is het programma Hydra-K beschikbaar.

- **Oosterschelde**

De maatgevende hydraulische belasting wordt op de Oosterschelde veroorzaakt door waterstanden en golven. In de Oosterschelde ligt de Oosterscheldekering die het voormalige estuarium beschermt tegen al te hoge waterstanden. Voor de toetsing is het programma Hydra-K beschikbaar.

- **IJsselmeer**

De maatgevende hydraulische belasting op het IJsselmeer wordt veroorzaakt door een combinatie van meerpeil (als gevolg van niet kunnen spuien en een grote aanvoer van de IJssel) en golven. Het maatgevende hydraulische belastingniveau is voor de waterkeringen aan het IJsselmeer te berekenen met het programma Hydra-M.

- **Maatgevende hydraulische belasting t.b.v. kruinhoogte**

Het toetsen op hoogte kan gedaan worden door het maken van een vergelijking van de actuele kruinhoogte met het hydraulisch belastingniveau zoals dit berekend wordt volgens Hydra-M.

- **Maatgevende hydraulische belasting t.b.v. piping/stabiliteit**

Voor het bepalen van de stabiliteit van de bekleding dient het programma Hydra-Q te worden gebruikt. Voor de overige faalmechanismen dient te worden getoetst op het toetspeil 2006.

Grasbekiedingen kunnen worden getoetst op basis van het illustratiepunt. Een illustratiepunt bestaat uit een combinatie van waterstand, golfhoogte, golfrichting en piekperiode. Merk op dat de waterstand in het illustratiepunt niet gelijk hoeft te zijn aan het toetspeil. Het illustratiepunt is een van de mogelijke situaties die dezelfde hydraulische belasting opleveren.

- **Markermeer**

Waterkeringen aan het Markermeer worden belast door hoog water als gevolg van een hoog meerpeil en windopzet.

Maatgevende hydraulische belasting t.b.v. kruinhoogte

Voor het toetsen op hoogte dient te worden uitgegaan van het hydraulische belastingniveau bepaald met Hydra-M (zie Figuur 3-7). Het dijkprofiel bepaald hoe de verschillende hydraulische belastingen inwerken.

Maatgevende hydraulische belasting t.b.v. piping/stabiliteit

Voor het bepalen van de stabiliteit van de bekleding dient het programma Hydra-Q te worden gebruikt. Hydra-Q bepaald de hydraulische belastingen voor een "ontwerppunt/illustratiepunt" voor het taludtype. Voor de overige faalmechanismen dient te worden getoetst op het toetspeil 2006.

3.4.2 Geotechnische aspecten

Kans op overbelasting per dijkvak gelijk aan de normfrequentie uit art 3.1 van de Wow. Overbelasting uit combinatie van MHW met lokaal opwaaiing, buistoten, bui-oscillaties en golfoverslag. Toelaatbaar overslagdebiet afhankelijk van kwaliteit grasmatt. Bij een goede grasmatt (zie onder andere handreiking constructief ontwerpen) is 10 l/m/s toelaatbaar voor zee- en meerdijken. Meerdijken zijn bij dit debiet nog begaanbaar, zeedijken niet. Als voor zeedijken ook de begaanbaarheids gesteld wordt, is het maximaal toelaatbare debiet 1 l/m/s. Bij waterstanden gelijk of lager dan MHW, kans op doorbraak ergens langs het dijkkringgebied door andere oorzaken (afschuiving, interne erosie, e.d.) verwaarloosbaar, hetgeen is geïnterpreteerd als 10% van de overschrijdingskans op MHW.

Voor zee- en meerdijken is de Leidraad Zee- en Meerdijken (LZM) de vigerende ontwerprijrichtlijn. Voor wat betreft de controles en toetscriteria voor geotechnische faalmechanismen, met name afschuiven van het binnentalud, wordt in deze Leidraad verwezen naar de LOR2 en de HCO.

Voor opbarsten en piping is het TRZW de vigerende richtlijn. Punt van aandacht bij zeedijken is de tijdafhankelijke invloed van getij op de waterspanningsopbouw in de watervoerende zandlaag (of zandlagen), i.v.m. opbarsten, en de tijdafhankelijke invloed van getij op het feitelijke pipingproces (het mechanisme van terugschrijdende erosie). Tijdafhankelijkheid van dit mechanisme kan momenteel nog niet met de beschikbare rekenmodellen worden meegenomen. Bij zeedijken is het niet ongebruikelijk, zeker niet voor een veiligheidsstoetsing volgens het VTV, het ontwerppeil te corrigeren met de getij-amplitude, immers alleen de stormopzet is van belang en niet zozeer de kortdurende belasting van het getij. De tijdschaal van de belasting (orde 10 dagen voor een afvoergolf en orde 33 uur voor een stormopzet) is niet onderscheidend voor de geotechnische aspecten. Met andere woorden: hoewel de duur van de belasting langs de kust veel korter is dan in het rivierengebied, kan geotechnisch falen ook langs de kust optreden.

3.5 'Duitse' dijk (grensoverschrijdende dijkkringgebieden)

De dijken in de grensoverschrijdende dijkkringgebieden zijn in Nederland en Duitsland anders ontworpen. Om een indicatie te krijgen voor de consequenties voor de veiligheid, beschouwen we in deze paragraaf het ontwerp van een Duitse dijk.

3.5.1 Voorschriften voor hoogte

De ontwerpmethodes voor hoogte wijkt in Duitsland af van de methoden die in Nederland gebruikt worden. In tegenstelling tot bijvoorbeeld de methode voor de bovenrivieren (§3.2)

wordt in Duitsland niet gerekend met ontwerpwindnelheden. In plaats daarvan worden alle dijken ontworpen op basis van de zogenaamde HQ500 (afvoerniveau met een overschrijdingsfrequentie van 1/500 per jaar) plus een waakhoogte van 1 meter. Ter vergelijking: op het Nederlandse deel van de Boven-Rijn geldt een ontwerpkuinhoogte die gelijk is aan de maatgevende waterstand plus een golfoverslaghoogte van gemiddeld tussen de 0,7 en 1 meter. Het belangrijkste verschil met de Nederlandse richtlijnen is dat men in Duitsland het belastinggeval "Kronenstau" controleert (dus water tot de kruin van de dijk), hoewel de veiligheidsfactoreisen bij die belasting natuur minder zwaar zijn dan bij de maatgevende waterstand (bemessungswasserstand).

3.5.2 Geotechnische voorschriften

Bij het ontwerpen van rivierdijken in Duitsland wordt voor wat betreft de geotechnische voorschriften onderscheid gemaakt naar voorschriften met betrekking tot stabiliteit (Tragsicherheit, waaronder afschuiven binnentalud), voorschriften met betrekking tot interne erosie (waarvan piping een onderdeel is) en voorschriften met betrekking tot geschiktheid voor gebruik (gebrauchstauglichkeit; het gaat hierbij om zettingen, vervormingen en scheurvorming).

Voorschriften en eisen zijn vastgelegd in DIN normen. Veiligheidsfilosofie en -eisen zijn vastgelegd in DIN 1054:2005-01; volgens deze norm wordt gewerkt met verschillende veiligheidsklassen en met verschillende belastinggevallen. Voor elk de onderscheidene belastinggevallen worden (partiële) veiligheidsfactoren gegeven.

Afschuiven van het binnentalud wordt ook gecontroleerd met een Bishop-achtige methode (lamellenmethode, vaak niet iteratief), waarbij gewerkt wordt met het concept van overall veiligheidsfactor (DIN 4084:1981-07, ook al is er ontwerp voor norm in gebruik, gebaseerd op het partiële veiligheidsfactorenconcept (E DIN 4084; 2002-11).

Voor piping wordt, bij een gelaagde ondergrondopbouw, vaak gewerkt met de regel van Sellmeijer en bij een homogene ondergrondopbouw met de regel van Blich. Een belangrijk verschil tussen Duitsland en Nederland is dat in Duitsland de ondergrond uit veel grover materiaal bestaat. Dit heeft voor het faalmechanisme piping grote consequenties.

4 Bepaling parameters PC-Ring

4.1 Golfoverslag

Voor het mechanisme golfoverslag maken we gebruik van een vast kritiek golfoverslagdebiet van 0.1 l/s/m. Het geselecteerde golfoverslagmodel in PC-Ring is nummer 7 (volgens de herziene formules van Van der Meer). Een voorbeeld van een invoerbestand voor een stochastische berekening is gegeven in Tabel 4-1.

```

: Switch stochasten en hun correlatie in lengterichting en tijd
: Switch (1 = stoch, 0 = det) / Rho_x / Rho_t
1 0.0 1.0 Dijkhoogte h_d
1 0.0 1.0 Bermhoogte h_B
1 0.0 1.0 Bermbreedte B
1 0.0 1.0 Teenhoogte h_t
1 0.0 1.0 Helling buitentalud (boven)
1 0.0 1.0 Helling buitentalud (onder)
1 0.0 0.5 Fout in bodemligging
1 0.0 1.0 Helling binnentalud
1 0.4 1.0 Modelfactor kritiek overslagdebiet m_qc
0 0.5 1.0 Ruwheid binnentalud k
1 1.0 1.0 Factor voor bepaling Q_b f_b
1 1.0 1.0 Factor voor bepaling Q_n f_n
1 0.7 1.0 Modelfactor optredend overslagdeb. m_qo
1 0.7 1.0 Modelfactor Bretschneider voor Hs
1 0.7 1.0 Modelfactor Bretschneider voor Ts
1 0.5 1.0 Fout in locale waterstand
0 0.0 0.5 Afw. golfrichting
0 1.0 0.0 Stormduur t_s
0 1.0 1.0 Cohesie (verweking)
0 1.0 1.0 Hoek van inwendige wrijving (verweking)
0 1.0 1.0 Vol. gewicht van de grond (verweking)
0 0.0 1.0 Laagdikte (verweking)
:
: Aantal dijken
1
: Vak / Spreidingsmodel / Golfoverslagmodel / Zfunctie / Kritieke overslagdebiet /
Helling binnentalud / Erosiebestendigheid gras / Pt_ov
1 1 7 1 0.0001 0.4 500000. 1
:
: Spreidingsmodelnummer
1
: Gem. / Sa. of Va. / Cor.L.
0.10 300. Dijkhoogte h_d
0.10 300. Bermhoogte h_B
0.15 300. Bermbreedte B
0.20 300. Teenhoogte h_t
0.05 150. Helling buitentalud (boven)
0.05 150. Helling buitentalud (onder)
0.30 900. Fout in bodemligging
0.05 150. Helling binnentalud
1.0 0.50 1500. Modelfactor kritiek overslagdebiet m_qc
0.015 0.25 300. Ruwheid binnentalud k
5.2 0.55 Factor voor bepaling Q_b f_b
2.6 0.35 Factor voor bepaling Q_n f_n
1.0 0.50 Modelfactor optredend overslagdeb. m_qo
1.0 0.15 900. Modelfactor Bretschneider voor Hs
1.0 0.15 900. Modelfactor Bretschneider voor Ts
0.0 0.15 6000. Fout in locale waterstand
0.0 20.0 Afw. golfrichting
7.5 0.25 Stormduur t_s
1500. 500. Cohesie (verweking)
26.0 2.0 Hoek van inwendige wrijving (verweking)
1700. 100. Vol. gewicht van de grond (verweking)
3.5 0.2 300. Laagdikte (verweking)

```

Tabel 4-1: Voorbeeld van een invoerbestand voor golfoverslag

Het verschil met de deterministische berekening is dat in het bovenste blok alle stochasten uit zijn gezet.

4.2 Piping

4.2.1 Deterministische analyse

Het dijkontwerp dat juist voldoet aan de eisen die aan de binnenwaartse macrostabiliteit worden gesteld, wordt getoetst op piping volgens de rekenregel van Sellmeijer. De rekenregel van Sellmeijer is gegeven door:

$$\Delta H_c = \alpha c \frac{\gamma_p}{\gamma_w} \tan \theta (0,68 - 0,10 \ln(c)) L$$

waarin:

$$\alpha = \left(\frac{D}{L} \right) \left(\frac{D}{L} \right)^{\frac{0,28}{\gamma_p - 1}}$$

en:

$$c = \eta d_{70} \left(\frac{1}{1,35E - 7kL} \right)^{\frac{1}{3}}$$

In deze formules is:

ΔH_c	het kritieke verval over de waterkering (m)
γ_w	volumegewicht van water (10 kN/m ³)
γ_k	volumegewicht van korrels onder water (16,5 kN/m ³)
θ	rolweerstandshoek van de zandkorrels (41°)
h	sleepkrachtfactor (0,25)
d_{70}	70 percentielwaarde van de korrelverdeling (-)
D	dikte van de zandlaag (m)
L	lengte van de kwelweg (m)
k	doorlatendheid watervoerende zandlaag (m/s)

Op basis van de uniformiteit (U) en 10-percentielwaarde van de korrelverdeling (d_{10}) van het zand kan de doorlatendheid worden berekend. De d_{10} kan worden bepaald uit U en d_{70} .

In het ontwerp worden als invoerparameters *karakteristieke* waarden gebruikt en ze worden om die reden ook vaak *ontwerpwaarden* genoemd. Karakteristieke waarden kunnen worden gezien als veilige 5% onder- of bovengrenswaarden.

4.2.2 Probabilistische analyse

In een probabilistisch model als PC-Ring wordt niet gerekend met karakteristieke onder- of bovengrenswaarden, maar met *gemiddelde* waarden.

De ontwerpwaarden zijn daarom voor de PC-Ring berekening teruggerekend naar gemiddelde waarden. Daarbij is rekening gehouden met het type verdeling dat in PC-Ring is geprogrammeerd.

meer. Per parameter is in PC-Ring een keuze voor een verdeling (normaal of lognormaal) gemaakt. Het type verdeling kan niet worden veranderd.

Voor de keuze van de standaardafwijking of variatiecoëfficiënt van de verschillende grondeigenschappen en geometrieën is de standaardwaarde uit PC-Ring aangehouden tenzij een reden bestond om deze aan te passen.

Zo zijn de variatiecoëfficiënten van de dikte van de afsluitlaag en de lengte van de kwelweg kleiner gekozen dan de standaardwaarden uit PC-Ring, omdat deze voor een ontwerp vaak redelijk nauwkeurig bekend zijn.

Voor de variatiecoëfficiënten van de zandeigenschappen (d_{70} , uniformiteitsindex en specifieke doorlatendheid) zijn waarden gekozen die redelijkerwijs ook in werkelijkheid zouden kunnen optreden. De variatiecoëfficiënt voor de doorlatendheid is afgeleid uit de gegevens over korrelverdeling en de uniformiteitsindex en in alle gevallen veel lager dan de standaardwaarde.

4.3 Stabiliteit

4.3.1 Deterministische analyse

Een waterkering dient voldoende weerstand te hebben tegen afschuivingen langs rechte en gebogen glijvlakken. Voor analyse van de macrostabiliteit zijn de volgende gegevens nodig:

- **Geometrie (dwarsprofiel van de waterkering)**

Voor de rivierdijken geldt het volgende dwarsprofiel:

buitentalud	1:2,5
kruinhoogte	afhankelijk van hydraulische randvoorwaarden en helling van het buitentalud
kruinbreedte	5 m
binnentalud	1:2,5
binnenberm	afhankelijk van benodigde evenwichtsfactor

Voor zee- en meerdijken is het volgende dwarsprofiel aangehouden:

buitentalud	1:3 onder buitenberm en 1:2,5 boven buitenberm 1:2,5
buitenberm	5 m
kruinhoogte	afhankelijk van hydraulische randvoorwaarden en profiel buitentalud
kruinbreedte	zeedijk 3 m, meerdijk 5 m
binnentalud	1:2,5
binnenberm	afhankelijk van benodigde evenwichtsfactor

De hoogte van de buiten berm is bepaald bij de belastingscombinatie met de grootste kans van voorkomen voor het juist bereiken van 0,1 l/s/m overslag.

De dimensies van een binnenberm worden zodanig gekozen dat juist wordt voldaan aan vereiste minimaal benodigde evenwichtsfactor.

- **Laagopbouw en dijkmateriaal**

De laagopbouw, inclusief de maaiveldhoogte, wordt overgenomen uit stabiliteitsberekeningen van bestaande dijkprofielen uit de buurt. Het dijksmateriaal bestaat uit zand. Voor één dijk in het benedenrivierengebied wordt uitgegaan van een dijk die is opgebouwd uit klei.

- **Volumetrisch gewicht en sterkte-eigenschappen**

De grondeigenschappen zijn overgenomen uit stabiliteitsberekeningen van bestaande dijkprofielen uit de buurt. Daarbij wordt er vanuit gegaan dat dit rekenwaarden betreft die volgens de vigerende leidraden zijn afgeleid.

Indien de sterkte-eigenschappen bestaan uit spanningsafhankelijke proevenverzamelingen worden representatieve waarden voor cohesie en hoek van inwendige wrijving afgeleid. Dit, omdat het in een latere fase van deze studie niet mogelijk is een probabilistische stabiliteitsanalyse uit te voeren met spanningsafhankelijke proevenverzamelingen.

- **Belasting**

De term belasting slaat in dit geval op de maatgevende ligging van de freatische lijn en het waterspanningsverloop in de ondergrond. Het verloop van de freatische lijn in de nieuwe dijk is geschematiseerd volgens bijlage 1 van het Technisch Rapport waterspanningen.

Bij een gedetailleerde toetsing van de stabiliteit van waterkeringen worden vaak lagere waterspanningen aangehouden. Dit komt doordat voor een gedetailleerde toetsing gebruik kan worden gemaakt van waterspanningsmetingen. Omdat hier wordt uitgegaan van een nieuwe dijk zijn geen waterspanningsmetingen beschikbaar en wordt uitgegaan van de veilige schematisatie zoals die in het Technisch Rapport Waterspanningen wordt beschreven.

- **Rekenmodel**

De stabiliteit langs gebogen glijvlakken wordt getoetst met het programma Mstab volgens de methode Bishop, en indien de opdrijf-factor kleiner is dan 1,2 ook volgens LiftVan.

De modellen berekenen een evenwichts-factor die de verhouding aangeeft tussen de sterkte (weerstandbiedend moment bepaald door de gemiddelde sterkte langs het schuifvlak) en de belasting (het aandrijvend moment). Het weerstandbiedende en aandrijvende moment worden bepaald op basis van rekenwaarden van de grondeigenschappen en de waterspanningen.

De minimaal benodigde evenwichts-factor is niet voor alle dijkkringgebieden gelijk. In de te toetsen evenwichtsfactor worden namelijk drie deelaspecten verdisconteerd:

$$F_{\min} = \gamma_{nf} \gamma_{nc} \gamma_{nl}$$

waarin:

- (γ_{nf}) factor voor overschrijdingsfrequentie van de waterstand
- (γ_{nc}) factor voor gevolgen van grondmechanische instabiliteit
- (γ_{nl}) factor voor lengte van waterkering rond een dijkkring

Bij hoger normfrequentie de normfrequentie hoe lager γ_{nf} . De vereiste stabiliteitsfactor is gekoppeld aan een gevolgschade overeenkomend met inundatie van de polder. Een lokaal, of deels bezwijken van een de kering zal echter niet altijd tot inundatie van de polder leiden. Wanneer bijvoorbeeld een deel van het binnentalud zal bezwijken, kan er een voldoende sterk grondlichaam overblijven, zodat het waterkerende vermogen van de kering gewaarborgd blijft.

Hierdoor kan een glijcirkel, die het waterkerende vermogen niet direct aantast aan een minder hoge stabiliteitsfactor worden getoetst. In de berekeningen wordt gesproken van een zonerings. Glijcirkels die het waterkerende vermogen direct aantasten worden aangeduid met zone 1 glijcirkels. Cirkels die het waterkerende vermogen niet direct aantasten worden aangeduid met zone 2 cirkels. In het Technisch rapport actuele sterkte TAW [2004a] wordt de zonerings verder beschreven. In deze studie wordt alleen naar zone 1 cirkels gekeken. Voor zone 1 cirkels geldt $\gamma_{nc} 1,07$.

Hoe langer de dijk lengte hoe groter de kans dat ergens in deze lengte een afschuiving optreedt en hoger de benodigde evenwichtsfactor. Dit komt tot uitdrukking in de factor γ_{NL} .

4.3.2 Probabilistische analyse

In Mstab zijn twee probabilistische rekenmodellen beschikbaar, die qua schematisatie van het probabilistische rekendeel verschillend zijn. Het betreft het rekenmodel 'Random Field' (voorheen MproStab) en het model 'reliability analysis' (voorheen Prolift). Het eerste model kan alleen voor een Bishop analyse worden gebruikt. De Reliability analysis kan zowel voor een analyse volgens Bishop als LiftVan worden gebruikt. Het verschil in schematisatie zit voornamelijk in de stochastische modellering van de schuifsterkte van de grond.

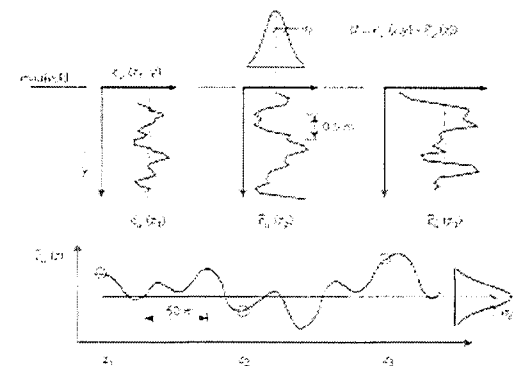
In het rekenmodel 'Random Field' wordt uitgegaan van een stochastisch model voor ruimtelijke variatie van schuifsterkteparameters binnen de grondlaag. Een model waarbij verondersteld wordt dat van 'punt tot punt' binnen de grondlaag variatie optreedt. Bij een 'punt' moet overigens niet gedacht worden aan een mathematisch punt zonder afmetingen. Immers, 'schuifsterkte' is in onze perceptie altijd een effect van een grote aantal gronddeeltjes. De schuifsterkte wordt (in het laboratorium) gemeten door beproeving van grondmonsters met een klein volume (de proefschaal). Qua afmeting is zo'n volume zeer klein ten opzichte van het volume grond in een schuifvlak bij een taludinstabiliteit (de probleemschaal). Onder variatie van 'punt tot punt' binnen een grondlaag zullen we derhalve verstaan de variatie van de schuifsterkte in volumes op proefschaal. In het rekenmodel 'Random Field' worden de verschillende schuifsterktes langs een glijvlak gesommeerd. Dit rekenmodel vraagt dus als invoer om de statistische karakterisering van ruimtelijke variaties 'van punt tot punt'.

In het rekenmodel 'Reliability analysis' wordt uitgegaan van gemiddelde schuifsterkten langs het afschuifvlak binnen de verschillende grondlagen. Dit programma vraagt dus als invoer om de statistische karakterisering van 'grondlaagemiddelden'.

Hieronder wordt ingegaan op de verschillende modelleringsaspecten die een rol spelen in een probabilistische stabiliteitsanalyse. Namelijk modellering van schuifsterkte, van waterspanningen en van rekenmodelonzekerheid.

Het model voor ruimtelijke variatie van de schuifsterkte

De wijze waarop onzekerheid over de schuifsterkte stochastisch wordt gekarakteriseerd verschillen per probabilistisch rekenprogramma. Het basismodel voor beide is een stochastisch model voor de ruimtelijke variatie van de schuifsterkte binnen een grondlaag.



Figuur 4-1: Variatiepatroon in schuifsterkte

In dat stochastisch model wordt aangenomen dat de schuifsterkte van grond binnen een grondlaag van plaats tot plaats min of meer willekeurig continu kan variëren. Er wordt geen rekening gehouden met systematische ruimtelijke variatie, bijvoorbeeld toename van de schuifsterkte met de diepte.

Het variatiepatroon dat in Figuur 4-1 getekend is, laat de volgende kenmerken zien:

- langs een verticaal varieert de schuifsterkte willekeurig ten opzicht van het gemiddelde over de verticaal (we noemen dit het lokale gemiddelde).
- de lokale gemiddelden variëren in horizontale richting willekeurig rondom het gemiddelde van het gehele veld (dit noemen we het regionale gemiddelde). Er zijn derhalve relatief sterke en zwakke lokale gemiddelden binnen het beschouwde gebied.

Gevolg van de ruimtelijke variatie is dat de schuifsterkte van punt tot punt langs een glijcylinder (of ander glijvlak) varieert. In de terminologie van de lamellenmethode van Bishop betekent dit dat op elke lamelonderkant (zelfs binnen een en dezelfde grondlaag) een andere schuifsterkte werkt. In de praktijk is het natuurlijk ondoenlijk om voor elke lamelonderkant de precieze schuifsterkte te bepalen. Dat is ook niet nodig, omdat in de berekening die schuifsterktes gesommeerd worden. Eigenlijk is dus de gemiddelde schuifsterkte langs het glijvlak (binnen de betreffende grondlaag) van belang. In de praktijk wordt dan ook gerekend met gemiddelde schuifsterktes in de grondlagen die door het glijvlak doorsneden worden. Dat moeten uiteraard de gemiddelden zijn op de locatie van het glijvlak dat onderzocht wordt, zogenaamde lokale gemiddelden.

Gevolg van de modellering van het variatiepatroon als stochastische functie is dat de gemiddelde schuifsterkte binnen een grondlaag (in feite langs het deel van het glijvlak binnen de grondlaag) een stochastische variabele is. De verwachtingswaarde van dat gemiddelde komt overeen met de verwachtingswaarde van het ruimtelijke variatiemodel, mc. De standaardafwijking van dat gemiddelde is kleiner dan de standaardafwijking sc van het ruimtelijke model. Immers, door integratie langs het glijvlak wordt de "punt" variatie deels uitgemiddeld. Het al dan niet meenemen van het ultramiddelingproces in de probabilistische stabiliteitsanalyse is er de oorzaak van dat voor verschillende rekenmodellen de invoer voor schuifsterkteparameters verschillend is.

Random Field

In de module 'Random Field' wordt het uitmiddelingproces expliciet meegenomen in de berekening. Dat houdt in dat in elke lamelonderkant van het glijvlak de schuifsterkteparameter een trekking is uit het ruimtelijke stochastische model. Schuifsterktes in opvolgende lamelonderkanten zijn in principe verschillend, hoewel wel gecorreleerd volgens de correlatiefunctie (2). Het uitmiddelingproces wordt meegenomen in de sommatie van lamelbijdragen aan het totale tegenwerkende moment. In dit programma moeten dan ook de "punt"standaardafwijking van het ruimtelijke model σ_c , de correlatieparameters D_h en D_v en de variantieverhouding a worden opgegeven.

Reliability Analysis

In de module 'Reliability analysis' wordt per grondlaag de verwachtingswaarde en de standaardafwijking van de gemiddelde schuifsterkte binnen de grondlaag verwacht als invoer. Hier behoeven dus geen autocorrelatieparameters te worden opgegeven. De verwachtingswaarde is gelijk aan de verwachtingswaarde van het ruimtelijke model, m_c . De standaardafwijking van de gemiddelde schuifsterkte langs het (deel van het glijvlak) dat de grondlaag doorsnijdt moet eigenlijk via een ingewikkelde uitmiddelingberekening worden bepaald. Een redelijke benadering is echter $\sigma_{\bar{c}} = \sigma_c \sqrt{(1-a) + 1,78 D_v / d}$ waarin d de laagdikte is.

Voor de autocorrelatieparameters kunnen 'standaardwaarden' worden aangehouden. Daarbij wordt er van uitgegaan dat in verticale zin snelle uitmiddeling plaats zal vinden; standaard kan met een verticale autocorrelatieparameter $D_v=0,25$ m en een horizontale correlatieparameter $D_h=50$ m worden gerekend. De autocorrelatieparameters zijn geen "bekende" grootheden binnen de adviespraktijk en zijn ook niet zonder uitgebreid onderzoek vast te stellen. Voor de variantieverhouding a is de keuze afhankelijk van het type proevenverzameling op basis waarvan verwachtingswaarde en standaardafwijking worden geschat. Voor de case studies wordt uitgegaan van regionale proevenverzamelingen waarvoor conform het recept voor het bepalen van de karakteristieke schuifsterkte in de Leidraad Rivierdijken (deel 2) geldt: $(1-a)=\Gamma^2$ met $\Gamma=0,5$.

Naast ruimtelijke variatie hebben we te maken met statistische onzekerheid. De verwachtingswaarde μ_c en de standaardafwijking σ_c van het ruimtelijke model zijn geen gegeven grootheden, maar moeten worden geschat aan de hand van (laboratorium)proeven op grondmonsters. Aan de hand van een proevenserie worden schattingen van de verwachtingswaarde en de standaardafwijking berekend. Veronderstel dat een serie proeven op grondmonsters wordt uitgevoerd. De uitkomst van elke proef is de schuifsterkte van het betreffende grondmonster. We nemen even aan dat de schuifsterkte gekarakteriseerd kan worden door één getal, bijvoorbeeld c , de ongedraineerde cohesie. De uitkomst van de proevenserie geven we aan met $\{c_1, c_2, c_3, \dots, c_n\}$. De verwachtingswaarde van c wordt als volgt geschat:

$$\bar{\mu}_c = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n c_i$$

waarin $\bar{\mu}_c$, het rekenkundig steekproefgemiddelde, een zuivere schatter is voor de verwachtingswaarde μ_c . De standaardafwijking van c wordt geschat met:

$$\bar{\sigma}_c = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (c_i - \bar{\mu}_c)^2}$$

Hierin is $\bar{\sigma}_c$ de standaardafwijking van de steekproef. Deze is een zuivere schatter van de standaardafwijking σ_c van het ruimtelijke model. Als de puntwaarden van c binnen de grondlaag een normale verdeling hebben met verwachtingswaarde μ_c en standaardafwijking σ_c , dan is de schatter ook normaal verdeeld, met verwachtingswaarde μ_c en standaardafwijking σ_c / \sqrt{n} . Met andere woorden, wanneer we in een probabilistische stabiliteitsanalyse het steekproefgemiddelde gebruiken om de verwachtingswaarde van de schuifsterkte te karakteriseren, moeten we rekening houden met de mogelijke afwijking tussen dit gemiddelde en de werkelijke verwachtingswaarde (statistische onzekerheid). In de genoemde programma's wordt dat verschillend opgelost:

- In de module 'Random Field' gebeurt dit door het programma zelf. Naast schattingen van de verwachtingswaarden en standaardafwijkingen ($\bar{\mu}_c$ en $\bar{\sigma}_c$) van de schuifsterkteparameters in de verschillende grondlagen moet ook het aantal proeven waarop de schatting van de verwachtingswaarde is gebaseerd worden opgegeven. In het rekenprogramma wordt dan uitgegaan van een statistische onzekerheid van opgegeven verwachtingswaarde waarvan de standaardafwijking gelijk is aan $\bar{\sigma}_c / \sqrt{n}$.
- In de 'Reliability analysis' module binnen MSTAB is niet zo'n rekenmechanisme aanwezig. Bij dit programma wordt ervan uitgegaan dat statistische onzekerheid in de opgegeven schatting van de verwachtingswaarde verdisconteerd is in de opgegeven schatting van de standaardafwijking van de schuifsterkte per grondlaag. De standaardafwijkingen voor ruimtelijke variatie van lokale gemiddelden en de statistische onzekerheid moeten derhalve gecombineerd worden. De op te geven standaardafwijking is:

$$\sigma_{\bar{c}} = \sigma_c \sqrt{(1-a) + 1,78 D_v / d + 1/n}$$

Waterspanningen

Water(over)spanningen worden bij berekeningen van de macro-stabiliteit gebruikelijk gespecificeerd in termen van stijghoogtelijnen (piëzometrische niveaulijnen, PN-lijnen) in de verschillende onderscheiden grondlagen. Het via stijghoogtelijnen gespecificeerde waterspanningspatroon is een afgeleide van de buitenwaterstand, de geohydrologische systematiek van de dijk, voor- en achterland en de ondergrond.

Bij deterministische of semi-probabilistische analyse van de macro-stabiliteit van het binnentalud van een dijk wordt voor de buitenwaterstand uitgegaan van de maatgevende hoogwaterstand of een ander maatgevend toetspeil. Het opgegeven waterspanningspatroon, waarmee in de stabiliteitsanalyse gerekend wordt, zal in het algemeen zodanig zijn dat daarin onzekerheden zijn verdisconteerd. Dit betekent dat wordt gerekend met een veilige of conservatieve schatting voor de waterspanningen. Bij een probabilistische analyse wordt in beginsel gewerkt met een meest realistisch geacht wateroverspanningspatroon; de onzekerheid wordt expliciet in de analyse meegenomen.

De Leidraad Toetsen op Veiligheid of andere ontwerprichtlijnen geven dus veilige schattingen van de waterspanningen. In deze studie worden deze lijnen gezien als een 95% bovengrens van de freatische lijn. Bij deze 95 % bovengrens kan een gemiddelde waarde en spreiding worden bepaald. In deze studie wordt onder de dijk uitgegaan van een standaardafwijking voor kleilagen van 0,25 m en voor zandlagen van 0,15 m. Dit geldt zowel voor het 'Random field' als het 'Reliability analysis' rekenmodel.

Naast de dijk is het waterspanningspatroon zekerder en kan een lagere standaardafwijking van 0,05 m worden aangehouden. Om het verschil in standaardafwijking van de waterspanningen onder en naast de dijk in de probabilistische stabiliteitsberekeningen mee te nemen is in enkele case studies onderscheid gemaakt tussen grondlagen onder en naast de dijk. Omdat de invloed van de kleinere standaardafwijking klein bleek is in in andere case studies geen onderscheid meer gemaakt tussen grondlagen onder en naast de dijk.

Modelfactor

Rekenmodellen voor een stabiliteitsanalyse bevatten altijd schematisaties. Sommige zijn werkelijkheidsgetrouw en sommige ook minder. Er is dus altijd sprake van (onzekere) afwijkingen tussen het resultaat van een berekening en de werkelijkheid. In een probabilistische analyse kan daarmee rekening gehouden door het gebruik van stochastische rekenmodelfactoren. In de probabilistische stabiliteitsanalyses in de 'Random Field' en 'Reliability Analysis' bestaat de mogelijkheid om één rekenmodelfactor te specificeren. Dit is een 'verzamel factor' waarin verschillende mogelijke schematiseringsonnauwkeurigheden bij elkaar genomen worden. Bijvoorbeeld het feit dat 3-D effecten bij stabiliteit niet worden meegenomen in het mechanica-model. Maar ook dat, afhankelijk van de manier waarop laboratoriumproeven worden uitgevoerd, de schuifsterkte parameters geen echte bezwijksterkte-parameters zijn. In deze studie zijn de volgende modelfactoren voor stabiliteit gehanteerd:

Model	Modelfactor	Standaardafwijking
Bishop	1,0	0,08
LiftVan	0,95	0,08

PC-Ring

In het algemeen geven de berekeningen met het 'Random Field' rekenmodel een lagere betrouwbaarheidsindex dan de berekeningen met het 'Reliability Analysis' model. Het Random Field rekenmodel is echter niet beschikbaar voor berekeningen met het LiftVan model.

Voor PC-Ring berekeningen worden de resultaten van de 'Random Field' berekening gebruikt als Bishop bij MHW maatgevend is ten opzichte van LiftVan.

Indien de berekende evenwichtsfactor bij MHW volgens LiftVan lager is dan volgens Bishop, dan worden de resultaten van de 'Reliability Analysis' gebruikt voor berekeningen met PC-Ring. Voor de waterstanden lager dan MHW wordt per waterstand gekeken welk rekenmodel (LiftVan of Bishop) de laagste betrouwbaarheidsindex (grootste kans) geeft.

5 Vergelijken leidraad met PC-ring

5.1 Ontwerp van de waterkeringen (doorsnede)

Aan de hand van de betooglij zijn voor zes verschillende locaties hydraulische belastingen afgeleid en is een waterkering ontworpen. Een kering kan specifiek voor elk faalmechanisme ontworpen worden, dus we hebben ook te maken met verschillende ontwerpen:

1. overloop/overslag (alleen buitendijkse zijde waterkering)
2. piping (ontwerp binnentalud voor het criterium piping)
3. stabiliteit (ontwerp binnentalud voor het criterium stabiliteit)

In werkelijkheid wordt een dijkvak ontworpen, zodanig dat de dijk voor alle faalmechanismen voldoende sterk is. Dat resulteert vaak in een oversterkte voor één of meerdere faalmechanismen. Bijvoorbeeld als een piping berm wordt aangelegd, dan heeft dat invloed op de stabiliteit. Als in deze studie de werkelijke dijkdoorsnede wordt genomen, dan vertekent de oversterkte voor bepaald faalmechanismen de resultaten, want deze zijn immers niet 'net aan' volgens de betooglij ontworpen. We werken hier dus met *fictieve* dijken, dat wil zeggen: dijken die in de praktijk niet geconstrueerd kunnen worden.

Locatie	Dijkkringgebied	km/id	Normfrequentie	Toetspeil	HBN
Tiel	Betuwe, Tieler en Culemborgerwaard	Waal 917	1/1250	11.21	12.04
Hellegat	Zeeuwsch Vlaanderen	vaknummer 101	1/4000	5.95	9.05
Vianen	Ablasserwaard en Vijfherenlanden	Lek 954	1/2000	6.15	7.46
Rotterdamse Hoek	Noordoostpolder	N125	1/4000	1.34	7.53
Zuidermeerdijk	Noordoostpolder	N375	1/4000	2.54	5.36
Petten	Noord-Holland		1/10000	4.80	14.12

Tabel 5-1: Overzicht van de locaties met de bijbehorende toetspeilen en HBN's.

Het toetspeil is kort gezegd de waterstand die bij iedere locatie overeenstemt met de afvoer die hoort bij de gegeven normfrequentie. Voor een gegeven terugkeertijd is het Hydraulisch Belastingniveau (HBN) gedefinieerd als precies dát niveau op de kering waarvoor de hydraulische belasting (in m+NAP) gelijk is aan de gegeven terugkeertijd. Voor het faalmechanisme golf-overslag is het HBN, beschouwd bij een opgegeven overslagdebiet en bij gegeven deterministische omstandigheden (zoals waterstand, windrichting en windsnelheid) het niveau op de dijk waarvoor het gegeven debiet optreedt. Vrij vertaald wordt het HBN bij de normfrequentie ook wel opgevat als een maat voor de benodigde kruinhoogte.

De ontwerpen voor iedere locatie en faalmechanisme zijn uitgewerkt in bijlage B tot en met G. In Tabel 5-1 is een overzicht gegeven van de toetspeilen en de maatgevende hydraulische belasting.

5.2 Ontwerp van de waterkeringen (ring)

Om een uitspraak te kunnen doen over de faalkansen van de keringen binnen een hele dijkkring, zullen we eerst een hele dijkkring moeten schematiseren. Omdat het binnen het kader van deze opdracht niet haalbaar is om voor elke doorsnede van een dijkkring een ontwerp te maken, creëren we een fictieve dijkkring, op basis van het dijkontwerp van één locatie in de ring. Hierbij maken we nog onderscheid tussen het ontwerp voor de mechanismen golfoverslag, opbarsten en piping en stabiliteit. Wat betreft de ruimtelijke correlaties geldt dat we hiervoor steeds de standaardinstellingen van PC-Ring hebben aangehouden.

5.2.1 Golfverslag

We maken dus een *fictieve* dijkkring die is opgebouwd uit locaties die allemaal gebaseerd zijn op hetzelfde dwarsprofiel als dat van de ontwerpdijk. Omdat de belastingen over alle locaties binnen de ring wel variëren (waterstanden en golven), moeten we per locatie uit de dijkkring een nieuw hydraulisch belastingniveau opgeven.

We hebben de volgende stappen:

1. Selecteer van een aantal locaties die verspreid over de hele dijkkring liggen, bijvoorbeeld elke kilometer.
2. Voor elke locatie berekenen we met behulp van Hydra-B (met het dwarsprofiel volgens het ontwerp) een nieuw hydraulisch belastingniveau.
3. We passen vervolgens de kruinhoogte van de profielen aan, zodanig dat de hoogte van het profiel voor elke locatie overeenstemt met het in stap 2 berekende HBN.
4. Met deze profielen maken we in PC-Ring een dijkkringberekening.

5.2.2 Opbarsten en piping

Voor het mechanisme opbarsten en piping moeten we iets anders te werk gaan, omdat de hoogte van de kering niet relevant is voor dit mechanisme. Wat bij dit mechanisme van belang is, is het verval over de kering. Met andere woorden het verschil tussen de buiten- en de binnenwaterstand. Het is dus zaak om voor elke locatie in onze fictieve dijkkring ervoor te zorgen dat dit verval over de kering gelijk blijft. We doen dit door per locatie de binnenwaterstand af te regelen.

We hebben de volgende stappen:

1. Bepaal het verval over de kering bij MHW (MHW - binnenwaterstand) voor de ontwerplocatie.
2. Selecteer dezelfde locaties als voor golfverslag.
3. Bepaal voor alle locaties de MHW's.
4. Bepaal de verschillen met het MHW op de ontwerplocatie.
5. Pas de binnenwaterstanden per locatie zodanig aan dat het verval over de kering voor de betreffende locatie gelijk is aan het verval op de ontwerplocatie.
6. Maak pipingberekeningen met PC-Ring met de *nieuwe* binnenwaterstanden
7. Maak een dijkkringberekening met PC-Ring.

Ter illustratie hebben we het volgende voorbeeld. Stel dat op de ontwerplocatie geldt:

$$\text{MHW} = 6.5 \text{ [m+NAP]}$$

$$\text{hbinnen} = 0.5 \text{ [m+NAP]}$$

Op een willekeurige locatie X langs de dijkkring geldt bijvoorbeeld $\text{MHW} = 7.5 \text{ [m+NAP]}$. Dan kiezen we op locatie X een binnenwaterstand in PC-Ring van $\text{hbinnen} = 1.5 \text{ [m+NAP]}$. Op die manier geldt voor beide locaties een verval van 6 meter. Wellicht ten overvloede melden we nog dat we dus per locatie een andere binnenwaterstand vinden. Op deze manier nemen we aan dat elk dijkvak in principe pipinggevoelig is en dit zal dus een overschatting geven van de faalkansen (de berekende faalkansen zal groter zijn dan in werkelijkheid).

5.2.3 Stabiliteit

Om voor de locaties uit de dijkkring ook voor stabiliteit een eenduidig beeld te creëren hebben we het beschikbare MProStab bestand als basis gebruikt. In dit bestand worden per (lokaal) waterstands niveau steeds een beta met 5 alfa-waarden gegeven. Deze beta en alfa-waarden hebben we per locatie uit de dijkkring steeds gelijk gehouden, wat feitelijk neerkomt op volledige afhankelijkheid tussen de verschillende locaties. De lokale waterstanden daarentegen hebben we steeds gebaseerd op de bij de betreffende locatie horende MHW's.

In Tabel 5-2 is een voorbeeld gegeven van hoe een aangepast stabiliteitsbestand voor PC-Ring er dan uit komt te zien.

```

Stabiliteit van taluds
5 Stochasten
OMSCHRIJVING STOCHASTEN
1 = Onzekerheid gem. waarde cohesie
2 = Onzekerheid gem. waarde tan(phi)
3 = Onzekerheid wateroverspanning
4 = Onzekerheid freatische lijn
5 = Model onzekerheid Dijkvak

Dijkvak 1
Locale waterstand 6.617
Beta 6.020289
alfa( 1) = 0.179856
alfa( 2) = 0.635487
alfa( 3) = 0
alfa( 4) = -0.260543
alfa( 5) = 0.70422
Locale waterstand 8.617 <----- MHW
Beta 5.517896
alfa( 1) = 0.186919
alfa( 2) = 0.631581
alfa( 3) = 0
alfa( 4) = -0.27459
alfa( 5) = 0.700548
Locale waterstand 9.617
Beta 3.972854
alfa( 1) = 0.205614
alfa( 2) = 0.49483
alfa( 3) = 0
alfa( 4) = -0.383071
alfa( 5) = 0.752411

```

Tabel 5-2: Voorbeeld van een aangepast stabiliteits-invoerbestand voor PC-Ring bij een locatie met een MHW van 8.617 [m+MHW].

Door deze aanname nemen we volledige afhankelijkheid tussen de dijkvakken aan, wat dus tot een onderschatting van de faalkans voor de hele ring zal leiden.

5.3 MHW-controles

Voor elk van de locaties hebben we als eerste een MHW-controleberekening uitgevoerd. Voor alle locaties op één na hebben we de toetspeilen die gebruikt zijn in de dijkontwerpen kunnen reproduceren. Voor de locatie langs de Zuidermeerdijk aan het Ketelmeer (DR7) was een opzetcorrectie nodig van 0.42 meter. Dit is een bekend fenomeen en één van de aspecten die hierbij een rol speelt is het feit dat binnen Hydra-M gewerkt wordt met 12 windrichtingen, terwijl dit er binnen PC-Ring 16 zijn. De omzettingen van 12 naar 16 windrichtingssectoren kan op windgedomineerde locaties dus grote verschillen introduceren. Ook verschillen in de windstatistiek tussen Oost en West kunnen verschillen geven.

Locatie	Dijkkringgebied	km/ld	Toetspeil	MHW PC-Ring	Opzet
Tiel	Betuwe, Tiel en Culemborgerwaard	Waal 917	11.21	11.2	0
Hellegat	Zeeuwsch Vlaanderen	vaknummer 101	5.95	5.94	0
Vianen	Alblasserwaard en Vijfherenlanden	Lek 954	6.15	6.16	0
Rotterdamse Hoek	Noordoostpolder	N125	1.34	1.33	0
Zuidermeerdijk	Noordoostpolder	N375	2.54	2.54	0.42
Petten	Noord-Holland		4.8	4.73	0

Tabel 5-3: Overzichtstabel met resultaten van de MHW-controles van PC-Ring.

5.4 Analyse van de resultaten

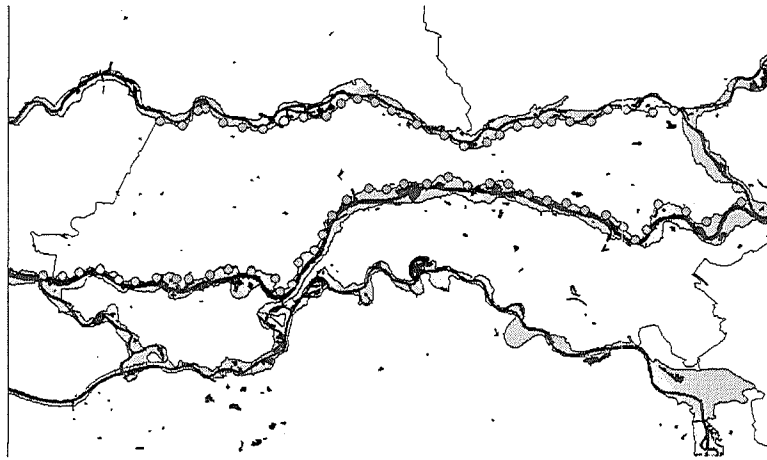
Per dijkkring is in principe steeds 1 locatie per dijkkring doorgerekend, welke we in onderstaande sub-paragrafen presenteren. Hierbij gebruiken we de volgende notatie:

- **Golfoverslag**
Faalmechanisme golfoverslag met een vast kritiek golfoverslagdebiet van 0.1 l/s/m
- **Opbarsten/piping**
Faalmechanisme opbarsten en piping met de instellingen zoals deze per locatie uiteen gezet zijn in Bijlage B t/m Bijlage G.
- **Stabiliteit**
Faalmechanisme stabiliteit op basis van MProStab.
- **Deterministisch**
Alle sterkte-parameters zijn constant verondersteld. Alleen de belastingparameters zijn stochastisch beschouwd (waterstanden, meerpeilen, etc.). Voor de deterministische berekeningen is wel gebruik gemaakt van de rekenwaarden van de sterkteparameters. Deze verschillen dus met de waarden van de sterkteparameters in de stochastische berekeningen.
- **Stochastisch**
Alle parameters (zowel wat betreft sterkte als belasting) zijn als stochastisch beschouwd.
- **Doorsnede**
Dit betreft resultaten voor één enkele dijkvak, met andere woorden: de resultaten hebben alleen betrekking op de ontwerpdiijk.
- **Ring**
Dit betreft resultaten waarbij de ontwerpdiijken vertaald zijn naar een hele ring. Het gaat hier dus om een ringfrequentie.
- **Combin**
Dit is het resultaat van een Combin-berekening in PC-Ring, waarbij de resultaten voor de mechanismen golfoverslag, opbarsten en piping, en stabiliteit zijn gecombineerd tot één overschrijdingsfrequentie.
- **Combin P(F) & h>MHW / Combin P(F) & h<MHW**
Dit is het resultaat van een Combin-berekening in PC-Ring, waarbij een uitsplitsing is gemaakt naar de bijdrage aan de faalkans voor waterstanden onder of boven MHW.

Een uitzondering vormt dijkkring 43, waar we op basis van de aanpassingen die zijn beschreven in hoofdstuk 4 ook voor de hele dijkkring berekeningen hebben uitgevoerd.

5.4.1 Dijkkring 43, Tiel (Waal)

De resultaten voor de ontwerpdiijk in dijkkring 43 zijn te vinden in Tabel 5-4 hieronder. Voor dijkkring 43 hebben we op de werkwijze zoals uiteengezet in hoofdstuk 4 ook dijkkringberekeningen gemaakt op basis van de ontwerpdiijk bij Tiel. Hiertoe zijn 60 locaties geselecteerd (elke 2 kilometer een locatie) welke allemaal met PC-Ring doorgerekend zijn (zie Figuur 5-1). De resultaten op dijkvak- en dijkkringniveau voor de locatie Tiel zijn verzameld in Tabel 5-4.



Figuur 5-1: Selectie van locaties voor de dijkringberekeningen van DR43.

	PC-Ring	Golfoverslag	Opbarsten/Piping	Stabiliteit
Doorsnede	Deterministisch	1 / 3100	1 / 450	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 2600	1 / 98000	1 / 3.3·10 ⁵
Ring	Deterministisch	1 / 2000	1 / 300	-
Ring	Stochastisch	1 / 500	1 / 1000	1 / 1.4·10 ⁵

Alle mechanismen

	PC-Ring	Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	-	-	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 2600	1 / 2700	1 / 59000
Ring	Deterministisch	-	-	-
Ring	Stochastisch	1 / 450	1 / 1200	1 / 750

Alleen golfoverslag

	PC-Ring	Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	-	-	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 2600	1 / 2700	1 / 59000
Ring	Deterministisch	-	-	-
Ring	Stochastisch	1 / 500	1 / 1200	1 / 800

Alleen opbarsten en piping

	PC-Ring	Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	-	-	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 98000	1 / 1.6·10 ⁵	1 / 2.5·10 ⁵
Ring	Deterministisch	-	-	-
Ring	Stochastisch	1 / 1000	1 / 3600	1 / 1500

Alleen stabiliteit

	PC-Ring	Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	-	-	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 3.3·10 ⁵	1 / 3.3·10 ⁵	≈0
Ring	Deterministisch	-	-	-
Ring	Stochastisch	1 / 1.4·10 ⁵	1 / 1.4·10 ⁵	≈0

Tabel 5-4: Overschrijdingsfrequenties voor DR43, Tiel.

Een aantal dingen vallen op:

- Er is een groot verschil tussen de faalkansen bij het mechanisme opbarsten en piping voor de deterministische en de stochastische berekening. Dit is onverwacht omdat in principe de rekenwaarden in de deterministische berekening afgestemd zijn op de parameters van de verdelingen in de stochastische berekening. Vooral nog hebben we hier geen verklaring voor en raden we aan dit nader te onderzoeken.
- De verklaring voor de kleine pipingkansen liggen waarschijnlijk aan de keuze van de verwachtingen en standaardafwijkingen van andere parameters. In de "deterministische" ontwerpsommen moet conform het voorschrift gerekend worden met karakteristieke waarden voor de probleemparameters. De waarden waarmee de ontwerpberekeningen zijn gemaakt, zijn dus opgevat als karakteristieke waarden en voor de probabilistische analyse zijn daarbij passende gemiddelden en standaardafwijkingen gezocht. Daarbij is in eerste instantie uitgegaan van de variatiecoëfficiënten die als defaultwaarden in PC-Ring staan. Hier zit vermoedelijk tevens het probleem, want die defaultwaarden zijn in het verleden te bedacht dat als je alleen "best guess" waarden hebt voor de probleemparameters. De defaultwaarden voor de variatiecoëfficiënt leveren dus min of meer veilige aannamen. D.w.z. het kiezen van een defaultwaarde voor de variatiecoëfficiënt als je geen betere informatie hebt over de spreiding, zal niet leiden tot onderschatting van de faalkans door piping. Omgekeerd, als je ervan uitgaat dat je de karakteristieke waarde weet, kan het gebruik van de defaultwaarde van de variatiecoëfficiënt om een gemiddelde te bepalen natuurlijk wel leiden tot onderschatting van de faalkans. Daarom hebben we in eerste instantie bij de karakteristieke waarden die gebruikt zijn voor de ontwerpberekening, verschillende gemiddelden afgeleid, uitgaande van verschillende variatiecoëfficiënten die redelijkerwijs realistisch zouden kunnen zijn. Als we aannemen dat bij andere gemiddelden en spreidingen hogere faalkansen worden gevonden door piping, is natuurlijk de vraag welke dan de juiste zijn? In principe zijn ze allemaal correct, omdat verschillende gemiddelden en spreidingen in werkelijkheid uitgangspunten bij het ontwerp kunnen zijn (die kunnen leiden tot dezelfde karakteristieke waarde). Dat wil dus zeggen dat je bij een dijk die volgens de regels (net aan) is ontworpen, niet kunt spreken over een eenduidige faalkans. Immers in die regels zit onzekerheidsafdekking en in de faalkans bevindt zich dus ook een variabele component die door die onzekerheidsafdekking in de parameters wordt veroorzaakt. Om dit effect te onderzoeken hebben we enkele gevoeligheidsberekeningen gemaakt waarbij we de gemiddelden en spreidingen (die alle tot dezelfde karakteristieke waarden leiden) hebben gevarieerd. In principe is dan de maximale faalkans maatgevend voor wat de bijdrage van piping kan zijn aan de faalkans van een dijk die conform de voorschriften "net aan" is ontworpen. In §5.5 laten we voor de hele dijkring 43 zien wat de consequenties van deze keuze kan zijn door middel van een gevoeligheidsanalyse.
- De bijdrage van het mechanisme opbarsten en piping in de gecombineerde faalkans voldoet zeker aan de eisen van de leidraad.

- Voor het mechanisme golfoverslag geldt dat de bijdrage aan de faalkans gecombineerd met waterstanden onder MHW klein is ten opzichte van de totale faalkans voor dit mechanisme. Aangezien in goede benadering geldt (zie Bijlage A) dat $P(\text{falen} \mid h < \text{MHW}) \approx P(\text{falen} \cap h < \text{MHW})$, kunnen we voor deze locatie concluderen dat aan de eis voor de leidraad wordt voldaan.

5.4.2 Dijkkring 16, Vianen (Lek)

Er is bij het ontwerp voor de hoogte van de kering in deze dijkkring geen rekening gehouden met een extra decimeringshoogte conform de methode die door de provincie Zuid-Holland gebruikt wordt. De resultaten zijn verzameld in Tabel 5-5.

		Golfoverslag	Opbarsten / piping	Stabiliteit
Doorsnede	Deterministisch	1 / 7800	1 / 9.4·10 ⁵	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 5200	1 / 3.9·10 ⁷	1 / 7.4·10 ⁵

Alle mechanismen

		Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	-	-	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 5200	1 / 6000	1 / 42000

Alleen golfoverslag

		Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	-	-	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 5200	1 / 6000	1 / 42000

Alleen opbarsten en piping

		Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	-	-	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 3.9·10 ⁷	1 / 4.0·10 ⁷	1 / 8.3·10 ⁸

Alleen stabiliteit

		Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	-	-	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 7.4·10 ⁵	1 / 1.6·10 ⁶	1 / 1.4·10 ⁶

Tabel 5-5: Overschrijdingsfrequenties voor DR16, Vianen

- De kansen voor golfoverslag liggen redelijk in de buurt van de normfrequentie.
- De kansen voor opbarsten en piping zijn op vakniveau vrij klein
- De kansen voor stabiliteit zijn klein
- De kansbijdrage voor golfoverslag voor waterstanden onder MHW is een stuk kleiner dan die voor waterstanden boven MHW. Aangezien het hier om een dijkkring in het benedenrivierengebied gaat, worden in de Leidraad alle afvoertoppen beschouwd en niet alleen die onder MHW. Het criterium dat wel voor DR43 geldt, is hier dus niet van belang.
- De dijkkringkans wordt voor het grootste gedeelte bepaald door het mechanisme golfoverslag.

5.4.3 Dijkkring 7, Rotterdamse Hoek (IJsselmeer)

De resultaten voor dijkkring 7 voor de Rotterdamse Hoek zijn verzameld in Tabel 5-6.

		Golfoverslag	Opbarsten / piping	Stabiliteit
Doorsnede	Deterministisch	1 / 2900	1 / 7.2·10 ⁶	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 1500	1 / 1.5·10 ⁵	1 / 3.6·10 ¹¹

Alle mechanismen

		Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	-	-	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 1500	1 / 68000	1 / 1500

Alleen golfoverslag

		Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	-	-	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 1500	1 / 69000	1 / 1500

Alleen opbarsten en piping

		Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	-	-	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 1.5·10 ⁵	1 / 1.6·10 ⁷	1 / 1.5·10 ⁵

Alleen stabiliteit

		Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	-	-	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 3.6·10 ¹¹	≈0	1 / 3.6·10 ¹¹

Tabel 5-6: Overschrijdingsfrequenties voor DR7, Rotterdamse Hoek

- De kans op falen door golfoverslag is groter dan de normfrequentie van de dijkkring (1/4000). Dit lijkt niet aannemelijk, gezien de uitgangspunten waarmee de berekeningen gemaakt zijn. Mogelijke oorzaken hiervan liggen bij de kleine decimeringshoogten in deze regio en de vertaling van 12 naar 16 windrichtingen. De dijk is hier immers met Hydra-M ontworpen en wordt met PC-Ring getoetst.
- De bijdrage aan de faalkans voor waterstanden onder MHW is in dit geval bijna 100%. Dit is een heel ander beeld dan voor het dijkvak in het bovenrivierengebied uit DR43.
- De bijdragen van opbarsten en piping aan de faalkans is verwaarloosbaar ten opzichte van golfoverslag.

5.4.4 Dijkkring 7, Zuidermeerdijk (Ketelmeer)

De resultaten voor dijkkring 7 voor de Zuidermeerdijk zijn verzameld in Tabel 5-7.

		Golfoverslag	Opbarsten / piping	Stabiliteit
Doorsnede	Deterministisch	1 / 3100	1 / 83000	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 2100	1 / 4.2·10 ⁷	1 / 2.9·10 ⁷

Alle mechanismen

		Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	-	-	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 2100	1 / 7700	1 / 2900

Alleen golfoverslag

		Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	-	-	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 2100	1 / 7700	1 / 2900

Alleen opbarsten en piping

		Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	-	-	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 4.2·10 ⁷	≈0	1 / 4.2·10 ⁷

Alleen stabiliteit

		Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	-	-	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 2.9·10 ⁷	≈0	1 / 2.9·10 ⁷

Tabel 5-7: Overschrijdingsfrequenties voor DR7, Zuidermeerdijk

- Er is bij deze locatie gerekend met 0.42 meter aan opzet.
- De kans op falen door golfoverslag is groter dan de normfrequentie van de dijkkring (1/4000). Ook hier speelt mogelijk de vertaalslag van 12 naar 16 windrichtingen tussen Hydra-M en PC-Ring.
- De bijdrage aan de faalkans voor waterstanden onder MHW is in dit geval groot en zeker niet verwaarloosbaar.
- De bijdragen van opbarsten en piping aan de faalkans is verwaarloosbaar ten opzichte van golfoverslag.

5.4.5 Dijkkring 32, Hellegat (Westerschelde)

De resultaten voor deze locatie staan in Tabel 5-8.

		Golfoverslag	Opbarsten / piping	Stabiliteit
Doorsnede	Deterministisch	1 / 1800	1 / 1.4·10 ⁷	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 900	1 / 1.9·10 ⁷	1 / 9.5·10 ⁶

Alle mechanismen

		Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	1 / 1800	≈0	1 / 1800
Doorsnede	Stochastisch	1 / 900	1 / 9600	1 / 950

Alleen golfoverslag

		Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	-	-	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 900	1 / 9600	1 / 970

Alleen opbarsten en piping

		Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	-	-	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 1.9·10 ⁷	1 / 3.0·10 ⁷	1 / 5.3·10 ⁷

Alleen stabiliteit

		Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	-	-	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 9.5·10 ⁶	≈0	1 / 9.5·10 ⁶

Tabel 5-8: Overschrijdingsfrequenties voor DR32, Hellegat

Wat opvalt is het volgende:

- Relatief grote faalkansen voor golfoverslag.
- De kansen voor opbarsten en piping en stabiliteit zijn erg klein.
- De bijdrage aan de kans voor waterstanden onder MHW is groot voor het mechanisme golfoverslag.
- Voor piping geldt het omgekeerde: de bijdrage aan de faalkans voor waterstanden onder MHW is nul. Aangezien de bijdrage van het mechanisme opbarsten en piping als geheel al erg klein is, is deze uitsplitsingen over de waterstand weinig informatief.

5.4.6 Dijkkring 13, Hondsbossche Zeewering (Noordzee)

In de methode voor de nieuwe HR2006 voor de bepaling van het hydraulisch belastingniveau, wordt gebruik gemaakt van een additionele parameter: de golfperiode. Het is de bedoeling dat in de toekomst gebruik gemaakt zal worden van Hydra-K om de minimaal benodigde kruinhoogte te bepalen. Hieraan zijn echter nieuwe SWAN-databases met golfgegevens gekoppeld welke zich momenteel nog niet in PC-Ring bevinden.

We hebben daarom, als tussenoplossing, gekozen voor een ontwerp op basis van de HR2001 met de nieuwe (deterministische) golfoverslagformules uit Hydra-K, welke volledig overeenstemmen met PC-Overslag. Dit houdt echter in, dat een schatting gemaakt moest worden voor de golfperiode.

De kruinhoogte die we berekend hebben op basis van de HR2001 bedraagt 14.12 [m+NAP]. De achtergronden staan uitgelegd in Bijlage G. De gebruikte waarde van de golfperiode $T_{m-1,0}$ bedraagt 7.27 seconden. Deze golfperiode lijkt aan de lage kant, zeker als deze vergeleken wordt met de recente (concept) Hydraulische Randvoorwaarden voor de kust, waar de golfperiodes meestal tussen de 10-12 seconden liggen. De kruinhoogte is dan ook relatief laag, waardoor we grote faalkansen verwachten voor het mechanisme golfoverslag.

Ter illustratie, bij dezelfde significante golfhoogte van $H_s = 5$ meter, maar een golfperiode van $T_{m-1,0} = 9$ seconden, vinden we een kruinhoogte van 17 [m+NAP]. Dit komt overeen met een golfsteilheid van 3.3%.

In de nieuwe (concept) HR2006 is met Hydra-K een significante golfhoogte van $H_s = 3.9$ meter bepaald, een golfperiode van $T_{m-1,0} = 12.1$ seconden en een benodigde kruinhoogte van 16.57 [m+NAP]. De bijbehorende golfsteilheid in dit geval is 1.5%.

Het maakt dus nogal wat uit op basis van welke golfsteilheid de golfperiode wordt afgeleid.

We zijn in de PC-Ring berekeningen in principe uitgegaan van de kruinhoogte van 14.12 [m+NAP], maar hebben deze voor het mechanisme golfoverslag aangepast naar 17 [m+NAP]. De resultaten zijn verzameld in Tabel 5-9.

		Golfoverslag	Opbarsten / piping	Stabiliteit
Doorsnede	Deterministisch	1 / 16000	1 / 1.7·10 ⁶	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 13000	1 / 8.4·10 ⁵	1 / 38000

Alle mechanismen

		Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	1 / 11000	≈0	1 / 11000
Doorsnede	Stochastisch	1 / 9700	≈0	1 / 9700

Alleen golfoverslag

		Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	1 / 16000	≈0	1 / 16000
Doorsnede	Stochastisch	1 / 13000	≈0	1 / 13000

Alleen opbarsten en piping

		Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	1 / 1.7·10 ⁶	1 / 1.7·10 ⁶	≈0
Doorsnede	Stochastisch	1 / 8.4·10 ⁵	1 / 7.9·10 ⁷	1 / 8.5·10 ⁵

Alleen stabiliteit

		Combin	Combin P(F) & h>MHW	Combin P(F) & h<MHW
Doorsnede	Deterministisch	-	-	-
Doorsnede	Stochastisch	1 / 38000	≈0	1 / 38000

Tabel 5-9: Overschrijdingsfrequenties voor DR13, Hondsbossche Zeewering

We merken op dat de berekeningen voor deze locatie met FORM voor een aantal windrichtingen niet convergeerden en dat we daarom zijn overgestapt de rekentechniek van Directional Sampling.

5.5 Gevoeligheidsanalyse dijkkring 43

Voor dijkkring 43 hebben we op de werkwijze zoals uiteengezet in hoofdstuk 4 ook dijkkringberekeningen gemaakt op basis van de ontwerpdijs bij Tiel. Hiertoe zijn 60 locaties geselecteerd (elke 2 kilometer) welke allemaal met PC-Ring doorgerekend zijn (zie Figuur 5-1).

De resultaten voor de hele dijkkring zijn bepaald voor 3 verschillende instellingen van de parameters voor het mechanisme piping. We hebben al gezien (zie §5.4.1) dat het mogelijk is bij verschillende combinaties van verwachtingen en variatiecoëfficiënten op eenzelfde ontwerpwaarde uit te komen. Om de invloed van deze verschillende verwachtingen en variatiecoëfficiënten in beeld te brengen hebben we naast de oorspronkelijke dijkkringberekeningen nog 2 gevoeligheidsberekeningen gemaakt. De gebruikte instellingen voor deze 3 berekeningen zijn te vinden in Tabel 5-10 t/m Tabel 5-12 (de verschillen tussen de tabellen zijn schuingedrukt). De bijbehorende resultaten staan in tabellen Tabel 5-13 t/m Tabel 5-15.

Variabele		Ontwerp	μ	σ of Vc	type
d	Dikte afsluitlaag [m]	5,7	9,64	0,3	Log
D	Dikte zandlaag [m]	35	30	0,1	Log
L	Lengte kwelweg [m]	63	75	0,1	Log
θ	Rolweerstandshoek	41	43	3	Log
d_{70}	Korrelgrootte [μ m]	268	350	0,14	Log
U	Uniformiteit [-]	2,1	2,5	0,10	Log
η	Constante van White	0.25	0,3	0,15	Log
$(\gamma_{\Pi} - \gamma_{\Psi}) / \gamma_{\Psi}$	Schijnbaar relatief gewicht opbarstende grond	0,8	0,87	0,05	Norm
$\gamma_K - \gamma_W$	Relatief volumegewicht zand (korrel)	2,7	2,7		Det
η	Binnenwaterstand [NAP +.. m]	4,1	4,3	0,10 m	Norm
Φ_{opb}	Modelfactor opbarsten	-	1	0,1	Log
Φ_{pip}	Modelfactor piping	-	1	0,08	Log
Φ_{wat}	Modelfactor waterstand (damping)	-	0,7	0,1	Log
κ	Specifieke doorlatendheid [m/s]	4,1E-4	1,5E-4	1	Log

Tabel 5-10: Instellingen voor de oorspronkelijke ontwerpdijs.

Variabele		Ontwerp	μ	σ of Vc	type
d	Dikte afsluitlaag [m]	5,7	6,69	0,1	Log
D	Dikte zandlaag [m]	35	30	0,1	Log
L	Lengte kwelweg [m]	63	67.5	0,04	Log
θ	Rolweerstandshoek	41	43	3	Log
d_{90}	Korrelgrootte [μ m]	268	320	0,10	Log
U	Uniformiteit [-]	2,1	2,5	0,10	Log
η	Constante van White	0.25	0,3	0,15	Log
$(\gamma n - \gamma w) / \gamma w$	Schijnbaar relatief gewicht opbarstende grond	0,8	0,87	0,05	Norm
$\gamma k - \gamma w$	Relatief volumegewicht zand (korrel)	2,7	2,7		Det
h	Binnenwaterstand [NAP +.. m]	4,1	4,3	0,10 m	Norm
F_{spb}	Modelfactor opbarsten	-	1	0,1	Log
F_{pip}	Modelfactor piping	-	1	0,08	Log
F_{wat}	Modelfactor waterstand (demping)	-	0,8	0,1	Log
k	Specifieke doorlatendheid [m/s]	4,1E-4	2,8E-4	0,3	Log

Tabel 5-11: Geveelighedsanalyse 1

Variabele		Ontwerp	μ	σ of Vc	type
d	Dikte afsluitlaag [m]	5,7	8,0	0,2	Log
D	Dikte zandlaag [m]	35	30	0,1	Log
L	Lengte kwelweg [m]	63	70,6	0,07	Log
θ	Rolweerstandshoek	41	43	3	Log
d_{90}	Korrelgrootte [μ m]	268	320	0,10	Log
U	Uniformiteit [-]	2,1	2,5	0,10	Log
η	Constante van White	0.25	0,3	0,15	Log
$(\gamma n - \gamma w) / \gamma w$	Schijnbaar relatief gewicht opbarstende grond	0,8	0,87	0,05	Norm
$\gamma k - \gamma w$	Relatief volumegewicht zand (korrel)	2,7	2,7		Det
h	Binnenwaterstand [NAP +.. m]	4,1	4,3	0,10 m	Norm
F_{spb}	Modelfactor opbarsten	-	1	0,1	Log
F_{pip}	Modelfactor piping	-	1	0,08	Log
F_{wat}	Modelfactor waterstand (demping)	-	0,75	0,1	Log
k	Specifieke doorlatendheid [m/s]	4,1E-4	2,8E-4	0,3	Log

Tabel 5-12: Geveelighedsanalyse 2

Rivier	Kmnr	Sischaellisch				Deterministisch						
		Golfvoerslag FORM		Pijling FORM		Stabiliteit FORM		Golfvoerslag FORM		Pijling FORM		
		MHW [m+NAP]	Kana	Tonugkoortje	Kana	Tonugkoortje	Kana	Tonugkoortje	Kana	Tonugkoortje	Kana	Tonugkoortje
Lok	928	8.6	4.57E-04	2188	4.16E-05	2.40E+04	1.19E-06	8.40E+05	2.35E-04	4255	6.40E-03	156
	930	8.4	4.25E-04	2353	3.60E-05	2.78E+04	1.48E-06	8.78E+05	2.26E-04	4425	5.80E-03	172
	932	8.1	3.18E-04	3145	3.09E-05	3.24E+04	1.82E-06	5.49E+05	2.20E-04	4545	5.29E-03	189
	934	7.8	4.51E-04	2217	2.65E-05	3.77E+04	2.23E-06	4.48E+05	3.27E-04	3058	4.85E-03	206
	936	7.7	3.34E-04	2994	2.36E-05	4.24E+04	2.56E-06	3.01E+05	2.31E-04	4329	4.58E-03	218
	938	7.5	3.89E-04	2506	2.21E-05	4.52E+04	2.76E-06	3.62E+05	2.96E-04	3378	4.43E-03	226
	940	7.2	3.30E-04	3030	1.81E-05	5.52E+04	3.40E-06	2.84E+05	2.40E-04	4167	4.06E-03	246
	942	7.0	5.28E-04	1894	1.77E-05	5.85E+04	3.15E-06	3.17E+05	4.00E-04	2950	4.93E-03	247
	982	14.3	5.54E-04	1805	3.88E-05	5.88E+04	1.55E-07	6.48E+05	3.74E-04	2674	5.33E-03	188
	986	13.5	2.98E-04	3978	1.68E-05	5.85E+04	1.07E-07	9.95E+05	1.32E-04	7576	5.83E-03	172
	988	13.2	5.26E-04	1901	1.81E-05	5.52E+04	9.01E-08	1.11E+07	3.40E-04	2941	6.09E-03	164
	980	12.9	3.87E-04	2519	1.82E-05	5.40E+04	7.61E-08	1.31E+07	1.44E-04	6944	6.35E-03	157
	892	12.6	9.99E-04	1001	2.02E-05	4.95E+04	6.78E-08	1.47E+07	1.97E-04	5076	6.57E-03	152
	894	12.5	3.67E-04	2725	1.93E-05	5.18E+04	8.02E-08	1.25E+07	2.33E-04	4282	6.59E-03	152
	896	12.3	5.11E-04	1957	2.31E-05	4.33E+04	9.53E-08	1.05E+07	1.99E-04	5025	6.62E-03	151
	898	12.1	5.58E-04	1792	2.66E-05	3.76E+04	1.14E-07	8.77E+06	2.22E-04	4505	6.65E-03	150
	900	11.9	4.94E-04	2024	2.87E-05	3.48E+04	1.35E-07	7.41E+06	2.58E-04	4000	6.67E-03	150
	902	11.8	7.48E-04	1337	3.09E-05	3.24E+04	1.67E-07	5.89E+06	2.65E-04	4049	6.69E-03	148
904	11.5	7.60E-04	1315	3.18E-05	3.14E+04	1.78E-07	5.62E+06	2.74E-04	4048	6.69E-03	148	
906	11.4	4.81E-04	2079	3.41E-05	2.83E+04	2.01E-07	4.98E+06	2.85E-04	3509	6.73E-03	149	
908	11.1	3.87E-04	2510	3.71E-05	2.70E+04	2.47E-07	4.05E+06	2.26E-04	4425	6.76E-03	148	
911	10.4	4.23E-04	2364	4.27E-05	2.34E+04	3.89E-07	2.57E+06	2.77E-04	3610	6.85E-03	146	
914	10.0	3.17E-04	3155	4.57E-05	2.19E+04	5.18E-07	1.93E+06	1.86E-04	5376	6.90E-03	145	
916	9.7	4.14E-04	2415	4.64E-05	2.18E+04	6.07E-07	1.65E+06	1.71E-04	5848	6.92E-03	145	
918	9.3	2.59E-04	3861	4.70E-05	2.13E+04	7.64E-07	1.31E+06	1.48E-04	6757	6.98E-03	143	
920	9.1	3.16E-04	3165	4.74E-05	2.11E+04	8.61E-07	1.16E+06	1.21E-04	8294	7.02E-03	142	
922	8.9	5.58E-04	1799	4.72E-05	2.12E+04	9.61E-07	1.04E+06	1.98E-04	5051	7.06E-03	142	
924	8.8	4.12E-04	2427	4.95E-05	2.23E+04	1.04E-06	9.62E+05	2.43E-04	4115	6.81E-03	147	
926	8.7	8.28E-04	1997	4.33E-05	2.31E+04	1.11E-06	9.01E+05	3.00E-04	3933	6.86E-03	152	
869	16.8	6.42E-04	1558	1.54E-05	6.49E+04	1.45E-06	6.80E+05	4.30E-04	2326	3.90E-03	258	
876	16.2	2.87E-04	3484	1.47E-05	6.80E+04	1.04E-06	8.62E+05	2.24E-04	4484	3.83E-03	261	
878	16.0	4.15E-04	2410	1.45E-05	6.80E+04	9.16E-07	1.09E+06	2.41E-04	4149	3.80E-03	263	
880	15.7	3.59E-04	2786	1.43E-05	6.89E+04	7.71E-07	1.30E+06	2.70E-04	3704	3.77E-03	285	
882	15.5	4.83E-04	2070	1.41E-05	7.09E+04	6.78E-07	1.47E+06	3.75E-04	2687	3.74E-03	267	
884	15.0	4.10E-04	2439	1.35E-05	7.41E+04	4.55E-07	2.20E+06	2.94E-04	3401	3.68E-03	272	
886	14.7	4.38E-04	2283	1.34E-05	7.46E+04	4.17E-07	2.40E+06	2.43E-04	4115	3.67E-03	272	
888	14.6	4.55E-04	2198	1.34E-05	7.46E+04	4.22E-07	2.37E+06	3.50E-04	2857	3.69E-03	272	
890	14.1	3.31E-04	3021	1.35E-05	7.41E+04	4.44E-07	2.25E+06	2.29E-04	4367	3.69E-03	271	
892	13.9	4.54E-04	2209	1.35E-05	7.41E+04	4.54E-07	2.20E+06	3.48E-04	2874	3.69E-03	271	
894	13.6	3.87E-04	2725	1.36E-05	7.35E+04	4.70E-07	2.19E+06	5.58E-04	3876	3.70E-03	270	
896	13.3	4.00E-04	2500	1.37E-05	7.30E+04	4.82E-07	2.07E+06	2.40E-04	4167	3.71E-03	270	
898	13.0	3.83E-04	2511	1.37E-05	7.30E+04	4.95E-07	2.02E+06	1.15E-04	4651	3.71E-03	270	
900	12.9	4.03E-04	2481	1.37E-05	7.30E+04	5.04E-07	1.98E+06	3.14E-04	3185	3.72E-03	269	
902	12.6	3.66E-04	2732	1.38E-05	7.25E+04	5.19E-07	1.93E+06	2.09E-04	4785	3.73E-03	268	
904	12.4	2.83E-04	3802	1.39E-05	7.19E+04	5.30E-07	1.89E+06	1.61E-04	6211	3.74E-03	267	
906	12.2	2.95E-04	3390	1.39E-05	7.19E+04	5.40E-07	1.85E+06	1.74E-04	5747	3.74E-03	267	
908	12.1	4.69E-04	2179	1.39E-05	7.19E+04	5.46E-07	1.83E+06	3.46E-04	2880	3.74E-03	267	
910	11.9	3.52E-04	2841	1.39E-05	7.19E+04	5.55E-07	1.80E+06	2.27E-04	4405	3.75E-03	267	
912	11.7	4.00E-04	2500	1.40E-05	7.14E+04	5.66E-07	1.77E+06	2.79E-04	3584	3.76E-03	266	
914	11.5	4.85E-04	2062	1.41E-05	7.09E+04	5.49E-07	1.82E+06	3.64E-04	2747	3.77E-03	265	
916	11.2	4.85E-04	2020	1.41E-05	7.09E+04	4.78E-07	2.09E+06	3.86E-04	2691	3.79E-03	264	
918	11.0	4.74E-04	2110	1.43E-05	6.99E+04	4.14E-07	2.42E+06	3.68E-04	2717	3.83E-03	261	
920	10.7	3.59E-04	2786	1.43E-05	6.99E+04	3.63E-07	2.75E+06	2.67E-04	3745	3.86E-03	256	
922	10.4	3.73E-04	2681	1.44E-05	6.94E+04	3.13E-07	3.19E+06	2.85E-04	3509	3.88E-03	258	
924	10.1	3.09E-04	3236	1.44E-05	6.94E-04	2.57E-07	3.89E+06	2.35E-04	4255	3.92E-03	255	
926	9.9	2.48E-04	4032	1.45E-05	6.80E-04	2.32E-07	4.31E+06	1.83E-04	5464	3.94E-03	254	
928	9.5	2.58E-04	3876	1.46E-05	6.85E+04	1.89E-07	5.29E+06	1.25E-04	8000	3.98E-03	251	
930	9.4	2.18E-04	4587	1.46E-05	6.85E+04	1.69E-07	5.82E+06	1.29E-04	7752	4.01E-03	249	
932	9.2	2.15E-04	4651	1.47E-05	6.80E+04	1.49E-07	6.71E+06	1.35E-04	7407	4.02E-03	248	
934	8.8	2.47E-04	4049	1.47E-05	6.80E+04	1.16E-07	8.62E+06	1.83E-04	5464	4.07E-03	246	

RING

2.07E-03	483	9.61E-04	1041	7.82E-06	127877	5.07E-04	1872	7.06E-03	142
----------	-----	----------	------	----------	--------	----------	------	----------	-----

Tabel 5-13: Pijlingkansen basisinstellingen

Rivier	Kmr	Stochastisch								Deterministisch									
		MHW (m+NAP)	Golfoverslag FORM		Piping FORM		Stabiliteit FORM		Kans	Golfoverslag FORM		Piping FORM		Kans	Golfoverslag FORM		Piping FORM		
			Kans	Tonrukoort	Kans	Tonrukoort	Kans	Tonrukoort		Kans	Tonrukoort	Kans	Tonrukoort		Kans	Tonrukoort	Kans	Tonrukoort	Kans
Lok	928	8,6	4,57E-04	2188	5,59E-05	18018	1,19E-06	840336	2,35E-04	4255	6,40E-03	156							
	930	8,4	4,25E-04	2353	4,87E-05	20121	1,49E-06	675678	2,26E-04	4425	5,80E-03	172							
	932	8,1	3,18E-04	3145	4,48E-05	22321	1,82E-06	549451	2,20E-04	4546	5,20E-03	180							
	934	7,8	4,51E-04	2217	3,81E-05	26247	2,23E-06	448430	3,27E-04	3058	4,85E-03	206							
	936	7,7	3,34E-04	2984	3,83E-05	28110	2,58E-06	390825	2,31E-04	4329	4,58E-03	218							
	938	7,5	3,99E-04	2506	3,83E-05	28110	2,78E-06	362318	2,96E-04	3378	4,43E-03	226							
	940	7,2	3,30E-04	3030	3,80E-05	28316	3,40E-06	294118	2,40E-04	4167	4,06E-03	246							
	942	7,0	5,28E-04	1894	3,77E-05	28525	3,15E-06	317460	4,00E-04	2500	4,05E-03	247							
	882	14,3	5,54E-04	1805	3,76E-05	28455	1,55E-07	6451613	3,74E-04	2674	5,33E-03	188							
	886	13,5	2,96E-04	3378	3,27E-05	30581	1,07E-07	8345794	1,32E-04	7576	5,83E-03	172							
	888	13,2	5,26E-04	1901	1,16E-05	86207	9,01E-08	11089778	3,40E-04	2941	6,09E-03	164							
	890	12,9	3,97E-04	2519	5,49E-06	182149	7,61E-08	13140604	1,44E-04	6944	6,35E-03	157							
	892	12,6	9,98E-04	1001	6,01E-06	168389	6,78E-08	14748263	1,87E-04	5076	6,57E-03	152							
	894	12,5	3,67E-04	2725	7,19E-06	139082	8,02E-08	12466828	2,33E-04	4292	5,59E-03	152							
	896	12,3	5,11E-04	1957	1,60E-05	66667	8,53E-08	10493179	1,89E-04	5025	6,63E-03	151							
	898	12,1	5,98E-04	1782	2,80E-05	40000	1,14E-07	8771930	2,22E-04	4505	6,55E-03	150							
	900	11,9	4,94E-04	2024	3,43E-05	29155	1,35E-07	7407407	2,50E-04	4000	6,67E-03	150							
	902	11,6	7,48E-04	1337	4,27E-05	23419	1,67E-07	5988024	2,50E-04	3774	6,69E-03	149							
	904	11,5	7,80E-04	1316	4,43E-06	22573	1,78E-07	5617878	2,47E-04	4049	6,69E-03	149							
	906	11,4	4,81E-04	2079	4,74E-05	21097	2,01E-07	4975124	2,85E-04	3509	6,73E-03	149							
	908	11,1	3,97E-04	2519	5,01E-05	19960	2,47E-07	4048583	2,26E-04	4425	6,75E-03	148							
	911	10,4	4,23E-04	2364	5,61E-05	17825	3,89E-07	2570694	2,77E-04	3610	6,85E-03	146							
	914	10,0	3,17E-04	3155	5,74E-05	17422	5,18E-07	1930502	1,88E-04	5376	6,90E-03	145							
	916	9,7	4,14E-04	2415	5,83E-05	17153	6,07E-07	1647448	1,71E-04	5948	6,92E-03	145							
	918	9,3	2,99E-04	3861	9,82E-05	16511	7,64E-07	1329931	1,49E-04	6747	6,98E-03	143							
	920	9,1	3,18E-04	3165	6,13E-05	16313	8,61E-07	1161440	1,21E-04	6264	7,02E-03	142							
	922	8,8	5,68E-04	1799	8,17E-05	16207	9,81E-07	1040583	1,98E-04	5051	7,05E-03	142							
	924	8,8	4,12E-04	2427	5,85E-05	16807	1,04E-06	961538	2,43E-04	4115	6,81E-03	142							
	926	8,7	6,28E-04	1597	5,74E-05	17422	1,11E-06	900901	3,00E-04	3333	6,60E-03	157							
	869	16,8	6,42E-04	1558	3,75E-05	26667	1,45E-06	689655	4,30E-04	2326	3,90E-03	256							
	876	16,2	2,87E-04	3484	3,68E-05	27174	1,04E-06	961538	2,24E-04	4464	3,83E-03	261							
	878	16,0	4,15E-04	2410	3,66E-05	27322	9,18E-07	1081703	2,41E-04	4149	3,80E-03	263							
	880	15,7	3,59E-04	2786	3,67E-05	27248	7,71E-07	1287017	2,70E-04	3704	3,77E-03	265							
	882	15,5	4,83E-04	2070	3,66E-05	27322	6,78E-07	1474828	3,75E-04	2667	3,74E-03	267							
	884	15,0	4,10E-04	2439	3,65E-05	27397	4,55E-07	2197802	2,94E-04	3401	3,68E-03	272							
	886	14,7	4,38E-04	2283	3,85E-05	27397	4,17E-07	2398092	2,43E-04	4115	3,67E-03	272							
	888	14,6	4,55E-04	2198	3,86E-05	27322	4,22E-07	2396688	3,50E-04	2857	3,68E-03	272							
	890	14,1	3,31E-04	3021	3,65E-05	27397	4,44E-07	2252522	2,28E-04	4367	3,69E-03	271							
	892	13,9	4,54E-04	2203	3,65E-05	27397	4,54E-07	2202643	3,48E-04	2874	3,69E-03	271							
	894	13,6	3,67E-04	2725	3,65E-05	27397	4,70E-07	2127660	2,58E-04	3876	3,70E-03	270							
	896	13,3	4,00E-04	2500	3,66E-05	27322	4,82E-07	2074688	2,40E-04	4167	3,71E-03	270							
	898	13,0	3,83E-04	2811	3,65E-05	27397	4,95E-07	2020202	2,15E-04	4651	3,71E-03	270							
	900	12,9	4,03E-04	2481	3,65E-05	27397	5,04E-07	1884127	3,14E-04	3185	3,72E-03	269							
	902	12,6	3,66E-04	2732	3,66E-05	27322	5,19E-07	1926782	2,09E-04	4785	3,73E-03	268							
	904	12,4	2,83E-04	3802	3,66E-05	27322	5,30E-07	1866782	1,81E-04	6211	3,74E-03	267							
	906	12,2	2,89E-04	3390	3,65E-05	27397	5,40E-07	1851852	1,74E-04	5747	3,74E-03	267							
	908	12,1	4,59E-04	2178	3,66E-05	27322	5,46E-07	1831502	3,48E-04	2880	3,74E-03	267							
	910	11,9	3,52E-04	2841	3,67E-05	27248	5,55E-07	1801802	2,27E-04	4405	3,75E-03	267							
	912	11,7	4,00E-04	2500	3,67E-05	27248	5,68E-07	1768784	2,79E-04	3584	3,76E-03	266							
	914	11,5	4,85E-04	2062	3,67E-05	27248	5,48E-07	1821494	3,64E-04	2747	3,77E-03	265							
	916	11,2	4,85E-04	2020	3,67E-05	27248	4,78E-07	2092050	3,86E-04	2591	3,79E-03	264							
	918	11,0	4,74E-04	2110	3,69E-05	27100	4,14E-07	2415459	3,88E-04	2717	3,83E-03	261							
	920	10,7	3,58E-04	2786	3,71E-05	26954	3,63E-07	2754821	2,87E-04	3745	3,86E-03	259							
	922	10,4	3,73E-04	2681	3,71E-05	26954	3,13E-07	3194888	2,85E-04	3509	3,86E-03	258							
	924	10,1	3,08E-04	3236	3,74E-05	26738	2,57E-07	3891051	2,36E-04	4255	3,92E-03	256							
	926	9,9	2,49E-04	4032	3,75E-05	26667	2,32E-07	4310345	1,83E-04	5464	3,94E-03	254							
	928	9,5	2,98E-04	3878	3,78E-05	26586	1,89E-07	5291005	1,25E-04	6200	3,96E-03	251							
	930	9,4	2,18E-04	4587	3,78E-05	26455	1,69E-07	5971160	1,28E-04	7752	4,01E-03	249							
	932	9,2	2,15E-04	4651	3,79E-05	26385	1,49E-07	6711409	1,35E-04	7407	4,03E-03	248							
	934	8,8	2,47E-04	4049	3,81E-05	26247	1,18E-07	8620680	1,83E-04	5464	4,07E-03	246							

RING	2,07E-03	483	6,89E-04	1431	7,82E-06	127877	5,07E-04	1972	7,06E-03	142
------	----------	-----	----------	------	----------	--------	----------	------	----------	-----

Tabel 5-14: Pipingkansens gevoeligheid 1

Rivier	Kmr	Stochastisch								Deterministisch							
		MHW (m+NAP)	Golfoverslag FORM		Piping FORM		Stabiliteit FORM										

Voor stabiliteit is het beeld vergelijkbaar met het mechanisme opbarsten en piping. Ook hier zijn de vakkansen klein, kleiner nog bij opbarsten en piping. Bezien over de hele ring zijn de kansen voor stabiliteit grofweg een factor 10(!) groter dan de kans van de zwakste schakel. Net als bij opbarsten en piping moeten we hier echter een kanttekening bij plaatsen. Waar bij opbarsten en piping de methode uitgaat van volledige onafhankelijkheid tussen de vakken, geldt bij stabiliteit juist het omgekeerde. Alle vakken in de ring zijn volledig afhankelijk van elkaar (elk vak heeft dezelfde beta- en alphawaarden), wat ook hier inherent is aan de gebruikte methode. We hebben voor het stabiliteit dus alleen te maken met correlaties door belasting via de waterstand. In tegenstelling tot opbarsten en piping hebben we hier dus te maken met een onderschatting.

5.6 Gevoelighedsanalyse sterktemodel golfverslag

In de voorliggende studie hebben we dijken ontworpen op basis van een vast kritiek golfverslagdebiet van 0.1 l/s/m. Dit is een behoorlijk streng criterium (weinig water mag over de dijk slaan). We toetsen in deze gevoelighedsanalyse de dijk met PC-Ring, door het programma het kritieke golfverslagdebiet laten uitrekenen. Dit gebeurt met behulp van een probabilistisch sterktemodel voor grasbekleding (CIRIA). Uit Tabel 5-16 zien we dat eigenlijk standaard veel kleinere faalkansen gevonden worden als we het kritieke golfverslagdebiet berekenen volgens het CIRIA-model, zelfs bij een slechte graskwaliteit. We zien ook dat de gevoeligheid per watersysteem erg kan variëren.

	Vast kritiek g.o. debiet van 0.1 l/s/m	Ciria-model met slechte graskwaliteit	Ciria-model met goede graskwaliteit
Tiel	1 / 2600	1 / 8200	1 / 8900
Vianen	1 / 5300	1 / 2.8·10 ⁴	1 / 3.1·10 ⁴
Rotterdamse Hoek	1 / 1500	1 / 2.6·10 ⁵	1 / 1.0·10 ⁷
Zuidermeerdijk	1 / 2100	1 / 2.1·10 ⁵	1 / 4.3·10 ⁵
Hellegat	1 / 885	1 / 4.0·10 ⁴	1 / 8.6·10 ⁴
Hondsbossche Zeewering	1 / 13200	1 / 5.8·10 ⁸	1 / 6.2·10 ⁹

Tabel 5-16: Tabel met resultaten voor verschillende instellingen van het golfverslagmodel.

6 Evaluatie en discussiepunten voor ENW

In dit hoofdstuk geven we door middel van een samenvatting een aantal handvatten voor een discussievoorstel richting ENW. Dit hoofdstuk geeft dus niet het discussievoorstel, maar wel een aantal aandachtspunten waar richting ENW aandacht aan kan worden besteed.

6.1 Inleiding

In het onderzoeksprogramma RBSO (Rampenbeheersingsstrategie Overstromingen Rijn en Maas) en de studie Water Veiligheid 21e eeuw zijn aannamen gedaan waarvoor een nadere verificatie wenselijk is. Het gaat in het bijzonder om de volgende stellingen:

- Als een dijk ontworpen is volgens de Leidraad dan voldoet deze aan de norm;
- De faalkans bij waterstanden onder MHW voor overslag is klein ten opzichte van de faalkans van overloop/overslag. Dit geldt zowel voor faalkansen per vak als voor de hele dijkkring.
- De faalkans voor andere mechanismen is klein ten opzichte van de faalkans van overloop/overslag. Dit geldt zowel voor faalkansen per vak als voor de hele dijkkring.

In dit onderzoek hebben we deze stellingen nader onderzocht. Daartoe zijn dijken die volgens de huidige leidraden en richtlijnen zijn ontworpen nagerekend met het programma PC-Ring. Op die wijze kan men dus inzicht verkrijgen in de mate van veiligheid die de leidraad voor de verschillende mechanismen en externe omstandigheden feitelijk te bieden heeft. Bij het schrijven van de leidraden stonden de opstellers daarvan een aantal zaken voor ogen, maar het is maar de vraag wat daar van over blijft na het doorvoeren van alle vereenvoudigingen. Uiteraard bevat ook een probabilistische berekening nog de nodige vereenvoudigingen, maar dat zijn er toch aanzienlijk minder.

Op dit moment moet echter tevens worden geconstateerd dat de volledig probabilistische methode nog in opbouw is en daarmee nog niet vrij is van kinderziekten. Het is dan ook gebruikelijk bij het opstellen van deze methoden en ook bij het vaststellen van de ontwerpcriteria steeds met een schuin oog te kijken naar de bestaande en tot op zekere hoogte beproefde klassieke semi-probabilistische werkwijze. Ook dat is een van de achtergronden van dit project.

Strikt genomen lijkt het gelijktijdig nastreven van beide bovengenoemde coelen niet mogelijk: het heeft veel weg van het oplossen van twee onbekenden met een vergelijking. Als men echter maar diep genoeg in de materie duikt dan vallen via de verschillende deelresultaten toch voldoende betrouwbare conclusies te trekken.

In dit project zijn voor zes verschillende locaties hydraulische belastingen afgeleid en is een waterkering ontworpen. Bij normaal ontwerpen in de praktijk wordt een dijkvak zodanig ontworpen dat de dijk voor alle faalmechanismen voldoende sterk is. Dat resulteert vaak in een oversterkte voor één of meerdere faalmechanismen. In het kader van de hier uitgevoerde vergelijking is dat niet wenselijk. Daarom is per beschouwd mechanisme een kering ontworpen die precies voldoet aan de leidraad. Deze kering is ook voor alleen dat mechanisme vergeleken met een probabilistische som.

De beschouwde mechanismen zijn:

1. overloop/overslag (buitendijkse zijde waterkering)
2. opbarsten en piping
3. stabiliteit (binnentalud)

Bij het ontwerpen is gebruik gemaakt van de Hydraulische Randvoorwaarden (2003) waarbij op basis van wind, water en afvoerstatistiek in combinatie met de resultaten van waterbewegingsmodellen (SOBEK, WAQUA) en/of golfmodellen (SWAN). Deze berekeningen zijn uitgevoerd met de programma's van de Hydra-familie. Het programma PC-Ring is op dezelfde uitgangspunten gebaseerd. De verschillen betreffen hier uitsluitend de berekeningsgrondslag voor het combineren van stochastische belastingparameters in de tijd.

Onderstaande tabel geeft de beschouwde locaties en enkele kenmerkende gegevens:

Locatie	Dijkingsgebied	km/id	Normfrequentie	Toetspeil	HBN
Tiel	Betuwe, Tiel en Culemborgerwaard	Waal 917	1/1250	11.21	12.04
Hellegat	Zeeuwisch Vlaanderen	vaknummer 101	1/4000	5.95	9.05
Vianen	Alblasserwaard en Vijfherenlanden	Lek 954	1/2000	6.15	7.46
Rotterdamse Hoek	Noordoostpolder	N125	1/4000	1.34	7.53
Zuidermeerdijk	Noordoostpolder	N375	1/4000	2.54	5.36
Petten	Noord-Holland		1/10000	4.80	14.12

Tabel 6-1: Overzicht van de locaties met de bijbehorende toetspeilen en hydraulische belastingniveaus (HBN).

Opgemerkt wordt dat in de vergelijking de zeespiegelrijzing en de buistoten/bui-oscillaties buiten beschouwing zijn gebleven. Voor elk van de locaties is een MHW-controle uitgevoerd. Voor de locatie langs de Zuidermeerdijk aan het Keteimeer (DR7) was een opzetcorrectie nodig van 0.42 meter. Dit betreft een al geruime tijd bekende fout, waarvoor op dit moment in het kader van VNK-2 naar een oplossing wordt gezocht.

6.2 Overslag

Het ontwerp heeft plaats gevonden op basis van een kritiek overslagdebiet van 10^{-4} m³/s (0.1 l/s/m). Tabel 6-2 geeft een overzicht van de rekenresultaten van de herhalings tijden [a].

locatie	dijkkring	norm [a]	R deterministisch doorsnede	R stochastisch vak	R stochastisch ring
Tiel	43	1250	3100	2600	500
Hellegat	32	4000	1800	900	X
Vianen	16	2000	7800	5200	X
R'damse hoek	7	4000	2900	1500	X
Zuidermeerdijk	7	4000	3100	2100	X
Petten	13	10000	16000	13000	X

Tabel 6-2: Herhalings tijden [a] voor golfoverslag voor berekeningen met deterministische en stochastische modellering van de sterkte R.

Het golfoverslagmodel is dat volgens Van der Meer (2002). De probabilistische berekening gaat uit van hetzelfde kritieke overslagdebiet als het gemiddelde. Dit is niet juist en leidt tot een overschatting van de faalkans. Voor Tiel en Vianen maakt dat uiteraard niet veel uit, maar voor plaatsen met veel golfaanval zoals met name Hellegat kan de invloed daarvan groot zijn.

De verwachting zou zijn dat de deterministische som ongeveer weer op de norm uit zou komen. Alhoewel de verschillen niet onrustbarend groot zijn is dit toch niet helmaal het geval. De afwijking is ook niet systematisch naar boven of beneden. Een en nader lijkt op het eerste gezicht terug te voeren op verschillen tussen de Hydra-modules en PC-Ring. Daarbij kunnen zowel de golfoverslagformules als de belastingcombinatie wind-waterstand de oorzaak zijn. De stochastische som is zowel voor een vak (lengte 1 km) als voor de hele ring (alleen dijkkring 43) gemaakt. Tussen doorsnede en vak kan al een verschil optreden als gevolg van lengte-effecten binnen het vak. Bij een juiste keuze van de ontwerpwaarden zou de vakkans en de doorsnede kans voor deterministische sterkte bij elkaar in de buurt moeten liggen. Dat klopt weer globaal voor wie niet op een factor 2 kijkt. Waar de verschillen precies vandaan komen is niet zonder meer te zeggen en zou onderzocht moeten worden. De vraag is natuurlijk of dat nodig is. Voor Hellegat is dat toch eigenlijk wel aan te bevelen. Het verschil tussen norm en vakkans is daar opgelopen tot een factor 4 in de onveilige richting. Dit kan echter, zoals eerder gezegd ook liggen aan de uitermate conservatieve schatting van de gemiddelde waarde van het kritieke overslagdebiet. Verder moet worden opgemerkt dat geen reststerkte is meegenomen. Ook dit had een gunstiger en vermoedelijk meer realistisch beeld van de werkelijke veiligheid kunnen geven.

Tenslotte is voor dijkkring 43 de ringkans bepaald. Het ring-effect bedraagt een factor 5. Voor een ring die gedomineerd wordt door de bedreiging "rivier" is dit een min of meer logische waarde. Uit de deterministische ringsom (niet opgenomen in tabel) blijkt dat al een factor 2 is terug te voeren tot de belastingen. De rest komt dus uit de sterkte.

In dit project is ook onderzocht wat de verhouding is van de faalkans bij waterstanden boven en bij waterstanden onder MHW. Bij het opstellen van de leidraden is dat een aandachtspunt geweest. Voor het mechanisme golfoverslag geldt dat de bijdrage aan de faalkans gecombineerd met waterstanden onder MHW klein is ten opzichte van de totale faalkans voor dit mechanisme. We vinden hiervoor de volgende resultaten:

Locatie	Dijkkring	Norm [a]	Stochastisch vak	Boven MHW	Onder MHW
Tiel	43	1250	2600	2700	60000
Hellegat	32	4000	900	10000	1000
Vianen	16	2000	5300	6000	42000
R'damse hoek	7	4000	1500	70000	1500
Zuidermeerdijk	7	4000	2100	8000	3000
Petten	13	10000	13200	13200	groot

Tabel 6-3: Herhalingstijden [a] voor golfoverslag voor berekeningen met stochastische modellering van de sterkte R, uitgesplitst over de waterstanden onder en boven MHW

We zien hier een opvallende tweedeling: bij Tiel, Vianen en Petten zijn de uitkomsten in overeenstemming met de verwachting: de kans op falen wordt gedomineerd door de bijdrage van waterstanden boven MHW. Bij Hellegat, Rotterdamsche Hoek en de Zuidermeerdijk is het omgekeerde het geval. In de Leidraden geldt alleen voor de Bovenrivieren dat de waterstanden boven MHW de grootste bijdrage moeten hebben. Voor de Benedenrivieren, en de zee- en meerdijken wordt gekeken naar alle afvoertoppen. Wat verder opvalt is dat daar waar een grote bijdrage van onder MHW komt ook direct een flinke duik onder de normwaarde optreedt. Voor die locaties zijn lagere waterstanden in combinatie met hogere golven kenmerkend maatgevend.

6.3 Piping

De dijk is ontworpen en berekend voor het faalmechanisme piping volgens het model van Sellmeijer. Er zijn eerst ontwerpwaarden bedacht waarmee de dijk volgens de gangbare praktijk is ontworpen. Vervolgens zijn deze "ontwerpwaarden" opgevat als 5% fractielen en zijn met behulp van de variatiecoëfficiënten van de handleiding van PC-Ring bijbehorende gemiddelden en standaardafwijkingen neergezet. In een gevoeligheidsanalyse is voor de locatie Tiel ook nog een keer onderzocht wat het effect is van kleinere variaties. Tabel 6-3 geeft een overzicht van de rekenresultaten van de herhalingstijden [a].

Locatie	Dijkkring	Norm [a]	R deterministisch doorsnede	R stochastisch vak	R stochastisch ring
Tiel	43	1250	450	98000	1050
Hellegat	32	4000	$1.4 \cdot 10^7$	$1.9 \cdot 10^7$	
Vianen	16	2000	$9.4 \cdot 10^5$	$3.9 \cdot 10^7$	
R'damse hoek	7	4000	$7.2 \cdot 10^6$	$1.5 \cdot 10^5$	
Zuidermeerdijk	7	4000	83000	$4.2 \cdot 10^7$	
Petten	13	10000	$1.7 \cdot 10^6$	$8.4 \cdot 10^5$	

Tabel 6-4: Herhalingstijden [a] voor piping voor berekeningen met deterministische en stochastische modellering van de sterkte R.

De faalkansen voor piping lijken op het eerste gezicht zeer klein als voldaan is aan de ontwerpwaarden uitgaande van het Sellmeijer model. Het punt dat echter opdook tijdens de analyse was dat PC-Ring conservatieve schattingen kent voor de variatiecoëfficiënten. Deze gaan er van uit dat er geen relevante lokale informatie beschikbaar is. Dit leidt normaal gesproken tot hoge faalkansen in pipinggevoelige gebieden. Op basis daarvan kan men kijken of er meer informatie in de vorm van gegevens of beheerdersoordelen beschikbaar is.

In dit geval is echter gedaan alsof de ontwerpwaarden goed bekend waren. Vervolgens zijn met de grote variatiecoëfficiënten de gemiddelden teruggerekend. Dit zou wel eens tot niet conservatieve gemiddelden kunnen leiden. Daarom is voor de locatie Tiel onderzocht wat er gebeurt als men de variatiecoëfficiënten kleiner kiest. Hierbij blijkt de faalkans op te lopen en dus de herhalingstijd af te nemen. De herhalingstijd komt dan in de buurt van wat men voor een pipinggevoelig vak zou verwachten, namelijk een orde groter dan de ontwerpnorm. De vraag wordt dus actueel: wat weet een grondmechanisch ingenieur beter: de gemiddelde schatting of de veilige schatting.

De ringkans wordt in dit laatste geval 1/1050. Hier is het ringeffect dus een factor 90. Eigenlijk nog meer omdat in het vak ook al een lengte-effect van ongeveer een factor 3 aanwezig is. Nu is het niet waarschijnlijk dat een hele ring zeer piping-gevoelig is, en dat is hier wel verondersteld. Meestal zijn het maar een aantal dijkvakken en soms binnen die dijkvakken. Verder komt hier de vraag weer boven of binnen een dijkvak ook niet gedifferentieerd moet worden. Tenslotte: in de handleiding van PC-Ring staat dat de verschillende vakken voor de pipinggegevens als onafhankelijk moeten worden gekozen. Dit is een veilige aanname die misschien wel té veilig is.

Ook voor piping is nagegaan hoe het zit met falen boven en onder MHW. Ook hier blijkt af en toe falen onder MHW dominant te zijn (Rotterdamsche Hoek, Zuidermeerdijk, Petten). Deels zijn

dit dus dezelfde als bij golfoverslag, maar niet helemaal. Overigens is dit vanuit het oogpunt van voorschriftenbouw minder relevant. Piping behoort tot de mechanismen die sowieso een lagere faalkans moesten hebben, ongeacht boven of onder MHW.

Opmerkingen

- In sommige gevallen waren de ontwerpwaarden in de berekeningen nog conservatiever dan de 5% waarden, onder andere voor de dikte van de afsluitlaag, de dikte van de zandlaag en de kwelweglengte.
- Als men deterministisch wil ontwerpen moet men alle variabelen zetten op de ontwerpwaarde en dat is dus $X_d = \mu - \alpha\beta\sigma$ voor normale variabelen of $X_d = F^{-1}(\Phi(-\alpha\beta))$ voor niet normale variabelen. In dit geval is b in de buurt van 4 en voor de sterktevariabelen a in de buurt van 0.2. Dit leidt dus tot $X_d = \mu - 0.8\sigma$. Met $X_d = \mu - 1.64\sigma$ heeft men dus iets te zwaar ingezet. Aan de andere kant nemen we aan de belastingkant gewoon het maatgevend hoogwater en dat is eigenlijk te weinig, omdat daarvoor a in de buurt van de 0.85 zit en we een orde veiliger willen zitten dan de norm. Het is dus inderdaad niet van te voren helder waar de ontwerpprocedure zal eindigen.
- Als men een stochastische grootheid deterministisch wil meenemen zonder de faalkans veel te beïnvloeden (zoals in de berekening met deterministische sterkte) dan moet men deze eigenlijk invoeren met $\mu - 0.5\alpha\beta\sigma$ (normaal) of $X_d = F^{-1}(\Phi(-0.5\alpha\beta))$ (niet normaal). Dit is in de voorliggende studie niet altijd consequent gedaan en zou nog nader onderzocht kunnen worden.

Met in ons achterhoofd de grote faalkansen uit VNK(1) voor het mechanisme opbarsten en piping kunnen we op basis van de resultaten van deze studie een aantal conclusies trekken. De eerste is dat als de bodemschematisatie betrekkelijk nauwkeurig bekend is, dat dan over het algemeen de faalkansen voor het mechanisme opbarsten en piping klein zijn. Verder hebben we laten zien dat het mechanisme opbarsten en piping gevoelig is voor 3 factoren:

- de gebruikte bodemschematisatie**
Bij een verkeerde schematisatie van de bodem kunnen onrealistisch grote (of kleine) faalkansen optreden.
- de gebruikte ontwerpparameters**
Bij een correct geschematiseerde bodem heeft de ontwerper nog keuzevrijheid. Het is namelijk mogelijk om bij dezelfde karakteristieke waarden voor de parameters meerdere sets van ontwerpwaarden (verwachtingswaarde en variatiecoëfficiënt) te genereren. Afhankelijk van de keuze van deze ontwerpwaarden kunnen de berekende faalkansen nog aanzienlijk fluctueren (factor 10-100 voor DR43 bijvoorbeeld).
- het gebruik van wel of geen stochasten aan de sterktekant**
In deze studie hebben we voor de onderzochte locaties steeds 2 typen berekeningen gemaakt op dijkvakniveau, een "deterministische" (alleen voor sterkte) en een probabilistische. In de deterministische berekening is alleen de belasting als stochast meegenomen, terwijl in de stochastische berekening ook de sterkteparameters stochastisch zijn beschouwd. Per type berekening hebben we gebruik gemaakt van invoerparameters die op elkaar zijn afgestemd. Dat wil zeggen: de karakteristieke waarden voor de deterministische berekening corresponderen met de ontwerpwaarden voor de probabilistische berekening. Uit de resultaten zien we dat tussen de resultaten van deze berekeningen grote verschillen kunnen optreden (factor 100 bij Tiel). Kennelijk heeft het

wel of niet meenemen van de sterkteparameters als stochast een groot effect op de faalkans.

In het kort kunnen we stellen dat de parameterschatting bij piping op korte termijn nadere overweging behoeft. Wat is de kwaliteit van de verschillende informatiebronnen? Tenslotte spelen de ruimtelijke correlaties een belangrijke rol, maar binnen het kader van dit onderzoek was voor dit aspect geen ruimte.

6.4 Afschuiven en opdrijven

Het verloop van de freatische lijn in de nieuwe dijk is geschematiseerd volgens het Technisch Rapport waterspanningen. Omdat voor een nieuwe dijk geen metingen beschikbaar zijn, is uitgegaan van de schematisatie uit bijlage 1 van genoemd Technisch Rapport. Voor de locatie Tiel geldt: h = 5 m, C1 = NAP + 8.70 m en D1 = NAP + 7.55 m.

Aan de onderzijde van het slappe lagen pakket bedraagt de opwaartse druk bij MHW 107 kN/m². De neerwaartse druk door het gewicht van het slappe lagen pakket bedraagt 102.7 kN/m². Ter plaatse van de dijk bij Tiel is sprake van opdrijven. De stijghoogte ter plaatse van de binnentoe is gelijk aan de grenspotential, namelijk NAP+ 10.7 m. De opdrijfzone bedraagt 11.4 m. Het GHW ligt op NAP + 4.1 m.

Het standaard dijkontwerp met een kruinbreedte van 5 m op NAP + 12.04 m, een binnen- en buitentalud van 1:2,5 voldoet juist aan de stabiliteitseis van 1.19. De minimaal benodigde evenwichtsfactor voor de binnenwaartse macrostabiliteit methode "LiftVan" bedraagt 1.19. De berekende kritieke glijcirkel volgens de methode Bishop heeft een evenwichtsfactor van 1.37.

De resultaten zijn samengevat in Tabel 6-5.

Locatie	Dijkkring	Norm [a]	R deterministisch doorsnede	R stochastisch vak	R stochastisch ring
Tiel	43	1250	n.v.t.	330000	140000
Hellegat	32	4000	n.v.t.	9.5·10 ⁶	X
Vianen	16	2000	n.v.t.	740000	X
R'damse hoek	7	4000	n.v.t.	3.6·10 ¹¹	X
Zuidermeerdijk	7	4000	n.v.t.	2.9·10 ⁷	X
Petten	13	10000	n.v.t.	38000	X

Tabel 6-5: Herhalings tijden [a] afschuiven voor berekeningen met deterministische en stochastische modellering van de sterkte R.

De faalkansen zijn klein en alleen bij Petten treedt een faalkans op die hoger is dan de verwachte waarde, in dat geval 3·10⁻⁵ tegen over 10⁻⁵. Rekening houdend met de correlatie in de tijd is dat wellicht niet eens meer het geval als een periode van 10 jaar wordt bekeken, hetgeen ooit door de toenmalige TAW als een redelijke uitmiddelingstermijn is genoemd.

De ringkans is alleen bepaald voor dijkkring 43. Het berekende ringeffect is in ieder geval bescheiden. Alleen in Tiel is bezwijken boven MHW dominant, in alle andere gevallen gebeurt het meestal bij waterstanden onder MHW. Net als bij piping is dit echter op zich niet erg.

7 Conclusies en aanbevelingen

7.1 Conclusies

In dit hoofdstuk geven we een aantal conclusies die we kunnen trekken naar aanleiding van de hoofdvragen van het onderzoek.

Bijdrage faalmechanismen aan faalkans

1. Eén van de belangrijkste doelen van deze studie was om te onderzoeken hoe de faalkans van een (nieuw ontworpen) dijkvak verdeeld is over de verschillende faalmechanismen. Met andere woorden: heeft opbarsten en piping altijd een dominante rol, of is juist golfoverslag maatgevend, of stabiliteit? Door de binnen deze studie gevolgde aanpak kunnen we concluderen dat als een dijk wordt ontworpen volgens de vigerende Leidraden, dat het voor de in het kader van deze studie geselecteerd dijkvakken altijd waar is dat het mechanisme golfoverslag doorslaggevend is. De mechanismen opbarsten en piping en stabiliteit of opdrijven zijn van minder belang op dijkvakniveau. Dat betekent dus dat de ontwerpfilosofie die in de huidige leidraden vastgelegd is, correct is. Ook betekent het dat het uitgangspunt zoals dat in de RBSO studie is gehanteerd onderschreven wordt.
2. Dit betekent overigens niet dat deze mechanismen binnen een ring zornaar verwaarloosd mogen worden. Op dijkkringniveau kan enerzijds door de ruimtelijke correlaties binnen een dijkvak, en anderzijds door de correlatie van de dijkvakken onderling, de bijdrage van opbarsten en piping een stuk groter worden dan de afzonderlijke kans voor een vak. Voor dijkkring 43 hebben we laten zien dat voor het mechanisme opbarsten en piping er best een factor 50 of meer tussen de zwakste schakel kan liggen en de dijkkringkans. Hierbij is dan wel aangenomen dat elk vak pipinggevoelig is (wat in de praktijk niet het geval zal zijn) en dat die factor 50 erg gevoelig is voor de gekozen ontwerpwaarden voor dit mechanisme. Op dijkkringniveau kan de verhouding tussen de faalmechanismen anders uitvallen, dan kan de bijdrage van (in dit geval) het mechanisme opbarsten en piping verhoudingsgewijs wel groot worden.

Bijdrage waterstanden onder en boven MHW

3. De bijdrage aan de faalkans van waterstanden onder MHW is voor de geanalyseerde dijkkring in het Bovenrivierengebied inderdaad klein t.o.v. de bijdrage van waterstanden boven MHW. Dit geldt eigenlijk voor alle mechanismen, zowel voor golfoverslag als voor opbarsten en piping en stabiliteit. Ook dit stemt overeen met de Leidraden. Voor de locaties in andere watersystemen (Westerschelde en IJsselmeer) geldt echter juist het omgekeerde. Daar zijn juist de waterstanden onder MHW dominant. Aan deze watersystemen worden in de Leidraden echter geen eisen gekoppeld.

Ruimtelijk correlaties en verhouding dijkvak-dijkkring

4. De afhankelijkheden tussen de dijkvakken voor het mechanisme golfoverslag komen vooral voort uit de waterstand. Deze is over lange afstanden gecorreleerd en kent dus veel afhankelijkheid. Voor een mechanisme als opbarsten en piping is dit iets anders. Hier zijn naast de waterstand ook de geotechnische parameters van belang, we ke over veel kortere afstanden met elkaar gecorreleerd zijn. Dit betekent dat de vakken voor dit mechanisme veel meer "onafhankelijk" zijn, dan voor het mechanisme hoogte. Door die grotere onafhankelijkheden zijn de verschillen tussen de zwakste schakel en de hele dijkkring ook

veel groter dan bij golfoverslag. Ook voor stabiliteit geldt dat de waterstand bepalend is en ook hier zullen dus (net als bij golfoverslag) de correlaties minder hard doorwerken in de dijkkringkansen.

5. De uitspraken in de Leidraden hebben betrekking op dijkkringkansen. Dit houdt in dat de kansen voor de afzonderlijke dijkvakken eigenlijk nog een stuk kleiner moeten zijn. Voor de meeste van de onderzochte locaties bleek dit inderdaad voor alle mechanismen het geval te zijn. Er is ook een enkele uitzondering geconstateerd, bijvoorbeeld met betrekking tot het mechanisme golfoverslag, maar dit is niet erg. De grootte van het kritieke overslagdebiët speelt hierbij bijvoorbeeld nog een belangrijke rol. Ook een aangepast wijze voor de bepaling van de ontwerpkruihoogten kan dit beeld doen wijzigen.

Deterministische rekenwaarden in Leidraden

6. Als men aan de hand van de berekeningen in deze studie conclusies zou willen verbinden aan de correctheid van de in de leidraden afgeleide deterministische rekenwaarden, is een nauwkeuriger werkwijze gewenst dan thans gebruikelijk.

7.2 Aanbevelingen

Om het beeld te completeren, raden we aan om enkele van de opgedane inzichten nog wat nader uit te werken.

- In deze studie zijn geen locaties beschouwd die specifiek tot het Benedenrivierengebied gerekend kunnen worden (Vianen ligt in het overgangsgebied). We raden dan ook aan om 1 of 2 locaties toe te voegen, bijvoorbeeld langs het Haringvliët.
- We hebben ons beperkt tot het uitwerken van de dijkkringkans voor DR43. Voor de andere dijkkringen kan dit beeld best eens anders uitpakken, zeker gezien de verschillen tussen de watersystemen. We raden dan ook aan om ook voor de andere dijkkringen de dijkkringkansen te bepalen volgens de in deze rapportage beschreven aanpak.
- In deze studie hebben we per dijkvak steeds gerekend met dezelfde instellingen voor de ruimtelijke correlaties. De mate waarin deze correlaties de faalkansen beïnvloeden hebben we echter niet onderzocht. De resultaten zullen zowel afhankelijk zijn van de correlaties binnen een dijkvak en als die tussen de dijkvakken onderling. Het aantal locaties waaruit een dijkkring is opgebouwd speelt hierbij ook een rol. In de voorliggende rapportage hebben we elke 2 kilometer een dijkvak gekozen. Elk dijkvak heeft dan ook een lengte van 2 kilometer. Veranderd het beeld dat we nu hebben, als we 2 keer zoveel dijkvakken zouden meenemen in de dijkkringberekening? Of 2 keer zo weinig? Wat gebeurt er als de ruimtelijke correlaties van de grondmechanische parameters vergroten of verkleinen? Hoe gevoelig zijn de resultaten voor deze instellingen? Dit zijn vragen die we vooralsnog niet kunnen beantwoorden en waarnaar gekeken zou moeten worden. Het doel van deze exercitie is om te kijken of de ruimtelijke correlatieparameters goed ingeschat zijn zodat het lengte-effect in de overstromingskansberekeningen per dijkkring correct is meegenomen.
- Gezien de grote hoeveelheden (hand)werk die momenteel nodig zijn om gegevens vanuit de Hydra-modellen naar PC-Ring formaat om te zetten (en vice-versa) zou het handig zijn om hiervoor algemeen toegankelijk tooltje te ontwikkelen om deze uitwisseling te vergemakkelijken. Denk hierbij bijvoorbeeld aan het omzetten van de profielgegevens in het voor het model geschikte formaat, maar ook aan de strijklengten bijvoorbeeld.
- In de toekomst is het aan te raden de berekeningen met nieuwe randvoorwaarden volgens de HR 2006 te verifiëren. Voor de sterkteparameters verandert er in principe weinig, dus dit

kan met een relatief eenvoudige inspanning bewerkstelligd worden (mits de opzet van het programma niet veranderd is).

- Om de correctheid van de rekenwaarden te verifiëren bevelen we aan voor een aantal dijkvakken een berekening uit te voeren om te kijken of het te bereiken veiligheidsniveau bij deze rekenwaarden overeenkomt met het geambieerde niveau. Anders gezegd, raden we aan om te onderzoeken of door de toepassing van de veiligheidsfactoren uit de Leidraden inderdaad voldoende veiligheid ingebouwd wordt in het ontwerp.

8 Referenties

- [DIN 1054:2005-01]
Deutsches Institut für Normung (DIN), *Ground - Verification of the safety of earthworks and foundations*.
- [DIN 4084:1981-07]
Entwurf DIN 4084 'Baugrund, Geländebruchberechnungen', Nov. 2002. Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V.. Beuth Verlag GmbH, Berlin
- [E DIN 4084; 2002-11]
Deutsches Institut für Normung
- [RVW, DWW 2001]
Hydraulische randvoorwaarden van het toetsen van Primaire waterkeringen. RWS DWW, 2001.
- [Schropp, 2006]
Ontwerppellen en toetspellen, Max Schropp, RIZA WRR memorandum 2006-016, 21 augustus 2006.
- [Silva et al., 2005]
Rampenbeheersingsstrategie Overstromingen Rijn en Maas; Achtergrondrapportage Veiligheid en Rivierkunde. W. Silva (RIZA), R.M. Slomp(RIZA), J.W. Stijnen (HKV LUN IN WATER) en E. v. Velzen (RIZA). Rijkswaterstaat RIZA-rapport 2005.024, ISBN-nummer 90.36.95.69.78 december 2005.
- [Stijnen et al., 2005]
Inbedding methode rampenbeheersing, J.W. Stijnen, B.I. Thonus en M.T. Duits, Opdrachtgever Rijkswaterstaat RIZA, HKV-rapport Pr1022, Lelystad, november 2005.
- [TAW, 1985]
Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 1 – bovenrivierengebied. Technische Adviescommissie voor de waterkeringen, september 1985.
- [TAW, 1994]
Constructief ontwerpen. Handreiking Constructief ontwerpen. Onderzoek en berekeningen naar het constructief ontwerp van de dijkversterkingen Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, april 1994.
- [TAW, 1998]
Grondslagen voor waterkeren, Technische Adviescommissie voor de waterkeringen, ISBN 90369 373 5 3, januari 1998.
- [TAW, 1999a]
Leidraad Zee- en Meerdijken. Basisrapport. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, december 1999.
- [TAW, 1999b]
Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen. Dienst Weg- en Waterbouwkunde en Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
- [TAW, 2001]
Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies. Dienst Weg- en Waterbouwkunde en Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen.

- [TAW, 2002]
Technisch Rapport Golfploop en Golfoverslag bij Dijken. Opdrachtgever Dienst Weg- en Waterbouwkunde en Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, mei 2002.
- [TAW, 2004]
Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken. Dienst Weg- en Waterbouwkunde en Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen.
- [Ter Horst, 2005]
The safety of Dikes during Flood Waves – Analysis of the Failure Probability of Dike Ring Areas in Flood Wave Situations. W.L.A. ter Horst. Master's Thesis. TU Delft - Faculty of Civil Engineering and Geosciences, 2005.

Bijlagen

Bijlage A Bepalen faalkansen onder en boven MHW

In de oude leidraden wordt vaak onderscheid gemaakt tussen falen boven en beneden MHW. Alhoewel de gevolgen meestal vergelijkbaar zijn, wordt falen boven MHW minder ernstig gevonden dan beneden MHW. De oorzaak ligt in de oorspronkelijke eis van de Deltacommissie dat dijken onder ontwerpomstandigheden nog volledig veilig moesten zijn. In latere meer probabilistisch getinte leidraden heeft zich dat vertaald in een eis dat de kans op falen bij waterstanden beneden MHW een orde kleiner moest zijn boven MHW.

De met PC-Ring te volgen procedure is nu als volgt. Eerst wordt de gewone kans op falen $P(F)$ bepaald. Vervolgens wordt de kans op het overschrijden van MHW berekend met het programma. In principe zijn zowel MHW als de hiermee corresponderende overschrijdingskans bekend. De overschrijdingskans van MHW kan bepaald worden door een dijk te definiëren met hoogte MHW en de kans op overloop te berekenen.

Voor het beschouwde dijkvak zijn nu gevonden een tweetal betrouwbaarheidsindices beta en een tweetal vectoren met invloedsfactoren alfa. Via het programma COMBIN kan nu de kans op de combinatie worden berekend:

$$P(\text{falen} \cap h > \text{MHW})$$

Dit is dus de kans op falen bij waterstanden boven MHW. De kans op falen bij waterstanden beneden MHW is dan te vinden via:

$$P(\text{falen} \cap h < \text{MHW}) = P(\text{falen}) - P(\text{falen} \cap h > \text{MHW})$$

Dit zijn dus de kansen op falen **en** het optreden van waterstanden onder en boven MHW. Mocht men geïnteresseerd zijn in de kans op falen **gegeven** dat de waterstand groter of kleiner is dan MHW, dan is nog een stap nodig:

$$P(\text{falen} \mid h > \text{MHW}) = \frac{P(\text{falen} \cap h > \text{MHW})}{P(h > \text{MHW})}$$

$$P(\text{falen} \mid h < \text{MHW}) = \frac{P(\text{falen} \cap h < \text{MHW})}{P(h < \text{MHW})} \approx P(\text{falen} \cap h < \text{MHW})$$

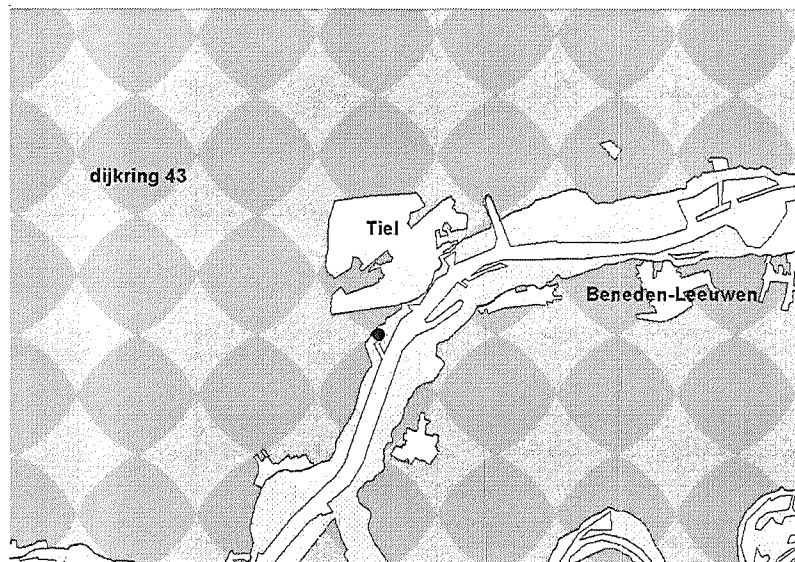
We merken op dat voor de "**en**"-kansen geldt dat de som van de twee uitkomsten weer gelijk is aan $P(F)$. Bij de "**gegeven**"-kansen is dat niet zo.

Bijlage B Ontwerpdijk Tiel

Algemeen

De locatie bij Tiel ligt aan de Waal. Het beschouwde dijkvak maakt onderdeel uit van dijkkringgebied 43 (Betuwe, Tieler- en Culemborgerwaard). Het beschermingsniveau van dijkkringgebied 43 bedraagt 1/1.250 per jaar. De locatie bij Tiel is gekozen vanwege de ligging aan de Waal en wordt gekarakteriseerd als een bovenrivier locatie. De invloed van het getij is niet meer van wezenlijk belang.

De exacte locatie is gekozen bij Waal kilometer 917. In Figuur B-1 is het dijkkringgebied weergegeven. De dijknormaal van de onderzoekslocatie is naar het ooster georiënteerd.



Figuur B-1: Geselecteerde locatie in dijkkring 43: Tiel

De maatgevende hydraulische belasting wordt op deze locatie veroorzaakt door een combinatie van een grote rivierafvoer en golven.

Ontwerp kruinhoogte

Voor het profiel is een dijk zonder berm aangenomen. In werkelijkheid ligt hier ook geen berm in het profiel. Voor het profiel zijn de volgende waarden aangenomen:

Talud	1:2,5
Ruwheid talud	1,0 (grasland)
Richting dijknormaal	130 graden
Maaiveld circa NAP	+6,3

Met behulp van de golfoverslag berekening in Hydra-BT is de benodigde kruinhoogte berekend. Hydra BT gaat uit van de meest recente inzichten voor de golfoverslagberekening. Het verschil

tussen het criterium waterstand en het criterium golfoverslag is meer dan 0,5 m (zie Tabel B-1). De maatgevende hydraulische belasting bedraagt NAP +12,04 en is daarmee ook de benodigde kruinhoogte.

Bron	Benodigde kruinhoogte
Hydra-BT criterium waterstand	NAP + 11,21 m
Hydra-BT criterium golfoverslag (0,1 l/m/s, talud 1:2,5, ruwheid talud 1)	NAP + 12,04 m

Tabel B-1: Hydraulische belasting locatie Tiel

Ontwerp opbarsten en piping

De dijk is ontworpen voor het faalmechanisme piping met de methode Sellmeijer. In de onderstaande tabel zijn de parameters weergegeven. In de kolom 'ontwerp' zijn de rekenwaardes weergegeven voor de parameters. Deze waarden zijn gebruikt voor PC-Ring in de 'deterministische' berekening (dat wil zeggen dat voor de sterkte parameters de rekenwaardes uit de 'ontwerp' kolom zijn gehanteerd en dat de belastingparameters volledig stochastisch zijn. Voor de volledig stochastische PC-Ring berekening zijn de gemiddelde waarden ' μ ' en de standaardafwijking/variatiecoëfficiënt gebruikt uit de kolom ' σ of Vc'. De grijze waarden zijn de standaardwaardes van PC-Ring.

Variabele	Ontwerp	μ	σ of Vc	type	
d	Dikte afsluitlaag [m]	5,7	9,64	0,3	Log
D	Dikte zandlaag [m]	35	30	0,1	Log
L	Lengte kwelweg [m]	63	75	0,1	Log
θ	Rolweerstandshoek	41	43	3	Log
d_{70}	Korrelgrootte [μ m]	268	350	0,14	Log
U	Uniformiteit [-]	2,1	2,5	0,10	Log
η	Constante van White	0,25	0,3	0,15	Log
$(\gamma_n - \gamma_w) / \gamma_w$	Schijnbaar relatief gewicht opbarstende grond	0,8	0,87	0,05	Norm
$\gamma_k - \gamma_w$	Relatief volumegewicht zand (korrel)	2,7	2,7		Det
η	Binnenwaterstand [NAP +.. m]	4,1	4,3	0,10 m	Norm
Φ_{opb}	Modelfactor opbarsten	-	1	0,1	Log
Φ_{pip}	Modelfactor piping	-	1	0,08	Log
Φ_{wat}	Modelfactor waterstand (demping)	-	0,7	0,1	Log
κ	Specifieke doorlatendheid [m/s]	4,1E-4	1,5E-4	1	Log

Tabel B-2: Gebruikte instellingen voor het mechanisme opbarsten en piping (Tiel)

Ontwerp Stabiliteit

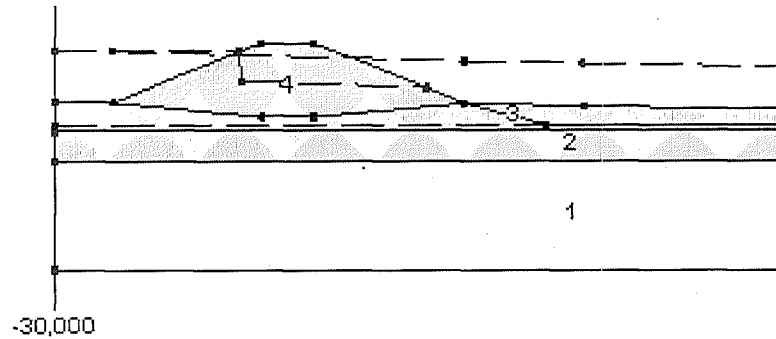
Het binnendijkse maaiveld ligt op NAP +6,2 m. Het buitendijkse maaiveldniveau ligt iets hoger op NAP +6,3 m.

De bodemopbouw is gebaseerd op de schematisering van een stabiliteitsberekening van de huidige dijk ter plaatse van HM 65-90. De ondergrond bestaat uit een 5,7 m dik slappe lagen pakket op Pleistoceen zand. De slappe lagen bestaan uit kleiafzettingen. In onderstaande tabel is de bodemopbouw aan de binnenzijde van de dijk gegeven. Voor de stabiliteitsberekening is uitgegaan dat bij de aanleg van de dijk vervorming van de ondergrond optreedt. Deze

vervormingen zijn in een dwarsprofiel geschematiseerd. Overigens zijn geen zettingsberekeningen uitgevoerd.

Afzetting	Bovenzijde laag [NAP + .. m]	Volumiek gewicht [kN/m ³]
Dijksmateriaal (zand)		17 / 19
6 Klei van Tiel	6,2	18,0
1 Pleistoceen	0,5	20,0

Tabel B-3: Bodemopbouw Tiel

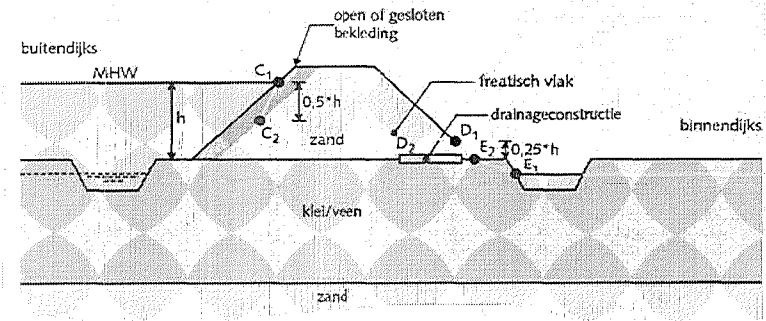


Figuur B-2: Dwarsprofiel Dijk bij Tiel

Freatische lijn

De buitenwaterstand bij MHW ligt op NAP + 11,2 m. Het polderpeil ligt op NAP + 4,1 m. Het verloop van de freatische lijn in de nieuwe dijk is geschematiseerd volgens het Technisch Rapport waterspanningen.

Omdat voor een nieuwe dijk geen metingen beschikbaar zijn wordt uitgegaan van de eenvoudige veilige schematisatie uit bijlage 1 van genoemd Technisch Rapport.



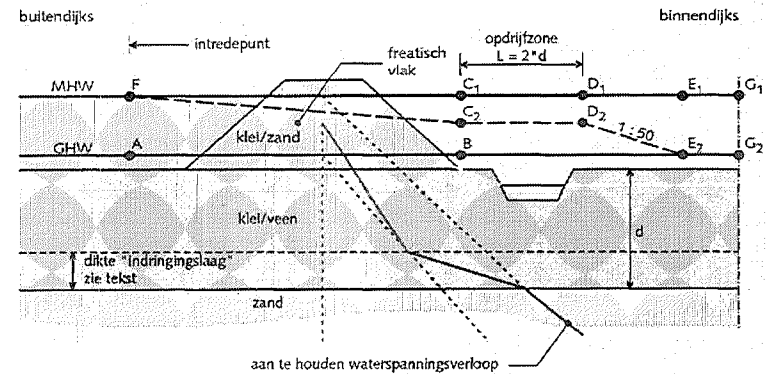
Figuur B-3: Schematische dijkbouw

Voor de locatie Tiel geldt:

- h 5 m
- C₁ NAP + 8,70 m
- D₁ NAP + 7,55 m

Stijghoogte in het Pleistocene zand

Aan de onderzijde van het slappe lagen pakket bedraagt de opwaartse druk bij MHW 107 kN/m². De neerwaartse druk door het gewicht van het slappe lagen pakket bedraagt 102,7 kN/m². Ter plaatse van de dijk bij Tiel is sprake van opdrijven. Voor deze situatie wordt de stijghoogte in het zand geschematiseerd volgens de gestreepte lijn in onderstaande figuur.



Figuur B-4: Schematische weergave stijghoogte in het zand.

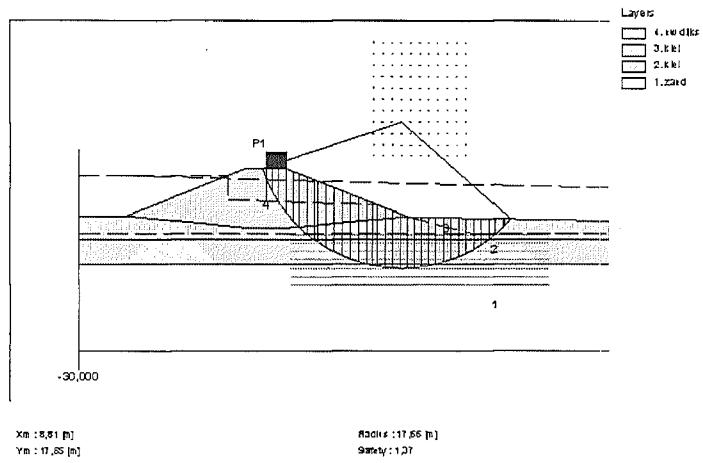
De stijghoogte ter plaatse van de binnenteen is gelijk aan de grenspotentiaal, namelijk NAP+ 10,7 m. De opdrijfzone bedraagt 11,4 m. Het GHW ligt op NAP + 4,1 m

Binnenwaartse Macrostabieliteit

Het standaard dijkontwerp met een kruinbreedte van 5 m op NAP + 12,04 m, een binnen- en buitentalud van 1:2,5 voldoet juist aan de stabiliteitseis van 1,19. De minimaal benodigde

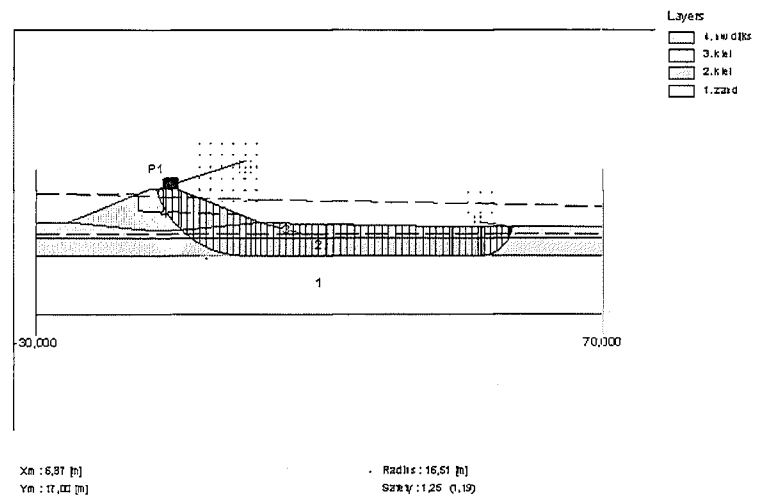
evenwichtsfactor voor de binnenwaartse macrostabiliteit methode LiftVan bedraagt 1,19. De berekende kritieke glijcirkel volgens de methode Bishop heeft een evenwichtsfactor van 1,37.

Critical Circle Bishop



Figuur B-5: Maatgevende glijcirkel volgens de methode Bishop

Slip Plane Van



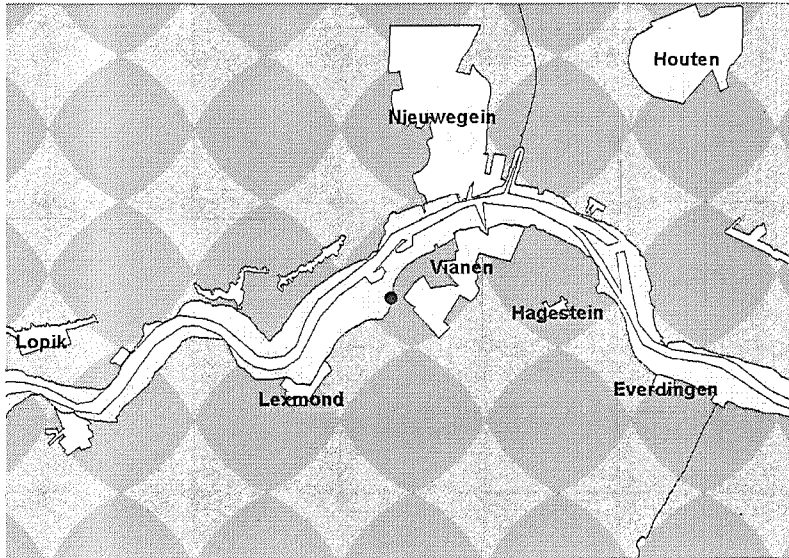
Figuur B-6: Maatgevende glijcirkel volgens de methode Lift Van

Bijlage C Ontwerpdijk Vianen

Algemeen

De locatie Vianen ligt aan de Lek. Het beschouwde dijkvak maakt onderdeel uit van dijkkringgebied 16 (Alblasserwaard en Vijfherenlanden). Het beschermingsniveau van dijkkringgebied 16 bedraagt 1/2000 per jaar.

De locatie die voor deze studie is gekozen ligt bij Lek kilometer 954. In Figuur C-1 is de ligging van de dijkkring weergegeven met een stip. De dijknormaal ter plaats van de onderzoeklocatie is naar het westen georiënteerd.



Figuur C-1: Geselecteerde locatie in dijkkring 43: Vianen

Ontwerp Kruinhoogte

De maatgevende hydraulische belasting wordt veroorzaakt door een grote afvoer op de Lek, gecombineerd met golven. In Tabel C-1 is de hydraulische belasting weergegeven die is bepaald met het Randvoorwaardenboek (RWS DWW, 2001) en met Hydra-BT. Met Hydra-BT is naast het criterium waterstand ook het criterium golfoverslag toegepast. Op basis van de strijklengtes, windsnelheden en een profiel is de golfoverslag bepaald.

Voor de locatie Vianen is een dijk aangenomen zonder berm. De volgende waarden zijn aangenomen:

Talud 1:2,5
 Ruwheid talud 1,0 (grasland)
 Richting dijknormaal 270 graden
 Maaiveld circa NAP +2,15 m

Voor dit ontwerp is uitgegaan van een buitentalud van 1:2,5. De maatgevende hydraulische belasting van het criterium golfoploop is meer dan 0,5 m hoger dan de maatgevende hydraulische belasting van het criterium waterstand (zie Tabel C-1). De benodigde kruinhoogte voor deze dijk bij Vianen bedraagt NAP 7,46 m.

Bron	Benodigde kruinhoogte
Hydra-BT, criterium waterstand	NAP + 6,15 m
Hydra-BT criterium golfoverslag (0,1 l/m/s, talud 1:2,5, ruwheid talud 1)	NAP + 7,46 m

Tabel C-1: Hydraulische belasting locatie Vianen

Ontwerp opbarsten en piping

De dijk is ontworpen voor het faalmechanisme piping met de methode Sellmeijer. In de onderstaande tabel zijn de parameters weergegeven. In de kolom 'ontwerp' zijn de rekenwaardes weergegeven voor de parameters. Deze waardes zijn gebruikt voor PC-Ring in de 'deterministische' berekening (dat wil zeggen dat voor de sterkte parameters de rekenwaardes uit de 'ontwerp' kolom zijn gehanteerd en dat de belastingparameters volledig stochastisch zijn. Voor de volledig stochastische PC-Ring berekening zijn de gemiddelde waardes ' μ ' en de standaardafwijking/variatiecoëfficiënt gebruikt uit de kolom ' σ of Vc'. De grijze waardes zijn de standaardwaardes van PC-Ring.

Variabele	Ontwerp	μ	σ of Vc	type	
d	Dikte afsluitlaag [m]	6,53	11,00	0,3	Log
D	Dikte zandlaag [m]	50	43	0,1	Log
L	Lengte kwelweg [m]	78	92	0,1	Log
θ	Rolweerstandshoek	41	43	3	Log
d_{70}	Korrelgrootte [μm]	297	380	0,13	Log
U	Uniformiteit [-]	2,3	2,8	0,09	Log
η	Constante van White	0,25	0,30	0,15	Log
$(\gamma_n - \gamma_w)/\gamma_w$	Schijnbaar relatief gewicht opbarstende grond	0,28	0,3	0,05	Norm
$\gamma_k - \gamma_w$	Relatief volumegewicht zand (korrel)	2,7	2,7		Det
h	Binnenwaterstand [NAP .. m]	0,5	0,7	0,10 m	Norm
F_{opp}	Modelfactor opbarsten	-	1	0,1	Log
F_{pip}	Modelfactor piping	-	1	0,03	Log
F_{wat}	Modelfactor waterstand (demping)	-	0,7	0,1	Log
k	Specifieke doorlatendheid [m/s]	$3,8^E-4$	$1,4^E-4$	1	Log

Tabel C-2: Gebruikte instellingen voor het mechanisme opbarsten en piping Vianen

Ontwerp Stabiliteit

Het binnendijkse maaiveld ligt op NAP + 0,93 m. Het buitendijkse maaiveldniveau ligt hoger op NAP + 2,15 m.

De bodemopbouw is gebaseerd op grondonderzoek van de bestaande dijk ter plaatse van DP39+132 m. De ondergrond bestaat uit een circa 6 m dik slappe lagen pakket op Pleistoceen zand. De slappe lagen bestaan uit kleiafzettingen van Gorkum en Tiel en Hollandveen. In onderstaande tabel is de bodemopbouw aan de binnenzijde van de dijk gegeven. Voor de

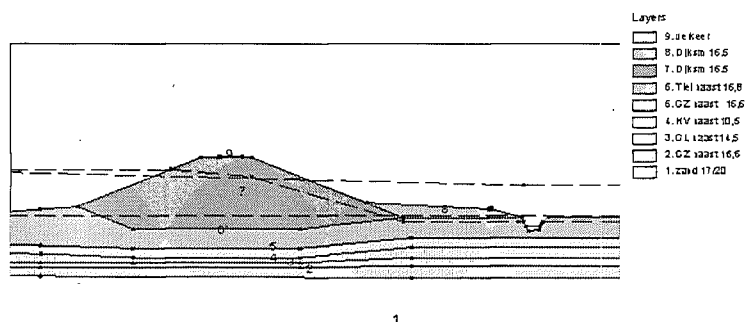
stabiliteitsberekening is uitgegaan dat bij de aanleg van de dijk vervorming van de ondergrond optreedt. Deze vervormingen zijn in een dwarsprofiel geschematiseerd. Overigens zijn geen zettingsberekeningen uitgevoerd.

Afzetting	Bovenzijde laag [NAP + .. m]	Volumiek gewicht [kN/m ³]
6 Klei van Tiel	0,93	16,8
5 Klei van Gorkum (zwaar)	-1,3	16,6
4 Hollandveen	-2,3	10,5
3 Klei van Gorkum (licht)	-3,4	14,5
2 Klei van Gorkum (zwaar)	-4,3	16,6
1 Pleistoceen	-5,6	20

Tabel C-3: Bodemopbouw Vianen

De dijk is opgebouwd uit klei.

Geometry View



Figuur C-2: Dwarsprofiel Dijk bij Vianen

Freatische lijn

De buitenwaterstand bij MHW ligt op NAP + 6,15 m. Het polderpeil ligt op NAP + 0,5 m. Het verloop van de freatische lijn in de nieuwe dijk is geschematiseerd volgens het Technisch Rapport waterspanningen.

Omdat voor een nieuwe dijk geen metingen beschikbaar zijn wordt uitgegaan van de eenvoudige veilige schematisatie uit bijlage 1 van genoemd Technisch Rapport.

Voor de case Vianen geldt:

L	35 m
C ₁	NAP + 2,15 m
D ₁	NAP + 0,93 m
D	6 m

De freatische lijn onder de kruin ligt op $0,93 + 35/8 = 5,30 + \text{NAP}$. Uit metingen in de bestaande dijk van Vianen blijkt dat deze lager ligt¹. Omdat hier wordt uitgegaan van een nieuwe dijk zijn echter geen waterspanningsmetingen beschikbaar en wordt uitgegaan van de schematisatie zoals die in het Technisch Rapport Waterspanningen wordt beschreven.

De indringingslengte volgens de veilige schematisatie uit het TR waterspanningen wordt bepaald door de duur van de hoogwatergolf, de doorlatendheid en porositeit van het dijkmateriaal. Bij een duur van de hoogwatergolf (top) van 180 uur (geschematiseerde golf uit LTV), een porositeit van 0,4 en een doorlatendheid van 1×10^{-5} m/s bedraagt de indringingslengte 13,5 m.²

Stijghoogte in het Pleistocene zand

Aan de onderzijde van het slappe lagen pakket bedraagt de opwaartse druk bij MHW 117,5 kN/m². De neerwaartse druk door het gewicht van het slappe lagen pakket bedraagt 100,2 kN/m².

Ter plaatse van de dijk bij Vianen is sprake van opdrijven. Voor deze situatie wordt de stijghoogte in het zand geschematiseerd volgens de gestreepte lijn in Figuur B-4.

De stijghoogte ter plaatse van de binnenteen is gelijk aan de grenspotentiaal, namelijk NAP + 4,4 m. De opdrijfzone bedraagt 11,2 m. Het GHW ligt op NAP + 1,1 m.

Binnenwaartse Macrostabiteit

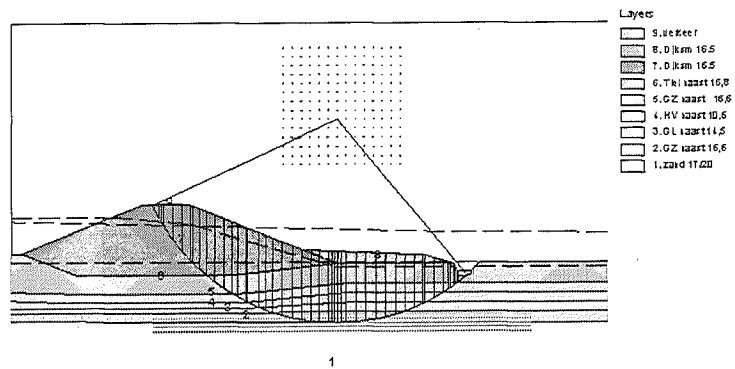
Het standaard dijkontwerp met een kruinbreedte van 5,5 m op NAP + 7,46 m, een binnen- en buitentalud van 1:2,5 is onvoldoende stabiel. De minimaal benodigde evenwichtsfactor voor de binnenwaartse macrostabiteit bedraagt 1,17 terwijl de berekende kritieke glijcirkel een evenwichtsfactor van 0,87 heeft.

Een binnenberm is noodzakelijk om voldoende stabiliteit te waarborgen. Bij toepassing van een 12 m brede, 2 m hoge binnenberm is de dijk voldoende stabiel.

¹ Indien de opbolling wordt berekend met Dupuit, ligt de freatische lijn in de dijk op NAP + 5,2 m. (doorlatendheid is $1^{\text{e}}-7$ m/s en neerslagoverschot bedraagt 300 mm.)

² In de LTV wordt aangegeven dat de gegeven karakteristieke golven niet voor een ontwerpberekening kunnen worden gebruikt. De doorlatendheid in de onverzadigde zone is groter dan in de verzadigde zone.

Critical Circle Bishop



Xm : 19,00 [m] Radius : 22,50 [m]
Ym : 17,00 [m] Safety : 1,17

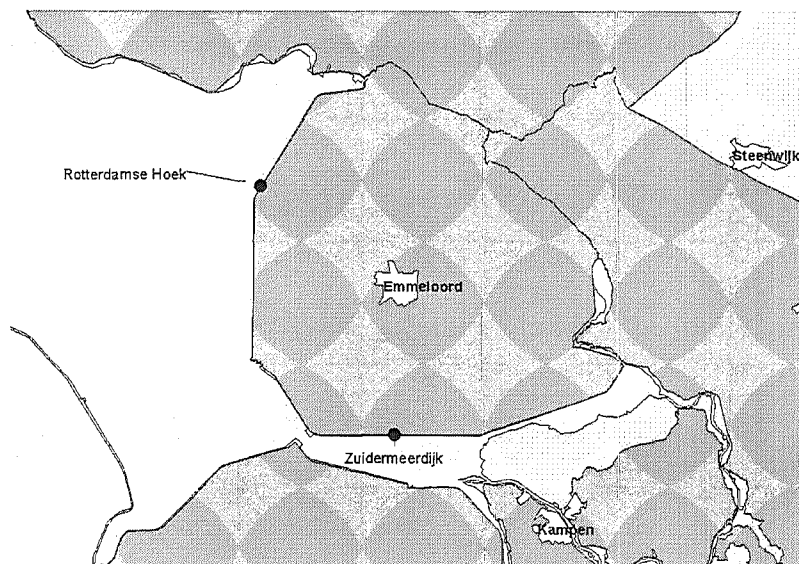
Figuur C-3: Maatgevende glijcirkel volgens methode Bishop

Bijlage D Ontwerpdijk Ketelmeer

Algemeen

De locatie Zuidermeerdijk ligt in het Ketelmeer. Deze locatie is een onderdeel van dijkkringgebied 7. Dit dijkkringgebied is weergegeven in Figuur D-1. De normfrequentie van dijkkringgebied 7 bedraagt 1/4000 per jaar.

De exacte locatie is voor dit onderzoek gekozen bij N375. De maatgevende hydraulische belasting wordt op deze locatie veroorzaakt door een combinatie van opwaaiing van het IJsselmeer en golfaanval. De dijknormaal is naar het zuiden georiënteerd.



Figuur D-1: Geselecteerde locaties in dijkkring 7: Zuidermeerdijk en Rotterdamse Hoek

Ontwerp Kruinhoogte

De dijk is voorzien van een berm. Het talud beneden de berm heeft een helling van 1:3, het talud boven de berm heeft een helling van 1:2,5. Het kritieke overslagdebiet bedraagt 0,1 l/s/m. De hoogte van de berm volgt uit Hydra-M en is NAP +2,19 m met een helling van 1:50. De aanleghoogte van de berm is gelijk aan de hoogte van de opwaaiing van het water zonder golven. De benodigde kruinhoogte is NAP 5,36 m. Het maaiveld ligt op circa NAP -4,00 m.

Ontwerp opbarsten en piping

De dijk is ontworpen voor het faalmechanisme piping met de methode Sellmeijer. In de onderstaande tabel zijn de parameters weergegeven. In de kolom 'ontwerp' zijn de rekenwaardes weergegeven voor de parameters. Deze waardes zijn gebruikt voor PC-Ring in de 'deterministische' berekening (dat wil zeggen dat voor de sterkte parameters de rekenwaardes uit de 'ontwerp' kolom zijn gehanteerd en dat de belastingparameters volledig stochastisch zijn. Voor de volledig stochastische PC-Ring berekening zijn de gemiddelde waardes ' μ ' en de standaardafwijking/variatiecoëfficiënt gebruikt uit de kolom ' σ of Vc'. De grijze waardes zijn de standaardwaardes van PC-Ring.

Variabele	Ontwerp	μ	σ of Vc	type	
d	Dikte afsluitlaag [m]	6,5	11,00	0,3	Log
D	Dikte zandlaag [m]	36	31	0,1	Log
L	Lengte kwelweg [m]	85	101	0,1	Log
θ	Rolweerstandshoek	41	43	3	Log
d_{70}	Korrelgrootte [μ m]	208	290	0,17	Log
U	Uniformiteit [-]	2,3	2,8	0,09	Log
η	Constante van White	0,25	0,30	0,15	Log
$(\gamma_n - \gamma_w) / \gamma_w$	Schijnbaar relatief gewicht opbarstende grond	0,44	0,47	0,05	Norm
$\gamma_k - \gamma_w$	Relatief volumegewicht zand (korrel)	1,7	1,7		Det
h	Binnenwaterstand [NAP .. m]	-4,7	-4,5	0,10 m	Norm
F_{opb}	Modelfactor opbarsten	-	1	0,1	Log
F_{pip}	Modelfactor piping	-	1	0,08	Log
F_{wat}	Modelfactor waterstand (demping)	-	0,7	0,1	Log
k	Specifieke doorlatendheid [m/s]	$2,5^E-4$	$9,5^E-5$	0,3	Log

Tabel D-1: Gebruikte instellingen voor het mechanisme opbarsten en piping (Ketelmeer)

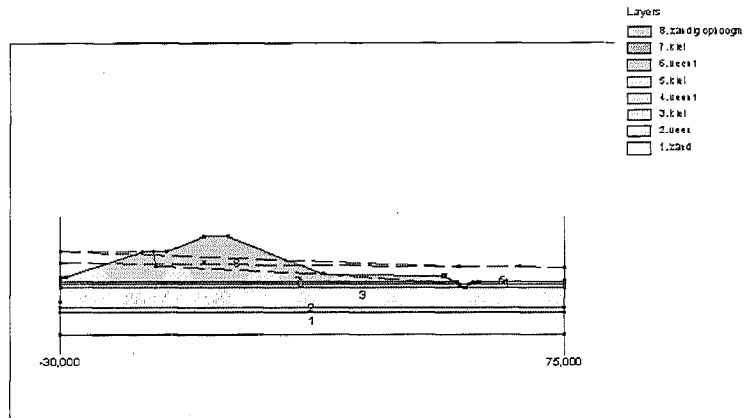
Ontwerp Stabiliteit

Het binnendijkse maaiveld ligt op NAP -4,0 m. De ondergrond is globaal als volgt opgebouwd: Het pleistocene zand begint op circa NAP -10,5 m. Daarboven ligt een laagje veen met een dikte van 1 m. Vervolgens ligt er een klei laag met een dikte van circa 4 m. Hierop ligt weer veen en klei. De dijk zelf is opgebouwd uit zand.

Afzetting	Bovenzijde laag (aan binnenzijde dijk) [NAP + .. m]	Volumiek gewicht [kN/m ³]
5 Klei	-4,0	16,3
4 Veen 1	-4,7	10,0
3 Klei	-5,4	15,6
2 Veen (zwaar)	-9,5	11,5
1 Pleistoceen	-10,5	20

Tabel D-2: Grondopbouw voor het mechanisme opbarsten en piping (Ketelmeer)

Geometry View



Figuur D-2: Dwarsprofiel langs het Ketelmeer

Freatische lijn

De buitenwaterstand bij MHW ligt op NAP + 2,20 m. Het polderpeil ligt op NAP -4,7 m. Het verloop van de freatische lijn in de nieuwe dijk is geschematiseerd volgens het Technisch Rapport Waterspanningen.

Omdat voor een nieuwe dijk geen metingen beschikbaar zijn wordt uitgegaan van de eenvoudige veilige schematisatie uit bijlage 1 van genoemd Technisch Rapport.

Voor de case Ketelmeer geldt:

- h 6,2 m
- C₁ NAP + 2,20 m
- D₁ NAP -2,45 m

Stijghoogte in het Pleistocene zand

Aan de onderzijde van het slappe lagen pakket bedraagt de opwaartse druk bij MHW 127 kN/m². De neerwaartse druk door het gewicht van het slappe lagen pakket bedraagt 95 kN/m²

Ter plaatse van de dijk bij Tiel is sprake van opdrijven. Voor deze situatie wordt de stijghoogte in het zand geschematiseerd volgens de gestreepte lijn in Figuur B-4.

De stijghoogte ter plaatse van de binnentoe is gelijk aan de grenspotentiaal, namelijk NAP - 1,0 m. De opdrijfzone bedraagt 13 m. Het GHW ligt op NAP -0,2 m.

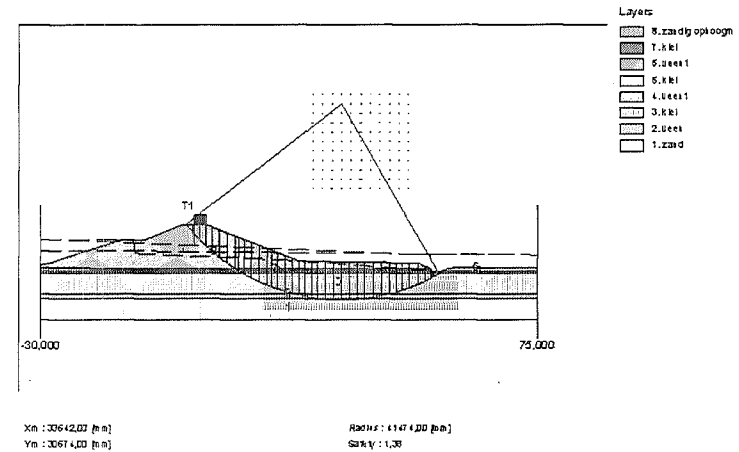
Binnenwaartse Macrostabieliteit

Omdat de opdrijffactor kleiner is dan 1,2 is de binnenwaartse macrostabieliteit berekend volgens de Methode Bishop en LiftVan.

Het standaard dijkontwerp met een kruinbreedte van 5,0 m op NAP + 5,35 m en een binnentalud van 1:2,5 is onvoldoende stabiel. De minimaal benodigde evenwichtsfactor voor de

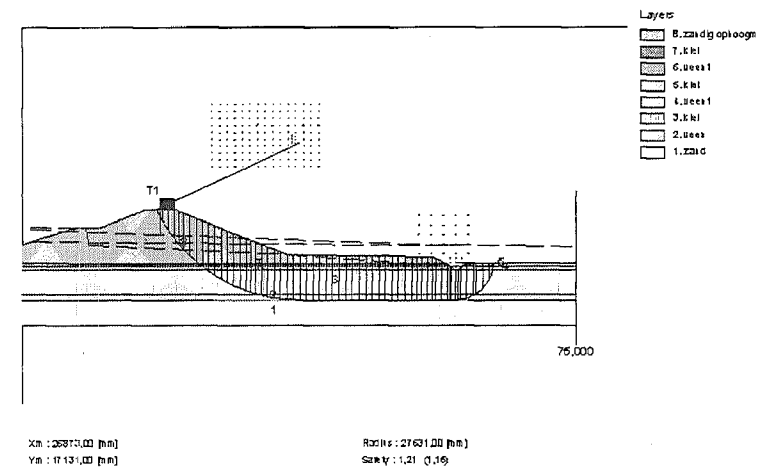
binnenwaartse macrostabieliteit bedraagt 1,16. Bij een 1,5 m hoge, 25 m lange binnendijkse berm wordt juist aan deze norm voldaan. De minimale evenwichtsfactor voor binnenwaartse macrostabieliteit volgens de methode Bishop bedraagt $F_{min;bishop}=1,38$ en volgens de methode LiftVan $F_{min;LiftVan}=1,16$. De maatgevende glijcirkels zijn in onderstaande figuren aangegeven.

Critical Circle Bishop



Figuur D-3: Maatgevende glijcirkel volgens methode Bishop

Slip Plane Van



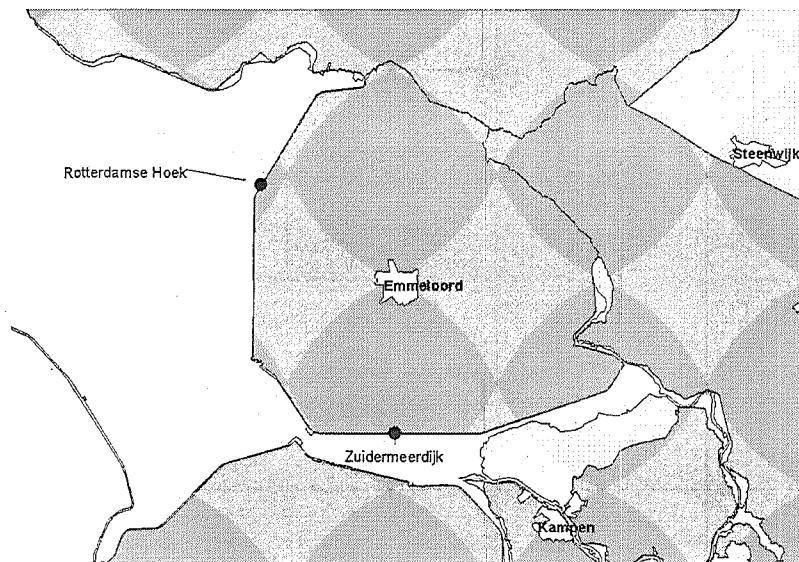
Figuur D-4: Maatgevende glijcirkel volgens methode LiftVan

Bijlage E Ontwerpdijk Rotterdamse Hoek

Algemeen

De locatie Rotterdamse Hoek ligt aan het IJsselmeer. Het dijkvak maakt onderdeel uit van dijkkringgebied 7 (Noordoostpolder). Het beschermingsniveau van dijkkring 7 is 1/4000 per jaar.

De onderzoekslocatie ligt bij N125 (zie Figuur E-1). De dijknormaal van deze locatie is noordwest (300) georiënteerd. De maatgevende hydraulische belasting van deze locatie wordt voornamelijk veroorzaakt door golfaanval.



Figuur E-1: Geselecteerde locaties in dijkkring 7: Zuidemeerdijk en Rotterdamse Hoek

Ontwerp Kruihoogte

Met Hydra-M is de maatgevende hydraulische belasting bepaald. Er is uitgegaan van een dijkprofiel met een berm. Het talud onder de berm heeft een helling van 1:3. Het talud boven de berm heeft een helling van 1:2,5. De hoogte van de ligging van de berm is bepaald op NAP +1,20 m. Dat is gelijk aan de hoogte van het waterpeil door opwaaiing zonder golven (stil water niveau SWL). De ruwheid van de bekleding is aangenomen op 1. De breedte van de berm is op 5 m gesteld (helling v/d berm 1:50). Deze bermbreedte is geschikt op basis van de golfhoogte. Het kritieke overslagdebiet bedraagt 0,1 l/s/m.

$$\text{MHW} = 1.34 \text{ [m+NAP]}$$

De totale hydraulische belasting bedraagt volgens hydra-M NAP + 7,53 m. Als uitgangspunt is gekozen dat er geen toeslagen worden meegenomen voor zetting, klink, seiches, ed. De hoogte van het maaiveld is circa NAP -4,00 m

Ontwerp opbarsten en piping

De dijk is ontworpen voor het faalmechanisme piping met de methode Sellmeijer. In de onderstaande tabel zijn de parameters weergegeven. In de kolom 'ontwerp' zijn de rekenwaardes weergegeven voor de parameters. Deze waardes zijn gebruikt voor PC-Ring in de 'deterministische' berekening (dat wil zeggen dat voor de sterkte parameters de rekenwaardes uit de 'ontwerp' kolom zijn gehanteerd en dat de belastingparameters volledig stochastisch zijn. Voor de volledig stochastische PC-Ring berekening zijn de gemiddelde waardes μ en de standaardafwijking/variatiecoëfficiënt gebruikt uit de kolom ' σ of Vc'. De grijze waardes zijn de standaardwaardes van PC-Ring.

Variabele	Ontwerp	μ	σ of Vc	type	
d	Dikte afsluitlaag [m]	4,2	7,1	0,3	Log
D	Dikte zandlaag [m]	45	38	0,1	Log
L	Lengte kwelweg [m]	74	88	0,1	Log
θ	Rolweerstandshoek	41	43	3	Log
d_{70}	Korrelgrootte [μm]	218	300	0,17	Log
U	Uniformiteit [-]	2,1	2,5	0,10	Log
η	Constante van White	0,25	0,30	0,15	Log
$(\gamma_n - \gamma_w) / \gamma_w$	Schijnbaar relatief gewicht opbarstende grond	0,58	0,63	0,05	Norm
$\gamma_k - \gamma_w$	Relatief volumegewicht zand (korrel)	2,7	3,7		Det
h	Binnenwaterstand [NAP +.. m]	-4,0	-3,8	0,10 m	Norm
F_{opb}	Modelfactor opbarsten	-	1	0,1	Log
F_{pip}	Modelfactor piping	-	1	0,08	Log
F_{wat}	Modelfactor waterstand (demping)	-	0,7	0,1	Log
k	Specifieke doorlatendheid [m/s]	$3,2 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$	1	Log

Tabel E-1: Gebruikte instellingen voor het mechanisme opbarsten en piping (Rotterdamse Hoek)

Ontwerp Stabiliteit

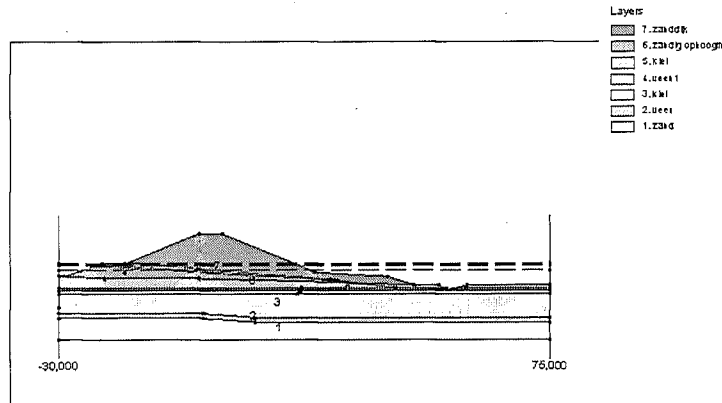
Het binnendijkse maaiveld ligt op NAP -3,5 m. De bodemopbouw is gebaseerd op grondonderzoek van de bestaande dijk ter plaatse van hm 25+59 m. De ondergrond is globaal als volgt opgebouwd: Het pleistocene zand begint op circa NAP -10,5 m. Daarboven ligt een laagje veen met een gemiddelde dikte van 1 m. Vervolgens ligt er een klei laag met een dikte van circa 5,5 m. Hierop ligt weer een veen en klei. Hierboven ligt een laag antropogeen zand met een variërende dikte van circa 2 m onder de dijk. De dijk zelf is opgebouwd uit zand.

Voor de stabiliteitsberekening is uitgegaan dat bij de aanleg van de dijk vervorming van de ondergrond optreedt. Deze vervormingen zijn in een dwarsprofiel geschematiseerd. Overigens zijn geen zettingsberekeningen uitgevoerd.

Afzetting	Bovenzijde laag (aan binnenzijde dijk) [NAP + .. m]	Volumiek gewicht [kN/m ³]
6 Zandig ophoogmateriaal	-3,1	18 / 20
5 Klei	-4,1	16,3
4 Veen 1	-4,7	10,0
3 Klei	-5,3	15,6
2 Veen (zwaar)	-10,4	11,5
1 Pleistoceen	-11,4	20

Tabel E-2: Bodemopbouw Rotterdamse Hoek

Geometry View

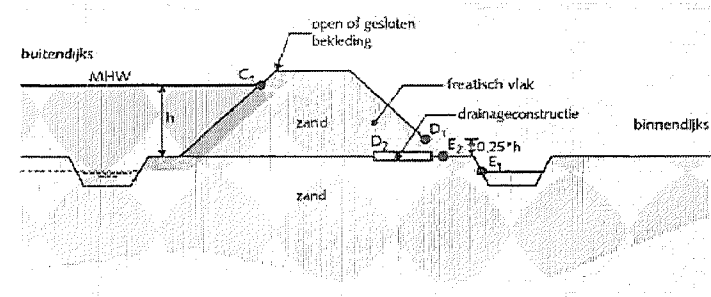


Figuur E-2: Dwarsprofiel dijk bij Rotterdamse Hoek

Freatische lijn

De buitenwaterstand bij MHW ligt op NAP + 1,34 m. Het polderpeil ligt op NAP -4,0 m. Het verloop van de freatische lijn in de nieuwe dijk is geschematiseerd volgens het Technisch Rapport Waterspanningen.

Omdat voor een nieuwe dijk geen metingen beschikbaar zijn wordt uitgegaan van de eenvoudige veilige schematisatie voor een zanddijk op een zandondergrond uit bijlage 1 van genoemd Technisch Rapport.



Figuur E-3: Schematisatie freatische lijn zanddijk op een zandondergrond

Voor Rotterdamse Hoek geldt:

$$h = \text{NAP } +1,34 \text{ m} - \text{NAP } -3,5 \text{ m} = 4,84 \text{ m}$$

$$D_1 = \text{NAP } -3,5 \text{ m} + 1,21 \text{ m} = \text{NAP } - 2,29 \text{ m}$$

Stijghoogte in het Pleistocene zand

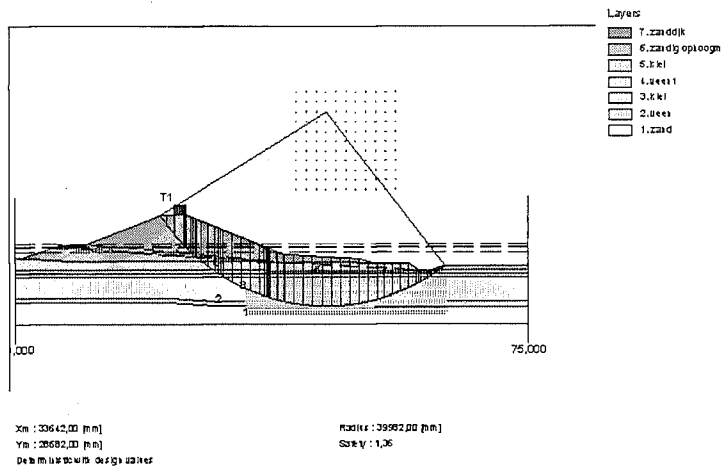
In het diepe zand is de stijghoogte gelijk aan de buitenwaterstand.

Binnenwaartse Macrostabieliteit

Omdat de opdrijf-factor kleiner is dan 1,2 is de binnenwaartse macrostabieliteit berekend volgens de Methode Bishop en LiftVan.

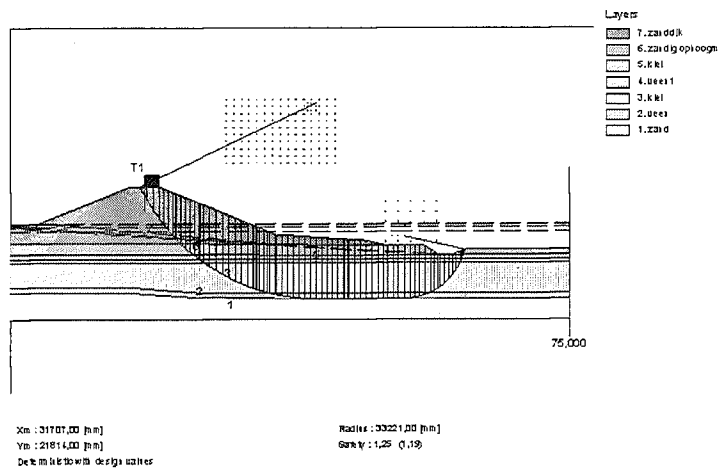
Het standaard dijkontwerp met een kruinbreedte van 5,0 m op NAP + 7,53 m en een binnentalud van 1:2,5 is onvoldoende stabiel. De minimaal benodigde evenwichtsfactor voor de binnenwaartse macrostabieliteit bedraagt 1,18. Bij een 2 m hoge, 15 m lange binnendijkse berm wordt juist aan deze norm voldaan. De minimale evenwichtsfactor voor binnenwaartse macrostabieliteit volgens de methode Bishop bedraagt $F_{min;Bishop} = 1,36$ en volgens de methode LiftVan $F_{min;LiftVan} = 1,19$. De maatgevende glijcirkels zijn in onderstaande figuren aangegeven.

Critical Circle Bishop



Figuur E-4: Maatgevende glijcirkel volgens methode Bishop

Slip Plane Van



Figuur E-5: Maatgevende glijcirkel volgens methode LiftVan

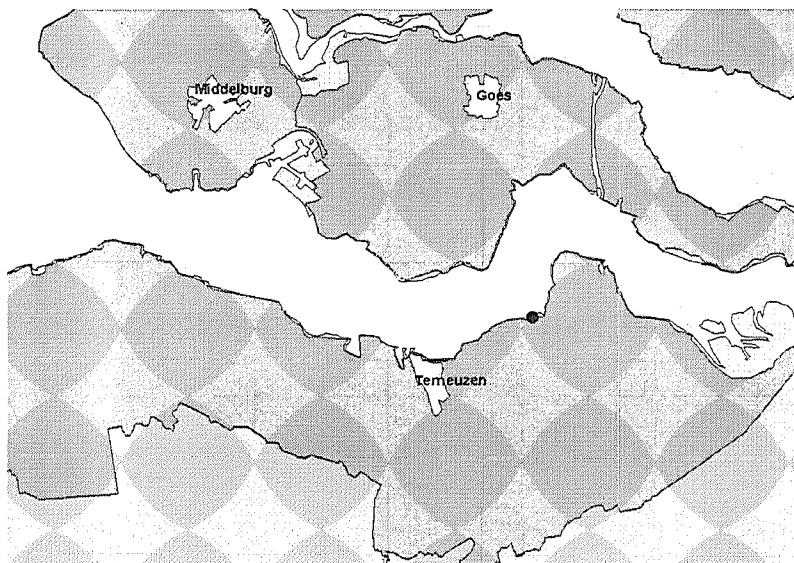
Bijlage F Ontwerpdijk Hellegat

Algemeen

Locatie Hellegat ligt aan de Westerschelde. Het beschouwde dijkvak maakt deel uit van dijkkringgebied 32 (Zeeuwsch Vlaanderen). De normfrequentie van dijkkringgebied 32 is 1/4000 per jaar.

De locaties Hellegat ligt oostelijk van Terneuzen in vak nummer 101. In Figuur F-1 is dit weergegeven. De ligging van de dijknormaal is naar het noorden georiënteerd.

De maatgevende hydraulische belasting wordt op deze locatie veroorzaakt door een hoge waterstand, gecombineerd met golfaanval.



Figuur F-1: Geselecteerde locaties in dijkkring 32: Hellegat

Ontwerp Kruinhoogte

De kruinhoogte van deze dijk bepaald met de deterministische methode van Hydra-K. De benodigde parameters zijn overgenomen uit het randvoorwaardenboek.

De dijk is opgebouwd met een berm. De helling van het talud beneden de berm bedraagt 1:3. De helling van het talud boven de berm bedraagt 1:2,5. De berm ligt op NAP +5,0 m. De breedte van de berm is gekozen op 5 m. Het maaiveld ligt op circa NAP. Voor de ruwheid van de bekleding is uitgegaan van 1.

Het randvoorwaardenboek geeft voor de hydraulische belasting:

Toetspeil	NAP +5,95 m
Hs	1,7
Tp	-geen waarde -
Golfrichting	301 graden
Dijknormaal	3 graden
Tm-1,0	4,24

De benodigde kruinhoogte volgens de deterministische methode bedraagt NAP +9,05 m.

Ontwerp opbarsten en piping

De dijk is ontworpen voor het faalmechanisme piping met de methode Sellmeijer. In de onderstaande tabel zijn de parameters weergegeven. In de kolom 'ontwerp' zijn de rekenwaardes weergegeven voor de parameters. Deze waardes zijn gebruikt voor PC-Ring in de 'deterministische' berekening (dat wil zeggen dat voor de sterkte parameters de rekenwaardes uit de 'ontwerp' kolom zijn gehanteerd en dat de belastingparameters volledig stochastisch zijn. Voor de volledig stochastische PC-Ring berekening zijn de gemiddelde waardes ' μ ' en de standaardafwijking/variëcoëfficiënt gebruikt uit de kolom ' σ of Vc'. De grijze waardes zijn de standaardwaardes van PC-Ring.

Variabele	Ontwerp	μ	σ of Vc	type
d	8	13,60	0,3	Log
D	60	51	0,1	Log
L	51	60	0,1	Log
θ	41	43	3	Log
d_{70}	185	270	0,19	Log
U	2,3	2,8	0,09	Log
η	0,25	0,30	0,15	Log
$(\gamma_n - \gamma_w) / \gamma_w$	0,65	0,70	0,05	Norm
$\gamma_k - \gamma_w$	2,7	2,7		Det
h	0,8	1,0	0,10 m	Norm
F_{opb}	-	1	0,1	Log
F_{pip}	-	1	0,08	Log
F_{wat}	-	0,7	0,1	Log
k	$2,2 \cdot 10^{-4}$	$8,3 \cdot 10^{-5}$	1	Log

Tabel F-1: Gebruikte instellingen voor het mechanisme opbarsten en piping (Hellegat)

Ontwerp Stabiliteit

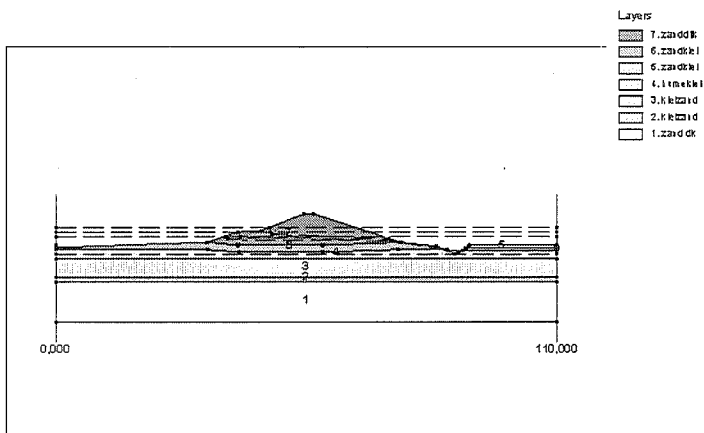
Het binnendijkse maaiveld ligt op NAP + 2,0 m. De bodemopbouw onder het maaiveld is overgenomen uit een stabiliteitsberekening die is uitgevoerd voor de toetsing van de huidige primaire waterkering ter plaatse van het Hellegat.

De ondergrond bestaat uit een circa 8 m dik slappe lagen pakket op Pleistoceen zand. De slappe lagen bestaan uit zandige klei en kleiige zandafzettingen van Duinkerke en Callais. In onderstaande tabel is de bodemopbouw aan de binnenzijde van de dijk gegeven. Voor de stabiliteitsberekening is uitgegaan dat bij de aanleg van de dijk vervorming van de ondergrond

optreedt. Deze vervormingen zijn in een dwarsprofiel geschematiseerd. Overigens zijn geen zettingsberekeningen uitgevoerd.

Afzetting	Bovenzijde laag [NAP + .. m]	Volumiek gewicht [kN/m ³]
4 Zand kleilig	2,0	18
3 Humeuze klei	1,3	15
2 Klei zandig	-1,0	17
1 Pleistoceen	-6,0	20

Tabel F-2: Bodemopbouw Hellegat (Zeeuws Vlaanderen)

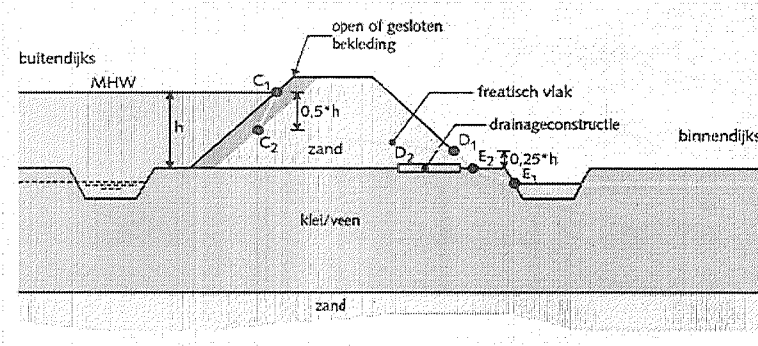


Figuur F-2: Dwarsprofiel Dijk bij Hellegat

Freatische lijn

De buitenwaterstand bij MHW ligt op NAP + 5,95 m. Het polderpeil ligt op NAP + 0,8 m. Het verloop van de freatische lijn in de nieuwe dijk is geschematiseerd volgens het Technisch Rapport waterspanningen.

Omdat voor een nieuwe dijk geen metingen beschikbaar zijn wordt uitgegaan van de eenvoudige veilige schematisatie voor een zanddijk op een slappe ondergrond uit bijlage 1 van genoemd Technisch Rapport.



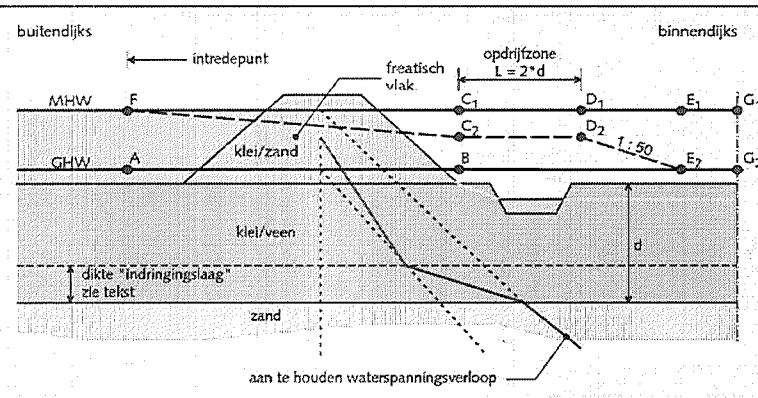
Voor de case Hellegat geldt:

- h 3,5 m
- C₂ NAP + 4,39 m
- D₁ NAP + 3,45 m

Stijghoogte in het Pleistocene zand

Aan de onderzijde van het slappe lagen pakket bedraagt de opwaartse druk bij MHW 119,5 kN/m². De neerwaartse druk door het gewicht van het slappe lagen pakket bedraagt 132,1 kN/m²

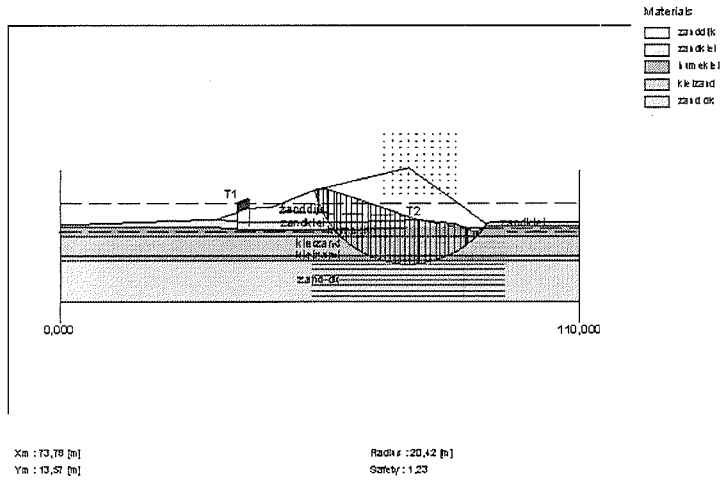
Ter plaatse van de dijk bij Hellegat is geen sprake van opdrijven (opdrijffactor 1,10). De stijghoogte in het Pleistocene zand is gelijk aan de buitenwaterstand.



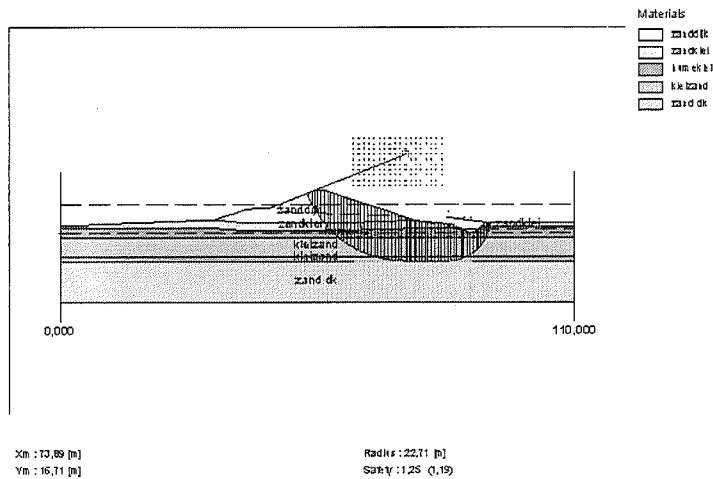
Binnenwaartse Macrostabieliteit

Het dijkontwerp met een kruinbreedte van 2 m op NAP + 9,05 m, een binnen- en buitentalud van 1:2,5 en een teensloot voldoet juist aan de stabiliteits eis van 1,19. De Minimaal benodigde evenwichtsfactor voor de binnenwaartse macrostabieliteit methode LiftVan bedraagt 1,19. De berekende kritieke glijcirkel volgens de methode Bishop heeft een evenwichtsfactor van 1,23.

Critical Circle Bishop



Figuur F-3: Maatgevende glijcirkel volgens methode Bishop



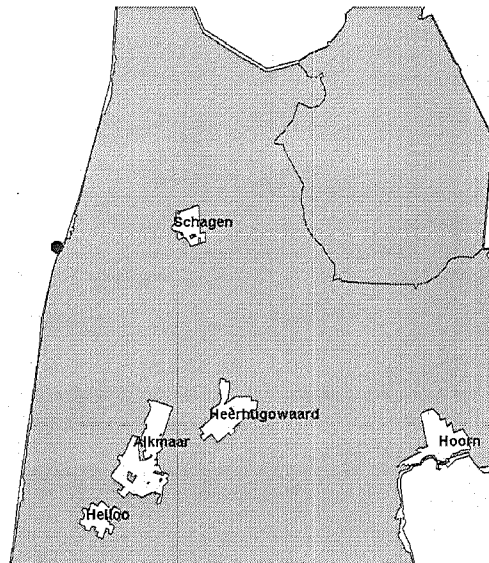
Figuur F-4: Maatgevende glijcirkel volgens methode LiftVan

Bijlage G Ontwerpdijk Petten

Algemeen

De locatie Hondsbossche Zeewering grenst aan de Noordzee. Deze locatie maakt deel uit van dijkkringgebied 13 (Noord-Holland). De normfrequentie van dijkkringgebied 13 bedraagt 1/10.000 per jaar.

De exacte locatie is voor dit onderzoek is weergegeven in het onderstaande figuur. De richting van de dijknormaal is vrijwel westelijk georiënteerd. De maatgevende hydraulische belasting wordt veroorzaakt door een windopzet op zee gecombineerd met een golfaanval.



Figuur G-1: Geselecteerde locaties in dijkkring 13: Petten

Ontwerp Kruinhoogte

Het randvoorwaardenboek geeft voor de hydraulische belasting:

Toetspeil	NAP +4,8 m
Hs	5,0
Tp	-geen waarde -
Beta:	10 (hoek ten opzichte van dijknormaal)

Voor deze locatie is een zeedijk gekozen met een berm. De helling van het talud beneden de berm bedraagt 1:3. De helling van het talud boven de berm bedraagt 1:2,5. De breedte van de berm is gekozen op 13 m. Deze breedte is afkomstig van een standaardprofiel van RIZA. Er is ook gekeken naar een bermbreedte van 5 m. Daarmee werden aanzienlijk hogere kruinhoogtes mee berekend. De berm ligt op het still water niveau van NAP +4,8 m. Er is uitgegaan van een gladde bekleding (ruwheid 1). Het maaiveld ligt op circa NAP -1,0 m.

De kruinhoogte is berekend met de deterministische ontwerpmethodede in Hydra-K. Dat wil zeggen dat de hydraulische belasting is opgegeven (niet bepaald met de probabilistische berekeningswijze binnen Hydra-K, maar gebaseerd op het Hydraulisch Randvoorwaardenboek [RWS DWW, 2001]). Op basis van de vigerende leidraden berekent Hydra-K bij een gegeven profiel en belasting de benodigde kruinhoogte uit. De xy-coördinaten die binnen PC-Ring worden aangehouden zijn (105455, 531315), terwijl in Hydra-K gerekend is met de coördinaten (105420, 531211).

Voor deze ontwerpmethodede is een extra parameter nodig die niet in het randvoorwaardenboek is opgenomen. Dat is de spectrale golfperiode $T_{m-1,0}$. Om toch een schatting te kunnen geven voor de minimaal benodigde kruinhoogte berekenen we de waarde van deze parameter op basis van het 5% golfsteilheidscriterium (conform de methode voor de concept HR2006). Bij een golfsteilheid van 5% vinden we de volgende formule voor het berekenen van $T_{m-1,0}$:

$$S_{op} = \frac{2\pi H_s}{gT_p^2} = 0.05 \Rightarrow T_p = \sqrt{\frac{2\pi H_s}{0.05g}} \Rightarrow T_{m-1,0} = \frac{1}{1.1} \sqrt{\frac{2\pi H_s}{0.05g}}$$

De berekende waarde van $T_{m-1,0}$ bedraagt 7,24. De benodigde kruinhoogte die is bepaald met de deterministische methode bedraagt NAP +14,12 m. Deze golfperiode lijkt aan de lage kant, zeker als deze vergeleken wordt met de recente Hydraulische Randvoorwaarden voor de kust, waar de golfperiodes meestal tussen de 10-12 seconden liggen. De kruinhoogtes zijn dan ook relatief laag, waardoor we grote faalkansen verwachten voor het mechanisme golfoverslag.

Ter illustratie, bij een golfperiode van $T_{m-1,0} = 9$ seconden vinden we een kruinhoogte van 17 [m+NAP]. In de nieuwe (concept) HR2006 is met Hydra-K een significante golfhoogte van $H_s = 3.9$ meter bepaald, een golfperiode van $T_{m-1,0} = 12.1$ seconden en een benodigde kruinhoogte van 16.57 [m+NAP].

Ontwerp opbarsten en piping

De dijk is ontworpen voor het faalmechanisme piping met de methode Sellmeijer. In de onderstaande tabel zijn de parameters weergegeven. In de kolom 'ontwerp' zijn de rekenwaardes weergegeven voor de parameters. Deze waardes zijn gebruikt voor PC-Ring in de 'deterministische' berekening (dat wil zeggen dat voor de sterkte parameters de rekenwaardes uit de 'ontwerp' kolom zijn gehanteerd en dat de belastingparameters volledig stochastisch zijn. Voor de volledig stochastische PC-Ring berekening zijn de gemiddelde waardes 'μ' en de standaardafwijking/variatiecoëfficiënt gebruikt uit de kolom 'σ of Vc'. De grijze waardes zijn de standaardwaardes van PC-Ring.

In deze doorsnede is geen sprake van een afsluitende laag.

Variable		Ontwerp	μ	σ of Vc	type
d	Dikte afsluitlaag [m]	0	0		Det
D	Dikte zandlaag [m]	70	60	0,1	Log
L	Lengte kwelweg [m]	113	133	0,1	Log
θ	Rolweerstandshoek	41	43	3	Log
d_{70}	Korrelgrootte [μm]	312	390	0,13	Log
U	Uniformiteit [-]	1,9	2,4	0,11	Log
η	Constante van White	0,25	0,3	0,15	Log
$(\gamma_n - \gamma_w) / \gamma_w$	Schijnbaar relatief gewicht opbarstende grond	0,46	0,50	0,05	Norm
$\gamma_k - \gamma_w$	Relatief volumegewicht zand (korrel)	1,7	1,7		Det
h	Binnenwaterstand [NAP +.. m]	-1,5	-1,3	0,10 m	Norm
F_{opb}	Modelfactor opbarsten	-	1	0,1	Log
F_{pip}	Modelfactor piping	-	1	0,05	Log
F_{wat}	Modelfactor waterstand (demping)	-	0,7	0,1	Log
k	Specifieke doorlatendheid [m/s]	5,8E-4	2,2E-4	1	Log

Tabel G-1: Gebruikte instellingen voor het mechanisme opbarsten en piping (Petten)

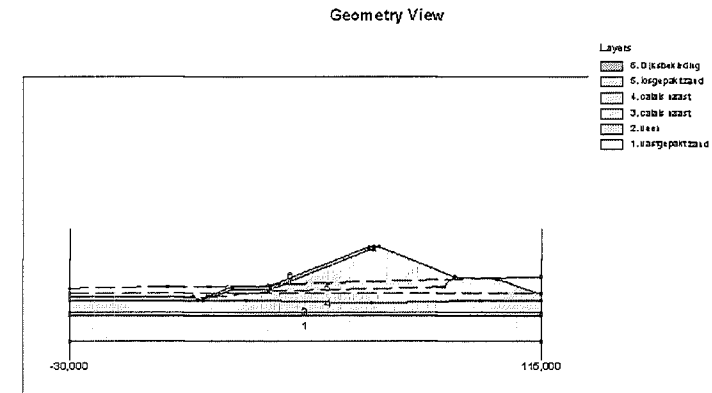
Ontwerp Stabiliteit

Het binnendijkse maalveld ligt op NAP -1,0 m. De bodemopbouw is gebaseerd op de schematisering van een stabiliteitsberekening van de Hondsbossche Zeewering. De ondergrond bestaat uit een 6,2 m dik slappe lagen pakket op Pleistoceen zand. De slappe lagen bestaan voornamelijk uit kleiafzettingen. In onderstaande tabel is de bodemopbouw aan de binnenzijde van de dijk gegeven.

Afzetting	Bovenzijde laag [NAP + .. m]	Volumiek gewicht [kN/m ³]
Antropogeen zand (zand)	-1,0	17 / 20
Klei van Calais	-2,3	14,0
Hollandveen	-6,9	11,0
Pleistoceen zand	-7,2	20,0

Tabel G-2: Bodemopbouw Petten

De dijk zelf is opgebouwd uit zand.



Figuur G-2: Dwarsdoorsnede dijk locatie Petten

Freatische lijn

De buitenwaterstand bij MHW ligt op NAP + 4,8 m. Het polderpeil ligt op NAP -1,5 m. Het verloop van de freatische lijn in de nieuwe dijk is geschematiseerd volgens het Technisch Rapport waterspanningen.

Omdat voor een nieuwe dijk geen metingen beschikbaar zijn wordt uitgegaan van de eenvoudige veilige schematisatie uit bijlage 1 van genoemd Technisch Rapport.

Voor de case Petten geldt:

- h 5,8 m
- C_1 NAP + 1,90 m
- D_1 NAP + 0,45 m

Stijghoogte in het Pleistocene zand

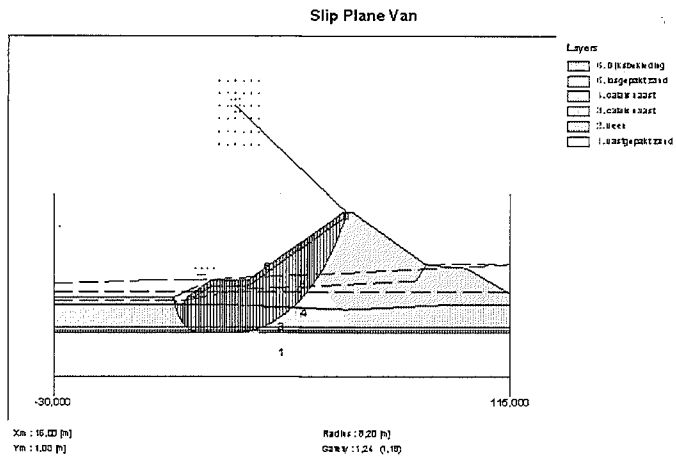
Aan de onderzijde van het slappe lagen pakket bedraagt de opwaartse druk bij MHW 120 kN/m². De neerwaartse druk door het gewicht van het slappe lagen pakket bedraagt 92,2 kN/m².

Ter plaatse van de dijk bij Petten is sprake van opdrijven. Voor deze situatie wordt de stijghoogte in het zand geschematiseerd volgens de gestreepte lijn in Figuur G-2.

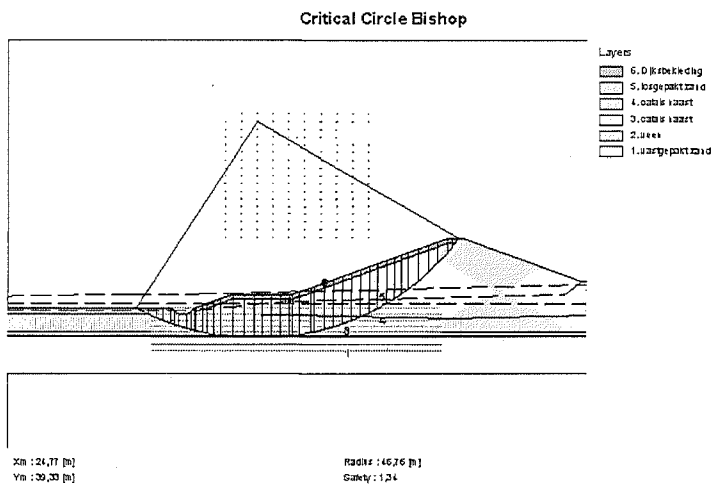
De stijghoogte ter plaatse van de binnentoe is gelijk aan de grenspotentiaal, namelijk NAP + 2,0 m. De opdrijfzone bedraagt 12,4 m. Het GHW ligt op NAP + 0 m.

Binnenwaartse Macro stabiliteit

Het standaard dijkontwerp met een kruinbreedte van 3 m op NAP + 14,14 m en een binnentalud- van 1:2,5 voldoet niet aan de stabiliteitseis van 1,18. Een 3 m hoge en 12 m lange binnenberm is daarvoor nodig. De berekende kritieke glijcirkel volgens de methode LiftVan heeft in dat geval een evenwichtsfactor van 1,18. De stabiliteit volgens de methode Bishop bedraagt 1,34.



Figuur G-3: Maatgevende glijcirkel volgens de methode LiftVan



Figuur G-4: Maatgevende glijcirkel volgens de methode Bishop

Bijlage H Standaardwaarden PC-Ring

In de onderstaande tabel zijn de standaardinstellingen van PC-Ring weergegeven.

X	Omschrijving	Eenheid	Type	Parameters		Financiële spreiding		Variatie in de tijd	
				ligging	spreading	d	p	Δ	ρ
h	banenwaterstand	m	nor	nom	$\sigma = 0,10$ m	-	-	48 uur	5
d	dikte afdeklaag	m	log	nom	$V = 0,30$	200 m	0	-	-
Four!	schijnbaar relatief volumegewicht opbarstende grond	-	nor	nom	$V = 0,05$	300 m	0	-	-
γ_w/γ_s	relatief volumegewicht zand (korrel)	-	nor	nom	$V = 0,05$	300 m	0	-	-
L	lengte kuultweg	m	log	nom	$V = 0,10$	3000 m	0	-	-
D	dikte zandlaag	m	log	nom	$V = 0,10$	200 m	0	-	-
$k_{d,m}^2$	factor C_{wv}	-	log	nom	$V = 0,15$	450 m	0	-	-
d_w/d_s	uniformiteit	-	log	nom	$V = 0,15$	750 m	0	-	-
θ	relwaterstandhoek	°	log	45°	$\sigma = 3°$	600 m	0	-	-
d_m	korrelgrootte	m	log	nom	$V = 0,15$	160 m	0	-	-
n	coëfficiënt van White	-	log	0,3	$V = 0,15$	-	-	-	-
k	specifieke doorlatendheid	m/s	log	nom	$V = 1,00$	600 m	0	-	-
m_s	modelfactor opbarsten	-	log	1,0-1,2	$V = 0,1$	-	-	-	-
m_p	modelfactor piping	-	log	1,0	$V = 0,08$	-	-	-	-
m_w	modelfactor waterstand (decupling)	-	log	nom	$V = 0,1$	-	-	-	-

N.B.: nom = nominale waarde (bijvoorbeeld waarde volgens tekening of bestek).

Tabel H-1: Standaardwaarden voor het mechanisme opbarsten en piping in PC-Ring.

Bijlage I Resultaten M-Prostab

In de onderstaande tabellen zijn per dijkkring de resultaten van M-prostab weergegeven. Deze dienen als invoer voor PC-Ring.

Tiel

Stabiliteit van taluds	
5 Stochasten	
OMSCHRIJVING STOCHASTEN	
1 =	Onzekerheid gem. waarde cohesie
2 =	Onzekerheid gem. waarde tan(phi)
3 =	Onzekerheid wateroverspanning
4 =	Onzekerheid freatische lijn
5 =	Model onzekerheid Dijkvak
Dijkvak 1	
Locale waterstand	8.2000
Beta	6.020289
alfa(1) =	0.179056
alfa(2) =	0.635487
alfa(3) =	-0.000000
alfa(4) =	-0.260543
alfa(5) =	0.704220
Locale waterstand	10.2000
Beta	5.517896
alfa(1) =	0.186919
alfa(2) =	0.631581
alfa(3) =	-0.000000
alfa(4) =	-0.274590
alfa(5) =	0.700548
Locale waterstand	11.2000
Beta	3.972854
alfa(1) =	0.205614
alfa(2) =	0.494830
alfa(3) =	-0.000000
alfa(4) =	-0.383071
alfa(5) =	0.752411

Tabel I-1: M-Prostab resultaten voor PC-Ring, locatie Tiel

Vianen

Stabiliteit van taluds	
8 Stochasten	
OMSCHRIJVING STOCHASTEN	
1 =	fluctuaties cohesie
2 =	Onzekerheid gem. waarde cohesie
3 =	fluctuaties tan(phi)
4 =	Onzekerheid gem. waarde tan(phi)
5 =	Correlatie cohesie en tan(phi)
6 =	Onzekerheid wateroverspanning
7 =	Onzekerheid freatische lijn
8 =	Model onzekerheid
Dijkvak 1	
Locale waterstand	3.4000
Beta	5.246736
alfa(1) =	0.111929
alfa(2) =	0.041114
alfa(3) =	0.574856
alfa(4) =	0.206128
alfa(5) =	0.000000
alfa(6) =	-0.224258
alfa(7) =	-0.000000
alfa(8) =	0.750028
Locale waterstand	4.5000
Beta	4.684992
alfa(1) =	0.110913
alfa(2) =	0.041746
alfa(3) =	0.544060
alfa(4) =	0.204404
alfa(5) =	0.000000
alfa(6) =	-0.246107
alfa(7) =	-0.000000
alfa(8) =	0.766554
Locale waterstand	5.3000
Beta	3.985143
alfa(1) =	0.113865
alfa(2) =	0.042833
alfa(3) =	0.518192
alfa(4) =	0.196023
alfa(5) =	0.000000
alfa(6) =	-0.262162
alfa(7) =	-0.000000
alfa(8) =	0.780720
Locale waterstand	6.1500
Beta	3.724974
alfa(1) =	0.089349
alfa(2) =	0.034875
alfa(3) =	0.542742
alfa(4) =	0.189348
alfa(5) =	0.000000
alfa(6) =	-0.245689
alfa(7) =	-0.000000
alfa(8) =	0.774607

Tabel I-2: M-Prostab resultaten voor PC-Ring, locatie Vianen

Ketelmeer

```

Stabiliteit van taluds
5 Stochasten
OMSCHRIJVING STOCHASTEN
1 = Onzekerheid gem. waarde cohesie
2 = Onzekerheid gem. waarde tan(phi)
3 = Onzekerheid wateroverspanning
4 = Onzekerheid freatische lijn
5 = Model onzekerheid Dijkvak
Dijkvak 1
Locale waterstand 0.7000
Beta 6.749241
alfa(1) = 0.190324
alfa(2) = 0.512448
alfa(3) = -0.000000
alfa(4) = -0.013630
alfa(5) = 0.837250
Locale waterstand 1.0000
Beta 6.656092
alfa(1) = 0.191925
alfa(2) = 0.511102
alfa(3) = -0.000000
alfa(4) = -0.013774
alfa(5) = 0.837705
Locale waterstand 1.3400
Beta 6.505066
alfa(1) = 0.194507
alfa(2) = 0.509663
alfa(3) = -0.000000
alfa(4) = -0.013995
alfa(5) = 0.837982

```

Tabel I-3: M-Prostab resultaten voor PC-Ring, locatie Ketelmeer

Rotterdamse Hoek

```

Stabiliteit van taluds
5 Stochasten
OMSCHRIJVING STOCHASTEN
1 = Onzekerheid gem. waarde cohesie
2 = Onzekerheid gem. waarde tan(phi)
3 = Onzekerheid wateroverspanning
4 = Onzekerheid freatische lijn
5 = Model onzekerheid Dijkvak
Dijkvak 1
Locale waterstand 0.7000
Beta 6.749241
alfa(1) = 0.190324
alfa(2) = 0.512448
alfa(3) = -0.000000
alfa(4) = -0.013630
alfa(5) = 0.837250
Locale waterstand 1.0000
Beta 6.656092
alfa(1) = 0.191925
alfa(2) = 0.511102
alfa(3) = -0.000000
alfa(4) = -0.013774
alfa(5) = 0.837705
Locale waterstand 1.3400
Beta 6.505066
alfa(1) = 0.194507
alfa(2) = 0.509663
alfa(3) = -0.000000
alfa(4) = -0.013995
alfa(5) = 0.837982

```

Tabel I-4: M-Prostab resultaten voor PC-Ring, locatie Rotterdamse Hoek

Hellegat

Stabiliteit van taluds	
8 Stochasten	
OMSCHRIJVING STOCHASTEN	
1	= fluctuaties cohesie
2	= Onzekerheid gem. waarde cohesie
3	= fluctuaties tan(phi)
4	= Onzekerheid gem. waarde tan(phi)
5	= Correlatie cohesie en tan(phi)
6	= Onzekerheid wateroverspanning
7	= Onzekerheid freatische lijn
8	= Model onzekerheid
Dijkvak 1	
Locale waterstand	3.9500
Beta	4.931872
alfa(1)	= 0.138450
alfa(2)	= 0.046291
alfa(3)	= 0.588593
alfa(4)	= 0.223561
alfa(5)	= 0.000000
alfa(6)	= -0.152269
alfa(7)	= -0.264362
alfa(8)	= 0.699954
Locale waterstand	4.9500
Beta	4.715974
alfa(1)	= 0.158992
alfa(2)	= 0.052040
alfa(3)	= 0.567360
alfa(4)	= 0.209177
alfa(5)	= 0.000000
alfa(6)	= -0.168955
alfa(7)	= -0.308157
alfa(8)	= 0.695881
Locale waterstand	5.9500
Beta	4.435846
alfa(1)	= 0.158872
alfa(2)	= 0.051961
alfa(3)	= 0.561206
alfa(4)	= 0.205946
alfa(5)	= 0.000000
alfa(6)	= -0.169904
alfa(7)	= -0.321920
alfa(8)	= 0.695394

Tabel I-5: M-Prostab resultaten voor PC-Ring, locatie Hellegat

Petten

Stabiliteit van taluds	
8 Stochasten	
OMSCHRIJVING STOCHASTEN	
1	= fluctuaties cohesie
2	= Onzekerheid gem. waarde cohesie
3	= fluctuaties tan(phi)
4	= Onzekerheid gem. waarde tan(phi)
5	= Correlatie cohesie en tan(phi)
6	= Onzekerheid wateroverspanning
7	= Onzekerheid freatische lijn
8	= Model onzekerheid
Dijkvak 1	
Locale waterstand	0.0000
Beta	4.016595
alfa(1)	= 0.060449
alfa(2)	= 0.018747
alfa(3)	= 0.601402
alfa(4)	= 0.267168
alfa(5)	= 0.000000
alfa(6)	= -0.069731
alfa(7)	= -0.295552
alfa(8)	= 0.693139
Locale waterstand	3.6000
Beta	4.184377
alfa(1)	= 0.060337
alfa(2)	= 0.018716
alfa(3)	= 0.604835
alfa(4)	= 0.267449
alfa(5)	= 0.000000

alfa(6)	=	-0.067939
alfa(7)	=	-0.291290
alfa(8)	=	0.691680
Locale waterstand		4.8000
Beta		3.962150
alfa(1)	=	0.060357
alfa(2)	=	0.018716
alfa(3)	=	0.599930
alfa(4)	=	0.266579
alfa(5)	=	0.000000
alfa(6)	=	-0.071749
alfa(7)	=	-0.298454
alfa(8)	=	0.693614

Tabel I-6: M-Prostab resultaten voor PC-Ring, locatie Petten

