



Ministerie van Verkeer en Waterstaat

07 : 1250

Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat

Bouwdienst Rijkswaterstaat

Veiligheidsanalyse Steen- zettingen

**voor enkele dijkvakken langs de
Westerschelde**

C7433



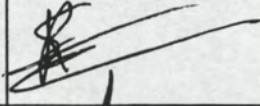
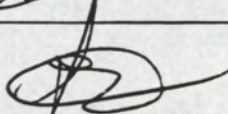
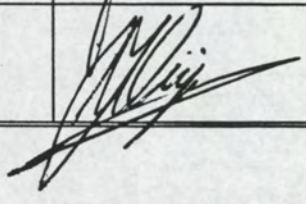
Ministerie van Verkeer en Waterstaat
Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat
Bouwdienst Rijkswaterstaat
Waterbouw Innovatie Steunpunt

BIBLIOTHEEK
Bouwdienst Rijkswaterstaat
Postbus 20.000
3502 LA Utrecht

Veiligheidsanalyse Steen- zettingen

**voor enkele dijkvakken langs de
Westerschelde**

Auteur : F.M. Stroeve
Datum : 15 maart 2001
versie : 6

		Handtekening	Datum
Opdrachtnemer: Bouwdienst	Opgesteld door Projectleider: F.M. Stroeve		22/6/01
	Geautoriseerd door bevoegd gezag: J.P.F.M. Janssen		22/6/01
Opdrachtgever: Dienst Weg- en Waterbouw	Geaccepteerd door principaal: J. Weijers		20-6-01

Documentnummer : VAST-T3-2000.001
 Versie : 6

BOUWDIENST RIJKSWATERSTAAT
 Hoofdafdeling Waterbouw
 Postbus 20000, 3502 LA Utrecht
 Griffioenlaan 2, 3526 LA Utrecht
 Telefoon (030) - 285 76 00
 Telefax (030) - 285 79 77



DIENT WEG- EN WATERBOUWKUNDE
 Hoofdafdeling Water
 Postbus 5044, 2600 GA Delft
 van der Burghweg 1, 2628 CS Delft
 Telefoon (015) - 251 85 18
 Telefax (015) - 251 85 55

BIBLIOTHEEK
Bouwdienst Rijkswaterstaat
Postbus 20.000
3502 LA Utrecht

Samenvatting

Eens in de 5 jaar dienen alle primaire waterkeringen in Nederland te worden getoetst op veiligheid. Op basis van de traditionele methode om steenbekledingen te toetsen wordt verwacht dat een groot deel van de Nederlandse steenzettingen zal worden afgekeurd. Voor heel Nederland gaat het om enkele miljarden guldens. Het is de vraag of steenbekledingen misschien onterecht worden afgekeurd omdat er te veel veiligheid op veiligheid wordt gestapeld. Ook wordt veel geld uitgegeven voor studie om het gedrag van steenzettingen te onderzoeken. Er is behoefte aan een methode om te kunnen analyseren of het onderzoek op relevante punten wordt verricht. De veiligheid van de huidige toets- en ontwerpmethodes en de invloed van onderzoek hierop is in deze studie geanalyseerd.

Cases

De analyse is uitgevoerd voor de ontworpen steenbekledingen van twee dijkvakken langs de Westerschelde in de Borsselepolder-west en de Zimmermanpolder. Bij de Borsselepolder is de boventafel, bestaande uit betonzuilen beschouwd. Bij de Zimmermanpolder is zowel de boventafel als de ondertafel in de studie betrokken. De boventafel bestaat uit betonzuilen en in de ondertafel zijn gekantelde betonblokken koud tegen elkaar gezet.

Methodiek voor analyse van veiligheid

Bij de analyse van de veiligheid spelen onzekerheden een grote rol. Zo ook bij de toetsing en ontwerp van steenbekledingen. De eigenschappen van een steenbekleding zijn nooit exact op te meten. Bovendien variëren ze langs het talud zowel loodrecht op als parallel aan de dijkas. Ook is het gedrag van de golven in een extreme storm en de reactie van de steenbekledingen hierop niet precies voorspelbaar.

Traditionele toets- en ontwerpmethodes

In de traditionele toets- en ontwerpmethodes moet een Zeeuwse steenbekleding berekend zijn op een maatgevende storm, die eens in de 4000 jaar voorkomt. Hierbij worden de onzekerheden in rekening gebracht door gebruik te maken van rekenwaarden, die aan de veilige kant zijn ingeschat. Op deze manier wordt bewerkstelligd dat bij maatgevende stormen, de steenbekleding nog standzeker is. De Wet op de Waterkering vereist dit. De traditionele toets- en ontwerpmethodes geeft echter geen inzicht hoe veilig de beschouwde steenbekleding in werkelijkheid is en welke parameters hierop de grootste invloed hebben.

Probabilistische methode

In deze studie is een alternatieve toets- en ontwerpmethodes toegepast. In plaats van rekenwaarden zijn bij elke onzekere parameter de gemiddelde waarde en de spreiding daaromheen in rekening gebracht. Iedere onzekere parameter heeft dus een kansverdeling. De spreiding, aangegeven door een standaardafwijking, geeft de mate van onzekerheid weer. Van alle relevante parameters zijn de karakteristieken van de kansverdeling ingeschat door experts van verschillende diensten van Rijkswaterstaat, het projectbureau Zeeweringen en het Waterloopkundig Laboratorium.

Het doorrekenen van kansverdelingen van de invoerparameters resulteert uiteindelijk ook niet in een eenduidige benodigde steendikte, maar in een benodigde steendikte die wordt beschreven met een kansverdeling. Met de kansverdeling van de benodigde steendikte kan de kans van falen van de aanwezige topklaag van de steenbekleding worden afgeleid. Deze faalkans is immers gelijk aan de kans dat de benodigde steendikte groter is dan de aanwezige steendikte.

Veiligheidseis

Om te kunnen concluderen of een bepaalde steenbekleding voldoende veilig is, moet een eis worden gesteld aan de toelaatbare faalkans. Omdat deskundigen het nog niet eens zijn over de toe te passen faalkanseis is in deze studie een strenge bovengrens gehanteerd. Verondersteld is dat de faalkans van de steenbekleding 1 % mag bedragen op het moment dat de maatgevende storm optreedt. Dit leidt voor de Westerschelde tot de norm dat de kans op falen van de bekleding kleiner moet zijn dan 1/400.000 per jaar.

Definitie van falen

In deze studie zijn twee definities van falen beschouwd. In de eerste definitie wordt de bekleding als gefaald beschouwd, zodra de toplaag instabiel is geworden. In tegenstelling tot de deterministische methode, waar het begin van bewegen als criterium geldt, is in deze studie het uitlichten van blokken uit de bekleding als definitie van falen aangehouden. In dat geval wordt immers pas de reststerkte van de filter- en kleilaag onder de toplaag aangesproken. In de tweede definitie heeft de bekleding pas gefaald, als de reststerkte onvoldoende is en de onderliggende lagen zijn geërodeerd, nadat blokken uit de toplaag zijn gelicht.

Modellering

Net als bij de traditionele methode vormen stabiliteitsrelaties de koppeling tussen de golfbelasting en de constructie-eigenschappen enerzijds en de benodigde steendikte anderzijds. De golfbelasting wordt in de traditionele methode opgelegd door afgegeven golfrandvoorwaarden bij verschillende waterstanden. In deze studie zou echter niet de rekenwaarde maar de kansverdeling van de golfbelasting moeten worden meegenomen. Dit is de golfstatistiek, die echter niet bekend is voor dijkvakken langs de Westerschelde. Daarom is de lokale golfbelasting op de dijk afgeleid uit wind en waterstanden bij Vlissingen, waarvan wel statistiek beschikbaar is. Hierbij zijn twee stappen gemaakt. Eerst is de lokale waterstand bij het beschouwde dijkvak bepaald met een waterbewegingsmodel (IMPLIC). Vervolgens is de lokale golfbelasting op de steenbekleding afgeleid met een golfmodel (SWAN).

Inklemmingsonderzoek

Het is nog onbekend welke rol het fenomeen inklemming in de stabiliteitsformulering speelt. Ook in deze studie is hier geen uitspraak over gedaan, omdat hiervoor een apart inklemmingsonderzoek is opgestart door de Dienst Weg- en Waterbouwkunde. In onderhavige studie is ervan uitgegaan dat het gedrag van steenzettingen in de deltagoot gelijk is aan het gedrag van de steenbekledingen in de beschouwde cases. De mate van inklemming in de Deltagoot is impliciet opgenomen in de stabiliteitsformulering.

Conclusies en aanbevelingen

Veiligheid van de huidige toets- en ontwerpmethod

De huidige methode focust voornamelijk op de stabiliteit van de toplaag. In tegenstelling tot de gekantelde blokken in de ondertafel van de Zimmermanpolder, die maar net voldoen aan de gestelde bovengrens van de faalkans-eis (1/400.000 per jaar), zijn de geanalyseerde zuilen in de boventafels van de Zimmerman- en de Borssele polder een stuk veiliger dan noodzakelijk. De dikte van de zuilen is 7 à 8 cm groter dan noodzakelijk volgens de faalkans-eis. Er is hier sprake van een overdimensionering. Bij de beschouwde zuilen wordt deze extra veiligheid voornamelijk veroorzaakt door een veilige aanname van de stabiliteitsrelatie. Bij gekantelde blokken is de stabiliteitsrelatie stukken minder veilig ingeschat; zelfs aan de onveilige kant. Hierbij zit de grootste veiligheid in de rekenwaarde voor de spleetbreedte (1 mm).

Reststerkte

De veiligheid van de steenbekleding blijkt bij de beschouwde cases bijna volledig te worden ontleend aan de toplaag. Op het moment dat er stenen uit de toplaag worden gelicht is de golfbelasting zodanig hoog, dat de onderliggende filter- en kleilagen ook eroderen tijdens dezelfde storm. De sterkte van kleikernen in de dijk zijn niet in deze studie meegenomen.

Het verschil in sterkte van de top laag en de reststerkte is bij de beschouwde cases dermate groot, dat niet wordt verwacht dat de reststerkte bij andere dijkvakken een grote invloed zal hebben. Onderzoek naar het fenomeen reststerkte heeft dan ook geen prioriteit.

Deltagoot-onderzoek

De stabiliteitsformulering voor de top laag is gebaseerd op Deltagoot-proeven. De onzekerheid van deze formulering is echter aanzienlijk, vanwege de grote spreiding van de resultaten uit de Deltagoot en ook omdat gebleken is dat het aantal proeven dat geschikt is voor zuilen en gekantelde blokken erg klein is. Het maakt hierbij veel verschil hoe de relevante Deltagoot-proeven worden geselecteerd. Een halvering van de onzekerheid (standaardafwijking) levert een reductie van de benodigde steendikte op van 4 à 15% voor de beschouwde dijkvakken.

Omdat gebleken is dat de onzekerheid van de stabiliteitsformulering van de top laag de faalkans zeer sterk beïnvloedt, geniet het de voorkeur om deze onzekerheid te verkleinen door Deltagoot-proeven uit te voeren. Om de statistische betrouwbaarheid van de kansverdeling van de stabiliteitsformulering te vergroten is het veel beter om enkele veel voorkomende typen steenbekledingen vele malen te beproeven dan om vele typen steenbekledingen 1 of 2 keer te beproeven.

Verbeteren SWAN-model

De invloed die de onzekerheid van het golfmodel SWAN heeft op de faalkans is groot. De onzekerheid wordt veroorzaakt door verschillen tussen golfmetingen in werkelijkheid en berekeningen met SWAN. Het heeft veel nut om SWAN beter af te regelen op de werkelijkheid, waardoor de onzekerheid kleiner wordt. Een halvering van de standaardafwijking levert een 3 à 12% kleinere blokdikte op voor de beschouwde dijkvakken.

Nadere analyse spleetbreedte

De inschatting van de rekenwaarde van de spleetbreedte heeft bij het bekledingstype "blokken op z'n kant" grote invloed. Naarmate de spleetbreedte kleiner wordt, neemt de waterdoorlatendheid van de top laag af en kunnen zich hoge waterdrukken onder de top laag opbouwen, die de stabiliteit niet ten goede komt. In het stabiliteitsmodel neemt de benodigde steendikte drastisch toe naarmate de spleetbreedte kleiner wordt dan 2 mm. Door het toepassen van de rekenwaarde van 1 mm in de traditionele methode wordt veel veiligheid geïntroduceerd. Ook is het de vraag hoe de spleetbreedte precies moet worden gedefinieerd en gemeten. Op dit punt is een nadere analyse gewenst.

Betere verdeling van veiligheidsfactoren in de deterministische methode

Er is iets te zeggen voor een meer optimale en inzichtelijke verdeling van de veilige aannames in de deterministische aanpak. Hierdoor wordt de toets- en ontwerp methode doorzichtiger, is het voor een ieder duidelijk waar de benodigde veiligheid in rekening wordt gebracht en wordt deze aanpak identiek voor verschillende bekledingstypen.

Een mogelijke aanpak is :

1. De golfrandvoorwaarden zo uitgekend mogelijk bepalen. Een mogelijkheid hiervoor is om, in tegenstelling tot de deterministische methode, ook waterstandstatistiek mee te nemen. De invloed van de waterstandstatistiek op de golfrandvoorwaarden is goed merkbaar in de boventafel van de Borsselepolder en Zimmermanpolder. De afname van de benodigde steendikte bedraagt 9 cm bij de Borsselepolder en 2 cm bij de Zimmermanpolder.
2. De gemiddelde bekledingseigenschappen in rekening brengen, in plaats van veilige rekenwaarden.
3. De vereiste standzekerheid onder maatgevende condities in rekening brengen met een veiligheidsfactor op de stabiliteitsformulering.

Gebruik van probabilistische som in toetsmethode

De probabilistische methode kan zijn nut bewijzen in de toetsmethode om de kans te verkleinen dat bekledingen onnodig worden afgekeurd. Als probabilistisch kan worden aangetoond dat de kans op falen kleiner is dan 1/400.000 dan mag worden verondersteld dat de bekleding niet hoeft te worden aangepakt. Wel moeten de onzekerheden van de aanwezige bekleding goed worden ingeschat. Voorgesteld wordt om de weg in te slaan van het probabilistisch toetsen van steenbekledingen, zodra de gedetailleerde toetsing (Anamos) "twijfel" of "onvoldoende" oplevert.

Verbeteren veiligheidsanalyse

De probabilistische veiligheidsanalyse blijkt een geschikt instrument te zijn om de veiligheid van steenbekledingen te onderzoeken. Aanbevolen wordt om op meerdere locaties en voor meerdere typen steenbekledingen de veiligheidsanalyse uit te voeren. In de studie zijn nieuwe ontwerpen geanalyseerd. Het is zinvol om ook de veiligheid van de toetsing van bestaande bekledingen te analyseren. Op deze manier wordt een steeds beter inzicht verkregen in de veiligheid van steenzettingen. Om in de toekomst meerdere dijkvakken te kunnen doorrekenen, is het gewenst om de rekentijden te reduceren. Gedacht kan worden aan het programmeren van de rekenmethodiek in Pascal of de aanschaf van erg snelle computers.

Inhoudsopgave

1. Inleiding en kader van de studie	9
1.1 Vraagstelling	9
1.2 Doelstelling	9
1.3 Uitgangspunten en afbakening	10
1.4 Leeswijzer	10
2. Veiligheidseisen	11
2.1 De Wet op de waterkering	11
2.2 Veiligheidseisen voor het ontwerp	11
2.3 Toepassing van veiligheidseisen in traditionele ontwerpmethodes	12
2.4 Toepassing van veiligheidseisen in probabilistische ontwerpmethodes	12
2.5 Veiligheidseis voor toetsing van steenbekleding	13
3. Aanpak	15
3.1 Faalkans van de toplaag	15
3.2 Probabilistische rekenmethode	16
3.3 Invloed van de stochasten	17
3.4 Veiligheidsanalyse van de deterministische methode	18
3.5 Kans op onvoldoende reststerkte	19
4. Schademodel	21
4.1 Schematisch schademodel	21
4.2 Fysische processen m.b.t. hydraulische belasting	23
4.2.1 Fysische processen bij de Noordzeekust	25
4.2.2 Fysische processen lokaal bij de dijk	25
4.3 Modelleren wind en waterstanden	26
4.3.1 Wind-waterstandstatistiek	26
4.3.2 Correlatie tussen wind en maximale waterstand	26
4.3.3 Maximale waterstanden bij het dijkvak	26
4.3.4 Toepassing Volkermodel voor steenbekledingen	27
4.4 Modelleren golfbelasting	28
4.4.1 Golfmodel SWAN	28
4.4.2 Momenteel belaste niveaus van de bekleding	28
4.4.3 Maatgevende niveau van belastingen	29
4.5 Instabiliteit van de toplaag	30
4.5.1 Verloop van de kritieke steendikte met het niveau	30
4.5.2 Criterium voor instabiliteit van de toplaag	30
4.5.3 Betrouwbaarheidsfunctie	30
4.5.4 Inklemming	32
4.5.5 Overige aspecten m.b.t. de stabiliteit	33
4.6 Ondersteuning voor onder- of boventafel	33
4.7 Reststerkte	33
4.7.1 Belastingduur	34
4.7.2 Reststerkte filterlaag	34
4.7.3 Reststerkte kleilaag onder het filter	34
5. Onzekerheden en veiligheids	35
5.1 Mogelijkheden om onzekerheden te verkleinen	37
5.2 Veiligheids in de deterministische ontwerp- en toetsmethode	37
6. Beschrijving beschouwde cases	39
6.1 Deterministisch ontwerp Borssele-west	39
6.1.1 Oude situatie	39
6.1.2 Gehanteerde randvoorwaarden	40
6.1.3 Toetsing oude bekleding	40
6.1.4 Dimensionering	40
6.2 Deterministisch ontwerp Zimmermanpolder	41
6.2.1 Oude situatie	42
6.2.2 Gehanteerde randvoorwaarden	42
6.2.3 Toetsing huidige bekleding	42
6.2.4 Dimensionering	42
7. Resultaten	45

7.1 Verificatie van de modellering.....	45
7.2 Kans op instabiliteit van de toplaag.....	45
7.3 Invloed van de stochasten.....	46
7.4 Veiligheidsanalyse van de deterministische methode	48
7.5 Kans op onvoldoende reststerkte	50
8. Conclusies en aanbevelingen	51
8.1 Antwoorden op gestelde vragen	51
8.2 Aanbeveling.....	52
9. Referenties.....	55

Bijlage A: Bepaling ontwerp punt en invloedsfactoren

Bijlage B: Wind-waterstandstatistiek

Bijlage C: Bepaling van waterstanden met Implic

Bijlage D: Betrouwbaarheidsfunctie voor begin van bewegen

Bijlage E: Nadere analyse golfrandvoorwaarden voor deterministische methode

Bijlage F: Nadere analyse betrouwbaarheidsfuncties voor instabiliteit van de toplaag

Bijlage G: Nadere analyse van de spleetbreedte

Bijlage H: Dwarsprofielen van de beschouwde cases

Bijlage I: Verificatie van de modellering

Het project is uitgevoerd voor:

J. Weijers, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, RWS

Het project is uitgevoerd door:

F.M. Stroeve, afdeling WIS, Bouwdienst, RWS

M. Husaarts, afdeling WBR, Bouwdienst, RWS

P. van Gelderen, afdeling WBN, Bouwdienst, RWS

In samenwerking met :

E. de Haas, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, RWS

C.J. Dorst, Projectbureau Zeeweringen

S. Vereeke, Directie Zeeland, RWS

J. de Ronde, Rijks Instituut voor Kust en Zee, RWS

J. Andorka Gal, Rijks Instituut voor Kust en Zee, RWS

J.W. Seijffert, Rijks Instituut voor Kust en Zee, RWS

M. Klein Breteler, Delft Hydraulics

W. Volker, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, RWS

1. Inleiding en kader van de studie

In het kader van de landelijke toetsing op veiligheid moeten alle steenzettingen op de primaire waterkeringen worden getoetst. Waar de huidige bekleding wordt afgekeurd, moet een nieuwe bekleding worden ontworpen.

Er zijn grote onzekerheden aanwezig in de berekening van de stabiliteit. Daarom wordt met de huidige deterministische toetsregels de bekleding vaak aan de veilige kant getoetst. Waar aan de stabiliteit wordt getwijfeld, wordt de bekleding vaak afgekeurd. Op basis van huidige toetsingsregels wordt verwacht dat een groot deel van de Nederlandse steenzettingen zal worden afgekeurd. Dit heeft tot gevolg dat de oude bekleding moet worden vervangen door nieuwe, zwaardere bekledingen. Voor heel Nederland gaat het om enkele miljarden gulden.

Om de onzekerheden beter in de vingers te krijgen wordt veel onderzoek verricht op het gebied van steenzettingen. De belangrijkste onzekerheden zijn recentelijk in kwalitatieve zin geïnventariseerd in een onzekerheidsanalyse [1].

1.1 Vraagstelling

Gezien de bovenstaande ontwikkelingen zijn de volgende vragen gerezen:

1. *Hoe veilig is de huidige manier van toetsen en ontwerpen van een gezette steenbekleding?*
Hierbij is tevens de vraag op welke punten de veiligheden in rekening worden gebracht .
2. *Hoeveel invloed hebben de verschillende onzekerheden op de mate van veiligheid ?*
Voor de prioritering van onderzoek is het van belang om inzicht te hebben in de mate waarin de onzekerheden de veiligheid beïnvloeden. Het doel van onderzoek is immers om onzekerheden te verkleinen. Onderzoek heeft dus het grootste nut bij relatief grote onzekerheden die een grote invloed hebben op de veiligheid.
3. *Hoeveel dragen de verschillende veilige aannamen in de huidige ontwerp- en toetsmethode bij aan de totale veiligheid van de steenbekleding ?*
Het is belangrijk om inzicht te krijgen waar de grootste veiligheden in de huidige toetsmethode zitten. Uiteindelijk kan hiermee inzicht worden verkregen of bepaalde veilige aannamen zouden kunnen worden bijgesteld.
4. *Hoe moet inklemming in rekening worden gebracht ?*
Verondersteld wordt dat inklemming bijdraagt aan een stabiliteitsverhoging van de steenzetting. Dit fenomeen is recentelijk opgenomen in de toetsregels door middel van inklemfactoren. Het is echter de vraag hoe veilig deze inklemfactoren zijn en of de manier om inklemmingen in rekening te brengen moet worden aangepast.

1.2 Doelstelling

De doelstelling van de studie is om een probabilistisch rekenmodel op te stellen voor de stabiliteit van steenzettingen, om hiermee de volgende analyses uit te kunnen voeren:

- analyse van de faalkans van de steenzetting
- analyse van de invloed van de onzekerheden op de faalkans
- analyse van de invloed van de veilige aannamen op de faalkans
- analyse hoe inklemmingen in de toets- en ontwerpmethode in rekening moet worden gebracht.

Bij wijze van case zijn de genoemde analyses uitgevoerd voor twee dijkvakken langs de Westerschelde: Borsselepolder-West en Zimmermanpolder.

1.3 Uitgangspunten en afbakening

Er zijn de volgende uitgangspunten en afbakening gehanteerd:

- Er worden 2 dijkvakken langs de Westerschelde als case genomen: Borssele-West en Zimmermanpolder
- Er wordt per dijkvak 1 dwarsprofiel geanalyseerd.
- De studie heeft alleen betrekking op het falen van een gezette steenbekleding. Andere manieren van bezwijken van de dijk (grondmechanische instabiliteit, piping, golfoverslag, etc.) worden niet beschouwd.
- Er wordt vanuit gegaan dat de bekleding alleen kan bezwijken als gevolg van hydraulische belasting. In werkelijkheid kunnen ook andere oorzaken (scheepsstrandingen, vandalisme, zware ijsgang, etc) leiden tot bezwijken.
- Initiële schade kan alleen ontstaan als gevolg van het uitlichten van een gezette steen in de top laag als gevolg van extreme golfbelasting. De faalmechanismen als gevolg van afschuiving van de bekleding, materiaaltransport van de kern via het filter en de top laag naar buiten en instabiliteit door stroming worden buiten beschouwing gelaten.
- Als basis wordt uitgegaan van de gehanteerde rekenmethodiek bij de toetsing van de dijkbekledingen langs de Westerschelde.
- Er wordt geen uitgebreid onderzoek gedaan naar de kwantitatieve inschatting van onzekerheden en de opzet van het schademodel. De onzekerheden en het schademodel worden ingeschat op basis van aanwezige informatie. Waar geen informatie beschikbaar is wordt een inschatting gedaan in overleg met deskundigen.
- De resultaten zijn bedoeld om richting te geven aan veiligheidsbeschouwingen en prioritering van onderzoek.
- De faalkans per dwarsdoorsnede wordt uitgerekend. Niet per dijkkring.

1.4 Leeswijzer

Om de veiligheid van een steenzetting te kunnen analyseren wordt allereerst een veiligheidseisen worden uitgewerkt in Hoofdstuk 2. Hoofdstuk 3 behandelt de gehanteerde aanpak om de doelstellingen te verwezenlijken. In hoofdstuk 4 is de gehanteerde modellering beschreven. De onzekerheden en veiligheden van de deterministische methode zijn geïnventariseerd in hoofdstuk 5. De beschouwde twee cases zijn beschreven in hoofdstuk 6. Alvorens de berekeningen uit te voeren is de modellering geverifieerd in hoofdstuk 7. De resultaten zijn voor de twee verschillende cases beschreven in hoofdstuk 8. Tenslotte zijn in hoofdstuk 9 de conclusies en aanbevelingen gegeven.

2. Veiligheidseisen

De probabilistische rekenexercities zullen uiteindelijk leiden tot een kwantitatieve inschatting van de mate van veiligheid van de steenbekleding. Deze wordt uitgedrukt in een faalkans van de bekleding. Om te kunnen analyseren of de steenbekleding ook voldoende veilig is, wordt in dit hoofdstuk aandacht besteed aan de veiligheidseisen en de mogelijke manieren om deze eisen toe te passen.

Onderscheid in ontwerp en toetsing

Aan de basis van de eisen ten aanzien van de veiligheid van waterkeringen staat de Wet op de waterkering, die in paragraaf 2.1. globaal wordt beschreven. Voordat er verder wordt ingegaan op de veiligheidseisen is het belangrijk om onderscheid te maken tussen ontwerp en toetsing.

De veiligheidseisen voor het ontwerp worden behandeld in paragraaf 2.2. Paragrafen 2.3 en 2.4 behandelen achtereenvolgens hoe de gestelde veiligheidseisen voor het ontwerp worden toegepast in de traditionele, respectievelijk de probabilistische ontwerpmethode. Welke veiligheidseisen gelden voor de toetsing en hoe deze worden toegepast wordt beschreven in paragraaf 2.5.

2.1 De Wet op de waterkering

De veiligheidseisen die gesteld moeten worden aan een waterkering volgen primair uit de Wet op de waterkering. Volgens deze Wet op de waterkering wordt de veiligheidseis uitgedrukt in een veiligheidsnorm, die gelijk is aan:

“een gemiddelde overschrijdingskans¹ per jaar van de hoogste hoogwaterstand waarop de tot directe kering van het buitenwater bestemde primaire waterkering moet zijn berekend, mede gelet op overige het waterkerend vermogen beperkende factoren”.

Bij de maatgevende belasting moet de constructie nog voldoende waterkerend vermogen hebben. Voor de waterkeringen langs de Westerschelde geldt een veiligheidsnorm van $2.5 \cdot 10^{-4}$ per jaar.

De concretisering van deze wet is voor de dimensionering van steenzettingen opgenomen in de Leidraad Zee- en Meerdijken [16] en voor de toetsing van steenzettingen in de Leidraad Toetsen op Veiligheid [2]. Deze leidraden zijn dan ook vigerend voor het ontwerp respectievelijk toetsing van steenbekledingen.

Dijkvakbenadering of dijkkringbenadering

De vraag is of de veiligheidsnorm van toepassing is op een dijkvak of op de gehele dijkkring. Bij een dijkkringbenadering wordt de eis gelijkgesteld aan de kans dat ergens in de dijkkring de dijk wordt overbelast, terwijl bij een dijkvakbenadering meer een dwarsprofiel wordt beschouwd. Een dijkkringbenadering wordt in het kader van de “Marsroute” onderzocht. In de mogelijkheid van een dijkkringbenadering is in de huidige Wet reeds voorzien (artikel 3.2). Een besluit om over te gaan op dit artikel moet door de minister van Verkeer en Waterstaat worden genomen. In hoofdstuk 1 is al gesteld dat voor de veiligheidsanalyse van steenbekledingen niet uit wordt uitgegaan van een dijkkringbenadering.

2.2 Veiligheidseisen voor het ontwerp

De concretisering van de Wet op de waterkering voor het ontwerp van steenbekledingen volgt uit de Leidraad Zee- en Meerdijken [16].

¹ Een kleine gemiddelde overschrijdingskans per jaar is bij benadering gelijk aan de gemiddelde overschrijdingsfrequentie per jaar.

Veiligheidseisen voor waterkeringen

Volgens deze leidraad valt de uitwerking van de veiligheidseis uit de Wet op de waterkering in twee onderdelen uiteen:

1. een eis waaraan het overslagdebiet moet voldoen ter bepaling van de kruinhoogte. Bij overschrijden van dit debiet onder maatgevende belasting treedt "overbelasten" op.
2. een eis, waaraan de overige onderdelen van de waterkering moeten voldoen. Hiervoor geldt dat de kans op het optreden van alle overige faalmechanismen, als geen overbelasten optreedt, zeer klein moet zijn.

Veiligheidseis voor steenzettingen

Steenzettingen vallen onder de "overige onderdelen". Hiervoor geldt dat de kans op falen van de waterkering als gevolg van het falen van de steenzetting, als geen overbelasten optreedt, zeer klein moet zijn. Gesteld is in de Leidraad Zee- en Meerdijken dat de kans op falen van de steenbekleding kleiner moet zijn dan 10% van de norm.

Definitie van "falen"

Een belangrijke vraag is wat de definitie van falen is. In het ene uiterste geval wordt gesproken van falen, wanneer er beginnende beweging van de blokken optreedt. In het andere uiterste geval wordt pas van een falende steenbekleding gesproken als er enkele stenen uit de toplaag zijn gelicht, waarna vervolgens de onderliggende klei- en filterlagen, behorende bij de bekleding, zijn geërodeerd en de kern van de dijk bloot komt te liggen.

2.3 Toepassing van veiligheidseisen in traditionele ontwerpmethode

Deze paragraaf beschrijft hoe de gestelde veiligheidseisen worden toegepast bij het ontwerp van een steenbekleding, waarbij een traditionele deterministische werkwijze wordt gevolgd.

De sterkte wordt hierbij deterministisch meegenomen. De veiligheid is impliciet in stabiliteitsrelaties en hydraulische randvoorwaarden opgenomen. Op verschillende punten wordt een benadering toegepast die aan de veilige kant is. Hierdoor wordt verwacht dat de bekleding nog een zekere mate van veiligheid biedt onder extreme omstandigheden.

De belasting wordt ook deterministisch meegenomen. Uitgegaan wordt van maatgevende waterstanden en golfbelasting.

Het criterium wanneer sprake is van falen is minder duidelijk. Hier laat ook de LTV mogelijkheden open om al dan niet schade toe te staan. Bij de steenbekledingen langs de Westerschelde wordt ervan uitgegaan dat de bekleding heeft gefaald zodra er beginnende schade aan de toplaag optreedt. Er wordt dan al gesproken van beginnende schade als een individueel blok enige centimeters uit de bekleding wordt gelicht.

2.4 Toepassing van veiligheidseisen in probabilistische ontwerpmethode

Om de veiligheidsanalyse van steenbekledingen uit te kunnen voeren moet een probabilistische rekenmethode worden gevolgd. Hierbij wordt zowel de sterkte als de belasting probabilistisch in rekening gebracht. Meer uitleg hierover volgt in Hoofdstuk 3.

Het is nog zeer discutabel welke faalkansnorm moet worden toegepast bij de probabilistische rekenmethode. Op dit punt wordt veel onderzoek verricht in het kader van de Marsroute.

Binnen de studie naar de veiligheidsanalyse van steenzettingen wordt voor de faalkanseis van steenzettingen veiligheidshalve uitgegaan van een percentage van 1% van de gebiedsfrequentie.

Voor steenzettingen van primaire waterkeringen in Zeeland is in deze studie dus een veiligheidseis gesteld, uitgedrukt in een faalkanseis, van $0.01 \cdot 2.5 \cdot 10^{-4} = 2.5 \cdot 10^{-6}$ per jaar (gemiddeld eens in de 400.000 jaar).

Op de vraag wanneer er sprake is van falen van de bekleding is geen eenduidig antwoord te geven. Daarom zijn in deze studie twee mogelijke definities beschouwd:

1. De bekleding is bezweken als de toplaag instabiel is geworden,
2. De bekleding is bezweken als de toplaag instabiel is geworden en de onderliggende filterlaag en de kleilaag zijn geërodeerd. In dit geval wordt rekening gehouden met de reststerkte.

2.5 Veiligheidseis voor toetsing van steenbekleding

De toetsing van steenbekledingen moet voldoen aan de Leidraad toetsen op veiligheid [2]. Als de werkwijze van deze leidraad wordt gevolgd, kan uitsluitel worden verkregen of een steenbekleding voldoende veilig is.

De leidraad bevat niet een veiligheidsbeschouwing in de zin van toelaatbare faalkansen, zoals de Leidraad Zee- en Meerdijken. Daarom wordt ook voor de toetsing vastgehouden aan de faalkansnormen die in principe gelden voor het ontwerp (zie paragraaf 2.2).

In deze leidraad wordt in principe uitgegaan van een traditionele deterministische rekenmethode. Ook een probabilistische methode wordt in de leidraad niet uitgesloten. In het kader van een geavanceerde toetsing kan een probabilistische analyse worden uitgevoerd.

3. Aanpak

In dit hoofdstuk is de aanpak beschreven om de geformuleerde vraagpunten in paragraaf 1.1 te beantwoorden. Paragraaf 3.1 geeft het principe aan hoe de faalkans van de toplaag wordt bepaald. De probabilistische rekenmethode die hiervoor benodigd is is in paragraaf 3.2 gekozen. In paragraaf 3.3 is de manier beschreven om de invloed te analyseren, die de verschillende parameters op de faalkans van de toplaag hebben. In de huidige toets- en ontwerpmethode worden vele conservatieve aannamen gedaan. Paragraaf 3.4 beschrijft de aanpak, waarmee de invloed van deze aannamen op de faalkans van de toplaag wordt geanalyseerd. Tenslotte is in paragraaf 3.5 beschreven wat het begrip reststerkte is en hoe deze kan bijdragen aan extra veiligheid van de bekleding.

3.1 Faalkans van de toplaag

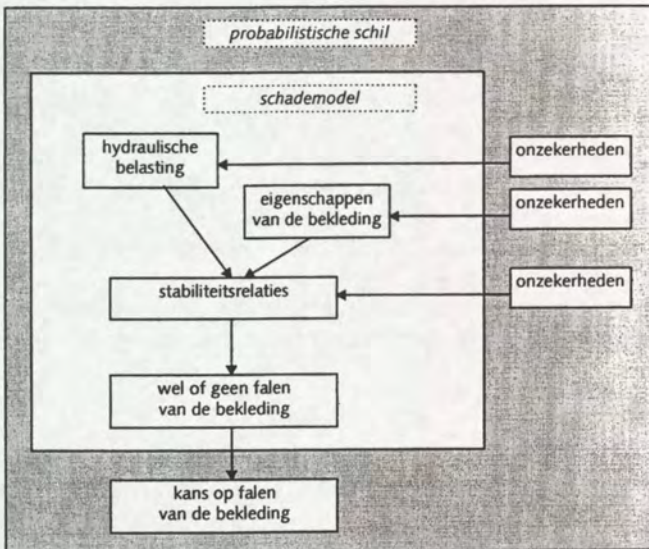
Onzekerheden werken door in de faalkans en dus in de mate van veiligheid van de steenzetting. Het principe is gegeven in Figuur 1, waarvan de items hieronder nader beschreven zijn.

Schademodel

Het systeem waarin alle (wiskundige) relaties zijn opgenomen, die de koppeling vormen tussen de hydraulische belasting en de constructie-eigenschappen enerzijds en het al dan niet bezwijken anderzijds, is het "schademodel". Het schademodel kan worden gezien als een soort gebeurtenissenboom.

Stabiliteitsrelaties

Bij de vraag of falen optreedt zijn naast de hydraulische belastingen ook de eigenschappen van de bekleding van belang. Met stabiliteitsrelaties wordt bepaald of er gegeven de heersende hydraulische belasting en de aanwezige constructie-eigenschappen falen optreedt.



Figuur 1: Het principe voor de bepaling van de faalkans

Onzekerheden

Per onderdeel van het schademodel is sprake van onzekerheden rondom de gemiddelde waarde. Deze onzekerheden kunnen bijvoorbeeld worden veroorzaakt door gebrek aan kennis van de bekledingseigenschappen of van de stabiliteitsrelaties of door de "grillen" van de natuur (het is onzeker wanneer een megastorm zich voor zal doen).

De laatstgenoemde onzekerheid wordt over het algemeen beschreven met hydraulica-statistiek. De onzekerheden vormen een kansverdeling rondom de gemiddelde waarde van het schademodel.

Kans op falen

De onzekerheden leiden via het schademodel uiteindelijk tot een bepaalde kans dat falen optreedt. Hiervoor zijn probabilistische berekeningen noodzakelijk, die in de probabilistische schil worden uitgevoerd.

Voor de beschouwde dijkvakken is de kansverdeling van de kritieke steendikte bepaald. De kritieke steendikte is de steendikte waarbij het falen optreedt. Hierbij zijn alle onzekerheden van de sterkte (onzekerheden en gemiddelde waarden van ontwerprelaties en constructie-eigenschappen) en belasting (onzekerheden van de hydraulica-statistiek) probabilistisch in rekening gebracht. Uit de kansverdeling van de kritieke steendikte is de faalkans van de aanwezige steenbekleding berekend, die is ontworpen met de deterministische methode. Deze faalkans is gelijk aan de kans dat de kritieke steendikte groter is dan de aanwezige steendikte.

Gradaties in falen

Het is van belang om het begrip falen goed te definiëren. Bij een topklaag van een steenzetting zijn verschillende definities mogelijk. Bijvoorbeeld begin van bewegen van een blok in de topklaag of het uitlichten van een blok uit de topklaag. In het schademodel is beschreven wanneer welke gradatie van falen kan optreden.

3.2 Probabilistische rekenmethode

Rondom het schademodel hangt een probabilistische schil, die onzekerheden van het schademodel in rekening brengt. Voor de probabilistische rekenmethode zijn verschillende manieren denkbaar:

Niveau II

De niveau II methode vergt dat de belasting en sterkte is geformuleerd met formules. In dit project wordt echter meerdere malen gebruik gemaakt van tabellen, waarin het resultaat van een deelprobleem opgezocht wordt. Parametrisatie van de gebruikte tabellen om de gevraagde formuleringen af te leiden is echter moeilijk, kost veel tijd en is derhalve niet toegepast.

Binnen het complexe schademodel bestaan keuzemomenten (bijvoorbeeld: als de topklaag is bezweken wordt de reststerkte aangesproken). Hierdoor wordt het systeem discontinu. Niveau II is een linearisatie van het probleem rond de maatgevende waarden van de stochasten (het ontwerp punt). De linearisatie kan problemen opleveren vanwege de discontinuïteiten in het schademodel. Hierdoor is het niet duidelijk of het echte ontwerp punt is opgezocht of niet. Bovendien is het bij een niveau II berekening moeilijk om meerdere betrouwbaarheids-functies binnen 1 schademodel aan elkaar te koppelen.

Voordeel is wel dat niveau II direct het ontwerp punt en gevoeligheidsfactoren levert. De waarde van deze factoren zijn binnen een complex discontinu schademodel echter te bediscussieren.

Niveau III

Niveau III kent geen problemen met een discontinu complex systeem en het opzoeken van waarden in tabellen. Binnen niveau 3 zijn nog verschillende berekeningswijzen denkbaar. O.a. Monte Carlo en Riemann. Bij de Riemann-integratie wordt elke stochast in intervallen geknipt. Het schademodel wordt dan doorgerekend voor alle mogelijke combinaties van intervallen van verschillende stochasten. De rekentijd loopt hierdoor snel uit de hand.

Gekozen is om de berekeningen uit te voeren met Monte Carlo, omdat meerdere stochasten worden beschouwd.

De rekentijd hangt hierbij namelijk niet af van het aantal stochasten. Uit de kansverdelingen van de stochasten wordt telkens een trekking gedaan, waarmee de berekening wordt uitgevoerd. Deze trekking levert al dan niet falen op. Als er maar genoeg trekkingen in het faalgebied liggen (orde 100) is de simulatie nauwkeurig genoeg en kan de faalkans worden afgeleid.

Het schademodel is in een spreadsheet opgezet. Vervolgens zijn met de methode volgens Monte Carlo de probabilistische berekeningen uitgevoerd als schil om het spreadsheet (@RISK).

Bepaling van het ontwerp punt en invloedsfactor

In originele vorm kan met niveau III in @RISK geen ontwerp punt² invloedsfactor worden uitgerekend. Ontwerppunten en invloedsfactoren kunnen gebruikt worden bij de analyse van de veiligheid en de invloed van de stochasten. Deze faciliteit is met een macro geprogrammeerd. Zodra een trekking falen oplevert, worden de waarden van de stochasten weggeschreven naar een file. Op basis van deze file worden het ontwerp punt en de invloedsfactoren berekend. Hoe dit gebeurt is beschreven in Bijlage A.

Bij de bepaling van het ontwerp punt wordt ervan uitgegaan dat alle stochasten onafhankelijk van elkaar zijn (ongecorreleerd dus). Het enige probleem bij de bepaling van het ontwerp punt is de correlatie tussen de windrichting en de waterstand, respectievelijk de windsnelheid. Dit punt is echter alleen een significant probleem als het faalgebied sterk uiteenlopende windrichtingen bevat. Vooralsnog wordt ervan uitgegaan dat dit niet het geval is. Wel wordt dit uitgangspunt gecheckt.

3.3 Invloed van de stochasten

Het is van belang om te weten wat de invloed is van een stochast op de kans op instabiliteit van de toplaag (en dus op de veiligheid) van de steenzetting. Naarmate de invloed groter is, heeft een nader onderzoek meer zin. Het betreft onderzoek om meer kennis op te doen, wat kan leiden tot een verkleining van de onzekerheid (standaardafwijking). Deze verkleining van onzekerheden zal in de regel leiden tot een uitgekinder (en dus goedkoper) ontwerp en toetsing. We moeten echter niet vergeten dat door verbeterde inzichten ook de gemiddelde waarde kan wijzigen, en zelfs in de ongunstige richting.

De invloed van de verschillende stochasten op de faalkans kan op verschillende manieren worden geanalyseerd.

Invloedsfactoren in het ontwerp punt

Invloedsfactoren, ook wel alfa's genoemd, zijn factoren die worden bepaald in het ontwerp punt. Ze geven aan wat de invloed is van de verschillende stochasten op de faalkans in het ontwerp punt. De definitie van een invloedsfactor en de manier waarmee deze wordt afgeleid is gegeven in Bijlage A.

Gevoeligheidsanalyse

Per stochast is de invloed van de standaardafwijking en de gemiddelde waarde op de faalkans berekend in een gevoeligheidsanalyse. Ten opzichte van de volledig probabilistische som is telkens van 1 stochast de standaardafwijking ($d\sigma$) of de gemiddelde waarde veranderd ($d\mu$). Dit levert telkens een wijziging op van de kansverdeling van de kritieke steendikte en dus ook van de overschrijdingslijn.

Om de invloed van verschillende parameters met elkaar te kunnen vergelijken zijn de μ en σ met eenzelfde factor ten opzichte van de spreiding gevarieerd. Bij de variatie van de stochasten is telkens $d\mu/\sigma$ en $d\sigma/\sigma$ gelijk gehouden. In de gevoeligheidsanalyse is steeds de relatieve invloed op de steendikte $dD_{\text{kritiek}}/D_{\text{kritiek}}$ bepaald. Uiteindelijk is per stochast een relatieve invloedsfactor bepaald voor de standaardafwijking: r_σ en voor de gemiddelde waarde: r_μ . Deze factoren geven de relatieve invloed op de steendikte $dD_{\text{kritiek}}/D_{\text{kritiek}}$ aan van een relatieve verandering van μ of σ ten opzichte van de standaardafwijking. De invloed van een bepaalde stochast is groter, naarmate de absolute waarde van r_σ of r_μ groter is.

² Het ontwerp punt is de meest waarschijnlijke combinatie van waarden voor de verschillende stochasten, waarbij falen optreedt. Het ontwerp punt wordt gevormd door de set van waarden voor de verschillende stochasten, die in het faalgebied ligt en die het grootste kansdichtheid heeft.

$$r_c = \frac{\frac{dD_{kritiek}}{D_{kritiek}}}{\frac{d\sigma}{\sigma}}, \quad r_\mu = \frac{\frac{dD_{kritiek}}{D_{kritiek}}}{\frac{d\mu}{\sigma}}$$

Waarin:

- $D_{kritiek}$ = kritieke steendikte [m]
- σ = standaardafwijking van de beschouwde stochast
- μ = gemiddelde waarde van de beschouwde stochast

Eigenlijk willen we de gevoeligheid per stochast weten bij de norm die gesteld is in de veiligheidsfilosofie (1/400.000 per jaar). Om het rekenwerk te beperken is de relatieve invloed telkens bepaald voor de kritieke steendikte met een faalkans van 1/4000 per jaar. Aangenomen is dat de gevoeligheid hierbij hetzelfde beeld geeft als bij de 1/400.000 faalkans.

Stochasten waarvan de relatieve invloed van ofwel de standaardafwijking ofwel de gemiddelde waarde niet verwaarloosbaar is, zouden eigenlijk probabilistisch moeten worden meegenomen. Hiermee kan namelijk het meest uitgekiend worden voldaan aan de gestelde veiligheidsfilosofie. Stochasten waarvan de invloed op de faalkans verwaarloosbaar is, kunnen deterministisch worden meegenomen.

3.4 Veiligheidsanalyse van de deterministische methode

In de traditionele ontwerp- en toetsmethode van steenbekledingen zijn voor de parameters rekenwaarden gekozen op grond van waterbouwkundige ervaring van deskundigen. Hierbij zijn vaak veilige aannamen gehanteerd. In de veiligheidsanalyse wordt geanalyseerd hoeveel invloed de keuze van de deterministische waarde heeft op de veiligheid van de toplaag van de steenzetting.

Analyse van het ontwerp punt

In de deterministische methode wordt met rekenwaarden een steendikte berekend. De faalkans van deze bekleding kan vervolgens met de probabilistische methode worden afgeleid. Ook kan het ontwerp punt worden afgeleid. Dit punt wordt gevormd door een combinatie van meest waarschijnlijke waarden voor de verschillende parameters die falen oplevert.

Als het ontwerp punt bekend is, kan dit punt worden vergeleken met de rekenwaarden uit de deterministische methode.

Bij de analyse van het ontwerp punt kunnen veiligheidsfactoren worden afgeleid, die kunnen worden vergeleken met de gehanteerde veiligheidsfactoren in de deterministische methode. Dit kan de keuze van de verschillende veiligheidsfactoren in de huidige methode verklaren, of ter discussie stellen. Hoe dit in zijn werk gaat is beschreven in Bijlage A.

Veiligheidsfactor op de steendikte

Een andere definitie voor de mate van veiligheid van een steenzetting kan worden aangegeven door een veiligheidsfactor, F op de steendikte. Deze veiligheidsfactor geeft de standzekerheid weer bij het optreden van een maatgevende storm met een overschrijdingskans van 1/4000 per jaar. F geeft de reserveveiligheid in de steendikte aan, die wordt geïntroduceerd door deterministische aannamen, ten opzichte van een steendikte zonder reserveveiligheid, die onder maatgevende omstandigheden (1/4000) faalt.

Deze veiligheidsfactor is de deterministisch bepaalde steendikte op basis van een maatgevende belasting met een overschrijdingskans van 1/4000 per jaar, gedeeld door de kritieke steendikte, berekend met de volledig probabilistische som, waarbij de kans op instabiliteit 1/4000 is.

$$F = \frac{D_{kritiek, \text{ deterministisch, } 1/4000}}{D_{kritiek, \text{ volledig probabilistisch, } 1/4000}}$$

Een veiligheidsfactor van 1.0 betekent dat er geen reserveveiligheid aanwezig is op het moment dat de maatgevende golfbelasting optreedt.

De bekleding is dan onder maatgevende omstandigheden (met een overschrijdingskans gelijk aan de veiligheidsnorm van 1/4000 per jaar) niet standzeker. De bekleding faalt als de maatgevende situatie van 1/4000 per jaar optreedt.

Minimaal benodigde veiligheidsfactor op de steendikte

Om te voldoen aan de gestelde veiligheidsfilosofie is de minimaal benodigde veiligheidsfactor gelijk aan de minimaal benodigde steendikte, met een faalkans van 1/400.000 per jaar, gedeeld door de steendikte zonder reserveveiligheid, met een faalkans van 1/4.000 per jaar. De minimaal benodigde veiligheidsfactor wordt berekend met:

$$F_{\min} = \frac{D_{\text{kritiek, volledig probabilistisch, 1/400000}}}{D_{\text{kritiek, volledig probabilistisch, 1/4000}}}$$

Invloed deterministische aannamen op de veiligheid

Het is de vraag welke aannamen in de traditionele toets- en ontwerpmethode de grootste invloed hebben op de totale veiligheid van de steenzetting. Hiertoe zijn verschillende berekeningen gemaakt, waarbij telkens een andere stochast deterministisch is meegenomen, terwijl de overige parameters probabilistisch in rekening zijn gebracht. Bij deze analyse wordt de invloed van de verschillende deterministische aanwezige aannamen van de deterministische methode expliciet gemaakt. De veiligheid van het betreffende aspect wordt telkens aangegeven met de veiligheidsfactor, F. Deze kan dan worden gezien als een soort partiële veiligheidsfactor. De veiligheidsfactor F geeft de reserveveiligheid in de steendikte aan, die wordt geïntroduceerd door deterministische aannamen, ten opzichte van een steendikte die onder maatgevende omstandigheden (1/4000) faalt.

In de veiligheidsanalyse zijn alleen de parameters beschouwd, die een niet verwaarloosbare invloed hebben op de faalkans. Aangenomen is dat de inschatting van de deterministische waarden geen invloed heeft op de veiligheid bij stochasten, waarvoor de faalkans niet gevoelig is.

3.5 Kans op onvoldoende reststerkte

De reststerkte wordt pas aangesproken als er blokken uit de toplaag zijn gelicht. De kans op onvoldoende reststerkte is gelijk aan de kans dat de totale bekleding is weggeslagen en geërodeerd en de dijk kern is komen bloot te liggen. De berekening van de kans op onvoldoende reststerkte geeft inzicht in de extra veiligheid die de reststerkte biedt.

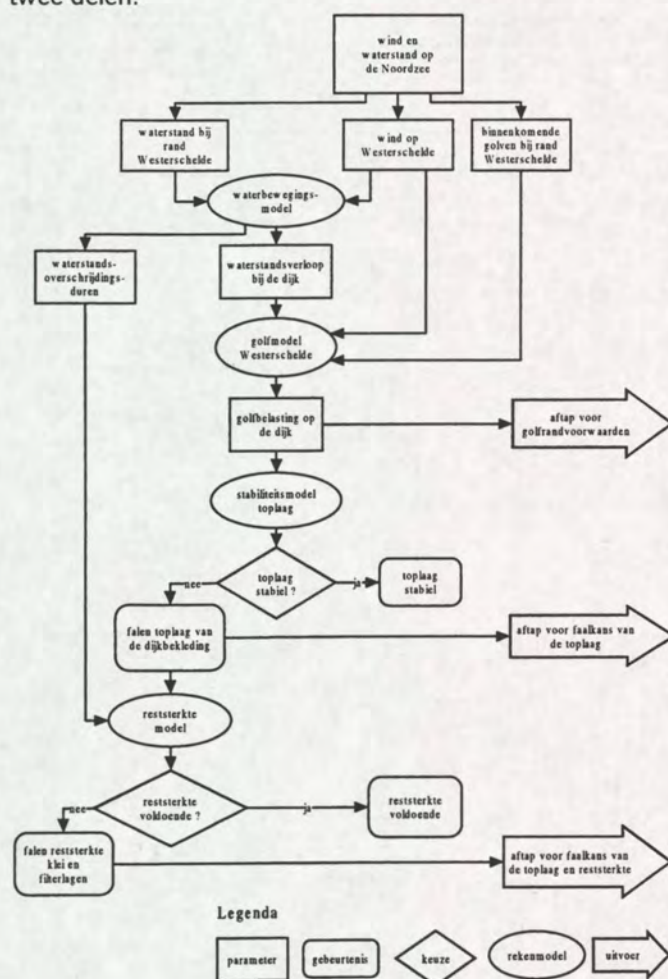
4. Schademodell

De fysische werkelijkheid is in een model gevat. Een model is per definitie een schematische beschrijving van de werkelijkheid, waarbij vereenvoudigingen worden doorgevoerd. In dit hoofdstuk wordt een schademodel beschreven waarmee de grootte van de schade aan de steenbekleding kan worden berekend voor een willekeurige stormsituatie in relatie met de eigenschappen van de steenbekleding. Telkens moet worden bedacht dat 1 willekeurige situatie is beschouwd bij de beschrijving van de werkelijkheid en de schematisatie in een model.

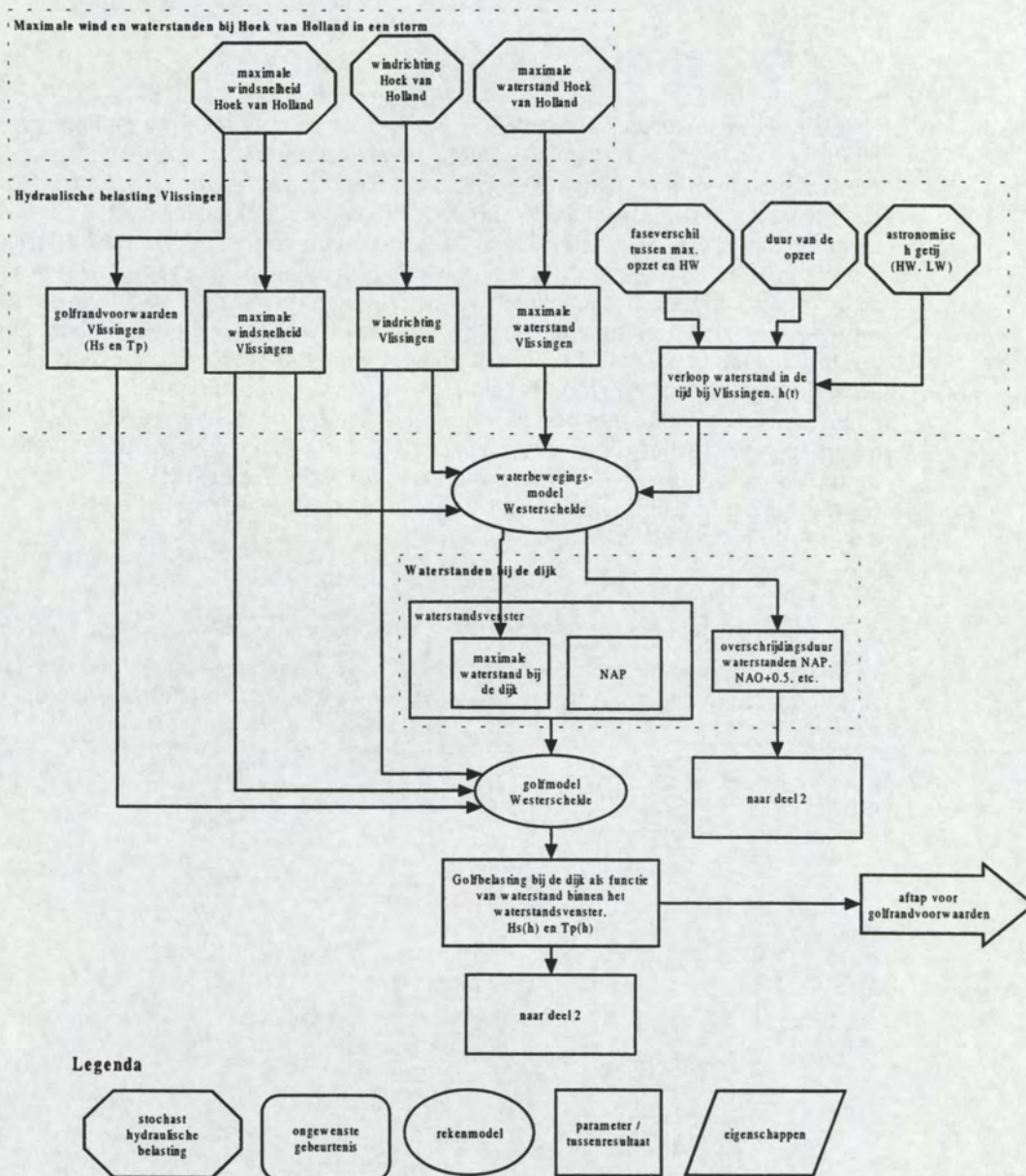
In paragraaf 4.1 is het schademodel, de schematisatie van de werkelijkheid, schematisch weergegeven. De fysische processen die ten grondslag liggen aan de golfbelasting op de dijk zijn beschreven in paragraaf 4.2. Paragrafen 4.3 en 4.4. geven aan hoe de wind, waterstanden en golven zijn gemodelleerd in het schademodel. De formuleringen die zijn gebruikt om de stabiliteit van de toplaag te beschrijven zijn in paragraaf 4.5. beschreven. De rol van de overgangsconstructies tussen twee bekledingsdelen en de teenconstructie is onderwerp van bespreking in paragraaf 4.6. Als de toplaag is gefaald en een aantal blokken eruit zijn gelicht ontstaat er een gat in de bekleding en gaat de reststerkte een rol spelen. Paragraaf 4.7 geeft aan hoe de reststerkte is gemodelleerd.

4.1 Schematisch schademodel

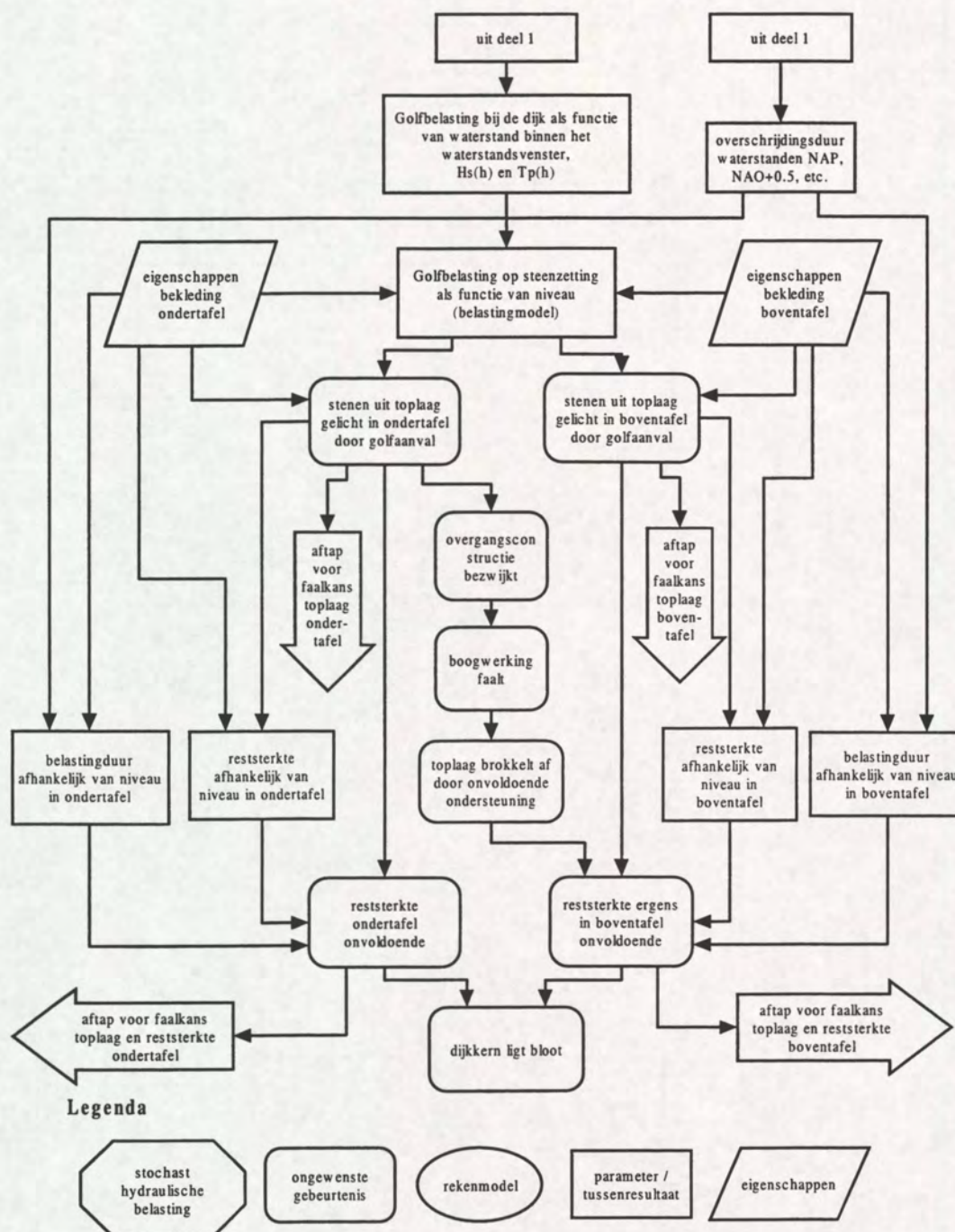
In Figuur 2 is een eenvoudige schematische weergave gegeven van de opbouw van het schademodel. In Figuur 3 respectievelijk Figuur 4 is dit model gedetailleerd weergegeven in twee delen.



Figuur 2: Eenvoudige schematische weergave van het schademodel



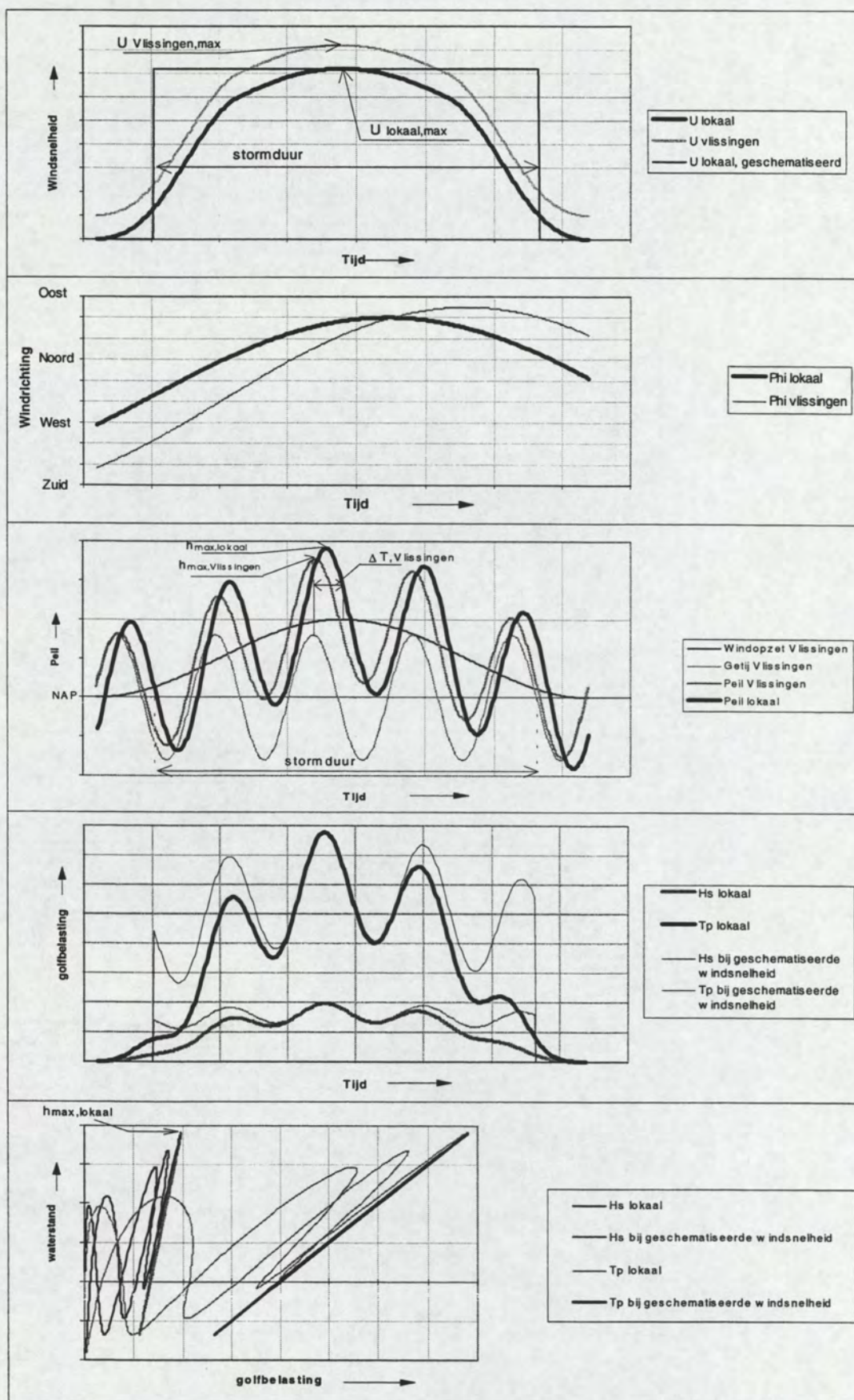
Figuur 3: Gedetailleerde schematische weergave van het schademodel deel 1



Figuur 4: Gedetailleerde schematische weergave van het schademodel deel 2

4.2 Fysische processen m.b.t. hydraulische belasting

Eerst zijn de fysische processen beschreven die leiden tot hydraulische belasting op de bekleding. Hierbij is 1 fictieve storm gevolgd. De beschrijving van deze storm is tevens in figuren weergegeven. In volgende paragrafen is het fysische proces gemodelleerd. De fysische processen zijn in Figuur 5 als functie van de tijd weergegeven.



Figuur 5: Weergave hoe wind, waterstand en golven in een storm kunnen variëren in de tijd.

4.2.1 Fysische processen bij de Noordzeekust

Windverloop bij Vlissingen

Stormen op de Noordzee vormen de basis van de hydraulische processen in de Westerschelde. Voor de Westerschelde vormt Vlissingen de rand met de Noordzee. Een storm wordt bij Vlissingen weergegeven door de het verloop in de tijd van de windsnelheid, $u_{\text{Vlissingen}}(t)$ en de windrichting $\phi_{w,\text{Vlissingen}}(t)$.

Waterstandsverloop bij Vlissingen

Een storm op de Noordzee veroorzaakt een stormopzet bij Vlissingen, $h_{\text{opzet,Vlissingen}}(t)$. Dit is een extra verhoging van de waterstand bovenop het astronomisch getij $h_{\text{getij,Vlissingen}}(t)$.

Het verloop van de waterstand bij Vlissingen $h_{\text{Vlissingen}}(t)$ volgt hieruit

$$h_{\text{Vlissingen}}(t) = h_{\text{getij,Vlissingen}}(t) + h_{\text{opzet,Vlissingen}}(t)$$

De opzet wordt gekarakteriseerd door een opzetduur, T_{opzet} , de maximale opzet, $h_{\text{opzet,max}}$, de vorm van de opzet en een faseverschil, Δt , (tijdsverschil) tussen het moment van maximale opzet, $t_{\text{opzet,max}}$ en astronomisch hoogwater. Hierbij is $h_{\text{opzet,max}}$ gelijk aan de de optredende waterstand minus het astronomische getij op het tijdstip van maximale opzet.

$$h_{\text{opzet,max}} = h_{\text{Vlissingen}}(t_{\text{opzet,max}}) - h_{\text{getij,Vlissingen}}(t_{\text{opzet,max}})$$

Indringende golven vanuit de Noordzee

Het stormveld op de Noordzee wekt golven op de Noordzee op, die de Nederlandse kust aanvallen en de Westerschelde binnendringen. Ook zal deining hierop van invloed zijn. Deining zijn relatief lange golven, die op de Atlantische Oceaan worden opgewekt.

4.2.2 Fysische processen lokaal bij de dijk

Windverloop lokaal

Het lokale verloop van de wind in de tijd wordt gekarakteriseerd door het lokale verloop van de windsnelheid in de tijd, $u_{\text{lokaal}}(t)$ en het lokale verloop van de windrichting $\phi_{w,\text{lokaal}}(t)$. De lokale windsnelheid is lager dan de windsnelheid op de Noordzee vanwege wrijvingseffecten van het landoppervlak. Door het dynamische karakter van een stormveld, dat de Nederlandse kust nadert, kan de windrichting lokaal langs de Westerschelde enigszins afwijken van de windrichting bij Vlissingen. In de sommen is het verloop van de windsnelheid in de tijd geschematiseerd tot een windsnelheid die gedurende de stormduur constant is ter grootte van de maximaal optredende windsnelheid. Dit is gedaan omwille van eenvoud en het voorkomen van programmeerproblemen. Voor de stormduur is 35 uur aangehouden in overeenstemming met de Leidraad Toetsen op Veiligheid [3].

Lokaal waterstandsverloop

Het verloop van de lokale waterstand langs de Westerschelde, $h_{\text{lokaal}}(t)$ is afhankelijk van het stormveld boven de Westerschelde, weergegeven door het verloop van de windsnelheid, $u_{\text{lokaal}}(t)$ en de windrichting, $\phi_{w,\text{lokaal}}(t)$. Ook is het waterstandsverloop aan de rand met de Noordzee van invloed. Hiervoor is de waterstand bij Vlissingen, $h_{\text{Vlissingen}}(t)$, karakteristiek.

Lokaal verloop van de golfbelasting

In de tijd varieert ook de lokale golfbelasting, weergegeven door een significante golfhoogte, $H_s(t)$ en de piekperiode $T_p(t)$. Op een bepaald tijdstip in een storm is de golfbelasting afhankelijk van de heersende lokale waterstand, de windsnelheid, de windrichting en de indringende golven vanuit de Noordzee. In vergelijking met de waterstand reageert de golfbelasting snel op een variërende windsnelheid. Het verloop kan worden beschouwd bij de geschematiseerde windsnelheid en bij het werkelijke verloop.

Golfbelasting als functie van de waterstand

In de historie van de storm kunnen de gelijktijdig optredende combinaties van golfbelasting en waterstanden worden beschouwd. Zo kan per waterstand worden afgeleid wat de maximale golfbelasting tijdens de storm is geweest. Deze maximale golfbelasting komt per waterstand ongeveer overeen met de golfbelasting behorend bij het geschematiseerde verloop van de windsnelheid. De maximale golfbelasting neemt in een storm toe met toenemende waterstand. Dit wordt veroorzaakt doordat de golfgroei toeneemt naarmate waterdiepte groter wordt. De golfbelasting wordt echter begrensd door de maximale waterstand die in een storm optreedt. Boven de maximale waterstand is de golfbelasting nul.

4.3 Modellerings wind en waterstanden

In deze paragraaf is beschreven hoe de fysische processen zijn vertaald in het schademodel.

4.3.1 Wind-waterstandstatistiek

Golven vormen de belangrijkste belasting die van invloed is op een steenzetting. De golfbelasting wordt veroorzaakt door de wind die tijdens een storm optreedt. Hierbij bepaalt de waterstand welk niveau van de bekleding wordt belast. De maximale waterstand bepaalt de bovengrens van het belaste niveau van de steenzetting. De maximale waterstand, de windsnelheid en windrichting bij de Noordzeekust zijn de basisparameters voor de hydraulische belasting.

Bij de deterministische methode is 1 maatgevende windsnelheid in rekening gebracht. Deze windsnelheid, met een overschrijdingskans van 1/4000 per jaar, is toegepast op alle waterstanden lager of gelijk aan het ontwerppeil. De wind- en waterstandsstatistiek is hierbij niet volledig in rekening gebracht.

In de probabilistische methode volgens VAST wordt voor de Westerschelde gebruik gemaakt van de gecombineerde wind- en waterstandstatistiek bij Vlissingen. Bij Vlissingen was echter alleen marginale statistiek beschikbaar. Dit is statistiek, waarbij de windsnelheid en waterstanden afzonderlijk zijn beschouwd. Hierbij is geen wederzijdse beïnvloeding (correlatie) in rekening is gebracht. In werkelijkheid is dit wel het geval. In de probabilistische som moeten deze correlaties ook in rekening gebracht.

4.3.2 Correlatie tussen wind en maximale waterstand

De waterstanden en de wind zijn gecorreleerd langs de Zeeuwse kust. Bij een storm met een extreem hoge windsnelheid uit het noordwesten is het immers niet waarschijnlijk dat de maximale waterstand laag is. Voor de correlaties is de Volker-statistiek beschikbaar, die is opgesteld bij Hoek van Holland. Deze statistiek legt correlaties tussen de wind en waterstand bij Hoek van Holland en is beschreven in Bijlage B.

Deze correlaties, die bij Hoek van Holland gelden, moeten worden vertaald naar Vlissingen. Gekozen is om de gecombineerde statistiek van Volker te gebruiken, waarbij per windrichting de waterstanden en windsnelheden worden getransformeerd naar Vlissingen. Dit gebeurt zodanig, dat de getransformeerde marginale wind- en waterstandsstatistiek overeenkomt met de beschikbare statistiek bij Vlissingen. Een uitleg van de wijze waarop de transformaties tot stand zijn gekomen is gegeven in Bijlage B.

4.3.3 Maximale waterstanden bij het dijkvak

De waterstanden die in een bepaalde storm optreden bij Vlissingen moeten worden vertaald naar het dijkvak langs de Westerschelde. Het waterstandsverloop bij het dijkvak is afhankelijk van de wind op de Westerschelde en het waterstandsverloop aan de rand bij de Noordzee. Omdat deze afleiding complex is, is gebruik gemaakt van een waterbewegingsmodel IMPLIC, dat bij Directie Zeeland operationeel is en dat gecalibreerd is voor de Westerschelde.

Wind op de Westerschelde

De wind op de Westerschelde wordt beschreven door een windsnelheid, windrichting en stormduur. De windsnelheid op de Westerschelde ondervindt ten opzichte van de windsnelheid bij Vlissingen een reductie als gevolg van wrijving door het Zeeuwse land. De windsnelheid op de Westerschelde is hierbij 1 m/s lager verondersteld dan bij Vlissingen.

De windrichting op de Westerschelde is in principe gelijk verondersteld met de windrichting bij Vlissingen. Wel is in de probabilistische som meegenomen dat de windrichting op de Westerschelde iets kan afwijken van de windrichting bij Vlissingen.

De stormduur bepaalt de duur van de opzet bij Vlissingen, dat van belang is voor het waterstandsverloop bij de dijk. Van deze stormduur is statistiek gebruikt dat afgeleid is bij het ontwerp van de stormvloedkering in de Oosterschelde. De stormduur bepaalt in welke mate zich de windopzet op de Westerschelde kan instellen.

Waterstandsverloop

Het waterstandsverloop aan de Noordzee-rand van de Westerschelde is in IMPLIC gelijk aan het verloop bij Vlissingen. Het waterstandsverloop bij Vlissingen wordt bepaald uit de volgende parameters:

- de maximale waterstand bij Vlissingen,
- de stormduur en
- het faseverschil tussen de maximale waterstand en het astronomisch getij

Uitvoer van IMPLIC

De output van IMPLIC bestaat uit de maximale lokale waterstand bij de dijk en de overschrijdingsduur van verschillende waterstanden gedurende de storm. De overschrijdingsduren zijn van belang om de reststerkte van de klei en filterlagen te bepalen, nadat de toplaag is bezweken (zie paragraaf 4.7.1).

De overschrijdingsduren worden berekend voor verschillende waterstanden met een interval van 0.5 meter. Ten behoeve van de reststerkte moet voor de stormduur 35 uur worden aangehouden op de Westerschelde volgens de Leidraad Toetsen op Veiligheid [2].

Transformatiematrix

De invoerparameters, kunnen per storm sterk variëren en zijn dus als stochast in de probabilistische berekening meegenomen. Per trekking zou eigenlijk een IMPLIC-berekening gemaakt moeten worden, maar om programmeerproblemen te voorkomen en om rekentijd te besparen, is een transformatiematrix opgesteld met IMPLIC. Er is een grote reeks IMPLIC-berekeningen gemaakt voorafgaande aan de probabilistische berekeningen, waarbij de waarden voor de invoerparameters systematisch gevarieerd zijn. De resultaten zijn weggeschreven naar de transformatiematrix.

Bij een trekking kan in de matrix (evt. na interpolatie) de maximale lokale waterstand en de overschrijdingsduren bij de dijk worden gevonden. De beschrijving hoe IMPLIC is toegepast is gegeven in Bijlage B.

4.3.4 Toepassing Volkermodel voor steenbekledingen

Het Volkermodel is in principe bedoeld voor kruinhoogtebepaling en gaat uit van de windsnelheid die optreedt op het tijdstip dat de waterstand een maximum bereikt. Deze windsnelheid hoeft niet de maximale windsnelheid in die storm te zijn. De waterstand is de belangrijkste parameter voor kruinhoogtebepaling.

Bij steenzettingen is de windsnelheid een belangrijkere parameter dan de waterstand. Hier is eigenlijk een andere redenering van toepassing, waarbij de waterstand wordt bepaald op het moment dat de windsnelheid maximaal is. Bij het hanteren van de Volkerstatistiek wordt de maatgevende windsnelheid voor steenzettingen dus enigszins onderschat. Daarom is bij de vertaling van de Volkerstatistiek naar Vlissingen de windstatistiek bij maximale waterstanden van Volker vertaald naar statistiek van maximale windsnelheden per storm. Aangenomen is dat de maximale windsnelheid tijdens een storm samenvalt met de maximale waterstand. In werkelijkheid kan hier een tijdsverschil tussen zitten. Daardoor kan het voorkomen dat bij een maximale waterstand tijdens de storm de windsnelheid niet maximaal is. De berekende golfbelasting bij de maximale waterstand is dus aan de veilige kant.

4.4 Modellerings golfbelasting

Eerst wordt de golfbelasting per waterstand bepaald met het golfmodel SWAN. Vervolgens is hieruit de golfbelasting per beschouwd niveau van de bekleding bepaald.

4.4.1 Golfmodel SWAN

De golfbelasting op de dijken is afhankelijk van de gelijktijdig optredende waterstand en wind op de Westerschelde. Hierbij is gebruik gemaakt van het golfmodel SWAN. SWAN is een volledig spectraal programma dat op basis van een model van de bodemligging van de Westerschelde met een twee dimensionaal rekenrooster golfparameters berekent. Gekozen is om geen SWAN-berekeningen uit te voeren binnen de probabilistische som. Dit zou de berekeningen te omvangrijk maken. Besloten is om gebruik te maken van beschikbare berekeningen, die reeds door RIKZ zijn gemaakt.

Voor de probabilistische berekening is een transformatiematrix opgesteld op grond van de beschikbare SWAN-sommen, waarmee aan de hand van de heersende waterstand, de windsnelheid en windrichting de golfbelasting (H_s en T_p) op de dijk kan worden gevonden. Er is hiertoe per dijkvak een transformatiematrix opgesteld op basis van reeds beschikbare SWAN-resultaten. Bij deze berekeningen is rekening gehouden met deining, komend van de Noordzee. Deze deining is afhankelijk gesteld van de windsnelheid.

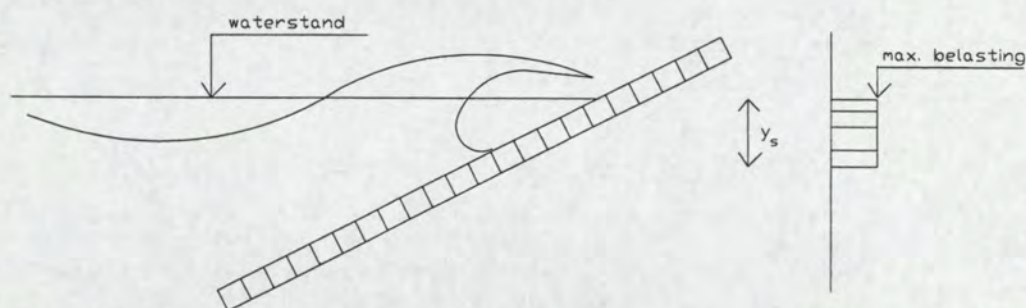
De resultaten van SWAN moeten worden gecorrigeerd voor de invloed van stroomsnelheden door het getij.

Aftap golfrandvoorwaarden

Ten behoeve van de analyse van golfrandvoorwaarden die is uitgevoerd in Bijlage E, is het resultaat van elke trekking voor H_s en T_p voor verschillende waterstanden opgeslagen. Achteraf is hiervoor in @RISK een kansverdeling geconstrueerd en kunnen de golfrandvoorwaarden met een overschrijdskans van 1/4000 per jaar worden afgeleid.

4.4.2 Momenteen belaste niveau's van de bekleding

Bij een bepaalde heersende waterstand, golfhoogte en golfperiode, wordt de bekleding op meerdere niveau's belast. De belasting wordt enigszins over de bekleding gespreid. Om de niveau's van de bekleding te bepalen die op een bepaald moment worden belast, is gebruik gemaakt van een geschematiseerd belastingmodel. Aangenomen is dat de belasting plaatsvindt over de niveau's tussen de heersende waterstand en y_s onder de waterstand. Dit is weergegeven in figuur 6.



Figuur 6: Schematische weergave van de aangrijpingspunten van de belasting op de steenbekleding voor een bepaalde waterstand

$$y_s = H_s \tan \alpha \left(0.5 + 0.22 \frac{\xi}{(\tan \alpha)^{1.5}} \right) \text{ met als maximum: } y_s \leq 1.8 H_s$$

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_0}}}, \quad L_0 = \frac{g T_p^2}{2\pi}$$

waarin:

H_s = significante golfhoogte [m]

α = taludhelling [°]

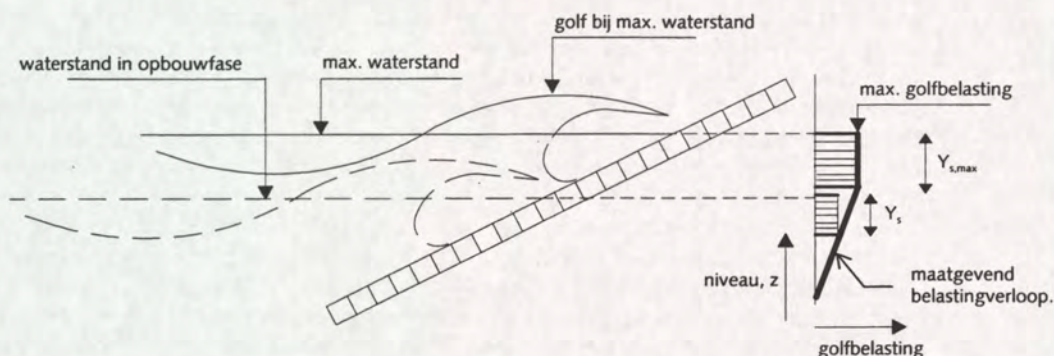
ξ = brekerparameter [-]

g = zwaartekrachtversnelling [m/s²]

T_p = piekperiode [s]

4.4.3 Maatgevende niveau van belasten

Het in paragraaf 4.4.2 beschreven belastingmodel geldt bij verschillende optredende waterstanden in de storm, zowel in de aanloop- als de afbouwphase van de waterstand. De stabiliteit van de steenbekleding wordt beschouwd bij alle waterstanden tussen NAP en de maximale waterstand. Voor alle niveaus van de bekleding kan de maximale golfbelasting worden bepaald, die in een storm optreedt. Het resulterende verloop van de golfbelasting over het niveau van de bekleding is weergegeven in het schematische figuur 7.



Figuur 7: Schematische weergave van het verloop van de maatgevende belasting over het niveau van de steenbekleding voor alle optredende waterstanden in een storm

Op een bepaald niveau, z , van de bekleding is de golfbelasting maatgevend, die optreedt bij de hoogste waterstand, h , waarbij het niveau nog niet wordt belast. Voor de golfbelasting geldt dan:

$$\begin{aligned} H_s(z) &= H_s(h - y_s) & \text{en } T_p(z) &= T_p(h - y_s) & \text{voor } z < h_{\max} - y_s \\ H_s(z) &= H_s(h_{\max}) & \text{en } T_p(z) &= T_p(h_{\max}) & \text{voor } h_{\max} - y_s \leq z \leq h_{\max} \end{aligned}$$

Op deze manier wordt de golfbelasting als functie van de waterstand omgevormd naar de golfbelasting als functie van het niveau op de bekleding. Voor alle waterstanden die in een bepaalde storm optreden inclusief de aanloopfase van de storm, dus voor alle waterstanden lager dan de maximale waterstand, wordt op bovenstaande manier bepaald op welk niveau, z , de golfbelasting maatgevend is.

Het beschouwde bekledingsdeel beslaat echter meestal niet het hele talud. Het bekledingsdeel heeft een boven- en ondergrens.

Alle waterstanden en bijbehorende golfbelasting worden in rekening gebracht, waarbij het belaste niveau, z , in de beschouwde bekleding valt.

$$\text{ondergrens} < z < \text{bovengrens}$$

4.5 Instabiliteit van de toplaag

4.5.1 Verloop van de kritieke steendikte met het niveau

In een storm varieert de kritieke steendikte, waarbij nog net geen falen optreedt, over de niveau's van de bekleding en in de tijd. Boven de maximale waterstand die in een storm optreedt is de kritieke steendikte nul, omdat daar de bekleding niet wordt belast. Hierbij zijn naast de golfbelasting op het beschouwde niveau ook de bekledingseigenschappen en de stabiliteitsmodellering van belang.

Voor een bepaalde bekleding in de boven- of ondertafel wordt normaliter 1 steendikte gehanteerd. De minimaal benodigde steendikte in een storm is voor een bekleding de kritieke steendikte, waarbij nog net nergens in de bekleding falen optreedt. Deze steendikte is gelijk aan de grootste kritieke steendikte in een storm over de hoogte van de bekleding.

4.5.2 Criterium voor instabiliteit van de toplaag

In principe kunnen twee criteria voor instabiliteit van de toplaag worden onderscheiden: begin van bewegen en het daadwerkelijk uitlichten van minimaal 1 steen. Hierbij speelt het type bezwijkgedrag een grote rol. Gesproken wordt van bros en taai bezwijkgedrag.

Bros en taai bezwijkgedrag

De manier waarop de verschillende bekledingen kunnen bezwijken is verschillend. Bij bekledingen met bros bezwijkgedrag worden er vlak na begin van beweging al blokken uit de bekleding gelicht. Het moment van begin van bewegen ligt heel dicht bij het moment van uitlichten van de steen. Rechthoekige blokken koud tegen elkaar (dichte bekleding) en bijvoorbeeld gekantelde blokken met een voeg vertonen bros bezwijkgedrag.

Zuilen met inwassing vertonen taai bezwijkgedrag. Na een initiële beweging wordt het blok enige millimeters opgetild, waardoor het vaster komt te zitten, als gevolg van de vorm van de blokken en de aanwezigheid van inwasmateriaal. De belasting, waarbij een blok uit de bekleding wordt gelicht is een stuk groter dan de belasting bij begin van bewegen.

Om het bezwijkgedrag van de verschillende typen bekleding goed met elkaar te kunnen vergelijken is gekozen om 1 criterium te stellen, waarbij de toplaag als instabiel wordt gezien.

In overleg met een deskundige (M. Klein Breteler) is gekozen om het moment van uitlichten van blokken uit de toplaag als criterium te stellen. Alleen het ontstaan van een gat in de toplaag is immers bepalend voor het in werking treden van de reststerkte. Het moment van begin van bewegen bij bekledingen met taai gedrag is niet relevant.

4.5.3 Betrouwbaarheidsfunctie

Om te komen tot een algemeen geldende betrouwbaarheidsfunctie voor de meest voorkomende steenzettingen zijn verschillende beschikbare relaties (die zijn gegeven in Bijlage D) gecombineerd. Ook is een versimpeling van Anamos gehanteerd. Deze is eveneens gegeven in Bijlage D. Het verschil tussen resultaten met Anamos en de betrouwbaarheidsfunctie met de vereenvoudiging van Anamos is geanalyseerd in Bijlage F. De gekozen betrouwbaarheidsfunctie voor instabiliteit van de toplaag luidt:

$$Z = \min \left(m_A \cdot 6, m_A \cdot m_{\text{vereenv}} \cdot c_f \left(\frac{D}{\Lambda} \right)^{\frac{2}{3}} \right) \cdot \xi^{-\frac{2}{3}} - \frac{H_s}{\Delta D}$$

$$\text{met } \Lambda = \sqrt{\frac{k \cdot b \cdot D}{k'}}$$

waarin:

- m_A = modelfactor voor de instabiliteit van de toplaag [-]
- m_{vereenv} = modelfactor voor de vereenvoudiging van Anamos [-]
- c_f = constante (= 10 in Anamos) [-]
- D = aanwezige steendikte [m]
- Λ = lek lengte [m] (definitie is gegeven in Bijlage C)
- k = doorlatendheid van het filter
- b = dikte van het filter
- k' = doorlatendheid van de toplaag
- ξ = brekerparameter [-]
- H_s = significante golfhoogte [m]
- Δ = relatieve dichtheid van de toplaag [-]

een alternatieve formulering is:

$$Z = D_{\text{krit}} - D \text{ met } D_{\text{krit}} = \max(D_A, D_B)$$

$$D_B = \left(\frac{H_s \cdot (\Lambda \cdot \tan \alpha)^{0,67}}{m_A \cdot m_{\text{vereenv}} \cdot c_f \cdot \Delta \cdot s_{op}^{0,33}} \right)^{0,6}$$

$$D_A = \frac{H_s \cdot \tan \alpha^{\frac{2}{3}}}{m_A \cdot 6 \cdot \Delta \cdot s_{op}^{0,33}}$$

Omdat de doorlatendheid van de toplaag (k') en de lek lengte zelf afhankelijk zijn van de steendikte wordt D_B niet direct verkregen, maar moeten een aantal iteratieslagen worden gemaakt.

Een aantal controleberekeningen, gegeven in Bijlage F, geeft aan dat deze functie conform Anamos is. Bovendien is de geldigheidsgrens van Anamos (zogenaamde 6ξ -regel) in de betrouwbaarheidsfunctie opgenomen. De formulering van D_{krit} is gehanteerd om de kansverdeling van de kritieke steendikte te construeren.

Betekenis modelfactor m_A

Met de modelfactor wordt de betrouwbaarheidsfunctie gefit met metingen uit de Deltagoot. Hierdoor wordt verwezenlijkt dat het gedrag van Deltagoot-proeven wordt geprojecteerd op de bekledingen in-situ.

De modelfactor is afgeleid uit de verhouding tussen de bezwijkbelasting volgens Anamos en de Deltagootproeven. De bezwijkbelasting wordt uitgedrukt in de factor F :

$$F = \frac{H_s}{\Delta D} \xi_{op}^{2/3} \text{ vervolgens geldt voor de modelfactor:}$$

$$m_A = \frac{F_{\text{gemeten}}}{F_{\text{Anamos}}}$$

Voor alle relevante deltagootproeven is deze modelfactor bepaald, die per proef kan verschillen. Vervolgens is rond deze factor een kansverdeling gefit. Deze kansverdeling verschilt per type bekleding.

In Bijlage F is geanalyseerd dat het erg veel uitmaakt hoe de deltagoot-proeven worden geselecteerd. Door het probabilistisch in rekening brengen van de kansverdeling van de modelfactor worden de onzekerheden van de stabiliteitsmodellerings meegenomen.

Maatgevende steendikte voor het beschouwde bekledingsdeel

In een storm wordt voor ieder niveau, z , dat belast wordt en dat binnen het beschouwde bekledingsdeel valt de kritieke steendikte bepaald. Zo ontstaat per storm een verloop tussen de kritieke steendikte over het niveau van de bekleding.

$$D_{\text{kritiek}}(z), \text{ waarvoor geldt: } \text{ondergrens bekleding} < z < \text{bovengrens bekleding} \text{ en } z < h_{\text{max}}$$

In iedere storm wordt de maatgevende kritieke steendikte $D_{\text{kritiek, maatgevend}}$ voor het beschouwde bekledingsdeel bepaald. $D_{\text{kritiek, maatgevend}}$ is het niveau tussen de onder- en de bovengrens, waarbij de kritieke steendikte maximaal is.

$$D_{\text{kritiek, maatgevend}} = \max(D_{\text{kritiek}}(z)) \text{ waarvoor geldt: } \text{ondergrens} < z < \text{bovengrens}$$

Aftap voor berekening van de kans op instabiliteit van de topklaag

Bij elke trekking is de maximaal benodigde kritieke steendikte over de hoogte van het talud opgeslagen. Na afloop van de berekening kan met @RISK de kansverdeling van de kritieke steendikte worden geconstrueerd.

4.5.4 Inklemming

De blokken in de topklaag kunnen ingeklemd raken, waardoor de stenen onderling een verband vormen en niet meer als "los" kunnen worden gekarakteriseerd. Dit effect treedt bij een nieuwe bekleding al op na één of twee stormen, waarin de bekleding zich zet. Inklemming is ook in de deltagoot opgetreden. De Deltagoot-inklemming is daarom ook meegenomen in de modelfactor m_A .

In-situ zijn trekkrachten gemeten bij sommige Zeeuwse dijkvakken. Om de inklemming in rekening te brengen, moeten deze trekkrachten in de stabiliteitsrelatie kunnen worden meegenomen middels een inklemfactor. Als deze factor bovenop de bestaande stabiliteitsformulering met de beschikbare modelfactor m_A zou worden gezet (waar de Deltagoot-inklemming al in opgenomen is) wordt inklemming dubbel meegenomen. Dit is niet de juiste weg.

Om de lokale mate van inklemming in-situ goed te kunnen meenemen in de veiligheidsanalyse moet de modelfactor m_A worden opgedeeld in een modelfactor voor een steenzetting met losse blokken ($m_{A, \text{los}}$) en een modelfactor waarin de inklemming in rekening wordt gebracht (m_k), waarbij m_k een functie is van de trekkracht (F_{trek}). De aangepaste betrouwbaarheidsfunctie zou er dan als volgt kunnen uitzien:

$$Z = \min \left(m_{A, \text{los}} \cdot m_k \cdot 6, m_{A, \text{los}} \cdot m_k \cdot m_{\text{vereenv}} \cdot c_f \left(\frac{D}{\Lambda} \right)^{\frac{2}{3}} \right) \cdot \xi^{-\frac{2}{3}} - \frac{H_s}{\Delta D}$$

$$m_k = f(F_{\text{trek}})$$

Het is echter de vraag hoe de trekkrachten moeten worden vertaald in m_k en wat de kansverdeling is van $m_{A, \text{los}}$.

Op dit moment is dit item onderwerp van een aparte studie. Omdat hierop niet vooruit gelopen kan worden, wordt de mate van inklemming niet apart in rekening gebracht. Aangenomen wordt dat de mate van inklemming in werkelijkheid gelijk is aan de mate van inklemming in de deltagoot.

In deze studie kan dus geen antwoord worden gegeven op de gestelde vraag hoe inklemming in rekening moet worden gebracht.

4.5.5 Overige aspecten m.b.t. de stabiliteit

Er zijn een aantal aspecten die van invloed zijn op de stabiliteit en die onzekerheden introduceren. Deze aspecten zijn onder andere : inwassing en inzanding en worden in deze paragraaf nader uitgelegd.

Inwassing

Vaak worden zuilen ingewassen met granulair materiaal. Dit heeft 2 gevolgen:

- 1) De doorlatendheid van de toplaag neemt sterk af, waardoor de verschildruk over de toplaag toeneemt. Deze invloed kan goed worden gekwantificeerd. Het is negatief voor de stabiliteit.
- 2) De kans op losse stenen neemt sterk af. Hierover is nog onvoldoende bekend. Als er geen losse stenen aanwezig zijn, is de stabiliteit van de toplaag aanzienlijk hoger.

Het netto effect is zeer waarschijnlijk een stabiliteitsverhoging. In de deltagootproeven waren de zuilen ook ingewassen, waardoor de onzekerheid betreffende de modellering van de inwassing in de modelfactor is meegenomen.

Inzanding

Op den duur kunnen de spleten tussen de stenen en het filter eronder dichtgeslibt raken met zand en ander materiaal. De mate waarin de stabiliteit wordt beïnvloed is onbekend. Ook is op dit punt geen model bekend waarmee het gedrag van ingezande steenzettingen goed wordt beschreven. In deze studie wordt daarom met inzanding geen rekening gehouden.

4.6 Ondersteuning voor onder- of boventafel

Ondersteuning ondertafel faalt

De ondersteuning van de ondertafel wordt gevormd door de teenconstructie. Deze kan tijdens een storm falen, doordat de teen erodeert als gevolg van hoge golfbelasting bij relatief lage waterstanden. Uit de onzekerheidsanalyse [1] bleek dat dit faalmechanisme van ondergeschikt belang is. Daarom wordt dit mechanisme niet meegenomen. Verondersteld wordt dat de ondersteuning van de ondertafel nooit faalt.

Ondersteuning boventafel faalt

De ondersteuning van de boventafel wordt vaak gevormd door een overgangsconstructie tussen boven- en ondertafel. Zodra de toplaag van de ondertafel weggeslagen is, kan de schade naar de boventafel doorwerken als de overgangsconstructie niet sterk genoeg is. Hiervoor geldt dezelfde redenering als voor de teenconstructie. Bovendien is er geen stabiliteitsformulering voor overgangsconstructies beschikbaar. Aangenomen is dat de overgangsconstructie oneindig sterk is.

4.7 Reststerkte

De reststerkte van de klei- en filterlaag die onder de toplaag aanwezig is, wordt alleen aangesproken als de toplaag tijdens een storm eruit wordt geslagen. De betrouwbaarheidsfunctie voor de reststerkte luidt:

$$Z = t_{rf} + t_{rk} - t_s$$

waarin:

- t_{rf} = reststerkte van de filterlaag [s]
- t_{rk} = reststerkte van de kleilaag [s]
- t_s = belastingduur tijdens de storm [s]

Achtereenvolgens worden de belastingduur en de reststerkte van de klei en filterlaag besproken. Het fenomeen reststerkte wordt nog niet toegepast in de toetspraktijk. Op dit punt is er dus extra veiligheid ingebouwd tegen dijkdoorbraak. In deze studie wordt de reststerkte echter zo goed als mogelijk in beeld gebracht.

4.7.1 Belastingduur

Volgens de Leidraad Toetsen op Veiligheid [2] moet voor de stormduur 35 uur worden aangehouden in de Westerschelde. Hiervan wordt slechts een beperkte tijd een bepaald niveau van de bekleding belast. De belastingduur van een bepaald niveau van de bekleding is van belang om te weten of de reststerkte van de klei en filterlagen onder de toplaag voldoende is, nadat stenen uit de toplaag zijn gelicht. Dit is de gesommeerde duur waarbij de waterstand zich bevindt tussen de volgende grenzen:

$$z + 0.1 \cdot H_s \xi_{op} < h < z + 0.7 \cdot H_s \xi_{op}$$

Anders geformuleerd is de belastingsduur van een bepaald niveau, z , in een storm gelijk aan de overschrijdingsduur van de waterstand $h = z + 0.1 H_s \xi_{op}$ minus de overschrijdingsduur van de waterstand $h = z + 0.7 H_s \xi_{op}$. Beide overschrijdingsduren kunnen worden afgeleid door de waarden uit de transformatiematrix af te lezen na eventueel interpolatie.

4.7.2 Reststerkte filterlaag

Uitgegaan wordt van loodrechte golfaanval. De reststerkte voor de filterlaag luidt volgens de formulerings in PC-ring [3] :

$$t_{rf} = 54000 \cdot T_p \cdot \exp (c_{r,f} \cdot (H_s L_0)^{0.5})$$

als aan beide volgende eisen wordt voldaan:

$$\text{filterlaagdikte: } b > 0.1 + 0.023 (H_s L_0)^{0.5} \text{ en}$$

$$\text{stabiliteit toplaagresten: } \frac{H_s}{\Delta D} < 10 \cdot \xi_{op}^{-0.67}$$

waarin:

$$\begin{aligned} c_{r,f} &= \text{modelfactor voor de reststerkte van het filter [-]} \\ b &= \text{dikte van het filter [m]} \end{aligned}$$

In alle andere gevallen is $t_{rf} = 0$

4.7.3 Reststerkte kleilaag onder het filter

In de LTV [3] is een tabel gegeven, waarin de reststerkte kan worden afgelezen. Voor de probabilistische berekening is het echter praktischer om een wiskundige formulering te gebruiken, zoals die is beschreven in het programma PC-Ring [5]. Deze formulering komt ongeveer overeen met de waarden uit de tabel van de LTV [3].

$$t_{rk} = \frac{0.4 L_k c_{RK}}{r^2 H_s^2}$$

$$L_k = D_{klei} / \sin \alpha$$

waarin:

$$\begin{aligned} L_k &= \text{horizontale dikte van de kleilaag [m]} \\ D_{klei} &= \text{dikte van de kleilaag loodrecht op het talud [m]} \\ \alpha &= \text{taludhelling [} ^\circ \text{]} \\ r &= \text{reductie door scheef invallende golven (aangenomen is } r = 1 \text{)} \\ c_{rk} &= \text{modelconstante [m}^2\text{s]} \end{aligned}$$

Aftap voor de kans op onvoldoende reststerkte

Bij elke trekking is geanalyseerd of de reststerkte van de filter- en kleilaag onder de toplaag onvoldoende is, zodra de toplaag instabiel wordt. Opgeslagen wordt hoeveel trekkingen onvoldoende reststerkte opleveren. Hieruit kan met @RISK de kans op onvoldoende reststerkte worden bepaald.

5. Onzekerheden en veiligheden

In dit hoofdstuk worden de aanwezige onzekerheden en tevens een kwantificering daarvan gegeven. De kwantificering is in de meeste gevallen ingeschat aan de hand van het 95% betrouwbaarheidsinterval. De standaardafwijking is dan gelijk aan het kwart van het verschil tussen de uiterste ondergrens en de bovengrens van een bepaalde stochast.

In overleg met experts zijn de kansverdelingen ingeschat. Aangenomen is dat de vorm van de genoemde kansverdelingen telkens normaal verdeeld is, tenzij anders vermeld. De geraadpleegde experts waren afkomstig van verschillende organisaties: Rijks Instituut voor Kust en Zee van Rijkswaterstaat (o.a. J. de Ronde, J. Andorka Gal en J.W. Seijffert), het projectbureau Zeeweringen (C.J. Dorst), Delft Hydraulics (M. Klein Breteler), Dienst Weg- en Waterbouwkunde (Volker) en Directie Zeeland van Rijkswaterstaat (S. Vereeke).

De kwantitatieve inschatting van alle relevante onzekerheden is gegeven in onderstaande paragrafen in tabelvorm, waarbij onderscheid is gemaakt in onzekerheden ten aanzien van de belasting, de stabiliteit en de bekledingseigenschappen.

Telkens is in de basis uitgegaan van de deterministische rekenwaarden, waarop modelfactoren zijn gezet. Modelfactoren zijn stochasten die worden gesommeerd of vermenigvuldigd met de deterministische rekenwaarden om de onzekerheid in rekening te brengen.

Kwantitatieve inschatting van onzekerheden

Eerst zijn parameters beschreven waarvan de statistiek in rekening is gebracht. De overige onzekerheden worden door modelfactoren weergegeven. De karakteristieken van de kansverdelingen zijn gegeven in de tabellen 1, 2 en 3. Hierin worden de karakteristieken van de kansverdeling van de modelfactoren gegeven voor onzekerheden ten aanzien van respectievelijk de belasting, de modellering van de stabiliteit en de bekledingseigenschappen.

1. Windsnelheid en windrichting bij Hoek van Holland
Deze onzekerheden zijn beschreven met de statistiek volgens het Volkermodel in Bijlage B. Op grond van windstatistiek worden de golfrandvoorwaarden afgeleid in de deterministische methode.
2. Maximale waterstand per storm bij Hoek van Holland
Deze onzekerheden zijn beschreven met de statistiek volgens het Volkermodel in Bijlage B. Hierbij is de maximale waterstand in een storm gecorreleerd met de windstatistiek.
3. Opzetduur Oosterschelde
Onzekerheid veroorzaakt door statistische variatie. De kansverdeling is overgenomen van de studie Barcon. Bij de bepaling van het verloop van de waterstand wordt echter een genuanceerde stormduur in rekening gebracht, analoog aan het Toetskader voor de Oosterschelde [8]
 - Gemiddelde waarde = 54 uur
 - Standaardafwijking = 18.8 uur
 - Vorm kansverdeling: Lognormaal
 - Rekenwaarde deterministische methode = n.v.t., omdat de waterstandsstatistiek hier niet is meegenomen.
4. Faseverschil tussen hoogwater en de maximale opzet
De onzekerheid wordt veroorzaakt door de grillen van de natuur. Het faseverschil is uniform verdeeld tussen -6.208 en 6.208 uur. Rekenwaarde deterministische methode = n.v.t., omdat de waterstandsstatistiek hier niet is meegenomen.

Onzekerheid	μ	σ	type	rekenwaarde	toepassing modelfactor
vertaling naar de waterstand bij Vlissingen	1.0	0.05	normaal	n.v.t.	vermenigvuldigd met waterstand bij Vlissingen
onzekerheid statistiek windsnelheid Vlissingen	1.0	0.08	normaal	1.0	vermenigvuldigd met de windsnelheid bij Vlissingen
onzekerheid statistiek windrichting Vlissingen	0.0°	22.5°	normaal	0.0°	gesommeerd met de windrichting bij Vlissingen
toepassing opzetduur voor Westerschelde	1.0	0.1	normaal	n.v.t.	vermenigvuldigd met opzetduur Oosterschelde
berekening van waterstanden met IMPLIC	0.0 m	0.03 * h_{vls}	normaal	n.v.t.	gesommeerd met de waterstand bij de dijk
berekening van overschrijdingsduren met IMPLIC	1.0	0.10	normaal	n.v.t.	vermenigvuldigd met de overschrijdingsduur
berekening van significante golfhoogtes met SWAN	-0.25 m	0.27 m	normaal	0.0 m	gesommeerd met de golfhoogte uit SWAN
berekening van piekperiodes met SWAN	0.3 s	0.8 s	normaal	0.0 s	gesommeerd met de rekenwaarde van T_p (SWAN + 1.0 s)
belastingniveau op de bekleding	0.0 m	0.25 m	normaal	0.0 m	gesommeerd met het niveau van belasten

Tabel 1: Karakterisering van kansverdelingen van de modelfactoren voor belastingparameters

Onzekerheid	μ	σ	type	rekenwaarde	toepassing modelfactor
instabiliteit toplaag zuilen [14]	1.62	0.16	normaal	1.0	m_{A_v} zie paragraaf 4.5
blokken op kant ([15]	1.36	0.30	lognormaal	1.0	m_{A_v} zie paragraaf 4.5
vereenvoudiging Anamos	1.0	0.05	normaal	n.v.t.	m_{verenv} zie paragraaf 4.5
reststerktemodel filter [8]	-0.38	0.06	normaal	n.v.t.	$c_{r, f}$ zie paragraaf 4.9.2
reststerktemodel kleilaag [8]			normaal	n.v.t.	$c_{r, k}$ zie paragraaf 4.9.3
matige tot slechte klei	16000	3000			
gestructureerde goede klei	34000	6000			
zeer goede klei	54000	6000			

Tabel 2: Parameters van kansverdelingen van modelfactoren voor modellering van stabiliteit.

Onzekerheid	μ	σ	type	rekenwaarde	toepassing modelfactor
cotangens van de taludhelling	0.2	0.1	normaal	0	gesommeerd met de rekenwaarde v.d. helling (gemeten cotan - 0.2)
blokdikte					vermenigvuldigd met de blokdikte
machinaal gefabriceerd	1.0	0.01	normaal	1.0	
natuursteen (o.a. basalt)	1.0	0.05	normaal	1.0	vermenigvuldigd met de blokdikte
dichtheid van de blokken					vermenigvuldigd met de rekenwaarde van de dichtheid
betonblokken /-zuilen	1.02	0.02	normaal	1.0	
overige materialen	1.0	0.02	normaal	1.0	
zuilen:					vermenigvuldigd met het oppervlak
oppervlak van de blokken	1.0	0.1	normaal	1.0	
rel. open opp. van blokken	1.0	0.1	normaal	1.0	vermenigvuldigd met het relatief open oppervlak
rechthoekige blokken:					vermenigvuldigd met de lengte en breedte
breedte, lengte natuursteen	1.0	0.01	normaal	1.0	
lengte, breedte overige blokken	1.0	0.005	normaal	1.0	
spleetbreedte	3 mm	2 mm	normaal	0 mm	gesommeerd met rekenwaarde (1 mm)
filterdikte boventafel	-0.05 m	0.03	normaal	0 m	gesommeerd met de rekenwaarde
ondertafel	-0.10 m	0.06	normaal	0 m	
diameter filtermateriaal zuilen	0.85	0.1	normaal	1.0	vermenigvuldigd met rekenwaarde filterdikte
gekantelde blokken	1.0	0.1	normaal	1.0	
porositeit van het filter	1.0	0.1	normaal	1.0	vermenigv. met porositeit
dikte van de kleilaag	1.0	0.2	normaal	1.0	vermenigv. met kleidikte

Tabel 3: Parameters van kansverdelingen van modelfactoren voor bekledingseigenschappen

5.1 Mogelijkheden om onzekerheden te verkleinen

Uiteindelijk wordt met onderzoek beoogd om onzekerheden te verkleinen, ten einde een uitgekiender ontwerp en toetsing mogelijk te maken. Bij de prioritering van onderzoek moet naast de invloed van de onzekerheid ook worden geanalyseerd in hoeverre een verkleining van de onzekerheden mogelijk is. Lang niet alle onzekerheden kunnen even gemakkelijk worden verkleind door nader onderzoek. In de tabel 4 is aangegeven in welke mate de verschillende onzekerheden kunnen worden verkleind.

Onzekerheid	reductie van onzekerheid mogelijk ?	verklaring
wind-waterstandstatistiek	nee	wordt opgelegd door de natuur
onzekerheid waterstand bij Vlissingen	zeer moeilijk	alleen na duizenden jaren meten kunnen extreme waarden worden toegevoegd aan de statistiek
onzekerheid windrichting bij Vlissingen	zeer moeilijk	idem
opzetduur Oosterschelde	zeer moeilijk	idem
vertaling opzetduur naar Vlissingen	ja	door een nadere analyse van metingen
kansverdeling faseverschil	nee	wordt bepaald door de natuur
waterstand bij de dijk	ja	door verbetering van het waterbewegingsmodel IMPLIC
overschrijdingsduur van waterstanden	ja	idem
golfhoogtes	ja	door verbetering van het golfmodel SWAN
golfperiodes	ja	idem
belastingniveau op de bekleding	ja	door nader modelonderzoek
onzekerheden van modellering van de stabiliteit	ja	door nader modelonderzoek
onzekerheden van eigenschappen van de steenbekleding	ja	beter meten en nauwkeuriger uitvoeren

Tabel 4: Mogelijkheid om de verschillende onzekerheden te verkleinen

5.2 Veiligheden in de deterministische ontwerp- en toetsmethode

Na analyse van de onzekerheden en enige ontwerpnota's van de gerealiseerde verbeterwerken van steenbekledingen is gebleken dat er bij het deterministische ontwerp op verschillende punten veilige aannamen zijn meegenomen. Dit betekent dat in de deterministische methode niet overal met de gemiddelde (verwachte) waarde wordt gerekend, maar met een rekenwaarde die aan de veilige kant uitvalt. Deze veilige aannamen worden gedaan om onder maatgevende omstandigheden een zekere reserveveiligheid te verkrijgen. De geconstateerde veiligheden zijn:

1. Waterstandsstatistiek wordt niet meegenomen

In de deterministische methode is de waterstandstatistiek niet in rekening gebracht. De maatgevende golven worden per waterstand bepaald door de 1/4000 windsnelheid. Deze aanpak komt overeen met de methode waarbij de kans dat een bepaalde waterstand optreedt op 1.0 wordt gesteld. In werkelijkheid is de kans dat een hoge waterstand optreedt veel kleiner dan 1.0. Beter zou gezocht moet worden naar de golfbrandvoorwaarden die gelden bij een windsnelheid en waterstand die in combinatie een kans van overschrijden van 1/4000 hebben. Deze golfbrandvoorwaarden zullen lager zijn dan de golfbrandvoorwaarden van de deterministische methode. In Bijlage E is dit punt nader geanalyseerd.

2. Veiligheid in de stabiliteitsformulering van de toplaag

De stabiliteit van de steenzettingen die in de Deltagoot zijn beproefd bleek een grote spreiding te vertonen. De benodigde steendikte die wordt berekend met Anamos is groter verondersteld dan de gemiddelde waarde die gevonden is uit de Deltegoot-proeven.

3. Reststerkte wordt niet meegenomen

In werkelijkheid is de dijk nog lang niet bezweken als er enige stenen uit de toplaag zijn gelicht. Als deze extra veiligheid wel in rekening zou worden gebracht, zou een minder strenge toetsing en een minder conservatief ontwerp kunnen worden verkregen.

4. Inklemming wordt niet meegenomen

Inklemming werkt stabiliteitsverhogend. In de Deltagoot was echter ook een zekere mate van inklemming aanwezig. Het theoretische stabiliteitsmodel Anamos is gebaseerd op deze Deltagoot-proeven. In een dijkvak kan de inklemming groter zijn dan in de Deltagoot. In dat geval kan uitgekiender worden getoetst en ontworpen door het in rekening brengen van de extra mate van inklemming ten opzichte van de deltagoot. In werkelijkheid zou de inklemming echter ook kleiner kunnen zijn dan in de deltagoot. In dat geval is de stabiliteit kleiner dan de Deltagoot. In de huidige toets- en ontwerpmethode wordt inklemming niet apart in rekening gebracht, omdat duidelijke toets- en ontwerpregels nog ontbreken.

5. Veiligheden in parameters

Bij een (beperkt) aantal parameters wordt in de deterministische methode een ongunstiger rekenwaarde in rekening gebracht dan de meetwaarde in de praktijk. Dit is het geval bij de volgende parameters: taludhelling, filterdikte, diameters van het filtermateriaal, de spleetbreedte bij rechthoekige blokken, de blokdikte van blokken op zijn kant, en de dichtheid van een betonelement.

6. Beschrijving beschouwde cases

Er zijn twee dwarsdoorsneden beschouwd: bij Borssele-West en bij de Zimmermanpolder is het ontwerp van een nieuwe bekleding beschouwd.

6.1 Deterministisch ontwerp Borssele-west

Dijkpaal 32 in dijkvak 21 is gekozen als dwarsdoorsnede. De keuze is min of meer arbitrair geschied. Bij het beschouwde dwarsprofiel zijn de golfbelastingen relatief hoog. De locatie van het beschouwde dwarsprofiel is gegeven in Figuur 8.



Figuur 8: Locatie van het beschouwde dijkvak Borssele-West.

De ondertafel van de huidige dwarsdoorsnede bestaat uit basalt ingegoten met asfalt. Hiervoor is tot op heden geen goede toetsmethode ontwikkeld. Dit gedeelte is in het nieuwe ontwerp dan ook nog blijven liggen. De boventafel wordt wel vervangen.

Deze paragraaf beschrijft het deterministische ontwerp, en de gehanteerde veiligheidsafwijkingen en/of andere opvallende van belang zijnde zaken. Voor een gedetailleerdere beschrijving van het ontwerp wordt verwezen naar de ontwerpnota [5].

6.1.1 Oude situatie

De kern van de huidige dijk is tot minimaal aan het niveau van de berm, rond NAP+5,5m, opgebouwd uit klei. De teen van de dijk begint op ongeveer NAP-1m. De teen-constructie wordt ondersteund door een kreukelberm. De overgang van ondertafel naar boventafel ligt op ongeveer 1m boven GHW. In dit geval is dat dan rond NAP+3,5m. Voor de ondertafel varieert de helling tussen 1:3,3 en 1:4. Voor de boventafel is de helling rond 1:4,0. De berm begint op ongeveer NAP+5,5m. De berm en het bovenbeloop tussen berm en kruin heeft een bekleding van gras op klei.

6.1.2 Gehanteerde randvoorwaarden

In dijkvak 21, bij dijkpaal 32, is het Gemiddeld Hoog Water (GHW) gelijk aan NAP+2,15m. Het gehanteerde Ontwerppeil (met een overschrijdingskans van 1/4000 per jaar) voor 2050 is gesteld op NAP+5,70m (inclusief zeespiegelrijzing).

In dijkvak 21 bij dijkpaal 32 zijn de golfrandvoorwaarden gehanteerd, die gegeven zijn in Tabel 5.

Waterstand m+NAP	H_s m	T_p s	θ ° tov Noord
5.7	2,86	7,5	270
4	2,6	7,5	270
2	2,3	6,8	270

Tabel 5: Gehanteerde golfrandvoorwaarden bij Borssele-West

Deze randvoorwaarden zijn gebaseerd op golfberekeningen die gemaakt zijn met het model SWAN. Dit model is sindsdien echter aangepast en verbeterd. De probabilistische berekeningen zijn gebaseerd op de meest recente verbeterde SWAN-sommen. Dit kan betekenen dat de afgegeven randvoorwaarden enigszins kunnen afwijken van de meest recente SWAN-berekeningen. In de nieuwe SWAN-modellerings wordt een stromingscorrectie toegepast van 0.45 m voor H_s en 0.20 s voor T_p . Deze correctie moet worden opgeteld bij de SWAN-resultaten. Bovendien wordt 1.0 s bij de T_p opgeteld, omdat uit vergelijking met metingen is gebleken dat SWAN de T_p stelselmatig onderschat.

6.1.3 Toetsing oude bekleding

In de huidige situatie bestaat de bekleding van de dijk, van de teen tot aan de berm, uit Doornikse steen ingegoten met beton, basalt ingegoten met asfalt, betonblokken doorgroeienden en nog eens betonblokken. Al deze bekledingstypen, met uitzondering van het met asfalt ingegoten basalt, zijn in de toetsing als 'onvoldoende' beoordeeld en zullen dus worden vervangen. Voor de met asfalt ingegoten basalt bestaat tot op moment van schrijven van de nota geen goede toetsmethode. Daarom is besloten de ingegoten bekleding voorlopig nog te laten zitten en deze te overlagen.

In de boventafel (van NAP + 3,00 m tot NAP + 5,50 m) is de oorspronkelijke bekleding vervangen door betonzuilen met daaronder een uitvullaag van granulair materiaal en een geokunststof. In de probabilistische berekening wordt alleen deze boventafel beschouwd. De ondertafel wordt niet beschouwd, omdat voor gepenetreerd basalt geen goede toetsregels bestaan.

6.1.4 Dimensionering

De volgende aspecten zijn van belang bij de dimensionering van de betonzuilen:

- de dikte van de zuilen wordt afgerond op 5 cm
- de soortelijke massa van de elementen wordt afgerond op 100 kg/m³
- in de berekening is rekening gehouden met een extra marge in de filterdikte.
- voor de soortelijke massa van betonzuilen wordt rekening gehouden met een marge van 3% vanwege het verschil tussen de soortelijke massa van droge en van natte zuilen. Deze marge wordt echter niet in de berekening ingevoerd: na de berekening wordt gecontroleerd of voldoende marge in de soortelijke massa aanwezig is.
- om rekening te houden met onnauwkeurigheid in de uitvoering, wordt in de berekening gewerkt met een steilere taludhelling, waarbij de cotangens 0,2 kleiner is.

Bij dp32 is boven NAP + 3.0 tot NAP + 5,5 m de volgende betonzuil gekozen: D=0,40m / $\rho=2800$ kg/m³. Deze toplaag is volgens Anamos net stabiel. De optimale taludhelling is 1:3,9, zodat moet worden gerekend met 1:3,7.

Uit het oogpunt van stabiliteit en uitvoering moet het filtermateriaal zo fijn mogelijk zijn, maar niet zo fijn dat het tussen de toplaagelementen uit kan spoelen. De fijnst mogelijke sortering voor de toplaag van betonzuilen in de beschouwde dwarsdoorsnede is 14/32mm, waarbij de D15 van het materiaal in het ontwerp op 20mm is gesteld. Dit is een conservatieve aanname, aangezien in werkelijkheid de D15 van de 14/32mm-sortering gelijk is aan 17mm.

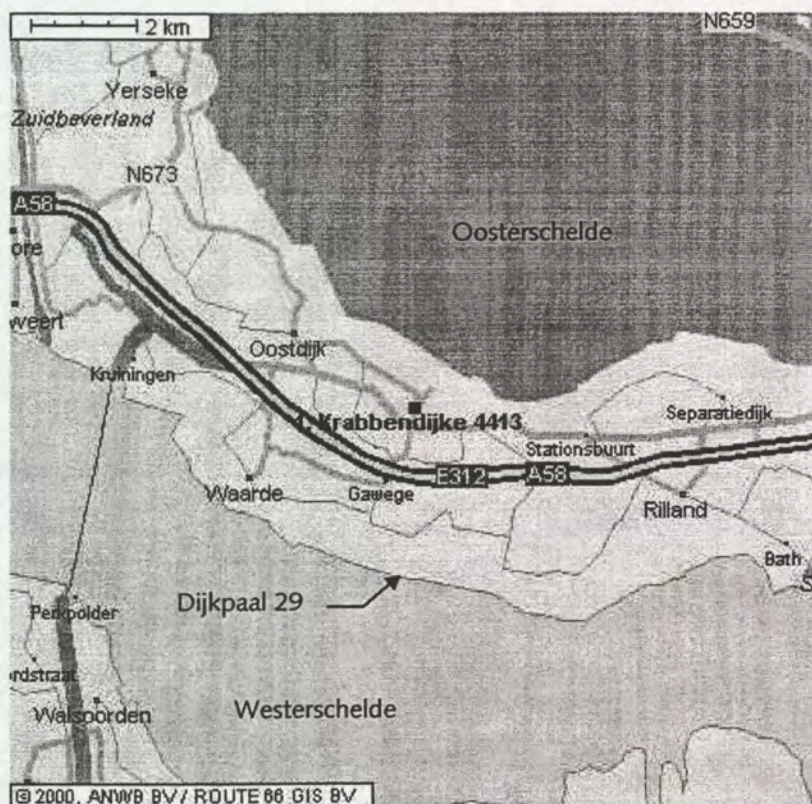
De minimaal mogelijke filterdikte (qua uitvoering) is 10cm. Deze dikte wordt dan ook voorgeschreven in het bestek. In het ontwerp wordt echter rekening gehouden met uitvoeringsmarge van 5 cm, waardoor met een filterdikte van 0.15 m wordt gerekend.

De dikte van de kleilaag is van belang voor de stabiliteit tegen afschuiven. Gesteld wordt in het ontwerp dat de dikte van de kleilaag minimaal 1,20 meter moet zijn. Hieraan wordt voldaan.

Voor de ingevoerde waarden in Anamos voor het ontwerp van de bekleding met betonzuilen wordt verwezen naar bijlage E. Het dwarsprofiel van het ontwerp is gegeven in Bijlage H.

6.2 Deterministisch ontwerp Zimmermanpolder

Dijkpaal 29 in dijkvak 67(2) is gekozen als dwarsdoorsnede voor de case Zimmermanpolder. De keuze voor deze dwarsdoorsnede volgt uit het feit dat de gehele bekleding, van teen tot berm, als 'onvoldoende' wordt getoetst, waardoor dus een geheel nieuwe bekleding wordt aangebracht. De locatie van het beschouwde dwarsprofiel is gegeven in Figuur 9.



Figuur 9: Locatie van het beschouwde dwarsprofiel in de Zimmermanpolder.

Deze paragraaf noemt (en beschrijft) het deterministische ontwerp, en de gehanteerde veiligheidsniveaus, afwijkingen en/of andere opvallende van belang zijnde zaken. Voor een gedetailleerdere beschrijving van het ontwerp wordt verwezen naar de ontwerpnota [6].

6.2.1 Oude situatie

De basis van de kern van de dijk bestaat uit de oude dijk. Oude dijken zijn kleidijken, waardoor de kern van de huidige dijk tot aan het niveau van de berm bestaat uit klei. De teen van de dijk begint op NAP-1m. Tot NAP+1m ligt slik. De teen is deels bestort met breuksteen. De overgang van ondertafel naar boventafel ligt op ongeveer 0,5m boven GHW. In dit geval is dat dan tussen NAP + 3,0 m en NAP + 3,3 m. Voor de ondertafel varieert de taludhelling tussen 1:2,8 en 1:3,5. Voor de boventafel varieert de helling tussen 1:3,0 en 1:4,0. De berm begint op ongeveer NAP+6,0m.

6.2.2 Gehanteerde randvoorwaarden

Het Gemiddeld Hoog Water (GHW) is gelijk aan NAP + 2,60 m. Het gehanteerde Ontwerppeil voor 2050 is gesteld op NAP + 6,55 m. Er gelden de volgende golfrandvoorwaarden:

Waterstand m+NAP	H _s m	T _p s	θ ° tov Noord
6,55*	1,98	7,0	220
6	1,9	6,8	220
4	1,6	6,2	220
2	1,2	5,2	220

* Ontwerppeil 2050 inclusief zeespiegelrijzing

Tabel 6: Gehanteerde golfrandvoorwaarden bij de Zimmermanpolder

Bij de Zimmermanpolder zijn de stroomsnelheden door eb en vloed dermate klein, dat er geen stromingscorrectie behoeft te worden toegepast op de berekeningsresultaten van SWAN.

6.2.3 Toetsing huidige bekleding

In de huidige situatie bestaat de bekleding van de dijk, van de teen tot aan de berm, achtereenvolgens uit Doornikse steen, basaltzuilen, ingegoten basaltzuilen, betonblokken en Haringmanblokken. Al deze bekledingstypen zijn in de toetsing als 'onvoldoende' beoordeeld en zullen dus worden vervangen.

6.2.4 Dimensionering

De optimale helling voor de nieuwe bekleding is 1:3,6 (best passend bij de huidige situatie). In verband met uitvoeringstoleranties wordt gerekend met een 0,2 steilere helling dan in het ontwerp. In het ontwerp is dus 1:3,4 gehanteerd. Voor het beschouwde dijkvak is gekozen voor:

- tot NAP+1m: gekantelde Haringmanblokken (0.50 * 0.50 * 0.25m);
- NAP+1m - NAP+2m: gekantelde Haringmanblokken (0.50 * 0.50 * 0.20m);
- NAP+2m - NAP+6,30m: betonzuilen.

De teenconstructie wordt vernieuwd, waardoor ook een nieuwe kreukelberm zal worden aangelegd. De gebruikte breuksteensortering voor de kreukelberm is 10-60kg. De teenconstructie dient ter ondersteuning van de nieuwe bekleding van gekantelde blokken en betonzuilen. Het niveau van de bovenkant van de teen ligt op NAP. De zetsteenbekleding bestaat uit betonzuilen met daaronder een uitvullaag van granulair materiaal en een geokunststof.

In de veiligheidsanalyse wordt het stuk bekleding tussen NAP + 1.0 en NAP + 2.0 meter in de ondertafel, en de betonzuilen in de boventafel beschouwd. De gekantelde blokken onder NAP + 1.0 m worden verondersteld minimaal even veilig te zijn als de gekantelde blokken tussen NAP + 1.0 en NAP + 2.0 m.

Toplaag Betonzuilen

- de dikte van de zuilen wordt afgerond op 5 cm
- de soortelijke massa van de elementen wordt afgerond op 100 kg/m³
- in de berekening is rekening gehouden met een extra marge in de filterdikte.

Boven NAP+2m is de volgende betonzuil gekozen: $D=0,45\text{m}$ / $\rho=2300\text{ kg/m}^3$. Op de ondertafel (onder NAP+3m) zou een kleinere zuil kunnen worden toegepast ($D=0,35\text{m}$). Echter, de strook beneden NAP+3m is dermate smal, dat bij gebruik van dezelfde zuilafmeting een (ongewenste) sprong in de filterdikte kan worden vermeden.

Bij de dimensionering van de betonzuilen is doorgaans in de praktijk het $6\xi^{-2/3}$ -criterium maatgevend. De lichtst mogelijke zuiltypen zijn op basis van dit criterium bepaald en vervolgens getoetst met ANAMOS.

Toplaag gekantelde blokken

Gekantelde Haringmanblokken komen in 2 lagen voor in de ondertafel:

- NAP - NAP+1m: $0.50 * 0.50 * 0.25\text{m}$
- NAP+1m - NAP+2m: $0.50 * 0.50 * 0.20\text{m}$

Haringman-blokken zijn niet vlak, maar hebben aan de bovenkant een uitsparing. Deze was vroeger bedoeld om golfloop te reduceren. Om deze uitsparing in rekening te brengen is een rekentruuk toegepast. Door de uitsparing is het gewicht van een haringman-blok kleiner dan een normaal blok met dezelfde breedte, lengte en dikte. In de som is de dichtheid lager aangenomen ten opzichte van de dichtheid van beton (2300 kg/m^3) met 150 kg/m^3 tot 2150 kg/m^3 .

In de ontwerpregels voor gekantelde blokken wordt uitgegaan van herplaatsing zonder tussenruimten (koud tegen elkaar aan!).

Filter

Uit het oogpunt van stabiliteit en uitvoering moet het materiaal zo fijn mogelijk zijn, maar niet zo fijn dat het tussen de toplaagelementen uit kan spoelen.

De fijnst mogelijke sortering voor zuilen in de beschouwde dwarsdoorsnede is 14/32mm, waarbij de D15 van het materiaal in het ontwerp op 20mm is gesteld. Dit is een conservatieve aanname, aangezien in werkelijkheid de D15 van de 14/32mm-sortering gelijk is aan 17mm. Voor blokken op z'n kant is de sortering 4/20 gehanteerd. Hier is geen veilige aanname gedaan voor de D15. De D15 is hierbij 5 mm (zonder conservatieve aanname)

De minimaal mogelijke laagdikte (qua uitvoering) is 10cm. Deze dikte wordt dan ook voorgeschreven in het bestek. In het ontwerp wordt echter rekening gehouden met uitvoeringstoleranties. Bij de zuilen is uitgegaan van 10 cm grotere filterdikte in de getijzone en 5 cm boven de getijzone. Bij blokken op z'n kant is voor beide zones uitgegaan van een filterdikte van 15 cm. De marge door uitvoeringsonnauwkeurigheid is hierbij ook in de getijzone gezet op 5 cm.

Kleilaag onder het filter

De dikte van de kleilaag is van belang voor de stabiliteit tegen afschuiven en de mate van reststerkte. Om stabiliteit te bieden tegen afschuiven, wordt de kleilaag minimaal 0,80m dik gemaakt.

Overgangsconstructies

Op de scheiding tussen de verschillende typen bekleding zijn geen overgangsconstructies nodig. Op de overgang van boventafel naar berm worden de betonzuilen tot 1 meter na de afronding (met een straal van 10m) op de berm doorgetrokken.

Voor de ingevoerde waarden in Anamos voor de Zimmermanpolder wordt verwezen naar bijlage E. Het ontwerp is weergegeven in het dwarsprofiel in Bijlage H.

7. Resultaten

Dit hoofdstuk beschrijft en resultaten van de probabilistische analyses. Eerst is aangegeven in paragraaf 7.1 hoe de modellering is gecontroleerd en geverifieerd. Paragraaf 7.2 geeft de resultaten voor de kans op instabiliteit van de topklaag. De invloed van de stochasten is beschreven in paragraaf 7.3. In paragraaf 7.4 is de invloed aangegeven van veilige aannamen in de deterministische methode. Tenslotte is in paragraaf 7.5 de reststerkte geanalyseerd.

7.1 Verificatie van de modellering

Om te verifiëren dat er geen programmeerfouten zijn gemaakt in het probabilistisch rekenmodel zijn de volgende items gecontroleerd in Bijlage I:

Waterstandsstatistiek

Er zijn met het probabilistische model overschrijdingslijnen geconstrueerd van de waterstand bij Vlissingen, de Borsselepolder en de Zimmermanpolder. De gereproduceerde waterstandsstatistiek komt overeen met de beschikbare statistiek. Dit geeft veel vertrouwen in de IMPLIC-berekeningen.

Windstatistiek bij Vlissingen

Aangetoond is dat het model de windstatistiek op een goede manier kan reproduceren.

Stabiliteitsmodel

Om het stabiliteitsmodel te controleren zijn de deterministische rekenwaarden ingevoerd. De resulterende steendiktes komen overeen met het deterministische ontwerp. Het ingevoerde stabiliteitsmodel is dus correct.

Overige controles

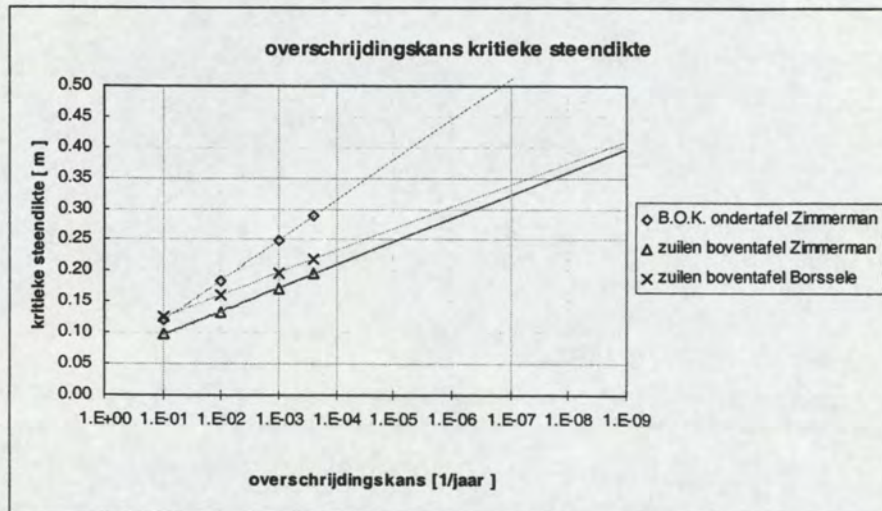
Voor iedere trekking wordt de bijbehorende golfbelasting en lokale waterstand afgelezen uit tabellen. Voor verschillende trekkingen is geverifieerd dat de goede resultaten uit deze tabellen worden gezocht. Daarnaast is per trekking geverifieerd dat er geen rare resultaten worden berekend.

7.2 Kans op instabiliteit van de topklaag

Uit alle kansverdelingen worden met de methode Monte Carlo vele trekkingen verricht. Per trekking is de kritieke steendikte bepaald, waarbij falen optreedt. Met de probabilistische berekening is de kansverdeling van de kritieke dikte bepaald. Gebleken is dat bij 500.000 trekkingen de kritieke dikte niet groter is geworden dan de aanwezige steendikte. Er trad dus geen instabiliteit op. De faalkans is in de beschouwde dijkvakken in ieder geval kleiner dan 1/500.000 per jaar. De overschrijdingslijn van de kritieke steendikte is in het exponentiële vlak een rechte lijn. In figuur 10 zijn de overschrijdingslijnen van de kritieke steendikte weergegeven.

Uit de overschrijdingslijnen is middels extrapolatie de faalkans geschat die hoort bij de aanwezige steendikte. In de probabilistische som is gerekend met resultaten van golfberekeningen met de verbeterde SWAN-modellering. Om een eerlijke vergelijking te verkrijgen tussen de probabilistische som en de deterministische methode moet ook in de deterministische methode worden uitgegaan van de verbeterde SWAN-resultaten. Vervolgens is de faalkans bepaald van deze bekleding. Hiertoe is de benodigde steendikte opnieuw bepaald met de deterministische methode, gebruik makend van de gedetailleerde SWAN-sommen. De bijbehorende steendiktes zijn afgeleid in Bijlage E: De zuilen in de boventafel van de Borsselepolder: 0.35 m, de zuilen in de boventafel van de Zimmermanpolder: 0.35 m. en de blokken op z'n kant in de ondertafel van de Zimmermanpolder: 0.43 m.

Hierbij is de benodigde steendikte niet afgerond op 5 cm. Ook bij blokken op z'n kant is uitgegaan van de theoretisch benodigde steendikte en niet de aanwezige dikte van 50 cm. We zijn immers met name geïnteresseerd in de veiligheden van de huidige toets- en ontwerp-methode.



Figuur 10: De overschrijdingskansen van de kritieke steendikte volgens de volledig probabilistische berekening.

De faalkansen van de bekledingen en de kritieke steendiktes bij overschrijdingskansen van 1/400.000 en 1/4000 zijn gegeven in tabel 7:

dijkvak	bekleding	faalkans toplaag [1/ jaar]	orde	steendikte [m]		
				aanwezig	1/400.000	1/4000
Borsselepolder	zuilen boventafel	1/16.000.000	10 ⁻⁸	0.36	0.29	0.22
Zimmermanpolder	b.o.k. ondertafel	1/560.000	10 ⁻⁶	0.43	0.42	0.29
Zimmermanpolder	zuilen boventafel	1/50.000.000	10 ⁻⁸	0.35	0.27	0.20

Tabel 7: Faalkansen van de aanwezige toplaag en kritieke steendiktes voor verschillende overschrijdingskansen van de beschouwde bekledingen

Analyse resultaten

- Alle geanalyseerde bekledingen voldoen aan de gestelde veiligheidsfilosofie. De faalkans is kleiner dan 1/400.000 per jaar.
- De blokken op z'n kant in de ondertafel van de Zimmermanpolder zoals berekend met de nieuwe SWAN-modellering voldoen maar net aan de gestelde eis. De deterministische methode geeft een steendikte die 1 cm veiliger is dan de gestelde veiligheidsfilosofie.
- Bij de zuilen is de toets- en ontwerp methode een stuk veiligheid dan noodzakelijk.

7.3 Invloed van de stochasten

Zoals in paragraaf 8.2 beschreven is, is bij de probabilistische berekeningen geen instabiliteit opgetreden, omdat de faalkans relatief klein is. Er kan hierdoor geen ontwerppunt worden afgeleid. Hierdoor kan ook de invloed van de stochasten niet worden berekend in het ontwerppunt. De invloed wordt bepaald met een gevoeligheidsanalyse zoals beschreven in paragraaf 3.3.

Gevoeligheidsanalyse

De relatieve invloed van de standaardafwijking (r_σ) en de gemiddelde waarde (r_μ) van verschillende stochasten op de kritieke steendikte is berekend volgens de definitie, die is gegeven in paragraaf 3.3:

$$r_c = \frac{dD_{kritiek}}{D_{kritiek}} \bigg/ \frac{d\sigma}{\sigma}, \quad r_\mu = \frac{dD_{kritiek}}{D_{kritiek}} \bigg/ \frac{d\mu}{\sigma}$$

De resultaten zijn gegeven in tabel 8 voor de zuilen bij de Borsselepolder en de blokken op z'n kant in de ondertafel van de Zimmermanpolder. Hoe groter het getal, hoe groter de invloed van de betreffende stochast op de kansverdeling van de kritieke steendikte is.

Stochast	Relatieve invloed					
	Borssele zuilen boventafel		Zimmerman zuilen boventafel		Zimmerman b.o.k. ondertafel	
	r_σ	r_μ	r_σ	r_μ	r_σ	r_μ
opzetduurstatistiek	0	0	0	0	0	0
taludhelling	-0.011	-0.017	0	-0.017	0	-0.032
dikte toplaag	0	0	0	0	0	0
dichtheid toplaag	0.011	-0.028	-0.012	-0.218	0.023	-0.040
dikte filter	0	0	0	0	0	0
D15 filter	0	0	0	0	0	0
porositeit filter	0	0	0	0	0	0
% open opp. Toplaag	0	0	0	0	0	0
oppervlak element	0	0	0	0	0	0
spleetbreedte	0	0	0	0	0	-0.016
lengte element	0	0	0	0	0	0
breedte element	0	0	0	0	0	0
vereenvoudiging Anamos	0	0	0	0	0	0
waterstand Vlissingen	0.011	0.011	0	0.023	0	0
windsnelheid Vlissingen	0.057	0.051	0	0.069	0.023	0.044
windrichting Vlissingen	0.045	-0.028	0	0	0.039	-0.036
Implic	0	0.011	0	0.011	0	0
Hs Swan	0.068	0.084	0.105	0.052	0.250	0.171
Tp Swan	0.057	0.084	0.058	0.017	0.117	0.123
aangrijpingspunt op talud	0	0	0	0	0.031	-0.048
modelfactor m_A	0.114	-0.129	0.081	-0.069	0.328	-0.524

Tabel 8: Relatieve invloedsfactoren voor de standaardafwijking en gemiddelde waarde per stochast voor de zuilen in de boventafel van de Borsselepolder-West en de blokken op z'n kant in de ondertafel van de Zimmermanpolder.

Uit tabel 8 kan bijvoorbeeld worden afgeleid wat de invloed is van een eventuele toekomstige verbetering van het model SWAN. Als bijvoorbeeld de standaardafwijking van de modelonzekerheid van SWAN voor H_s halveert, dan is de relatieve wijziging $d\sigma/\sigma = -0.5$. Afgelezen wordt dat de relatieve invloedsfactor voor de standaardafwijking r_σ is 0.068, waardoor de steendikte $-0.5 * 0.068 = -0.034 = 3.4\%$ afneemt.

Analyse resultaten

- De stochasten, waarbij onderzoek om de onzekerheid te verkleinen, geen verwaarloosbare invloed hebben en die eventueel zouden kunnen worden verkleind, zijn: taludhelling, dichtheid toplaag, spleetbreedte, SWAN (H_s en T_p), het aangrijpingspunt op het talud en de modelfactor van de stabiliteitsformulering.
- Verkleining van de standaardafwijking ($d\sigma/\sigma$ is negatief) door onderzoek heeft voor bijna alle invloedrijke stochasten een reductie van de steendikte tot gevolg (r_σ is positief, dus dD/D is negatief) en dus een uitgekiender toetsing of ontwerp.
- Van elke stochast heeft een verandering van de gemiddelde waarde grofweg een even grote invloed op de benodigde steendikte als de reductie van de standaardafwijking. Dit is van belang, omdat het resultaat van toekomstig onderzoek naast een reductie van de standaardafwijking kan ook zijn dat de gemiddelde waarde verschuift.
- De onzekerheid van de stabiliteitsformulering, weergegeven door de modelfactor m_A heeft bij de beschouwde bekledingen veruit de grootste invloed op de faalkans. Deze onzekerheid is groot. De verkleining ervan kan gestalte krijgen door meer kennis op te doen.
- De modelonzekerheid van de bepaling van H_s en T_p met SWAN is invloedrijk. Deze zou in de toekomst enigszins kunnen worden verkleind door het golfmodel beter af te regelen met de werkelijkheid.

- De onzekerheid van de windstatistiek (windsnelheid en windrichting) heeft veel invloed, maar is moeilijk te verkleinen. Dit is alleen mogelijk als er meer metingen worden verricht onder (zeer) extreme omstandigheden. De kans dat dit binnen enkele jaren gebeurt is zeer klein.
- De onzekerheid van de spleetbreedte heeft bij de blokken op z'n kant in de ondertafel van de Zimmermanpolder geen grote invloed.
- In tegenstelling tot de Borsselepolder is bij de Zimmermanpolder de onzekerheid omtrend het aangrijpingspunt van de belasting op het talud van invloed. Onderzoek hiernaar levert een uitgekiender ontwerp op.
- Bij de Zimmermanpolder heeft de onzekerheid van de waterstandsstatistiek bij Vlissingen weinig invloed. Bij de Borsselepolder is deze invloed enigszins merkbaar, vanwege de relatief kleine afstand tot Vlissingen.
- De onzekerheden m.b.t. de eigenschappen van het filter blijken bij alle beschouwde bekledingen een verwaarloosbare invloed te hebben.

7.4 Veiligheidsanalyse van de deterministische methode

Omdat er geen ontwerp punt kan worden afgeleid, kan ook de veiligheid niet worden geanalyseerd door analyse van het ontwerp punt. De veiligheid is geanalyseerd door veiligheidsfactoren op de steendikte af te leiden, zoals beschreven in paragraaf 3.4.

Overall veiligheid toplaag

De minimaal benodigde veiligheidsfactoren en de aanwezige veiligheidsfactoren zijn gegeven in tabel 9.

Dijkvak	bekleding	steendikte			veiligheidsfactor	
		aanwezig	1/400.000	1/4000	aanwezig	minimaal
Borsselepolder	zuilen boventafel	0.36	0.29	0.22	1.67	1.33
Zimmermanpolder	b.o.k. ondertafel	0.43	0.42	0.29	1.48	1.45
Zimmermanpolder	zuilen boventafel	0.35	0.27	0.20	1.75	1.35

Tabel 9: Berekening van de aanwezige en minimale veiligheidsfactoren voor de beschouwde bekledingen.

Analyse resultaten

- Om de voldoende standzekerheid te bieden onder maatgevende golfbelasting moet de blokdikte bij zuilen grofweg een factor 1.35 groter zijn dan de blokdikte die onder maatgevende omstandigheden uitgelicht wordt. Bij blokken op z'n kant in de Zimmermanpolder is deze waarde 1.45.
- De minimale veiligheidsfactor volgens de veiligheidsanalyse is voor de blokken op z'n kant in de Zimmermanpolder net iets kleiner dan de aanwezige veiligheidsfactor. Bij de zuilen is dit verschil veel groter.

Invloed van rekenwaarden

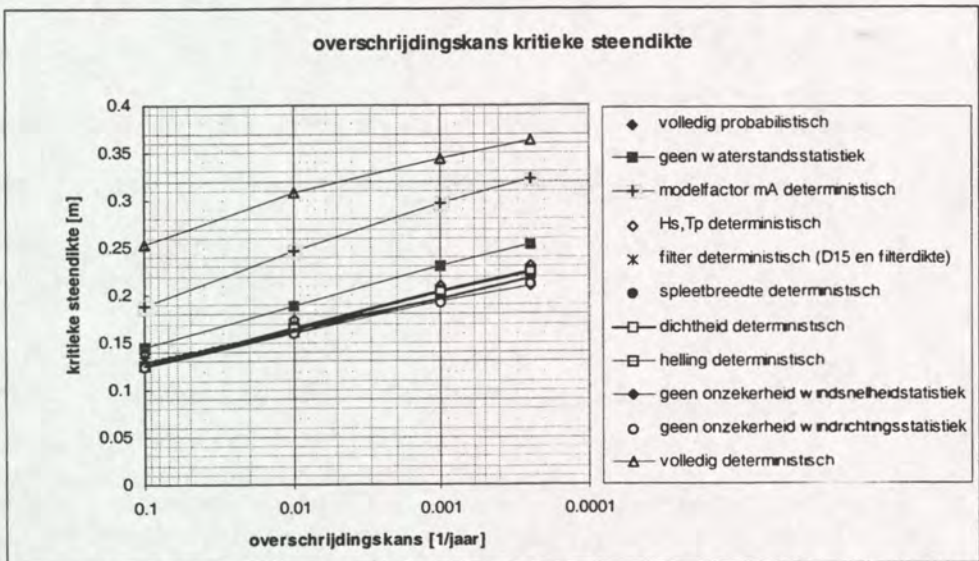
In de deterministische methode is voor alle van belang zijnde parameters een inschatting gemaakt voor de te hanteren rekenwaarden. Bij sommige parameters zijn hierbij veilige aannamen gedaan.

In de veiligheidsanalyse is geanalyseerd hoe de faalkans wordt beïnvloed als rekenwaarden uit de deterministische methode in rekening worden gebracht in plaats van de kansverdeling.

Hiertoe zijn berekeningen uitgevoerd, waarbij telkens van 1 item de rekenwaarde in rekening is gebracht uitgaande van de volledig probabilistische som. Hierbij zijn alleen de parameters beschouwd, die geen verwaarloosbare invloed hebben op de faalkans. De resultaten zijn voor Borssele gegeven in figuur 11.

De mate van veiligheid is per item aangegeven met een veiligheidsfactor, F. Deze factor geeft de mate van standzekerheid aan onder maatgevende condities met een overschrijdingskans van 1/4000 per jaar. De veiligheidsfactor F geeft de reserveveiligheid in de steendikte aan, die wordt geïntroduceerd door aannamen in de deterministische methode, ten opzichte van een steendikte die onder maatgevende omstandigheden (1/4000) faalt.

F is gedefinieerd als het quotiënt van de kritieke steendikte met een overschrijdingskans van 1/4000 per jaar met de rekenwaarde en de kritieke steendikte bij de volledig probabilistische som. De rekenwaarden van de verschillende parameters zijn gegeven in Hoofdstuk 5. De resultaten zijn gegeven in de tabel 10.



Figuur 11: De overschrijdingskansen van de kritieke steendikte voor verschillende situaties, waarin telkens ten opzichte van de volledig probabilistische som 1 item deterministisch is meegenomen.

Berekening	Borsselepolder zuilen boventafel		Zimmermanpolder			
			b.o.k. ondertafel		zuilen boventafel	
	Dkritiek 1/4000	F	Dkritiek 1/4000	F	Dkritiek 1/4000	F
Volledig probabilistisch	0.218	1.00	0.289	1.00	0.195	1.00
volledig probabilistisch maar met rekenwaarde voor:						
zonder waterstandsstatistiek	0.254	1.17	0.289	1.00	0.227	1.16
modelonzekerheid m _A	0.322	1.48	0.278	0.96	0.295	1.51
H _s , T _p	0.231	1.06	0.311	1.08	0.215	1.10
filter (dikte en D15)	0.218	1.00	0.289	1.00	0.195	1.00
spleetbreedte	0.218	1.00	0.399	1.38	0.195	1.00
dichtheid	0.225	1.03	0.292	1.01	0.201	1.03
helling	0.226	1.04	0.298	1.03	0.202	1.04
windsnelheidsstatistiek	0.21	0.98	0.284	0.99	0.190	0.98
windrichtingsstatistiek	0.211	0.98	0.281	0.98	0.181	0.93
aangrijpingspunt belasting	0.218	1.00	0.287	1.00	0.193	1.00
volledig deterministisch: alle rekenwaarden gehanteerd zoals in deterministische methode	0.363	1.67	0.431	1.49	0.347	1.78

Tabel 10: Veiligheidsfactoren voor de beschouwde bekledingen voor verschillende berekeningen, waarbij ten opzichte van de volledig probabilistische som telkens een item deterministisch in rekening is gebracht.

Analyse resultaten

- Bij de zuilen van de Borsselepolder en de boventafel van de Zimmermanpolder zit de veiligheid voornamelijk in het stabiliteitsmodel. De veiligheidsfactor F is het grootst bij de modelonzekerheid m_A .
- Bij de blokken op z'n kant in de ondertafel van de Zimmermanpolder zit de veiligheid voornamelijk in de spleetbreedte.
- Bij de bepaling van de golfrandvoorwaarden voor de deterministische berekening worden op basis van SWAN-resultaten veilige aannamen gedaan, die bij alle beschouwde bekledingen een relatief grote invloed hebben op de veiligheid. De benodigde steendikte is door de veilige aannamen 6 à 10% groter dan de steendikte die onder maatgevende omstandigheden instabiel wordt.
- De deterministische waarde voor de modelonzekerheid is bij de blokken op z'n kant aan de onveilige kant. De veiligheidsfactor is hiervoor kleiner dan 1.0.
- Bij de boventafel van de Borsselepolder en in mindere mate bij de Zimmermanpolder is de waterstandsstatistiek van invloed. Bij de ondertafel van de Zimmermanpolder is dit niet het geval. Hier is ook de invloed van de waterstandsstatistiek op de golfrandvoorwaarden minder groot.
- De deterministische aanname om uit te gaan van de gemiddelde waarde van de windstatistiek (windsnelheid en windrichting) is aan de onveilige kant, ten opzichte van de probabilistische som.

7.5 Kans op onvoldoende reststerkte

De kans op onvoldoende reststerkte en instabiliteit van de toplaag is kleiner dan het minimum van de kans op onvoldoende reststerkte en instabiliteit van de toplaag. Dus kleiner dan eens in de 16 miljoen jaar. Precies is deze niet berekend. De kans op instabiliteit van de toplaag is namelijk dermate klein, dat het aantal benodigde trekkingen om een nauwkeurig resultaat te bewerkstelligen ongehoord groot moet zijn. Dit is met een Monte Carlo simulatie niet uit te voeren.

Wel kan voor een hypothetisch geval alleen de kans op instabiliteit van de kleilaag worden bepaald, ervan uitgaande dat er geen toplaag aanwezig is. In het beschouwde dwarsprofiel is zeer waarschijnlijk een kleikern aanwezig onder de boven- en ondertafel. Omdat dit niet overal 100% zeker is, is de berekening uitgevoerd voor de situatie zonder kleikern, waarbij de kleilaag onder de dijk varieert tussen 0.40, 0.60 en 0.80 meter. De klei is aangenomen als zijnde sterk gestructureerde goede klei. De resultaten zijn in tabel 11 gegeven:

dikte kleilaag [m]	kans per jaar op onvoldoende reststerkte [1/jaar]	
	Borsselepolder	Zimmermanpolder
0.40	1/7	1/16
0.60	1/12	1/33
0.80	1/19	1/59

Tabel 11: kans op onvoldoende reststerkte bij verschillende kleilaagdiktes

Analyse resultaten

De kans op onvoldoende reststerkte is vele malen groter dan de kans op instabiliteit van de toplaag. Beide mechanismen zijn sterk aan elkaar gecorreleerd, omdat ze beide worden bepaald door hoge golfbelasting. Hier is dus de instabiliteit van de toplaag maatgevend. Zodra de toplaag instabiel is, is ook de reststerkte onvoldoende. De reserveveiligheid door de reststerkte in rekening te brengen is nihil.

8. Conclusies en aanbevelingen

In dit hoofdstuk wordt antwoord gegeven op de gestelde vragen in hoofdstuk 1 en worden aanbevelingen gedaan.

8.1 Antwoorden op gestelde vragen

Hoe veilig is de huidige toets- en ontwerpmethode ?

- In de veiligheidsfilosofie is gesteld dat een bekleding minder dan eens in de 400.000 jaar instabiel mag raken. Als een bekleding hieraan voldoet, wordt voldaan aan de Wet op de Waterkering en kan er vanuit worden gegaan dat de bekleding voldoende veilig is.
- De blokken op z'n kant in de ondertafel van de Zimmermanpolder voldoen maar net aan de gestelde eis. De deterministische methode geeft een steendikte die 1 cm veiliger is dan de gestelde veiligheidsfilosofie.
- Bij de geanalyseerde zuilen is de toets- en ontwerpmethode een stuk veiliger dan noodzakelijk. De berekende steendikte is 7 à 8 cm groter dan benodigd bij een faalkans-norm van 1/400.000 per jaar. Er is hier sprake van een overdimensionering.
- De reserveveiligheid door de reststerkte in rekening te brengen is nihil voor de beschouwde twee cases. De kans op onvoldoende reststerkte is vele malen groter dan de kans op instabiliteit van de toplaag. Beide mechanismen zijn sterk aan elkaar gecorreleerd, omdat ze beide worden bepaald door hoge golfbelasting. Hier is dus de instabiliteit van de toplaag maatgevend. Zodra de toplaag instabiel is, is ook de reststerkte onvoldoende.

Hoeveel invloed hebben de verschillende onzekerheden op de mate van veiligheid ?

- De onzekerheid van de stabiliteitsformulering, weergegeven door de modelfactor m_A heeft bij de beschouwde bekledingen veruit de grootste invloed op de faalkans. Deze onzekerheid is groot. De verkleining ervan kan gestalte krijgen door meer kennis op te doen.
- De modelonzekerheid van de bepaling van H_s en T_p met SWAN is invloedrijk. Deze zou in de toekomst enigszins kunnen worden verkleind door het golfmodel beter af te regelen met de werkelijkheid.
- Een halvering van de gemiddelde waarde van de spleetbreedte van 4 naar 2 mm heeft bij de blokken op z'n kant in de ondertafel van de Zimmermanpolder geen grote invloed. Ook blijken de onzekerheden m.b.t. de eigenschappen van het filter bij alle beschouwde bekledingen een verwaarloosbare invloed te hebben.

Hoeveel dragen de verschillende deterministische aannamen in de huidige ontwerp- en toetsmethode bij aan de totale veiligheid van de steenbekleding ?

- Om de voldoende standzekerheid te bieden onder maatgevende golfbelasting met een faalkans van 1/400.000 per jaar, zoals gedefinieerd in de veiligheidsfilosofie, moet bij de beschouwde cases de blokdikte grofweg 1.3 à 1.5 groter zijn dan de blokdikte die onder maatgevende omstandigheden (overschrijdingskans van 1/4000 per jaar) uitgelicht wordt.
- Bij de zuilen van de Borsselepolder en de boventafel van de Zimmermanpolder zit de veiligheid voornamelijk in de veilige aanname die gemaakt is bij de formulering voor instabiliteit van de toplaag. In Bijlage F is ook aangetoond, dat de rekenwaarde voor de modelfactor in de deterministische methode duidelijk aan de veilige kant ligt.
(De rekenwaarde voor de modelfactor m_A is gelijk aan de waarde $\mu(m_A) - 3.8 \sigma(m_A)$)
- Bij de blokken op z'n kant in de ondertafel van de Zimmermanpolder zit de veiligheid voornamelijk in de aangenomen waarde voor de spleetbreedte. Aangetoond is in de gevoeligheidsanalyse van paragraaf 7.3 dat de stabiliteit weinig beïnvloed wordt door een verkleining van de gemiddelde spleetbreedte van 4 mm tot 2 mm. Een verdere verkleining tot de gehanteerde rekenwaarde in de deterministische methode (1 mm), zonder spreiding, is echter van grote invloed.

In Bijlage G is aangetoond dat de invloed van de spleetbreedte op de benodigde steendikte drastisch toeneemt zodra de spleetbreedte kleiner wordt dan 2 mm.

- De rekenwaarde in de deterministische methode voor de modelonzekerheid is bij de blokken op z'n kant aan de onveilige kant. De veiligheidsfactor is hiervoor kleiner dan 1.0. Uit een analyse van betrouwbaarheidsfuncties in Bijlage F volgt ook dat de rekenwaarde voor de modelfactor niet erg veilig is gekozen. (De rekenwaarde voor de modelfactor m_A is gelijk aan de waarde $\mu (m_A) - 1.2 \sigma (m_A)$. Dit is veel minder veilig dan de rekenwaarde voor zuilen).
- Bij de bepaling van de golfrandvoorwaarden voor de deterministische berekening worden op basis van SWAN-resultaten veilige aannamen gedaan, die bij alle beschouwde bekledingen een relatief grote invloed hebben op de veiligheid. De benodigde steendikte is door de veilige aannamen 6 à 10% groter dan de steendikte die onder maatgevende omstandigheden instabiel wordt.
- Bij de boventafel van de Borsselepolder en in mindere mate bij de Zimmermanpolder is de veilige aanname om geen waterstandsstatistiek in rekening te brengen van invloed. Deze veilige aanname introduceert een 16 à 17% grotere benodigde steendikte. Bij de ondertafel van de Zimmermanpolder is de invloed van de waterstandsstatistiek op de golfrandvoorwaarden minder groot.

Hoe moet inklemming in rekening worden gebracht ?

In deze studie kan geen antwoord worden gegeven op de gestelde vraag hoe inklemming in rekening moet worden gebracht. Nader onderzoek naar inklemmingen heeft geleid tot het nemen van vele trekproeven op bestaande bekledingen, waaruit kansverdelingen van trekkrachten geconstrueerd zijn. Het is echter de vraag hoe de trekkrachten moeten worden vertaald in de inklemfactor voor de stabiliteitsformulering. Op dit moment is dit item onderwerp van een aparte studie. Daarom is aangenomen in deze studie dat de mate van inklemming in werkelijkheid gelijk is aan de mate van inklemming in de deltagoot.

8.2 Aanbeveling

Deltagoot-onderzoek

De stabiliteitsformulering voor de toplaag is gebaseerd op Deltagoot-proeven. Gebleken is echter dat het aantal proeven dat geschikt is voor zuilen en blokken op zijn kant erg klein is. Dit betekent dat de berekende kansverdeling van de modelfactoren ook zeer onzeker is. Hierdoor zal in werkelijkheid de onzekerheid met betrekking tot de stabiliteitsformulering nog groter zijn dan in deze studie is vermeld. Uit Bijlage F blijkt dat de selectie van geschikte deltagootproeven veel invloed heeft op de kansverdeling van de modelfactor.

Het geniet de voorkeur om de modelonzekerheid van de stabiliteitsrelatie van de toplaag te verkleinen door aanvullende deltagootproeven uit te voeren. Het is veel beter om enkele typen steenbekledingen te beproeven onder vele verschillende hydraulische condities dan om vele typen steenbekledingen te beproeven met 1 of twee hydraulische condities.

Op deze manier worden meerdere bezwijkpunten gevonden voor 1 type steenbekleding en kan een uitgekiendere ontwerp- en toetsrelatie worden afgeleid. De onzekerheid wordt immers kleiner hetgeen veel invloed heeft op de faalkans.

Het verdient aanbeveling om in dat geval ook de aanwezige inklemming goed te meten.

Inklemmingsonderzoek

Ook zou nader inklemmingsonderzoek kunnen leiden tot een verkleining van de onzekerheid van de stabiliteitsformulering. De mate van inklemming is in deze studie immers impliciet opgenomen in de modelfactor voor de stabiliteitsformulering (m_A). Hierbij moet wel in gedachten worden gehouden dat in werkelijkheid de inklemming ook kleiner zou kunnen zijn dan de bekleding in de deltagoot. In dat geval is de stabiliteit kleiner dan de bekleding in de Deltagoot. Inklemmingsonderzoek zou hier ook uitsluitsel over moeten geven.

Verbeteren SWAN-model

Aanbevolen wordt om onderzoek te doen om de modelonzekerheid van SWAN te verkleinen. Gezien de invloed op de veiligheid heeft dit veel zin. Het is alleen de vraag in hoeverre de dit mogelijk is. Ook zou de deterministische waarden kunnen worden aangepast.

Onderzoek naar reststerkte lijkt weinig zin te hebben

Onderzoek naar het fenomeen reststerkte lijkt weinig zin te hebben. De veiligheid van de steenbekleding wordt voor de beschouwde cases bijna volledig ontleend aan de toplaag. Hoewel bewijzen niet zijn geleverd, wordt vermoed dat een zelfde trend aanwezig is voor andere dijkvakken, aangezien het verschil in sterkte van de toplaag en de reststerkte wel erg groot is.

Nader analyse spleetbreedte

De rekenwaarde van de spleetbreedte heeft bij het steentype "blokken op z'n kant" grote invloed op de veiligheid. Op dit punt is een nadere analyse gewenst. Het is de vraag of het acceptabel is dat de veiligheid van blokken op z'n kant grotendeels wordt bepaald door de keuze van de rekenwaarde voor de spleetbreedte, en wel om de volgende redenen:

1. De kansverdeling van de spleetbreedte kan per dijkvak verschillen. Als de gemiddelde waarde bij een bepaald dijkvak kleiner blijkt te zijn dan 4 mm, terwijl wel dezelfde rekenwaarde van 1 mm wordt aangehouden, wordt de steenbekleding een stuk onveiliger. De kans dat de spleetbreedte kleiner wordt dan 1 mm neemt in dat geval immers toe.
2. Het is de vraag hoe de spleetbreedte precies moet worden gedefinieerd en gemeten. De spleetbreedte kan aan de onderkant van de blokken groter zijn dan aan de bovenkant.

Nadere analyse van correlaties tussen de wind- en waterstandsstatistiek

Het is de vraag wat de nauwkeurigheid is van de correlatie tussen de wind- en waterstandsstatistiek bij Hoek van Holland. Het is aan te bevelen om ook een berekening te maken met een gecombineerde statistiek bij Vlissingen, zoals afgeleid door den Heijer in [15]. Een gelukkige bijkomstigheid is dat in dat geval de onnauwkeurigheden van de vertaling van de wind- en waterstandsstatistiek naar Vlissingen geëlimineerd wordt.

Betere verdeling van veiligheidsfactoren in de deterministische methode

Er is iets te zeggen voor een meer optimale en inzichtelijke verdeling van de veilige aannames in de deterministische aanpak. Hierdoor wordt de toets- en ontwerpmethode doorzichtiger, is het voor eenieder duidelijk waar de benodigde veiligheid in rekening wordt gebracht en wordt deze aanpak identiek voor verschillende bekledingstypen.

Een mogelijke aanpak is :

1. De hydraulische randvoorwaarden zo uitgekend mogelijk bepalen. Dit is mogelijk door in tegenstelling tot de deterministische methode de waterstandsstatistiek in rekening te brengen (zie Bijlage E). De invloed van de waterstandstatistiek op de golf randvoorwaarden is goed merkbaar in de boventafel van de Borssele polder en Zimmerman polder. De afname van de benodigde steendikte bedraagt 9 cm bij de Borssele polder en 2 cm bij de Zimmerman polder.
2. De gemiddelde / verwachte bekledingseigenschappen in rekening brengen. Zo moet in dit voorstel bijvoorbeeld de gemeten waarde van de taludhelling in rekening worden gebracht zonder een extra veiligheid.
3. De vereiste standzekerheid onder maatgevende condities in rekening brengen met een veiligheidsfactor op de stabiliteitsformulering.

Mogelijk gebruik van probabilistische som in de toetsmethode

De probabilistische methode kan zijn nut bewijzen in de toetsmethode om de kans te verkleinen dat bekledingen onterecht worden afgekeurd. Als probabilistisch kan worden aangetoond dat de kans op instabiliteit kleiner is dan 1/400.000 dan mag worden verondersteld dat de bekleding niet hoeft te worden aangepakt.

Verbeteren veiligheidsanalyse

De probabilistische veiligheidsanalyse blijkt een goed instrument te zijn om de veiligheid van steenzettingen te onderzoeken. Aanbevolen wordt om op meerdere locaties en voor meerdere typen steenbekledingen de veiligheidsanalyse uit te voeren. Bovendien is het goed om naast nieuwe bekledingen ook de veiligheid van bestaande oude steenbekledingen te analyseren. Op deze manier wordt een steeds beter inzicht verkregen in de veiligheid van steenzettingen.

Om in de toekomst meerdere dijkvakken te kunnen doorrekenen, is het gewenst om de rekentijden te reduceren. Gedacht kan worden aan het programmeren van de rekenmethodiek in Pascal of de aanschaf van erg snelle computers.

9. Referenties

- [1] Inventarisatie onzekerheden steenzettingen, Karin Slijkhuis en Daniëlle Klaassen, Bouwdienst RWS, IOS-1-99009
- [2] Leidraad Toetsen op Veiligheid, groene versie, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, augustus 1996
- [3] Onzekerheidsanalyse inundatiekans, mechanisme beschrijvingen, Beschrijvingenbundel, ONIN-1-98017, Karen Slijkhuis, Bouwdienst RWS
- [4] Case studie Noord Schuddeland betrouwbaarheidsfuncties voor dijkbekledingen, inclusief reststerkte, februari 1994, Waterloopkundig Laboratorium, H1687
- [5] Ontwerpnota 'Dijkverbetering Borsselepolder-West' Versie 3, doc.nr. PZDT-R-98168 d.d. maart 1998
- [6] Ontwerpnota 'Dijkverbetering Zimmermanpolder' Versie 3, doc.nr. PZDT-R-98462 ontw. d.d. 16 oktober 1998
- [7] De basispeilen langs de Nederlandse kust, de ruimtelijke verdeling en overschrijdingslijnen, mei 1995, RIKZ, RWS
- [8] Toetskader voor steenbekledingen langs de Oosterschelde, Pilot, 6 maart 2000, F.M. Stroeve, WIS, Bouwdienst RWS
- [9] Dimensioneringsmethode Blokken op Kant met Brede voegen, mei 1999, F. den Heijer, WL
- [10] Case studie veiligheidsbeoordeling "Blokken op kant" Margarethapolder, februari 1999, F. den Heijer, WL
- [11] Een probabilistisch ontwerp van een steenzetting, 1998, Afstudeerrapport M. Hussaarts, Faculteit Civiele Techniek, TU-Delft
- [12] Veiligheid in rekentechniek van steenzettingen, Van der Meer, Infram, 2000
- [13] Veiligheid huidige ontwerpmethodiek dijkbekledingen, Den Heijer, 1998
- [14] Theoriehandleiding PC-RING Deel A: Mechanismebeschrjvingen, 3^e concept, Vrouwenvelder 1999
- [15] Contraberekening DP-Viewer, H3582, januari 2000, F. den Heijer, Delft Hydraulics
- [16] Leidraad Zee- en Meerdijken, december 1999, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen

Bijlage A Bepaling ontwerp punt en invloedsfactoren

Ten eerste is aangegeven hoe het ontwerp punt en invloedsfactoren kunnen worden bepaald met Monte Carlo. Vervolgens is aangegeven hoe de analyse van het ontwerp punt inzicht kan verschaffen in de veiligheid.

A.1 Bepaling van het ontwerp punt in invloedsfactoren bij Monte Carlo

Bij iedere trekking in de simulatie wordt bepaald of er sprake is van falen (van de totale waterkering) of niet.

Indien er sprake is van falen worden de realisaties van de trekkingen genormaliseerd naar een standaardnormale verdeling zoals aangegeven in vergelijking 1. Deze transformatie houdt in dat X_i en U_i dezelfde onderschrijdskans ($P(x_i < X)$) hebben.

$$X_i = \mu_{X_i} + U_i \sigma_{X_i} \quad \text{Vergelijking 1}$$

Ieder punt $\bar{X}$ in de stochastenruimte dat in het faalgebied ligt is een potentiële kandidaat voor het ontwerp punt en wordt opgeslagen.

Als beste benadering voor het ontwerp punt wordt aangehouden het punt met de kleinste bèta-waarde.

Deze keuze, minimaliseren van bèta, impliceert de ongecorrleerdheid van de basis stochasten. Dit is dus een aanname die niet overeenkomt met de werkelijkheid. In werkelijkheid zijn de belangrijke stochasten zoals waterstand en windsnelheid gecorreleerd met de windrichting (volker model).

Bèta is in dit geval de afstand, in het standaardnormale stelsel, van de oorsprong naar het getrokken punt in de stochastenruimte (ofwel de betrouwbaarheidsindex).

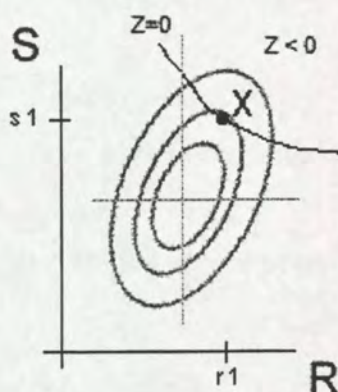
$$\beta = \min_{i=0}^{i=n} (\beta_i) = \min_{i=0}^{i=n} (\sqrt{u_1^2 + u_2^2 + \dots + u_z^2})_i$$

n: het aantal maal dat falen optrad binnen 1 simulatie

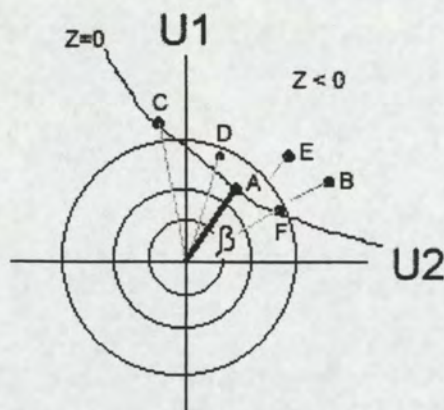
Vergelijking 2

z: teller aantal stochasten in de Z - functie

Minimalisatie van bèta werkt alleen als de onderlinge correlatie tussen de basis stochasten wordt verwaarloosd. Dit wordt duidelijk in het 2-dimensionale voorbeeld in figuur 12 en 13. Door de symmetrie in de gezamenlijke kansdichtheid wordt het ontwerp punt *altijd* gevonden bij de minimale bèta-waarde (punt A in figuur 13).



Figuur 12: Locatie van het ontwerp punt



Figuur 13: Ontwerppunt bij minimale bèta

Omdat de correlatie toch verwaarloosd wordt in punt 3. is het tevens zinvol om een benadering voor de gezamenlijke kansdichtheid in het getrokken punt te bepalen. Dit kan normaliter via vergelijking 3 maar alleen indien de stochasten ongecorreleerd zijn, maar die aanname is hier toch al gedaan. Onder de aanname van ongecorreleerdheid is er dus een 2^e methode beschikbaar om het ontwerppunt te vinden; maximalisatie van de gezamenlijke kansdichtheid. Welke methode beter is, die in dit punt of in punt 3. blijft de vraag.

$$f_{x_1 x_2 \dots x_i} = f_{x_1}(x_1) * f_{x_2}(x_2) * \dots * f_{x_i}(x_i) \quad \text{Vergelijking 3}$$

In eerste instantie wordt uitgegaan van de minimalisatie van bèta om het ontwerppunt te vinden. Als het ontwerppunt eenmaal is gevonden kunnen voor dat punt de invloedsfactoren bepaald worden zoals aangegeven in Vergelijking 4. De invloedsfactoren geven aan hoeveel invloed de onzekerheid van de betreffende stochast x_i heeft op de onzekerheid van de betrouwbaarheidsfunctie Z .

$$x_i^* = \mu_{x_i} + U_i \sigma_{x_i} = \mu_{x_i} + \alpha_i \beta \sigma_{x_i}$$

$$\alpha_i = \frac{x_i^* - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i} \beta} \quad \text{Vergelijking 4}$$

Waarbij X^* het ontwerppunt is.

A.2 Analyse van het ontwerppunt

Er wordt in de regel onderscheid gemaakt tussen belastingparameters en sterkteparameters. Er geldt:

$$X^* = \gamma_x \cdot \mu_x \text{ en } X_{\text{reken}} = \gamma_{\text{det},x} \cdot \mu_x \quad \text{voor belastingparameters}$$

$$X^* = \frac{\mu_x}{\gamma_x} \text{ en } X_{\text{reken}} = \frac{\mu_x}{\gamma_{\text{det},x}} \quad \text{voor sterkteparameters}$$

Waarin:

- X^* = waarde van de beschouwde parameter in het ontwerppunt
- X_{reken} = rekenwaarde van de beschouwde parameter in de deterministische methode
- μ_x = gemiddelde waarde voor de beschouwde parameter
- γ_x = veiligheidsfactor voor de beschouwde parameter in het ontwerppunt
- $\gamma_{\text{det},x}$ = veiligheidsfactor voor de beschouwde parameter bij deterministische rekenwaarde

Het ontwerppunt wordt gegeven door:

$$X^* = \mu_x - \beta \alpha_x \sigma_x$$

waarin

β = gerealiseerde waarde voor de betrouwbaarheidsindex

α_x = invloedsfactor van de beschouwde parameter

σ_x = standaardafwijking van de beschouwde parameter

De veiligheidsfactor voor belastingparameters is groter naarmate de invloed van de stochast op de faalkans groter is en naarmate de faalkans van de bekleding groter is. De invloedsfactor geeft de invloed op de faalkans aan en de betrouwbaarheidsindex, is een maat voor de faalkans. Hoe groter β , hoe groter de faalkans. Voor de veiligheidsfactor geldt:

$$\gamma_x = \frac{\mu_x - \beta \alpha_x \sigma_x}{\mu_x} \quad \text{en} \quad \gamma_{\text{det},x} = \frac{X_{\text{reken}}}{\mu_x} \quad \text{voor belastingparameters en}$$

$$\gamma_x = \frac{\mu_x}{\mu_x - \beta \alpha_x \sigma_x} \quad \text{en} \quad \gamma_{\text{det},x} = \frac{\mu_x}{X_{\text{reken}}} \quad \text{voor sterkteparameters}$$

Bijlage B: Wind-waterstandstatistiek

In deze bijlage wordt de marginale statistiek bij Vlissingen en het Volkermodel beschreven en tevens aangegeven welke correcties moeten worden toegepast zodanig dat het model toepasbaar is voor de Westerschelde.

B.1 Volkermodel

Het Volkermodel is geldig voor Hoek van Holland en is als volgt opgebouwd, volgens [5]: Het gaat uit van de kans van optreden van verschillende windrichtingssectoren, φ_i , die 22.5 ° groot zijn:

$$f(\varphi = \varphi_i)$$

De kansverdeling per getij van de waterstand bij Hoek van Holland, h_{HvH} , gegeven de windrichting luidt:

$$f(H_{HvH} > h | \varphi = \varphi_i) = 1 - \exp \{ -\exp [- (h - A_{h\varphi}) / B_{h\varphi}] \}$$

De kansverdeling van de windsnelheid, V , wordt weergegeven door de som van twee kansverdelingen: een deel dat gecorreleerd is met de waterstand en een deel dat ongecorreleerd is. Het ongecorreleerde deel is aangegeven als W .

$$V = W + \rho / b (h_{HvH} - A_{h\varphi}) / B_{h\varphi}$$

Voor het deel dat niet gecorreleerd is met de waterstand (W) geldt:

$$f(W < w) = \exp \{ -\exp \{ (-a - bW) / M \} \}$$

De waarden voor $A_{h\varphi}$, $B_{h\varphi}$, a , b , ρ , M zijn afhankelijk van de windrichting φ en zijn gegeven in Tabel 12:

windrichting	kans	A(h)	B(h)	a	b	pho	M
22.5	0.0453	1.14	0.072	-9.6	1	0	1.21
45	0.0558	1.11	0.078	-9.6	1	0	1.1
67.5	0.0645	1.06	0.052	-9.3	1	0	1.1
90	0.0576	1.05	0.065	-9.2	1	0	1.1
112.5	0.0415	0.82	0.098	-8.8	1	0	1.14
135	0.0445	1.16	0.047	-8	1	0	1.83
157.5	0.0583	1.11	0.073	-8.6	1	0	1.37
180	0.0746	1.16	0.087	-9.2	1	0	1.55
202.5	0.0908	1.27	0.063	-10.7	1	0	1.6
225	0.0961	1.32	0.109	-1.72	0.39	0.67	1
247.5	0.091	1.38	0.119	-1.46	0.33	0.56	1
270	0.076	1.17	0.25	-1.03	0.24	0.5	0.67
292.5	0.0576	1.08	0.304	-1.13	0.3	0.67	0.67
315	0.0509	1.05	0.326	-1.16	0.3	0.68	0.67
337.5	0.0496	1.05	0.261	-1.5	0.4	0.78	0.67
360	0.0472	1.08	0.185	-1	0.3	0.36	0.67

Tabel 12: Waarden voor de parameters van het Volkermodel per windrichting volgens [5]

Voor de jaarmaxima over alle windrichtingen wordt de kansverdeling volgens Volker gegeven door:

$$f_{\text{jaar}}(H_{HvH} > h) = 1 - \exp \{ -\exp [- (h - 2.2) / 0.33] \}$$

Voor de stabiliteit van de steenbekledingen zijn veiligheidsnormen gegeven in "kansen per jaar". Daarom moet de waterstandsstatistiek per windrichting worden getransformeerd van "kansen per getij" naar "kansen per jaar". Hier wordt gebruik gemaakt van de afleiding die is gehanteerd in de case-studies van de Marsroute. Hierbij wordt vanuit gegaan dat er 353 hoogwaters per jaar voorkomen in het stormseizoen. De manier van transformatie is gelijk aan "Case study Noord Schuddeland" [1]

$$f_{\text{jaar}} (H_{\text{HvH}} > h \mid \varphi = \varphi_1) = 1 - \exp \{ -\exp [- (h - (A_{\text{hvp}} + B_{\text{hvp}} \ln 353)) / B_{\text{hvp}}] \}$$

B.2 Transformatie van windsnelheden

Er is een transformatie van windsnelheden nodig om twee redenen:

1. De statistiek van windsnelheden volgens het Volkermodel komen niet overeen met Vlissingen.
2. De windstatistiek wordt volgens Volker bepaald op tijdstippen van hoog water. Er wordt verwaarloosd dat de maximale windsnelheid bij lagere waterstanden kan optreden. Voor de belasting op de steenbekledingen zijn deze maximale windsnelheden van belang.

De windsnelheden van het Volkermodel worden gecorrigeerd door vermenigvuldiging met een factor, zodanig dat de gecorrigeerde windsnelheidsstatistiek rond de 1/4000 situatie overeenkomt met de statistiek van de maximale windsnelheden bij de Vlissingen. Deze correctiefactor verschilt per windrichting en is gelijk aan de 1/4000 windsnelheid bij Vlissingen gedeeld door de 1/4000 windsnelheid van het Volkermodel (Schiphol). Voor de correctiefactoren voor de windsnelheid per windrichting wordt verwezen naar Tabel 13.

windrichting	1/4000 windsnelheid		correctiefactor
	Vlissingen	Volker	
30	20	16	1.25
60	21	16	1.31
90	20	15	1.33
120	19	15	1.27
150	20	18	1.11
180	24	18	1.33
210	29	20	1.45
240	32	35	0.91
270	34	36	0.94
285	33	33	1
300	32	32	1
315	29	34	0.85
330	26	28	0.93
360	22	24	0.92

Tabel 13: Correctiefactoren voor de windsnelheid

Transformatie van waterstanden

De kansverdelingen volgens Volker gelden voor Hoek van Holland. Om deze te kunnen toepassen op de Westerschelde moeten de waterstanden worden vertaald naar het station Vlissingen, die als rand geldt voor de IMPLIC-berekeningen.

De volgende aanpak wordt aangehouden:

- de waterstanden worden naar Vlissingen vertaald volgens een overdrachtsfunctie, zodanig dat de omnidirectionele waterstandstatistiek van Volker overeenkomt met de omnidirectionele waterstandstatistiek van RIKZ bij Vlissingen.
- de verdeling van de kansbijdragen over de windrichtingen wordt volgens Volker uitgevoerd.
- de vertaling van de waterstanden voor omnidirectionele statistiek wordt ook toegepast op de richtingsafhankelijke waterstandsstatistiek van Volker voor alle windrichtingen.

In theorie is het beter om per windrichting een andere overdrachtsfunctie toe te passen. Het project Toetskader Oosterschelde [13] heeft echter aangetoond, dat er met een omnidirectionele overdrachtsfunctie een verwaarloosbaar kleine fout wordt gemaakt.

De correctie van de waterstand van Hoek van Holland naar Vlissingen geschiedt in een aantal stappen:

1. Bij Vlissingen is de omnidirectionele statistiek gegeven in een frequentieverdeling per jaar:

$$F_{\text{Vlissingen}}(h) = 0.5 * (1 - 0.00304 * (h * 100 - 307) / 23.67)^{1/0.00304}$$

2. Per getij kan er maar 1 maximale waterstand voorkomen. Er treden jaarlijks 700 getijden op en dus 700 maxima per jaar.

3. Per waterstand wordt de overschrijdingsfrequentie per jaar teruggeschaald naar een overschrijdingskans per getij:

$$P_{\text{getij}}(h) = F(h) / 700$$

4. De overschrijdingskans per getij wordt vertaald naar een overschrijdingskans per jaar:

$$P_{\text{jaar}}(h) = 1 - (1 - P_{\text{getij}}(h))^{700}$$

Dit is 1 minus de kans dat in **alle** getijden de waterstand h onderschreden wordt. Er blijkt dat de overschrijdingskans overeenkomt met de overschrijdingsfrequentie voor waterstanden boven NAP + 3.0 meter. Tevens blijkt dat de overschrijdingskans weinig gevoelig is voor het aantal getijden. Als bijvoorbeeld alleen het winterhalfjaar wordt beschouwd wordt het aantal getijden 350, in plaats van 700. De overschrijdingskansen veranderen dan bijna niet.

5. De waterstand bij $_{\text{Vlissingen}}$ volgt uit een vertaling van de waterstand bij Hoek van Holland:

$$h_{\text{Vlissingen}} = a h_{\text{HvH}} + b$$

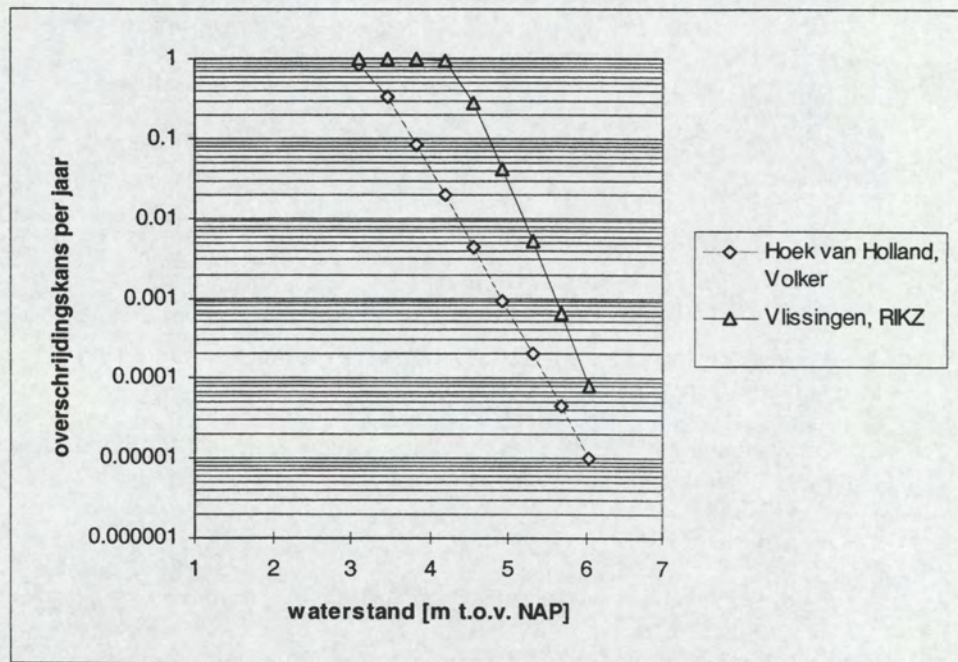
6. De factoren a en b worden zodanig ingeschat dat de overschrijdingskansverdeling per jaar bij Hoek van Holland met de vertaling naar Vlissingen overeenkomt met de beschikbare kansverdeling. Hierbij is aangenomen dat beide kansverdelingen volledig gecorreleerd zijn. Dit houdt in dat een waterstand bij Hoek van Holland een gelijke kans van overschrijden heeft als de bijbehorende vertaalde waterstand bij Vlissingen. Zodat::

$$P_{\text{jaar}}(h_{\text{Vlissingen}}) = P_{\text{jaar}}(a h_{\text{HvH}} + b)$$

$$\text{Er blijkt te gelden: } h_{\text{Vlissingen}} = 0.73 h_{\text{HvH}} + 1.65$$

Begrenzing van de transformatie

Onder de drempelwaarde van NAP + 2.9 meter is de statistiek voor Vlissingen niet meer geldig. Deze waterstand wordt ongeveer 4 keer per jaar overschreden. Hoewel de transformatie voor lagere waterstanden dan de drempelwaarde minder nauwkeurig is, wordt toch aangenomen dat de transformatie opgaat voor waterstanden onder de drempelwaarden. De afwijking in de kansverdeling is hierbij acceptabel klein, omdat bij lagere waterstanden de jaarlijkse overschrijdingskans (nagenoeg) gelijk is (1.0). In Figuur 14 zijn de kansverdelingen van Hoek van Holland en Vlissingen gegeven.



Figuur 14: Overschrijdingskansverdelingen van de waterstanden bij Hoek van Holland en Vlissingen

Bijlage C: Bepaling van waterstanden met IMPLIC

Alle basisparameters, die het waterstandsverloop langs de Westerschelde bepalen, kunnen sterk variëren. Er zijn oneindig veel combinaties van de basisparameters denkbaar die evenzoveel mogelijke waterstanden langs de Westerschelde opleveren. Om alle variaties probabilistisch te kunnen doorrekenen is met IMPLIC voor ieder pilotvak een transformatiematrix gevuld. Hiermee kunnen de waterstanden op de Westerschelde worden gevonden, die optreden bij discrete combinaties van de basisparameters.

Om voor iedere willekeurig optredende hydraulische situatie de bijbehorende waterstanden op de Oosterschelde te vinden zou tussen alle basisparameters moeten worden geïnterpoleerd. Zo zou een continue overdrachtsfunctie ontstaan. Vanwege het aantal basisparameters zou dit een 5-dimensionale interpolatie noodzakelijk maken. Deze methodiek is versimpeld door alleen tussen de basisparameters te interpoleren, die de waterstand langs de Westerschelde het meest beïnvloeden: de windsnelheid en de maximale waterstand aan de buitenzijde.

Voor de maximale windsnelheid en de maximale waterstand aan de buitenzijde van de kering zijn de volgende waarden berekend, waartussen geïnterpoleerd wordt:

- maximale windsnelheden op de Westerschelde: 10, 20, 30, 40 m/s
- maximale waterstanden bij Vlissingen: NAP +1.50, +2.50, +3.50, +4.50, +5.50, +6.50 meter

De overige basisparameters zijn opgedeeld in meerdere discrete intervallen. De discrete intervallen worden gekenmerkt door kenmerkende waarden, waarvoor IMPLIC-berekeningen zijn gemaakt. Als bijvoorbeeld de heersende windrichting binnen een bepaald interval valt, hoort daarbij de IMPLIC-berekening van de windrichting die dat interval kenmerkt.

- windrichtingen: 0°, 45°, 90°, 135°, 180°, 225°, 270°, 315°
deze windrichtingen kenmerken respectievelijk de volgende intervallen: 337.5° tot 22.5°, 22.5° tot 67.5°, 67.5° tot 112.5°, etc.
- faseverschil: -260, 0 en 260 minuten. Deze faseverschillen kenmerken de volgende intervallen: -372 tot -124, -124 tot 124 en 124 tot 372 minuten.
- duur windopzet: 20, 40, 60, 80 en 100 uur. Deze uren kenmerken de volgende intervallen: 0 tot 30, 30 tot 50, 50 tot 70, 70 tot 90 en groter dan 90 uur.

Voor het astronomisch hoogwater is het gemiddeld astronomisch hoogwater genomen en is niet gevarieerd.

Bijlage D Inventarisatie en keuze van betrouwbaarheidsfunctie voor instabiliteit van de topklaag

D.1. Inleiding

Er is literatuuronderzoek gedaan naar betrouwbaarheidsfuncties (zogenaaude Z-functies) van de stabiliteit van de topklaag van een steenbekleding. Er wordt in eerste instantie gebruik gemaakt van bestaande functies.

De volgende rapporten zijn bestudeerd:

- Slijkhuis 1999, Inventarisatie onzekerheden steenzettingen [1];
- Van der Meer 2000 (INFRAM), Veiligheid in rekentechniek van steenzettingen [12];
- Den Heijer 1998, Veiligheid huidige ontwerpmethodiek dijkbekledingen [13];
- Den Heijer 1999, Case studie veiligheidsbeoordeling 'blokken op kant' Margarethapolder; [10]
- Klein Breteler 1994, Case studie Noord Schuddeland [4];
- Vrouwenfelder 1999, Theoriehandleiding PC-RING Deel A: Mechanismebeschrijvingen, 3^e concept [14];
- Afstudeerrapport van Hussaarts, 1998 [11]

D.2. Betrouwbaarheidsfuncties voor instabiliteit van de topklaag

In de bestudeerde literatuur worden verschillende betrouwbaarheidsfuncties voor de stabiliteit van de topklaag gevonden. De betrouwbaarheidsfunctie legt het verband vast tussen de sterkte en de belasting, en geeft aan of er sprake is van falen of van niet-falen. Onderstaand worden de verschillende betrouwbaarheidsfuncties besproken.

D.2.1 Den Heijer 1998

In dit rapport worden berekeningen uitgevoerd voor een bekleding van Pit Polygoonzuilen. Dit is een vrij open bekleding, waardoor de 6ξ-regel in bijna alle gevallen maatgevend is.

$$Z_{topklaag} = \frac{1}{m_A} 6\xi^{-\frac{2}{3}} - \left(\frac{H_s}{\Delta D} \right)_{optredend}$$

$$\xi = \tan \alpha / \sqrt{\frac{H_s}{L_0}}, \quad L_0 = \frac{g T_p^2}{2\pi}$$

waarin:

- m_A = modelfactor toepassingsgrens van Anamos [-]
- ξ = brekerparameter [-]
- H_s = significante golfhoogte [m]
- Δ = relatieve dichtheid [-]
- D = steendikte [m]
- α = taludhelling [°]
- L_0 = golflengte [m]
- g = zwaartekrachtversnelling [m/s²]
- T_p = piekperiode [s]

D.2.2 Den Heijer 1999

In dit rapport wordt een betrouwbaarheidsfunctie voor de stabiliteit van de topklaag van een steenbekleding gegeven die bestaat uit blokken op hun kant. In tegenstelling tot de Pit Polygoonzuilen, is dit een vrij dichte bekleding. Daarom moet voor de bepaling van de stabiliteit van de topklaag in dit geval het programma Anamos worden gebruikt. Hierdoor spelen veel meer stochasten een rol. Er wordt gekozen voor een benaderende oplossing door slechts de spleetbreedte als extra stochast te beschouwen (in aanvulling op de stochasten in Den Heijer 1998). De overige onzekerheden worden a priori klein ingeschat en weergegeven door een extra modelonzekerheid.

De volgende aanvullende uitgangspunten (t.a.v. Den Heijer 1998) worden gehanteerd:

- De spleetbreedte wordt als 'extra' stochast meegenomen;
- de overige parameters, dus ook de filterlaagdikte en de filterkorrelgrootte, worden deterministisch meegenomen. Een extra stochastische variabele die model staat voor deze vereenvoudiging komt terug in de betrouwbaarheidsfunctie ($m_{vereenv}$).
- aangezien bij blokken op kant zowel relatief dichte plekken (rekenmodel Anamos) als relatief open plekken (6ξ-regel) kunnen voorkomen, worden beide grenstoestandsfuncties in de betrouwbaarheidsfunctie meegenomen.

De betrouwbaarheidsfunctie voor 'blokken op kant' is gebaseerd op Anamos-berekeningen.

$$Z_{toplaag} = MIN \left(\frac{1}{m_{A1}} 6, \frac{m_{vereenv}}{m_{A2}} (2.65 + 2.11 \cdot spl) \right) \xi^{-\frac{2}{3}} - \left(\frac{H_s}{\Delta D} \right)_{optredend}$$

waarin:

- spl = spleetbreedte [m]
- m_{A1} = modelfactor voor onzekerheid toepassingsgrens van Anamos [-]
- m_{A2} = modelfactor voor onzekerheid van Anamos- sterkterelatie [-]
- $m_{vereenv}$ = modelfactor voor onzekerheid van de vereenvoudiging van Anamos-relatie [-]

D.2.3 Klein Breteler 1994

In dit rapport wordt een betrouwbaarheidsfunctie gegeven voor steenzettingen, waarbij Anamos is vereenvoudigd.

Bij het opstellen van de formules ter bepaling van de instabiliteit van de toplaag is uitgegaan van de volgende twee punten:

- er is één los blok in de te beoordelen dijksectie, die met een kracht gelijk aan het eigen gewicht uit de zetting gelicht kan worden. Er is derhalve geen klemwerking.
- de beoordeling richt zich op één lokatie en niet op een gehele dijk.

De volgende betrouwbaarheidsfunctie wordt voorgesteld:

$$Z = c_f \frac{\Delta D^{1,67}}{(\Lambda \cdot \tan \alpha)^{0,67}} - \frac{H_s}{s_{op}^{0,33}}$$

waarin:

- c_f = modelfactor [-]
- s_{op} = golfsteilheid [-]
- Λ = leklengte [m]

Voor de leklengte geldt:

$$\Lambda = \sqrt{\frac{(b \cdot k) D}{k'}}, \text{ met:}$$

$$k = \frac{-a_f + \sqrt{a_f^2 + 4b_f}}{0.6b_f}$$

$$k' = c_i \frac{-a' + \sqrt{(a')^2 + 4b'}}{2b'}$$

$$a' = \frac{48v}{gB^2\Omega^3}$$

$$b' = \frac{2.2 + 0.1gBb_f}{Dg\Omega}$$

$$a_f = c_a \frac{160v(1-n)^2}{gn^3 D_{f,15}^2}$$

$$b_f = c_b \frac{2.2}{gn^2 D_{f,15}}$$

Bij zuilen wordt B berekend als volgt: $B = \sqrt{A}$

Bij een dichte gezette bekleding wordt geen Ω ingevoerd maar de spleetbreedte, Voor Ω geldt: dan:

$$\Omega = \frac{s(B+L)}{BL}$$

waarin:

- b = dikte van de filterlaag [m]
- a' = lineaire weerstandscoefficiënt voor de toplaag [s/m]
- b' = kwadratische weerstandscoefficiënt voor de toplaag [s/m]
- B = steenbreedte loodrecht op de dijkas [m]
- L = steenlengte evenwijdig aan de dijkas [m]
- Ω = relatief open oppervlak van de toplaag [-]
- s = spleetbreedte [m]
- A = oppervlakte van de blokken (zuilen) [m²]
- c_t = stochastische variabele [-]
- v = kinematische viscositeit [m²/s]
- n = porositeit [-]
- c_a, c_b = modelfactoren [-]

D.2.4 Vrouwenvelder 1999

Met het programma PC-RING wordt de faalkans berekend van een dijkkring die bestaat uit een aantal dijkvakken, duinraaien en/of kunstwerken. In het betreffende rapport worden de formules gegeven voor alle in het rekenprogramma PC-RING voorkomende mechanismen. Van belang voor deze studie zijn de formules voor de stabiliteit van een toplaag van een dijkbekleding alsmede de formules voor de reststerkte en de inklemming. In deze paragraaf worden de formules gegeven voor de stabiliteit van de toplaag.

Voor het falen van een steenzetting op een granulair filter wordt de volgende grenstoestand gehanteerd (p.22,23):

$$Z_b = \frac{c_f \Delta D^{1,67} \Gamma^{1,67}}{(\Lambda \cdot \tan \alpha_u)^{0,67}} - \frac{r \cdot H_s}{s_{op}^{0,33}}$$

waarin:

- Γ = invloedsfactor voor de wrijving tussen stenen onderling, toestroming en traagheid
- r = richtingsreductiefactor.

Deze betrouwbaarheidsfunctie is in feite een uitbreiding van de betrouwbaarheidsfunctie uit Klein Breteler 1994. De uitbreiding betreft:

- het toevoegen van de parameter Γ : dit is mijns inziens een inklemmingsfactor.
- het toevoegen van een richtingsreductiefactor r: afhankelijk van de golfvalsrichting β wordt de golfhoogte vermenigvuldigd met de reductiefactor r. Voor de bepaling van r wordt verwezen naar het onderhavige rapport (p. 20).

D.2.5 Husaarts

Husaarts heeft een stabiliteitsformulering afgeleid door krachten- en momentenevenwicht tijdens de maximale golfterugtrekking te beschouwen. Hieruit volgt de volgende eenvoudige stabiliteitsformulering:

$$\frac{H_s}{\Delta D} = M \frac{\cos(\alpha)}{\xi}$$

Waarin M een modelfactor is.

D.3. Beschouwing van de Z-functies

In dit hoofdstuk wordt een keuze gemaakt uit de vier Z-functies uit hoofdstuk D.2. Voor dat de keuze wordt gemaakt, volgt eerst een beschouwing van de 4 Z-functies.

Den Heijer, 1998:

De betreffende Z-functie is opgesteld voor Pit Polygoonzuilen. Aangezien dit een vrij open bekleding is, is de 6 ξ -regel maatgevend. Hier is de Z-functie op aangepast en is daarmee niet algemeen toepasbaar. Dit wordt gezien als een (groot) nadeel.

Den Heijer, 1999:

De betreffende Z-functie is opgesteld voor een bekleding bestaande uit blokken op hun kant. In tegenstelling tot de Pit-Polygoonzuilen, is dit een vrij dichte bekleding. Hierdoor moet Anamos gebruikt worden voor de bepaling van de stabiliteit van de toplaag. In de betreffende Z-functie wordt het minimum bepaald van de 6 ξ -regel en Anamos. Een nadeel van deze Z-functie is dat er 2 constanten in voorkomen (2,65 en 2,11), waarvan de herkomst niet geheel duidelijk is. Zeker is, dat de betreffende constanten gelden voor het in (Den Heijer, 1999) beschouwde dijkvak. Daarmee is deze Z-functie ook niet algemeen toepasbaar, aangezien voor elk dijkvak de 2 constanten moeten worden bepaald.

Klein Breteler, 1994:

De in (Klein Breteler, 1994) gegeven Z-functie is geheel gebaseerd op Anamos. Door de gebruikte formulering is de Z-functie algemeen toepasbaar en is een goede vergelijking te maken met een deterministische berekening volgens Anamos, zoals heden ten dage bij Projectbureau Zeeweringen in Goes wordt gedaan. Een nadeel is dat de toepassingsgrens van Anamos niet is meegenomen (6 ξ -regel).

Vrouwenvelder, 1999:

De Z-functie in (Vrouwenvelder, 1999) is de Z-functie die wordt gebruikt in het programma PC-RING, waarmee de faalkans van een dijkkring kan worden bepaald. In feite is de betreffende Z-functie een uitbreiding van de Z-functie in (Klein Breteler, 1994). Toegevoegd zijn een inklemmingsfactor (Γ) en een richtingsreductiefactor op de golfhoogte (r).

Husaarts

De betrouwbaarheidsfunctie van Husaarts is erg simpel, maar wel gebaseerd op een theoretisch model. Anders dan de andere relaties is deze betrouwbaarheidsfunctie niet direct of indirect gerelateerd aan Anamos.

D.4. Keuze Z-functie

Gezien het feit dat de Z-functies uit (Den Heijer, 1998) niet algemeen toepasbaar is en de Z-functie uit (Den Heijer, 1999) twee constanten bevat die voor elk dijkvak opnieuw moeten worden bepaald, worden deze niet gebruikt. Wel bevatten de functie van Den Heijer 1999 de toepassingsgrens van Anamos (6 $\xi^{2/3}$), die ook in de recente toets- en ontwerpregels is opgenomen. De Z-functie van Vrouwenvelder is in feite een uitbreiding van de Z-functie van Klein Breteler. Ten aanzien van de richtingsreductiefactor r kan worden opgemerkt dat de meningen over de invloed van de golfvalsrichting op de stabiliteit van steenbekledingen nogal uiteenlopen.

De methode Husaarts tenslotte is simpel, maar daardoor ook aantrekkelijk om toe te passen. Omdat deze methode nergens wordt toegepast wordt op voorhand deze methode niet gekozen. Wel wordt deze methode voor een aantal gevallen vergeleken met de gekozen betrouwbaarheidsfunctie in Bijlage F.

Voor het project VAST wordt gekozen voor de Z-functie uit (Klein Breteler, 1994), aangevuld met de toepassingsgrens van Anamos ($6\xi^{-2/3}$). Deze Z-functie is algemeen toepasbaar en is gebaseerd op Anamos zoals dat tot op heden bij Projectbureau Zeeweringen in Goes wordt gebruikt (geen inklemmingsfactor en geen richtingsreductiefactor). Hierdoor is een goede vergelijking te maken tussen een deterministische berekening met Anamos en een probabilistische berekening zoals die uitgevoerd zal gaan worden in het project VAST.

$$Z = \min \left(m_A \cdot m_{\text{vereenv}} \cdot 6, m_A \cdot m_{\text{vereenv}} \cdot c_f \left(\frac{D}{\Lambda} \right)^{\frac{2}{3}} \right) \cdot \xi^{-\frac{2}{3}} - \frac{H_s}{\Delta D}$$

waarin:

m_A = modelfactor voor de instabiliteit van de toplaag [-]

m_{vereenv} = modelfactor voor de vereenvoudiging van Anamos [-]

De modelfactoren zijn afgeleid van de verhouding tussen de bezwijkbelasting volgens Anamos en de Deltagootproeven. De bezwijkbelasting wordt uitgedrukt in de factor F:

$$F = \frac{H_s}{\Delta D} \xi_{\text{op}}^{2/3} \quad \text{vervolgens geldt voor de modelfactoren:}$$

$$m_A = \frac{F_{\text{gemeten}}}{F_{\text{Anamos}}}$$

D.5 Alternatieve formulering voor kritieke blokdikte

Een alternatieve formulering voor de betrouwbaarheidsfunctie betreft:

$$Z = D_{\text{krit}} - D \quad \text{met} \quad D_{\text{krit}} = \max(D_A, D_B)$$

De gekozen Z-functie te herschrijven, dusdanig dat de dikte van de toplaag naar voren is gehaald.

Als Anamos niet geldig is, dus als: $\frac{1}{m_{A1}} \cdot 6 < c_f \left(\frac{D}{\Lambda} \right)^{\frac{2}{3}}$, dan geldt:

$$D_A = \frac{H_s \cdot \tan^{\frac{2}{3}} \alpha}{m_A \cdot 6 \cdot \Delta \cdot s_{\text{op}}^{0.33}}$$

Als Anamos geldig is, dus als $\frac{1}{m_{A1}} \cdot 6 > c_f \left(\frac{D}{\Lambda} \right)^{\frac{2}{3}}$, dan geldt:

$$D_B = \left(\frac{H_s \cdot (\Lambda \cdot \tan \alpha)^{0.67}}{m_A \cdot m_{\text{vereenv}} \cdot c_f \cdot \Delta \cdot s_{\text{op}}^{0.33}} \right)^{0.6}$$

$$\Lambda = \sqrt{\frac{k \cdot b \cdot D_B}{k}}$$

In de bepaling van de lek lengte Λ speelt de dikte van de toplaag ook een rol. Er moeten een aantal iteratieslagen worden gemaakt om de steendikte D_B te kunnen afleiden.

Bijlage E: Nadere analyse golfrandvoorwaarden voor deterministische methode

Het is de vraag of de golfrandvoorwaarden uitgekinder kunnen worden bepaald dan de huidige methode ten behoeve van de deterministische toets- en ontwerpmethode. In paragraaf E.1. is beschreven welke verschillende definities kunnen worden gehanteerd voor de maatgevende belasting op steenzettingen, uitgaande van de Wet op de Waterkering.

E.1 Definities voor maatgevende belasting voor steenbekleding

E.1.1 Inleiding

Volgens de Wet op de Waterkering moet een dijk worden berekend op de hydraulische belasting die eens in de 4000 jaar wordt overschreden. Dit is de maatgevende belasting.

De belangrijkste belasting op een blok in de steenbekleding wordt gevormd door de golfbelasting (H_s en T_p). Naast de golfbelasting heeft de waterstand een grote invloed. Ten eerste bepaalt de waterstand het aangrijpingspunt van de golfbelasting op het talud. Ook varieert de golfbelasting per waterstand, doordat de bijbehorende diepte invloed heeft op de mate waarin de golven kunnen groeien in een storm.

Om de bekleding op verschillende niveau's in het talud te kunnen toetsen en ontwerpen zijn in de deterministische toets- en ontwerpmethode bij verschillende waterstanden golfrandvoorwaarden nodig voor maatgevende stormomstandigheden.

E.1.2. Definitie maatgevende golfbelasting in traditionele methode

De afgegeven golfrandvoorwaarden van RIKZ zijn afgeleid uit de maximale golfbelasting die over de verschillende windrichtingen voorkomt bij windsnelheden met een overschrijdingskans van 1/4000 per jaar. Met deze windsnelheid is de golfbelasting berekend voor verschillende waterstanden. Hieruit volgen de randvoorwaarden, die in de traditionele ontwerpmethode worden gebruikt. Deze golfrandvoorwaarden verlopen met de waterstand.

In de traditionele toets- en ontwerpmethode wordt dit verloop van de golfrandvoorwaarden over de waterstand omgerekend naar een verloop van de golfrandvoorwaarden over het niveau van de bekleding, waarbij rekening wordt gehouden met de verschuiving met y_s . Vervolgens wordt hieruit de maximale golfbelasting op het beschouwde bekledingsdeel bepaald. Dit is de maximale golfbelasting die het beschouwde bekledingsdeel belast tussen de boven- en ondergrens van de bekleding. Deze maximale golfbelasting wordt vervolgens toegepast op het gehele bekledingsdeel.

E.1.3. Definitie maatgevende golfbelasting volgens VAST

Bij een bepaalde waterstand wordt de maatgevende golfbelasting bepaald zodanig dat de kans van gelijktijdig optreden van de volgende gebeurtenissen 1/4000 bedraagt:

1. De golfbelasting is hoger dan de maatgevende waarde ongeacht of de beschouwde waterstand voorkomt.
2. De beschouwde waterstand treedt op in een storm. Dit betekent dat de beschouwde waterstand wordt overschreden.

Het uitgangspunt is dat er in een storm geen golven kunnen optreden bij waterstanden die niet worden bereikt. Dit triviale uitgangspunt houdt in dat de waterstandsstatistiek moet worden betrokken in de berekening. De maatgevende golfbelasting wordt weergegeven door de significante golfhoopte $H_{s,m}$ en $T_{p,m}$. Voor een bepaalde waterstand h_i geldt in formulevorm:

$$\Pr (H_{s,i} > H_{s,m,i} \text{ en } h_{\max} > h_i) = 1/4000 \text{ per jaar}$$

$$\Pr (T_{p,i} > T_{p,m,i} \text{ en } h_{\max} > h_i) = 1/4000 \text{ per jaar}$$

Dit resulteert dus in een verloop van de maatgevende golfbelasting over de waterstand. Vervolgens moet analoog aan de traditionele toets- en ontwerpmethode dit verloop van de golfrandvoorwaarden over de waterstand omgerekend worden naar een verloop van de golfrandvoorwaarden over het niveau van de bekleding, waarbij rekening wordt gehouden met

de verschuiving met y_s . Vervolgens wordt hieruit de maximale golfbelasting op het beschouwde bekledingsdeel bepaald. Dit is de maximale golfbelasting die het beschouwde bekledingsdeel belast tussen de boven- en ondergrens van de bekleding. Deze maximale golfbelasting wordt vervolgens toegepast op het gehele bekledingsdeel.

E.1.4. Vergelijking methode VAST met RIKZ

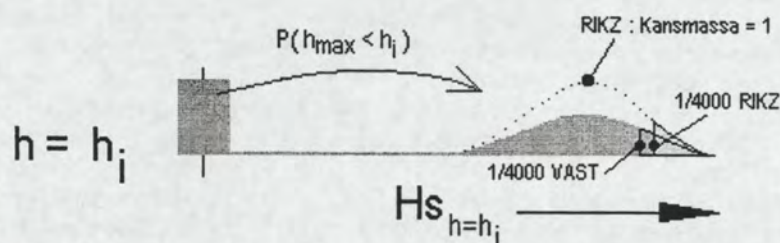
Voor de significante golfhoogte H_s wordt de gedachtengang uitgewerkt. Eenzelfde redenering geldt ook voor de piekperiode.

Voor verschillende waterstanden zijn de kansdichtheidsfuncties volgens de twee methodes beschouwd. De kansdichtheidsfuncties van de golfhoogte worden gegeven door:

$f(H_{s,i} \text{ en } h_{\max} > h_i)$ volgens de methode VAST en

$f(H_{s,i} \text{ gegeven } h_{\max} > h_i)$ volgens de methode RIKZ

Bij de methode VAST is de golfbelasting nul, als de beschouwde waterstand niet voorkomt in een storm. De kans op niet voorkomen van de waterstand manifesteert zich in een relatief hoge kansdichtheid bij $H_s = 0$. Dit wordt hier een "spijker" genoemd. Als deze "spijker" niet wordt meegeteld, is de totale kansmassa van de kansdichtheidsfunctie van H_s volgens VAST kleiner dan de kansdichtheidsfunctie volgens RIKZ. Dit principe is in Figuur 15 weergegeven voor een relatief hoge waterstand, waarbij er sprake is van een "spijker". In dit voorbeeld is de H_s behorende bij een 1/4000 overschrijdingskans volgens RIKZ groter dan volgens de methode VAST.

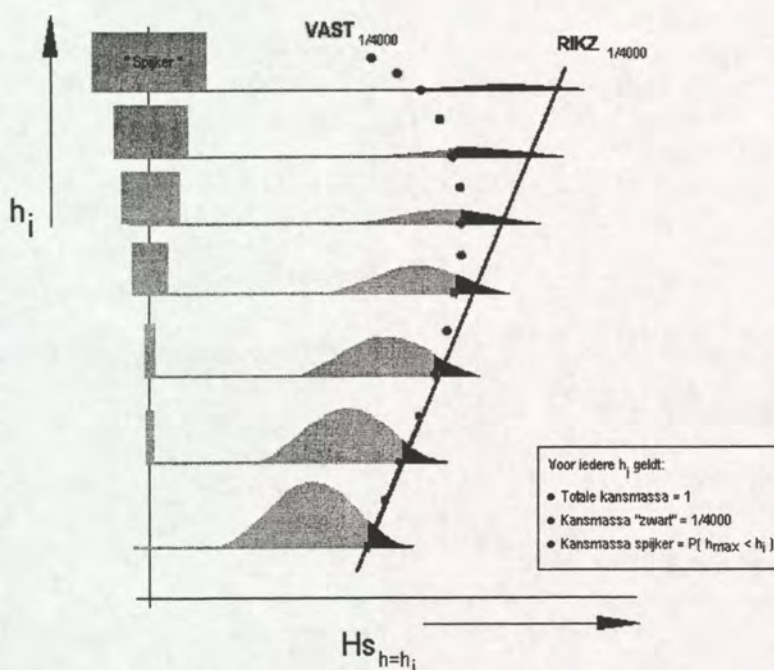


Figuur 15: Principe van kansdichtheidsfuncties volgens RIKZ en VAST voor een bepaalde waterstand.

De kans dat de waterstand niet voorkomt neemt toe met toenemende waterstand. Dit betekent dat de kansdichtheid bij $H_s = 0$ (spijker) ook toeneemt. De kansmassa van de kansdichtheidsfunctie volgens VAST neemt hierdoor af naarmate de waterstand toeneemt.

Bij de conditionele kansdichtheidsfunctie neemt de gemiddelde golfbelasting toe naarmate de waterstand toeneemt. Dit wordt veroorzaakt doordat de golven hoger kunnen groeien, naarmate de waterdiepte toeneemt. Bij de conditionele kansdichtheidsfunctie is de kansmassa bij iedere waterstand gelijk aan 1.

In figuur 16 zijn schematisch de conditionele en gecombineerde kansdichtheidsfuncties van de golfhoogte gegeven voor verschillende waterstanden. Hierin is telkens de maatgevende golfhoogte weergegeven, waarbij de overschrijdingskans 1/4000 is.



Figuur 16: Schematische weergave van het verloop van de kansdichtheidsverdelingen van H_s over de waterstand

Een gelijke overschrijdingskans van 1/4000 per jaar levert bij de gecombineerde kansdichtheidsfunctie volgens de methode VAST een kleinere maatgevende golfhoogte dan bij de conditionele kansdichtheidsfunctie volgens de methode RIKZ.

E.2 Beschouwde sets randvoorwaarden

De afgegeven golfrandvoorwaarden, op basis waarvan het ontwerp destijds is gemaakt, zijn gebaseerd op slechts enkele berekeningen met SWAN. Dit was het gevolg van tijdsdruk. Sindsdien zijn er veel meer golfberekeningen gemaakt voor uiteenlopende hydraulische situaties. Hieruit ontstond een genuanceerder beeld van de maatgevende golfbelasting. De verbeterde maatgevende golfbelasting geldt echter nog niet officieel als randvoorwaarde. De probabilistische berekeningen zijn gebaseerd op de resultaten van alle beschikbare berekeningen. Daarom wordt per beschouwd dijkvak ook een set golfrandvoorwaarden afgeleid op een identieke manier als RIKZ dat pleegt te doen, die zijn gebaseerd op de laatste uitgebreide berekeningen. Dit is belangrijk om een goede vergelijking van de deterministische berekeningen met de probabilistische resultaten mogelijk te maken.

Samenvattend zijn in deze bijlage 3 sets randvoorwaarden geanalyseerd:

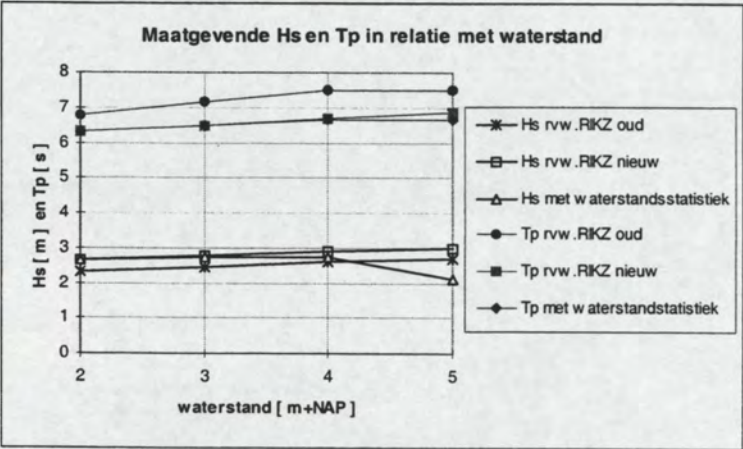
- De afgegeven golfrandvoorwaarden op basis waarvan het huidige ontwerp is gemaakt.
- De afgeleide, niet afgegeven, golfrandvoorwaarden op basis van een aanvullende SWAN berekeningen.
- De golfbelasting, die eens in de 4000 jaar worden overschreden, met in achtneming van de kans van optreden van de waterstand.

De wind- en waterstandsstatistiek vormt de basis voor de golfrandvoorwaarden. Een model geeft aan hoe waterstand en wind worden vertaald naar de dijkvakken. Een beschrijving van het model is gegeven in hoofdstuk 4.

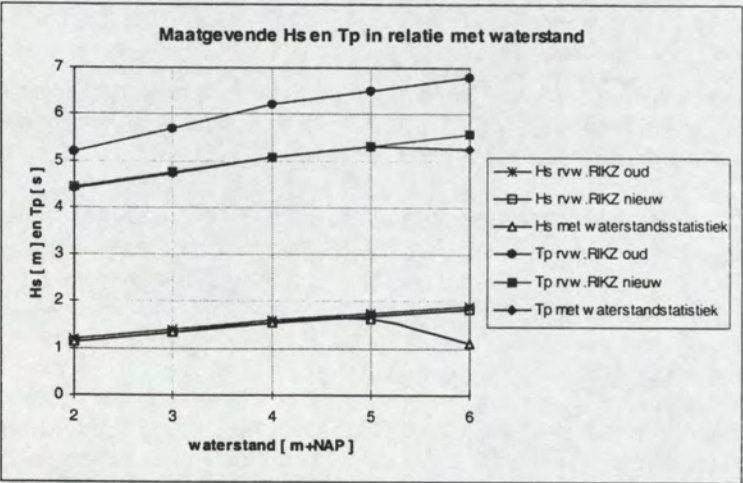
Bij de analyse van de golfrandvoorwaarden zijn alle overige parameters, afgezien van de wind- en waterstandsstatistiek, deterministisch in rekening gebracht. Zo wordt de modelonzekerheid van het gehanteerde golfmodel SWAN niet probabilistisch meegenomen. Ook de eigenschappen van de steenzetting worden hierbij nog niet beschouwd.

E.3 Resultaten

De 3 sets golfrandvoorwaarden zijn voor H_s en T_p voor de Borsselepolder en Zimmermanpolder gegeven in figuren 17 en 18 voor verschillende waterstanden. Vervolgens zijn de golfrandvoorwaarden in tabelvorm weergegeven.



Figuur 17: Golfrandvoorwaarden in relatie met de waterstand bij Borsselepolder-West



Figuur 18: Golfrandvoorwaarden in relatie met de waterstand bij Zimmermanpolder

parameter	waterstand	zonder invloed van waterstandsstatistiek		met invloed van waterstandsstatistiek	
		oude randvoorwaarden	"nieuwe" randvoorwaarden	randvoorwaarden	verschil met "nieuwe" rvw
Tp [s]	2	6.8	6.33	6.33	0.00
	3	7.15	6.50	6.50	0.00
	4	7.5	6.67	6.67	0.00
	5	7.5	6.86	6.64	0.25
Hs [m]	2	2.3	2.64	2.64	0.00
	3	2.45	2.77	2.75	0.02
	4	2.6	2.89	2.74	0.15
	5	2.7	3.01	2.09	0.92

Tabel 14: Golfrandvoorwaarden voor verschillende waterstanden bij Borsselepolder.

Parameter	waterstand [NAP +m]	zonder invloed van waterstandsstatistiek		met invloed van waterstandsstatistiek	
		oude randvoorwaarden	"nieuwe" randvoorwaarden	randvoorwaarden	verschil met "nieuwe" rvw
Tp [s]	2	5.2	4.42	4.42	0.00
	3	5.7	4.75	4.75	0.00
	4	6.2	5.07	5.07	0.00
	5	6.5	5.32	5.31	0.01
	6	6.8	5.58	5.25	0.33
Hs [m]	2	1.2	1.15	1.15	0.00
	3	1.4	1.35	1.35	0.00
	4	1.6	1.55	1.54	0.01
	5	1.75	1.70	1.62	0.08
	6	1.9	1.85	1.12	0.73

Tabel 15: Golfrandvoorwaarden voor verschillende waterstanden bij Zimmermanpolder.

E.4 Analyse resultaten

- De significante golfhoogtes, die bij Borssele-West zijn berekend met nieuwe Swan-sommen zonder waterstandsstatistiek zijn ongeveer 0.3 meter hoger dan de afgegeven randvoorwaarden. De piekperiodes zijn 0.5 à 0.8 seconden lager dan de afgegeven randvoorwaarden.
- Bij de Zimmermanpolder zijn de piekperiodes van de nieuwe SWAN-modellering zonder waterstandsstatistiek 0.8 à 1.2 seconden lager dan de afgegeven randvoorwaarden. Bij de golfhoogtes is het verschil veel minder. De significante golfhoogtes zijn 5 cm lager.
- Het is niet meer vanzelfsprekend dat de maatgevende golfrandvoorwaarden optreden bij de hoogste waterstand en de hoogste steen op het talud, als de waterstandsstatistiek in rekening wordt gebracht ! Daarom zijn alle niveau's van de bekleding in de probabilistische som geanalyseerd. De waterstand met de hoogste golfbelasting is bij Borssele NAP + 3 à 4m en bij de Zimmermanpolder NAP + 5 meter.
- De invloed van de waterstandsstatistiek is bij waterstanden van NAP + 5.00 meter en hoger merkbaar en neemt toe naarmate de waterstand hoger is. De golfrandvoorwaarden zijn bij lage waterstanden niet gevoelig voor de waterstandsstatistiek.

E.5 Invloed op de steendikte

De verschillende manieren om golfrandvoorwaarden te berekenen hebben effect op de vereiste steendikte. In tabel 16 is de minimaal benodigde steendikte berekend uitgaande van een deterministisch ontwerp. Tussen haakjes staan de diktes afgerond op 5 cm.

Soort randvoorwaarden	deterministisch ontworpen steendikte [m]		
	Borsselepolder zuilen boventafel	Zimmermanpolder	
		blokken op kant ondertafel	zuilen boventafel
oude randvoorwaarden	0.36 (0.40)	0.46 (0.50)	0.40 (0.45)
"nieuwe" randvoorwaarden	0.35 (0.35)	0.43 (0.45)	0.35 (0.35)
"nieuwe" randvoorwaarden met invloed waterstandstatistiek	0.27 (0.30)	0.43 (0.45)	0.33 (0.35)

Tabel 16: Deterministisch ontworpen steendikte met verschillende golfrandvoorwaarden.

Analyse resultaten

- De nieuwe SWAN-modellering leidt (zonder waterstandsstatistiek) ten opzichte van de afgegeven randvoorwaarden tot een 1 cm kleinere steendikte bij Borssele, een 3 cm kleinere steendikte bij Zimmerman in de ondertafel en maar liefst 5 cm kleinere steendikte in de boventafel van de Zimmermanpolder.

- De invloed van de waterstandstatistiek op de golfrandvoorwaarden is zeker niet verwaarloosbaar in de boventafel van de Borsselepolder en Zimmermanpolder. In de boventafel is het verschil in benodigde steendikte 8 cm bij de Borsselepolder en 2 cm bij de Zimmermanpolder vergeleken met de nieuwe randvoorwaarden zonder waterstandsstatistiek.
- De invloed van waterstandsstatistiek op de benodigde steendikte is nihil in de ondertafel van de Zimmermanpolder.

Bijlage F: Nadere analyse van betrouwbaarheidsfuncties voor instabiliteit van de toplaag

F.1. Berekende gevallen

De invoerwaarden voor de 4 berekeningen zijn gegeven in tabellen 17 en 18:

c_t	[-]	1
nu	kin.visc.	0.000001
g	m/s2	9.82
c_b	[-]	1
c_a	[-]	1
c_f	[-]	10

Tabel 17: Constantes voor de berekende gevallen

grootheid		Borssele boventafel	Zimmerman		fictieve gevallen			
			boventafel	ondertafel	1	2	3	4
talud	tan(α) [-]	0.270	0.294	0.294	0.33	0.25	0.33	0.3
golven	H _s [m]	2.86	2	1.4	3.1	1.5	2.4	1.8
	T _p [s]	7.5	7	5.8	5.7	6	5	6.2
filter	n [-]	0.35	0.35	0.35	0.4	0.35	0.4	0.35
	b _f [m]	0.15	0.15	0.15	0.4	0.2	0.4	0.15
	D _{f15} [m]	0.02	0.02	0.005	0.05	0.02	0.05	0.02
	ρ_{steen} [kg/m ³]	2800	2300	2150	2800	2800	2800	2900
toplaag	type	type	betonzuil	betonzuil	betonzuil	betonzuil	betonzuil	betonzuil
		zuil/blok	zuil	zuil	zuil	zuil	zuil	zuil
Blok	B [m]	-	-	0.2	-	-	-	-
	L [m]	-	-	0.5	-	-	-	-
	spleet [mm]	-	-	1	-	-	-	-
zuil	A [m2]	0.09	0.09	-	0.09	0.09	0.09	0.09
	Ω [-]	0.1	0.1	-	0.1	0.1	0.1	0.1

Tabel 18: Invoerwaarden voor de verschillende berekende gevallen

F.2 Vergelijking van de gekozen Z-functie met Anamos

Voordat de betreffende Z-functie kan worden verwerkt in het voor dit project ontwikkelde spreadsheet-programma, dient de Z-functie van Klein Breteler te worden geverifieerd met Anamos. De gekozen relatie betreft immers een vereenvoudiging van Anamos. Indien de afwijking van de gekozen Z-functie met Anamos voldoende klein is, dan is het gebruik van de Z-functie van Klein Breteler voor beschouwing van de stabiliteit van de dijkvakken geoorloofd.

De meest van invloed zijnde parameter op de stabiliteit van de toplaag is doorgaans de dikte van de toplaag (D). De kritieke steendikte van Anamos is vergeleken met de kritieke steendikte volgens de gekozen Z-functie voor verschillende deterministische gevallen.

In tabel 19 worden de resultaten kort samengevat. In de laatste rij is het procentuele verschil tussen de beide toplaagdikten gegeven.

Berekening steendikte [m]	Borssele boventafel	Zimmerman boventafel	ondertafel	fictieve gevallen			
				1	2	3	4
6-ksi-regel	0.359	0.398	0.314	0.362	0.191	0.279	0.236
Anamos versimpeld	0.271	0.290	0.485	0.342	0.190	0.287	0.205
maatgevend	0.359	0.398	0.485	0.362	0.191	0.287	0.236
Anamos	0.280	0.320	0.460	0.360	0.190	0.290	0.220
verschil anamos met vereenvoudiging [m]	0.009	0.030	0.025	0.018	0.000	0.003	0.025
verschil in %	3	9	6	5	0	1	7

Tabel 19: Vergelijking van versimpeling van Anamos met Anamos.

In alle gevallen is het verschil kleiner of gelijk aan 9%, wat acceptabel is. Op basis hiervan kan worden geconcludeerd dat de Z-functie van Klein Breteler goed overeenkomt met de berekeningsmethodiek in Anamos. Hierdoor is de betreffende Z-functie geschikt om te worden gebruikt in de probabilistische berekeningen.

F.3 Vergelijking gekozen stabiliteitsrelatie met Husaarts

Voor de probabilistische berekening wordt de gebruikte stabiliteitsformulering afgeregeld op relevante Deltagootproeven middels modelfactoren. Deze modelfactoren zijn stochasten en worden gekenmerkt door een kansverdeling. Er zijn in deze paragraaf twee stabiliteitsformuleringen met elkaar vergeleken: de gehanteerde formulering, hierna te noemen "methode WL" en de formulering volgens Husaarts. De kansverdeling volgens de methode WL is afgeleid in Den Heijer [9] op basis van alle deltagoot-proeven die overeenkomen met het gewenste type steenzetting. Het betreft de volgende deltagootproeven:

Beschouwde deltagootproeven

- Voor zuilen:
1 proef met Hydroblokken, 1 proef met Pit-polygoon-zuilen en 2 met gekantelde blokken met afstandhouders en inwasmateriaal.
- Voor blokken op kant:
5 proeven met blokken op zijn kant.

Op basis van deze deltagootproeven is tevens de kansverdeling van de modelfactor M van de methode Husaarts afgeleid. De typering van de kansverdelingen van de modelfactoren is gegeven in tabel 20.

Methode	bekleding	gemiddelde	standaardafwijking	type verdeling
WL	zuilen	1.62	0.16	normaal
	blokken op kant	1.36	0.30	normaal
Hussaarts	zuilen	13	1.16	normaal
	blokken op kant	7.11	2.31	normaal

Tabel 20: typering kansverdelingen van de modelfactoren voor verschillende methodes

De resultaten van de vergelijkende rekensommen zijn gegeven in tabel 21.

geval	type	methode WL			methode Husaarts	
		rekenwaarde	gemiddelde	bovengrens 95% betr.	gemiddelde	bovengrens 95% betr.
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
borssele-west boventafel;	betonzuil	0.36	0.22	0.28	0.20	0.24
Zimmerman boventafel	betonzuil	0.40	0.25	0.31	0.24	0.29
zimmerman ondertafel	blok op kant	0.46	0.34	0.61	0.34	0.97
fictieve	betonzuil	0.36	0.23	0.28	0.20	0.24
gevallen	betonzuil	0.19	0.12	0.15	0.11	0.13
	betonzuil	0.29	0.18	0.22	0.15	0.18
	betonzuil	0.24	0.15	0.18	0.14	0.17

Tabel 21: Vergelijking methode WL met Husaarts

De volgende opmerkingen kunnen worden geplaatst:

- De nauwkeurigheid van de bepaalde standaardafwijking en gemiddelde waarden is erg klein, omdat deze gebaseerd is op slechts 4 c.q. 5 deltagootproeven.
- Voor zuilen is het twijfelachtig of de 2 proeven met blokken op kant wel dezelfde eigenschappen hebben. Als we deze proeven zouden weglaten blijven slechts 2 proeven met zuilen over !
- Overeenkomst van de resultaten van de methode WL en Hussaarts is redelijk te noemen voor zuilen. Het verschil van gemiddelde waarden is 0 à 3 cm. Het verschil van de bovengrenzen is 0 à 4 cm.
- De methode Hussaarts geeft geen goede overeenkomst bij gekantelde blokken in de Zimmermanpolder. Hoewel de gemiddelde waarde niet afwijkt, levert de methode Hussaarts een 36 cm grotere blokdikte op voor de bovengrens.
- Voor zuilen is de benodigde steendikte bij de deterministische methode een stuk groter dan de bovengrens met het 95% betrouwbaarheidsinterval. Voor blokken op zijn kant ligt de deterministische blokdikte tussen de gemiddelde en de bovengrens. De keuze van de rekenwaarde voor de modelfactor is bij zuilen dus vele malen conservatiever (veiliger) dan bij gekantelde blokken.

F.4 Invloed van beschouwde Deltagootproeven

In het afstudeerrapport van Hussaarts [11] is een kansverdeling van modelfactoren afgeleid. Deze kansverdeling, die wordt gekenmerkt door een gemiddelde waarde van 4.06 en een standaardafwijking van 0.7, is afgeleid van oude deltagootproeven (van vòr 1998).

De beschouwde deltagootproeven zijn proeven van steenzettingen van type 3b volgens het zogenaamde "black box-model" met onregelmatige golven. Hierbij zijn echter vele soorten steenzettingen bij elkaar genomen, hetgeen een onnauwkeurig resultaat oplevert in vergelijking met de aanpak van het WL. Het verschil van de benodigde steendiktes is voor de verschillende beschouwde gevallen gegeven in tabel 22:

geval	type	recente Deltagootproeven		oude Deltagootproeven type 3b	
		gemiddelde [m]	bovengrens 95% betr. [m]	gemiddelde [m]	bovengrens 95% betr. [m]
borssele-west boventafel;	betonzuil	0.20	0.24	0.64	0.97
Zimmerman boventafel	betonzuil	0.24	0.29	0.76	1.16
Zimmerman ondertafel	blok op kant	0.34	0.97	0.60	0.91
fictieve	betonzuil	0.20	0.24	0.62	0.95
gevallen	betonzuil	0.11	0.13	0.34	0.52
	betonzuil	0.15	0.18	0.48	0.74
	betonzuil	0.14	0.17	0.45	0.68

Tabel 22: Analyse van benodigde steendiktes volgens de methode Hussaarts bij verschillende beschouwde deltagootproeven.

De keuze van de te beschouwen deltagootproeven is belangrijk! De benodigde steendikte is relatief groot, wanneer de modelfactor is gebaseerd op alle proeven van het type 3b. Een nauwe selectie van proeven die beter overeenkomen met ingewassen zuilen, levert kleinere benodigde steendiktes op.

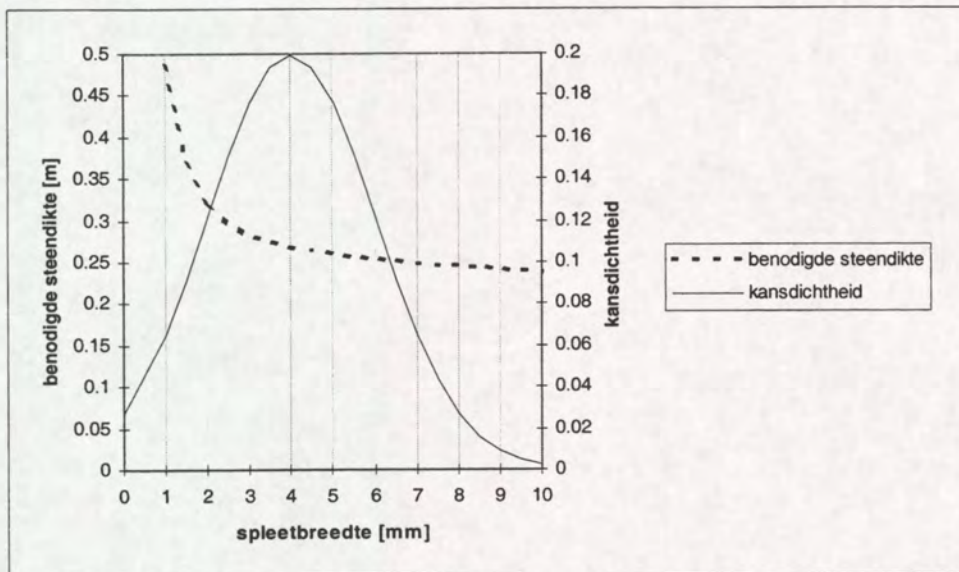
Dit verschil is te verklaren door het feit dat in de door Hussaarts beschouwde proeven ook relatief dichte bekledingstypen voorkomen (zoals vierkante blokken). Dit betekent dat de benodigde steendikte gemiddeld groter is, omdat de meeste steenbekledingstypen van 3b een dichtere toplaag hebben en dus ongunstiger zijn.

Bijlage G: Nadere analyse van de spleetbreedte

Een verkleining van de gemiddelde spleetbreedte van 4 naar 2 mm heeft volgens de gevoeligheidsanalyse weinig invloed.

In de veiligheidsanalyse is daarentegen geconcludeerd dat de steendikte berekend met de rekenwaarde voor de spleetbreedte van 1 mm sterk afwijkt van de steendikte berekend met een probabilistische spleetbreedte. Dit vergt een nadere analyse van de spleetbreedte.

In deze bijlage zijn hiertoe voor de ondertafel van de Zimmermanpolder berekeningen gemaakt met verschillende spleetbreedtes. Deze berekeningen zijn gemaakt volgens de deterministische methode. Het resultaat is een relatie tussen de benodigde steendikte en de spleetbreedte. Deze relatie is gegeven in Figuur 19.



Figuur 19: benodigde spleetbreedte en kansdichtheid in relatie tot de spleetbreedte voor de gekantelde blokken in de ondertafel van de Zimmermanpolder.

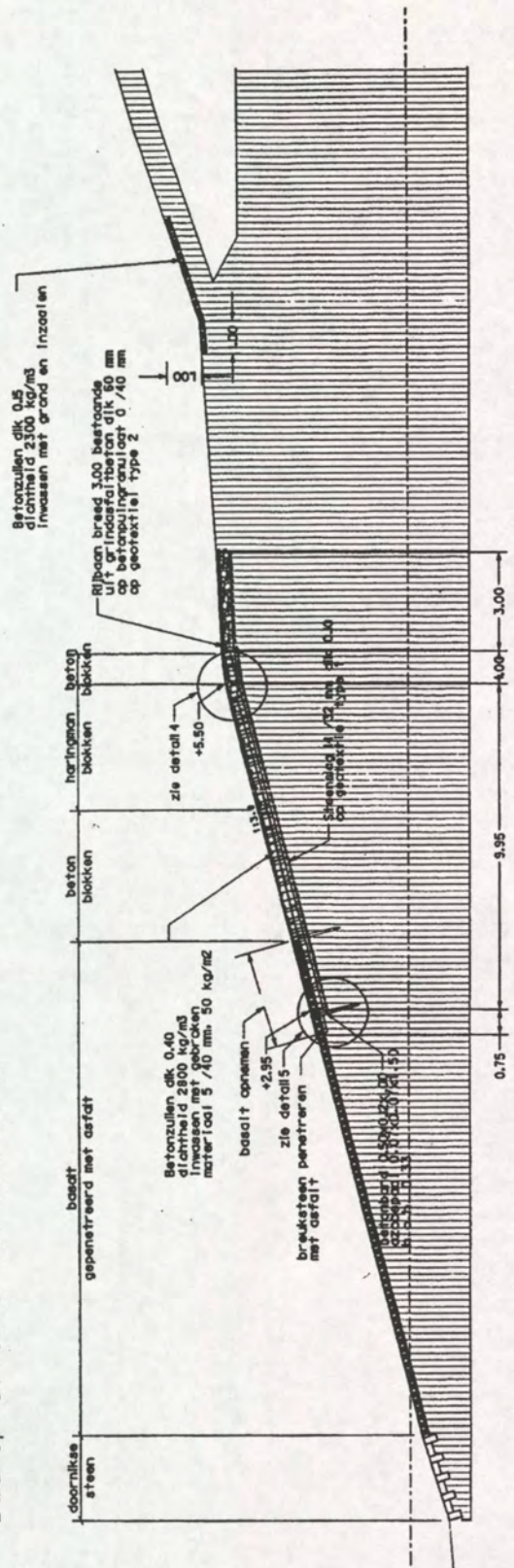
De invloed van de spleetbreedte op de benodigde steendikte is groot bij kleine spleetbreedtes (kleiner dan 2 mm). Het verschil tussen een spleetbreedte van 4 mm (gemiddelde waarde) en 2 mm is niet erg groot. Wel is de stap naar een spleetbreedte van 1 mm erg groot.

De keuze van de rekenwaarde voor de spleetbreedte in de deterministische methode is dus erg belangrijk.

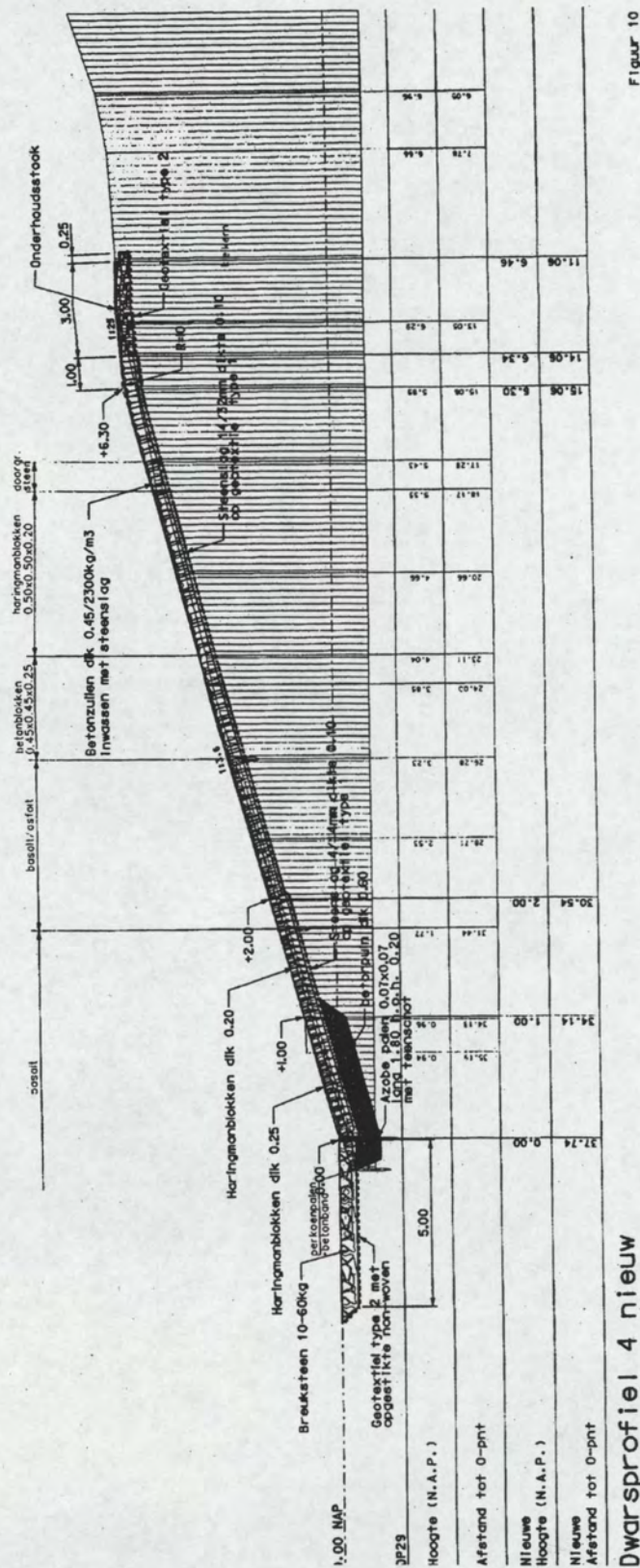
Een goede definitie van de spleetbreedte is van belang, omdat de invloed van de spleetbreedte bij gekantelde blokken zo groot is en omdat op dit punt een grote veiligheid in de deterministische methode aanwezig is.

Bijlage H: Dwarsprofielen van de beschouwde cases

Figuur 9
Borsselepolder t.p.v. dp.32+75
Dwarsprofiel 5 vak 20a en 21



Figuur 20: Dwarsprofiel van het ontwerp van het beschouwde dwarsprofiel van de Borsselepolder-West



Figuur 10

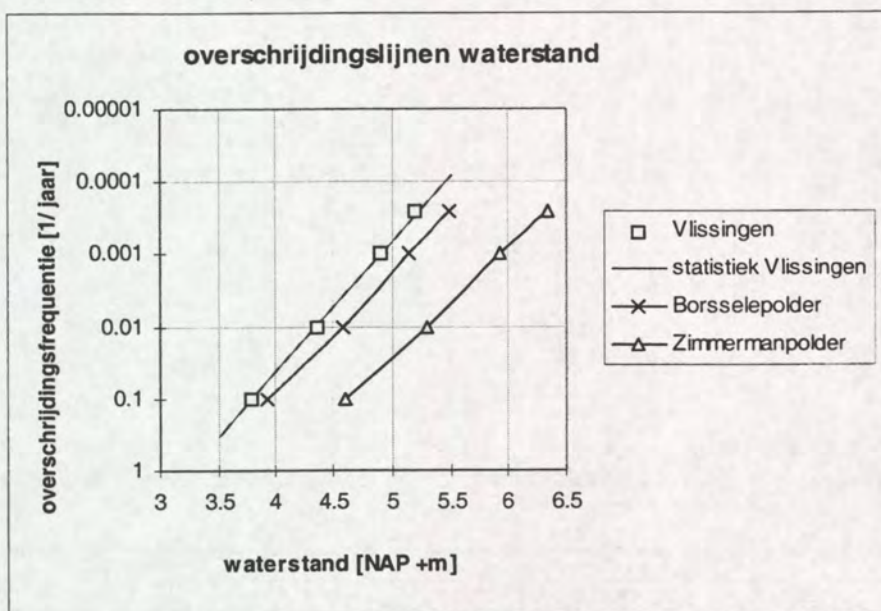
Figuur 21: Het beschouwde dwarsprofiel van het ontwerp van in de Zimmermanpolder.

Bijlage I: Verificatie modellering

Om te verifiëren dat er geen programmeerfouten zijn gemaakt in het probabilistisch rekenmodel zijn de volgende items gecontroleerd:

Waterstandsstatistiek

De berekende overschrijdingslijnen van de waterstand bij Vlissingen, Borsselepolder en de Zimmermanpolder is in figuur 22 gegeven. Hierin is ook de beschikbare statistiek van RIKZ bij Vlissingen gegeven.



Figuur 22: Overschrijdingslijnen van de waterstand bij Vlissingen, Borssele-West en de Zimmermanpolder.

De overschrijdingslijn bij Vlissingen ligt bijna geheel op de beschikbare statistiek. De waterstandsstatistiek bij Vlissingen wordt dus goed gereproduceerd door de som.

In tabel 23 zijn de waterstanden met een overschrijdingskans van 1/4000 per jaar vergeleken met de geldende ontwerppeilen in het jaar 1985, volgens het rapport Basispeilen [7]. Bij beide waterstanden is ten opzichte van 1985 geen zeespiegelrijzing in rekening gebracht.

Locatie	Berekende 1/4000 waterstand	ontwerppeil 1985 1/4000
Vlissingen	5.25	5.25
Borsselepolder	5.48	5.45
Zimmermanpolder	6.35	6.35

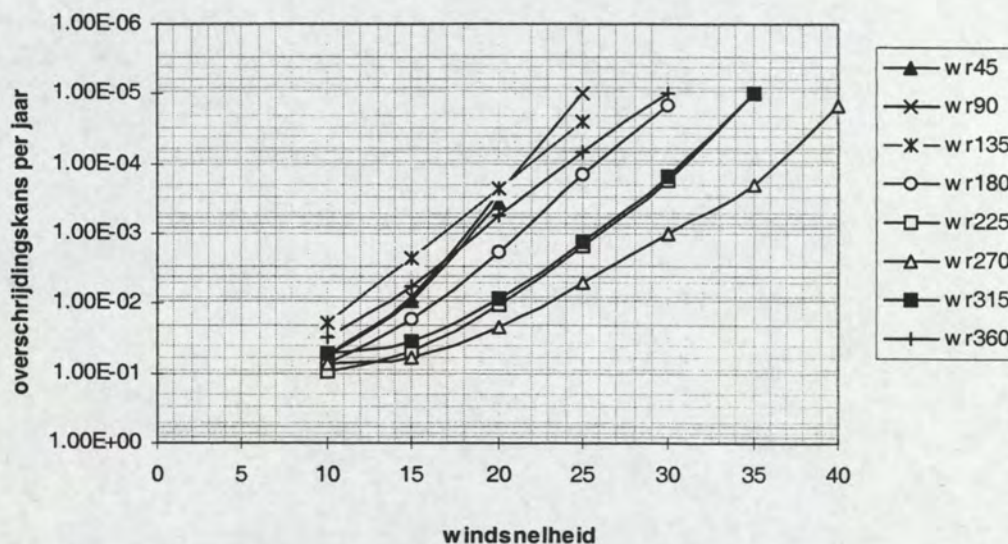
Tabel 23: Vergelijking van de berekende maatgevende 1/4000 waterstanden met de ontwerppeilen volgens de nota Basispeilen [7].

Alle ontwerppeilen worden goed gereproduceerd door de probabilistische berekening ! Dit geeft vertrouwen in de gehanteerde modellering.

Windstatistiek bij Vlissingen

Voor verschillende windrichtingen zijn in figuur 23 de overschrijdinglijnen gegeven voor de windsnelheden bij Vlissingen, zoals die zijn berekend met het probabilistische scenario. Vervolgens zijn de windsnelheden vergeleken met de statistiek bij Vlissingen.

overschrijdingslijnen windsnelheid per richting gegenereerd bij Vlissingen



Figuur 23: Berekende overschrijdingskansverdelingen van windsnelheden per windrichting bij Vlissingen.

berekend		statistiek RIKZ	
windrichting	1/4000 windsnelheid	windrichting	1/4000 windsnelheid
45	21	60	20
90	20	90	20
135	20	120	20
180	24	180	24
225	29	210	29
270	34.5	270	34
315	29	315	29
360	22	360	22

Tabel 24: Berekende maatgevende windsnelheden versus maatgevende windsnelheden van RIKZ-statistiek.

De windsnelheden met een overschrijdingskans van 1/4000 per jaar komen voor de verschillende windrichtingen overeen met de windsnelheden die RIKZ heeft gehanteerd voor Vlissingen. Hiermee is aangetoond dat de probabilistische model de windstatistiek op een goede manier kan reproduceren.

Controle zoeken in SWAN- en IMPLIC- resultaten

Voor iedere trekking wordt de bijbehorende golfbelasting en lokale waterstand afgelezen uit tabellen. Voor verschillende trekkingen is geverifieerd dat de goede resultaten uit deze tabellen worden gezocht.

Stabiliteitsmodel

Met de destijds afgegeven randvoorwaarden is de kritieke steendikte berekend met het stabiliteitsmodel (vereenvoudigde Anamos). Dit leverde bij Borssele-West 0.38 meter op, afgerond 40 cm. Bij de blokken op z'n kant in de ondertafel van de Zimmermanpolder is de benodigde steendikte 0.48 m (afgerond 0.50 m) en voor de zuilen in de boventafel 0.45 m bij de oorspronkelijke golf randvoorwaarden. De diktes komen overeen met de gekozen steendiktes in het deterministische ontwerp. De stabiliteitsformulering klopt dus.