

Voorwoord

Voor u ligt het resultaat van het volgen van 21 jaar onderwijs. Dit rapport is geschreven in het kader van mijn afstudeerwerk aan de faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen van de TU Delft. Aangezien dijken het fundament en de trots zijn van de Nederlandse samenleving, lijkt er geen geschikter onderwerp voor een afstudeerwerk dan de betrouwbaarheid ervan te analyseren.

De dagelijkse werkzaamheden voor het vervaardigen van dit rapport zijn verricht bij Fugro ingenieursbureau B.V. te Nieuwegein.

Graag wil ik de volgende mensen bedanken: Martin, om me op de goede weg te helpen. Jaap, voor het geven van nuttig commentaar op het concept rapport. Mijn ouders, voor het corrigeren van taalfouten. Mijn collega's bij Fugro voor de bereidheid vragen te willen beantwoorden en voor de nodige ontspanning in de vorm van ping-pongen.

In het bijzonder bedank ik de afstudeercommissie voor het begeleiden van mijn afstudeerwerk. De samenstelling van de afstudeercommissie is als volgt:

Prof. drs. ir. J.K. Vrijling	(TU Delft)
Ir. H.G. Voortman	(TU Delft)
Ir. J.P. Oostveen	(TU Delft)
Ir. M.T. van der Meer	(FUGRO Ingenieursbureau B.V.)

Nieuwegein, mei 2002

Ivo Feitsma

Bron foto voorblad: Rijkswaterstaat

Samenvatting

De bescherming tegen overstroming door dijken kan nooit volledig zijn. Er bestaat altijd een kans dat een dijk zijn waterkerende functie niet kan vervullen. Dit heeft verschillende oorzaken:

- Onzekerheid over de belasting
Doordat niet in de toekomst kan worden gekeken, weet men niet wat de hoogste waterstand zal zijn.
- Onzekerheid over de sterkte
Door gebrek aan informatie bestaat er onzekerheid over de grondopbouw en de grondeigenschappen.
- Model onzekerheid
Door onvolledige kennis over de werking van de natuur moet men zich beperken tot modellen die deze werking zo goed mogelijk beschrijven.

De waterkerende capaciteit van een dijk wordt bepaald door zijn hoogte en sterkte. Dijken worden primair op hun hoogte ontworpen. De dijkhoogte wordt zodanig bepaald dat de kans op een dijkoverstroming als gevolg van overlopen of overslag 'acceptabel' klein is. De kans dat de dijk zijn waterkerende capaciteit verliest als gevolg van een dijkdoorbraak moet in deze filosofie nog een orde kleiner zijn.

Met het doel voldoende veiligheid te garanderen zijn er normen in het leven geroepen. Conform deze normen worden dijken getoetst en ontworpen. Op grond van recente ervaringen, o.a. bij de bezwijkproef bij Bergambacht, kan men zich echter afvragen of bij het toetsen en ontwerpen van dijken volgens vigerende leidraden wel de gewenste betrouwbaarheid wordt verkregen. Het onevenwichtig verdisconteren van onzekerheden kan enerzijds leiden tot een te grote veiligheidsmarge, waardoor niet scherp genoeg ontworpen kan worden. Aan de andere kant kan hierdoor de veiligheidsmarge te klein zijn wat leidt tot onveilige dijken. Er bestaat dan ook de behoefte om dijken op een veilige manier scherper te kunnen ontwerpen en toetsen.

Het doel van dit project is om na te gaan welke factoren de betrouwbaarheid van het waterkerend vermogen van een dijk bepalen; daarnaast analyseren op welke manier deze betrouwbaarheid kan worden gekwantificeerd en verdisconteerd in ontwerpregels.

Deze doelstelling is gerealiseerd door de volgende aspecten uit te werken:

- Inventariseren van factoren welke de betrouwbaarheid van de berekende sterkte van een dijk bepalen.
- Inventariseren hoe in de huidige adviespraktijk de gewenste betrouwbaarheid van de berekende sterkte is verdisconteerd in ontwerpregels.
- Analyseren in hoeverre een dijk op een afwijking in de grondopbouw gedimensioneerd moet worden afhankelijk van de intensiteit van en de verkregen informatie uit het grondonderzoek.
- Een beslismodel opstellen waarmee op basis van verwachte kosten een afweging kan worden gemaakt tussen de hoeveelheid grondonderzoek en dijkversterkingsmaatregelen om tot een voldoende betrouwbaar dijkontwerp te komen.

In de uitwerking zijn de belastingen die op een dijk werken als randvoorwaarde meegenomen. Daarnaast zijn alleen de faalmechanismen macro-instabiliteit en piping beschouwd.

Om tot een beoordeling te komen over de sterkte van een dijk worden de volgende stappen doorlopen:

- Schematisering van grond- en dijkopbouw
- Schematisering waterspanningen in de dijk en zijn ondergrond
- Toekennen van sterkte eigenschappen
- Keuze van een rekenmodel en de invoer van bovenstaande stappen hierin

In al deze stappen spelen onzekerheden een rol. De onzekerheden in de sterkte van een dijk komen voort uit onwetendheid door gebrek aan kennis en informatie. Zij kunnen worden onderverdeeld in afwijkingen en spreiding in fysische parameters.

De grootte van onzekerheid in de berekende sterkte wordt bepaald door de invloed van en onzekerheid in bovengenoemde aspecten. Onder invloed wordt hier verstaan de mate waarin een verandering in de

waarde van een parameter leidt tot verandering in de berekende sterkte. Deze invloed kan per mechanisme en per situatie verschillend zijn.

In de vigerende leidraden wordt hier slechts gedeeltelijk rekening mee gehouden. Via een systeem van partiële veiligheidsfactoren wordt beoogd een bepaald veiligheidsniveau te waarborgen. In de huidige vorm worden zij echter alleen maar toegepast op de sterkte eigenschappen en in het gebruikte rekenmodel. Waarbij de grootte van deze partiële veiligheidsfactoren onafhankelijk is van:

- Invloed en betrouwbaarheid van geschematiseerde dijk- en grondopbouw
- Invloed en betrouwbaarheid van geschematiseerde waterspanningen
- Hoeveelheid informatie over de betreffende sterkte parameter

Dit leidt tot een onevenwichtige sterktebeoordeling van dijken.

In dit project is verder ingegaan op hoe een dijk op een meer evenwichtige manier kan worden gediimensioneerd met betrekking tot onzekerheden in de grond- en dijkopbouw. Er is nagegaan in hoeverre een dijk moet worden gediimensioneerd op een afwijking in de grondopbouw afhankelijk van de intensiteit van en de verkregen informatie uit het grondonderzoek. Aan de hand hiervan is een probabilistisch beslismodel geïntroduceerd waarmee op basis van kosten een afweging kan worden gemaakt tussen de hoeveelheid grondonderzoek en de hoeveelheid dijkversterkingsmaatregelen. Dit model is verder uitgewerkt voor het mechanisme piping. Aan de hand van de resultaten van het model kan een schatting worden gemaakt wanneer dijkversterkingsmaatregelen de meest economische oplossing zijn om voldoende betrouwbaarheid te verkrijgen en in welke gevallen het verrichten van additioneel grondonderzoek de voordeligste optie is. Hieruit blijkt dat grondonderzoek ten behoeve van het optimaal dimensioneren van een pipingberm als gevolg van een mogelijke zandgeul over het algemeen zal renderen. Dit kan worden verklaard door de relatief eenvoudige methode om een zandgeul te vinden en de relatief dure dijkversterkingsmaatregelen. Tevens kan aan de hand van de resultaten van het model de benodigde hoeveelheid grondonderzoek worden geschat.

INHOUDSOPGAVE

VOORWOORD

SAMENVATTING

SYMBOLENLIJST

1	INLEIDING: IN ‘HET LAND AAN DE ZEE ONTRUKT’ ZIJN DIJKEN VITAAL	1-1
2	PROBLEEMBESCHRIJVING: ZIJN ONZE DIJKEN ZO BETROUWBAAR ALS WE DENKEN?	2-3
2.1	PROBLEEMORIËNTATIE: PRAKTIJK IN STRIJD MET REKENREGELS?	2-3
2.2	PROBLEEMANALYSE: WAAROM KAN EEN DIJK GEEN 100% VEILIGHEIDSGARANTIE BIJEN?	2-6
2.3	PROBLEEMSTELLING	2-7
2.4	VRAAGSTELLING	2-7
2.5	DOELSTELLING	2-7
2.6	PROBLEEMAFKADERING: BETROUWBAARHEID VAN DIJKEN TIJDENS MHW	2-7
2.7	PROBLEEMVERKENNING: HOE GROOT IS DE ONZEKERHEID IN DE STERKTE VAN EEN DIJK?	2-9
3	DIMENSIONERING VAN DIJKEN	3-16
3.1	ALGEMEEN	3-16
3.2	VEILIGHEID TEGEN ÉÉN FAALMECHANISME	3-17
3.3	VEILIGHEID DIJFRINGGEBIED	3-19
3.4	HUIDIGE ONTWERPFILOSOFIE	3-22
3.5	CONCLUSIE	3-22
4	ONZEKERHEDEN IN DE STERKTE VAN DIJKEN	4-23
4.1	INLEIDING	4-23
4.2	INVENTARISATIE VAN ONZEKERHEDEN IN DE STERKTE BEOORDELING VAN DIJKEN	4-23
4.3	BETROUWBAARHEID VAN DE BEREKENDE STERKTE VAN DIJKEN	4-25
4.4	VERDISCONTERING VAN ONZEKERHEDEN IN DE HUIDIGE ADVIESPRAKTIJK	4-38
4.5	ONEVENWICHTIGHEDEN IN DE HUIDIGE NORMEN VOOR DE STERKTEBEREKENING VAN DIJKEN	4-40
5	BETROUWBAARHEID GROND- EN DIJKOPBOUW	5-43
5.1	INLEIDING	5-43
5.2	BETROUWBAARHEIDSANALYSE VAN DIJKONTWERP EN BIJBEHORENDE SCHEMATISERING VAN GROND- EN DIJKOPBOUW	5-43
5.3	THEORIE OPTIMALISATIEMODEL: GRONDONDERZOEK OF DIJKVERSTERKINGSMAATREGELN	5-50
5.4	BESCHRIJVING NUMERIEKE UITWERKING MODEL: GRONDONDERZOEK OF DIJKVERSTERKINGSMAATREGELN	5-58
5.5	VOORBEELD: PIPINGBERM OF ADDITIONEEL GRONDONDERZOEK?	5-63
5.6	RESULTATEN MODEL: GRONDONDERZOEK OF DIJKVERSTERKINGSMAATREGELN	5-68
5.7	EVALUATIE	5-73
6	CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	6-77
6.1	CONCLUSIES	6-77
6.2	AANBEVELINGEN	6-79

LITERATUURLIJST

Symbolenlijst

A	[-]	parameter afhankelijk van de variatiecoëfficiënt van de geulbreedte
B	[m]	breedte van een zandgeul
\bar{B}	[m]	verwachte breedte van een zandgeul
B_b	[m]	breedte van betonblok
B_{dv}	[m]	breedte van dijkversterkingsmaatregelen
B_{dv10}	[m]	benodigd aantal meters breedte dijkversterking om de kans op piping met een factor 10 te verkleinen
$B_{dvben g.z.g.ev}$	[m]	benodigd aantal meters dijkversterking indien geen zandgeul wordt gevonden
B_v	[m]	breedte van veenlaag
$B_{dvben w.z.g.ev}$	[m]	benodigd aantal meters breedte dijkversterking op plaatsen waar wel een zandgeul wordt gevonden
B_z	[m]	breedte van zandlaag
D	[-]	parameter afhankelijk van de variatiecoëfficiënt van de geulbreedte
$f_B(B/\bar{B})$	[-]	kansdichtheidsfunctie van de genormaliseerde breedte van een zandgeul
G_k	[euro/m ²]	dijkversterkingskosten per vierkante meter
K_{tot}	[euro]	totaal verwachte kosten
K_1	[euro]	variabele dijkversterkingskosten voor in ieder geval benodigde pipingberm
K_2	[euro]	variabele dijkversterkingskosten voor extra benodigde pipingberm
L	[m]	lengte van de beschouwde dijksectie
n	[-]	mogelijk aantal discontinuïteiten
P_{af}	[-]	kans op afschuiven
$P_{f MHW}$	[-]	maximaal toelaatbare kans op een faalmechanisme tijdens MHW
$P_{f(piping) MHW}$	[-]	maximaal toelaatbare kans op piping gegeven MHW
$P_{f(piping) (zand \cap MHW)}$	[-]	maximaal toelaatbare kans op piping tijdens MHW gegeven een zandgeul
P_{falen}	[-]	kans op falen
$P_{falen MHW}$	[-]	kans op falen tijdens MHW
$P_{falen situatie}$	[-]	kans op falen gegeven een bepaalde situatie
$P_{g.z.g.ev}$	[-]	kans dat er geen zandgeul wordt gevonden
$P_{g.z.g.ev zand}$	[-]	kans op het niet vinden van een zandgeul indien er wel één aanwezig is
$P_{opbarsten MHW}$	[-]	kans op opbarsten tijdens MHW
P_{piping}	[-]	kans op piping
$P_{piping (geenzand \cap MHW)}$	[-]	de kans op piping tijdens MHW indien er geen zandgeul aanwezig is

$P_{\text{piping MHW}}$	[-]	de kans op piping tijdens MHW
$P_{\text{piping} (\text{zand} \cap \text{MHW})}$	[-]	kans op piping tijdens MHW indien er een zandgeul aanwezig is
P_{situatie}	[-]	kans op een bepaalde situatie
$P_{\text{treffen} / (B/\bar{B})}$	[-]	kans op het treffen van een zandgeul mits er één aanwezig is gegeven de genormaliseerde geulbreedte
$P_{\text{treffen} / \text{zand}}$	[-]	trefkans op een zandgeul mits zij aanwezig is
P_{veen}	[-]	kans dat er een veenlaag is
$P_{\text{w.z.g.ev.}}$	[-]	kans dat er wel een zandgeul wordt gevonden
P_{zand}	[-]	a-priori kans op een zandgeul
$P_{\text{zand} / \text{g.z.g.ev.}}$	[-]	kans op aanwezigheid van een zandgeul indien er geen zandgeul is gevonden
P_0	[-]	kans op piping zonder dijkversterkingsmaatregelen indien een zandgeul aanwezig is (initiële faalkans)
S_a	[m]	sondeerafstand
S_k	[euro]	grondonderzoekskosten per sondering
S_R	[euro]	verwacht rendement van een sondering
S_{tot}	[euro]	totale grondonderzoekskosten
S_0	[euro]	vaste grondonderzoekskosten
s	[-]	aantal sonderingen in de beschouwde dijksectie
$V_{\text{var} / \text{g.z.g.ev.}}$	[euro]	variabele dijkversterkingskosten indien geen zandgeul wordt gevonden
$V_{\text{var extra} \text{w.z.g.ev.}}$	[euro]	extra variabele dijkversterkingskosten op die plaatsen waar een zandgeul wordt gevonden
V_0	[euro]	vaste dijkversterkingskosten
Z	[-]	betrouwbaarheidsfunctie
γ	[-]	volumiek gewicht
ν	[-]	variatiecoëfficiënt van de geulbreedte
ϕ	[-]	inwendige hoek van wrijving

1 Inleiding: In ‘het land aan de zee ontruikt’ zijn dijken vitaal

Rivieroverstromingen zijn zo oud als de rivier zelf. Pas toen de mens bij de rivier ging wonen werd het een probleem. Een bijl, pijl en boog neem je bij overstromingsgevaar makkelijker mee dan de inhoud van een moderne doorzonwoning. Tegenwoordig, nu Nederlandse waterbouwers wereldwijd met machtige machines rivieren en zeeën bedwingen, kijken wij raar op als we voor water moeten vluchten. Soms vergeten wij wel eens dat we in een land wonen dat eigenlijk van de rivieren en de zee is.

Om toch in dit land te kunnen wonen wordt van oudsher het laaggelegen gebied beschermd tegen mogelijke overstromingen. Er zijn onder andere vele kilometers dijken aangelegd. Graag willen wij veilig wonen en werken achter deze dijken. Absolute veiligheid kan echter nooit gegarandeerd worden, er blijft altijd een kans bestaan dat het land achter de dijk toch overstroomt. Dit bleek maar weer tijdens de hoogwaters van 1993 en 1995.

Naast veiligheid wordt er ook veel waarde gehecht aan het “karakteristieke” Nederlandse landschap. Het veiliger maken van dijken houdt normaliter echter in dat zij hoger en breder worden gemaakt. Dit brengt niet alleen kosten met zich mee, maar het gaat het ook gepaard met maatschappelijke kritiek. Dijkversterkingsmaatregelen worden door mensen gezien als een aanslag op het “karakteristieke” Nederlandse landschap. Bovendien is het gevolg van dijkverbreding vaak dat de nodige huizen en andere objecten gesloopt moeten worden.

De gewenste mate van veiligheid van een dijk komt voort uit een algemeen geaccepteerd risico op een overstroming. Met het doel voldoende veiligheid te garanderen zijn er normen in het leven geroepen. Conform deze normen worden dijken getoetst en ontworpen. Op grond van recente ervaringen, o.a. bij de bezwijkproef bij Bergambacht, kan men zich echter afvragen of bij het toetsen en ontwerpen van dijken volgens vigerende leidraden wel de gewenste betrouwbaarheid wordt verkregen. Om dijken veilig en scherp te kunnen ontwerpen is het echter van groot belang de gewenste veiligheid op een evenwichtige manier in rekening te brengen. Door een te grote veiligheidsmarge kan niet scherp genoeg worden ontworpen hetgeen leidt tot onnodig brede dijken. Aan de andere kant leidt een te kleine veiligheidsmarge tot onveilige dijken.

Het doel van dit project is om na te gaan welke factoren de betrouwbaarheid van een dijk bepalen. Daarnaast analyseren op welke manier deze betrouwbaarheid kan worden gekwantificeerd en verdisconteerd in ontwerpregels.

Deze doelstelling is gerealiseerd door de volgende aspecten uit te werken:

- Inventariseren van factoren welke de betrouwbaarheid van de berekende sterkte van een dijk bepalen.
- Inventariseren hoe in de huidige adviespraktijk de gewenste betrouwbaarheid van de berekende sterkte is verdisconteerd in ontwerpregels.
- Analyseren in hoeverre een dijk op een afwijking in de grondopbouw gedimensioneerd moet worden afhankelijk van de intensiteit van en de verkregen informatie uit het grondonderzoek.
- Een beslismodel opstellen waarmee op basis van verwachte kosten een afweging kan worden gemaakt tussen de hoeveelheid grondonderzoek en dijkversterkingsmaatregelen om tot een voldoende betrouwbaar dijkontwerp te komen.

In de uitwerking worden de belastingen die op een dijk werken als randvoorwaarde meegenomen. Daarnaast worden alleen de faalmechanismen macro-instabiliteit en piping beschouwd.

De opbouw van het rapport is als volgt. Het probleem wordt beschreven in hoofdstuk 2. Aan de hand van een voorbeeld wordt een eerste inzicht verkregen in de grootte orde van onzekerheid in de berekende sterkte van een dijk. In hoofdstuk 3 wordt het probleem vanuit een breder perspectief bekeken. Er wordt beschreven hoe dijken vandaag de dag worden gedimensioneerd. Tevens wordt geanalyseerd welke rol de betrouwbaarheid van de berekende sterkte van een dijksectie speelt in de veiligheidsbeschouwing van een dijkkringgebied. In hoofdstuk 4 wordt een inventarisatie gemaakt van onzekerheden die een rol spelen bij het schematiseren van de sterkte van dijken. Via een probabilistische methode wordt geanalyseerd welke invloed deze onzekerheden hebben op de betrouwbaarheid van de bereken-

de sterkte. Dit wordt vergeleken met de verdiscontering van onzekerheden in de huidige adviespraktijk. Daaruit komen een aantal onevenwichtigheden naar voren. Eén daarvan is dat in de huidige normen slechts gedeeltelijk rekening wordt gehouden met de betrouwbaarheid van de schematisering van de grond- en dijkopbouw. In hoofdstuk 5 wordt hier verder op ingegaan. Er wordt geanalyseerd hoe met behulp van grondonderzoek en dijkversterkingsmaatregelen een voldoende betrouwbaar dijkontwerp kan worden verkregen. Vervolgens wordt een beslismodel geïntroduceerd waarmee op basis van kosten een afweging kan worden gemaakt tussen de hoeveelheid grondonderzoek en de hoeveelheid dijkversterkingsmaatregelen. Dit model wordt verder uitgewerkt voor het mechanisme piping. Aan de hand van de resultaten van het model kan een schatting worden gemaakt wanneer dijkversterkingsmaatregelen de meest economische oplossing zijn om voldoende betrouwbaarheid te verkrijgen en in welke gevallen het verrichten van additioneel grondonderzoek de voordeligste optie is. Indien dit laatste het geval is, wordt nog een schatting gegeven hoeveel grondonderzoek dan verricht moet worden.

2 Probleembeschrijving: Zijn onze dijken zo betrouwbaar als we denken?

2.1 Probleemoriëntatie: Praktijk in strijd met rekenregels?

2.1.1 Algemeen: Bescherming tegen overstroming door dijken

De bescherming tegen overstroming door dijken kan nooit volledig zijn. Er bestaat altijd een kans dat een dijk zijn waterkerende functie niet kan vervullen. Het risico van een dijkoverstroming bestaat uit de kans hierop met de bijbehorende gevolgen. Dit kan dan bijvoorbeeld uitgedrukt worden in kans maal gevolg. De gevolgen van een overstroming zijn niet voor elk dijkkringgebied gelijk. Naarmate de gevolgen van een overstroming ernstiger zijn, dient de kans daarop in beginsel kleiner te zijn. Dit uitgangspunt bepaalt de eisen die aan een waterkering worden gesteld.

Bij de beoordeling van een dijk wordt getoetst of hij aan deze gestelde eisen voldoet.

Het al dan niet falen of bezwijken van de waterkering wordt bepaald door de geometrie en materiaal-eigenschappen van de kering aan de ene kant en de bedreigingen en belastingen aan de andere kant. We spreken van falen als de waterkering één of meer functies niet vervult. Met bezwijken wordt verlies van samenhang of grote geometrieverandering aangeduid.

De wijze waarop het waterkerend vermogen tekort schiet wordt een faalmechanisme genoemd. De eerste stap in de beoordeling van de veiligheid van een waterkering is de inventarisatie van alle bedreigingen en bijbehorende faal- en bezwijkmechanismen.

Bij de beoordeling van deze faal- en bezwijkmechanismen spelen onzekerheden in zowel de belasting als in de sterkte een rol.

De onzekerheid in de belasting komt vooral voort uit het feit dat de bovengrens van verschillende natuurverschijnselen niet bekend is. Hierbij kan onder andere gedacht worden aan het niet weten van de hoogste waterstand, hoogste golf of krachtigste wind die kan voorkomen.

In het geval van dijken liggen de onzekerheden aan de sterktekant in het niet exact weten van de grondopbouw, de waterspanningen, de grondeigenschappen.

Ondanks deze onzekerheden wil men toch graag veilig wonen, werken en recreëren achter de dijken. Om de gewenste veiligheid te verkrijgen zullen dijken met een zekere veiligheidsmarge ontworpen moeten worden, wat over het algemeen gepaard gaat met een bredere dijk. Aan de andere kant is een smallere dijk minder kostbaar en wordt als mooier in het landschap beschouwd. Graag wil men een dijk veilig, maar toch zo scherp mogelijk ontwerpen en toetsen.

2.1.2 Aanleiding onderzoek: Leiden de huidige rekenregels tot de gewenste betrouwbaarheid van dijken?

Na de watersnoodramp van 1953 is de Deltacommissie in het leven geroepen om te zorgen dat de Nederlandse waterkeringen voldoende veiligheid waarborgen. De aan de waterkeringen gestelde veiligheidseisen in de vigerende leidraden vinden hun oorsprong in het gedachtengoed van deze Deltacommissie.

De filosofie hierachter is dat dijken de ontwerpwaterstand (MHW) 'volledig veilig' moeten kunnen keren. De ontwerpwaterstand is gelijk aan de waterstand die slechts met een bepaalde kleine kans (afhankelijk van het dijkkringgebied) wordt overschreden.

Globaal betekent dit dat de hoogte van de dijk bepaald wordt door de ontwerpwaterstand en dat de sterkte van de dijk ervoor moet zorgen dat deze ontwerpwaterstand voldoende veilig gekeerd kan worden.

Om voor voldoende veiligheid te zorgen bestaat er een bepaalde veiligheidsmarge tussen de verwachte sterkte en de sterkte waarbij de dijk faalt tijdens maatgevende omstandigheden.

Uit recente ervaringen kan men zich echter afvragen of de huidige reken- en ontwerpregels wel voor de juiste veiligheidsmarge zorgen. Zo is bij de Lekdijk ter plaatse van Bergambacht een bezwijkproef uitgevoerd, waarbij hoogwater is gesimuleerd. Tijdens de proef is het binnentalud van de dijk afge-

schoven door het ontstaan van een diepe glijcirkel. Onder de omstandigheden waarbij de dijk bezweek zou volgens de vigerende leidraden een stabiliteitsfactor voor het afschuiven van het binnentalud van ongeveer 0,5 à 0,7 (afhankelijk van de adviseur) uitgerekend zijn (gegeven proefomstandigheden). Waarbij de stabiliteitsfactor gedefinieerd wordt als het quotiënt van het tegenwerkend moment en het aandrijvend moment. Fysisch gezien zou afschuiven dus moeten plaatsvinden bij een stabiliteitsfactor van 1,0. In dit geval zit tussen het toetsen van de dijk via de normen en de werkelijkheid een factor van ongeveer 1,4 à 2,0.



Figuur 2-1: Afschuiven binnentalud lekdijk bij Bergambacht tijdens bezwijkproef. (Bron DWW (Rijkswaterstaat): <http://www.minvenw.nl/rws/dww/lekdijk>).

In een recente advisering over de Schermerringdijk in de buurt van Alkmaar is een stabiliteitsfactor voor een boezemkade van 0,5 berekend onder normale omstandigheden [FUGRO, 2002]. De boezemkade staat er echter nog steeds, ondanks het feit dat zij volgens de vigerende leidraden als instabiel wordt beschouwd. Als stabiliteitscriterium wordt een stabiliteitsfactor van 0,9 à 1,0 aangehouden. Dit betekent dat beneden deze waarde een dijk normaliter als instabiel wordt beschouwd en daarom wordt afgekeurd. De bezwijkgrens is in dit geval dus nog niet bekend, aangezien de kade een beetje wankel is, zal de bezwijkgrens waarschijnlijk in de buurt van de 0,4 liggen. In dit geval zit tussen het toetsen van de dijk via de normen en de werkelijkheid een factor van ongeveer $1 / 0,4 = 2,5$.

Ter vergelijking is de overall veiligheidsfactor van een stalen sluisdeur die hoogwater moet kunnen keren ongeveer 1,4 à 1,5 (gegeven hoogwater). Over het algemeen zijn de onzekerheden in de sterkte van een staalconstructie een stuk kleiner dan die van een grondconstructie. Men zou dus verwachten dat de veiligheidsmarge van een grondconstructie een stuk groter is dan die van een staalconstructie. Naar aanleiding hiervan kan men zich afvragen of bij het toetsen en ontwerpen van dijken volgens vigerende leidraden wel op een evenwichtige manier de gewenste veiligheid in rekening wordt gebracht.



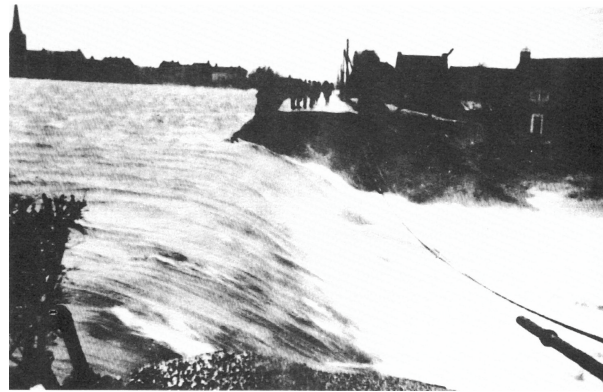
Figuur 2-2: Boezemkade die ondanks een 'veel te lage' stabiliteitsfactor van 0,5 (berekend volgens vigerende leidraden) toch blijft staan. (Bron: [FUGRO, 2002])

2.1.3 Waarom onderzoek

Iedereen wil graag veilig achter de dijken kunnen leven. Tijdens hoogwaters moet men er voldoende op kunnen vertrouwen dat er geen dijkdoorbraak plaatsvindt. Het veiliger maken van dijken houdt normaliter echter in dat zij hoger en breder worden gemaakt. Behalve het feit dat dit veel kosten met zich mee brengt gaat het ook gepaard met veel maatschappelijke kritiek. Zo worden dijkversterkingmaatregelen door veel mensen gezien als het verpesten van het “karakteristieke” Nederlandse landschap. Bovendien is het gevolg van dijkverbreding vaak dat de nodige huizen en andere objecten gesloopt moeten worden.

Het is daarom van groot belang om op een evenwichtige manier de gewenste veiligheidsmarge in rekening te brengen. Indien slechts gedeeltelijk met de werkelijke onzekerheden rekening wordt gehouden kan de veiligheidsmarge te groot zijn, waardoor er niet scherp genoeg ontworpen kan worden. Dit houdt in dat dijken o.a. breder worden gemaakt dan noodzakelijk om aan de gewenste veiligheid te voldoen. Daarentegen kan hierdoor de veiligheidsmarge ook te klein zijn hetgeen leidt tot onveilige dijken.

Tevens vergroot een beter onderbouwde betrouwbaarheidsanalyse van de berekende sterkte (zowel d.m.v. praktijkproeven als theoretisch) het maatschappelijk draagvlak voor dijkversterkingen.



Figuur 2-3: Links: Door het toepassen van een te grote veiligheidsmarge moeten er misschien onnodig huizen gesloopt worden (bron: [Swart, 1975]). Rechts: Een te kleine veiligheidsmarge leidt sneller tot een dijkdoorbraak (bron: [CUR 162, 1992])

2.2 Probleemanalyse: Waarom kan een dijk geen 100% veiligheidsgarantie bieden?

De primaire functie van een dijk is het keren van water. Er bestaat echter nooit volledige zekerheid of deze functie daadwerkelijk wordt vervuld. Dit heeft verschillende oorzaken:

- Onzekerheid over de belasting
Doordat niet in de toekomst kan worden gekeken, weet men niet wat de hoogste waterstand zal zijn.
- Onzekerheid over de sterkte
Door gebrek aan informatie bestaat er onzekerheid over de grondopbouw en de grondeigenschappen.
- Model onzekerheid
Door onvolledige kennis over de werking van de natuur moet men zich beperken tot modellen die deze werking zo goed mogelijk beschrijven.

De waterkerende capaciteit van een dijk wordt bepaald door de hoogte en de sterkte. De hoogte bepaalt bij welk niveau het water over de dijk stroomt. De sterkte bepaalt in hoeverre de dijk bestand is tegen optredende belastingen.

In de huidige ontwerpfilosofie wordt een dijk op haar hoogte ontworpen. Deze hoogte wordt zo gekozen dat het risico van een dijkoverstroming acceptabel klein is. Dit risico komt voort uit het gevolg en de kans van overstromen. De kans op overstromen is gedefinieerd als de kans dat het water over de dijk stroomt. Bij een gegeven dijkhoogte wordt deze kans bepaald door de onzekerheid over de hoogte van de waterstand in de toekomst.

Indien de waterstand lager is dan de dijkhoogte kan de dijk zijn waterkerend vermogen verliezen als gevolg van een dijkdoorbraak. In deze ontwerpfilosofie moet de kans op een dijkdoorbraak als gevolg van instabiliteit veel kleiner zijn dan de kans op dijkoverstroming als gevolg van overloop of overslag. De stabiliteit van een waterkering is afhankelijk van haar sterkte en belastingen. De onzekerheid in belasting komt vooral voort uit de onzekerheid over de hoogte van de waterstand. Bij de beoordeling van de stabiliteit wordt zij echter als randvoorwaarde meegenomen, waardoor de onzekerheid in deze beoordeling vooral voort komt uit de onzekerheid in de sterkte en in het gebruikte rekenmodel.

Met het doel voldoende veiligheid te garanderen zijn er normen in het leven geroepen. Conform deze normen worden dijken getoetst en ontworpen.

2.3 Probleemstelling

Op grond van recente ervaringen, o.a. bij de bezwijkproef bij Bergambacht, kan men zich afvragen of bij het toetsen en ontwerpen van dijken volgens vigerende leidraden wel de gewenste betrouwbaarheid wordt verkregen.

2.4 Vraagstelling

De hoofdvragen van dit rapport zijn:

- Waardoor wordt de betrouwbaarheid van het goed functioneren van een dijk bepaald en hoe is dit in vigerende leidraden verdisconteerd?
- Op welke manieren kan een voldoende betrouwbaar dijkontwerp worden verkregen en wat is de meest economische oplossing om dit te bewerkstelligen?

2.5 Doelstelling

Het doel van dit project is om na te gaan welke factoren de betrouwbaarheid van het waterkerend vermogen van een dijk bepalen; daarnaast analyseren op welke manier deze betrouwbaarheid kan worden gekwantificeerd en verdisconteerd in ontwerpregels.

Deze doelstelling is gerealiseerd door de volgende aspecten uit te werken:

- Inventariseren van factoren welke de betrouwbaarheid van de berekende sterkte van een dijk bepalen.
- Inventariseren hoe in de huidige adviespraktijk de gewenste betrouwbaarheid van de berekende sterkte is verdisconteerd in ontwerpregels.
- Analyseren in hoeverre een dijk op een afwijking in de grondopbouw gedimensioneerd moet worden afhankelijk van de intensiteit van en de verkregen informatie uit het grondonderzoek.
- Een beslismodel opstellen waarmee op basis van verwachte kosten een afweging kan worden gemaakt tussen de hoeveelheid grondonderzoek en dijkversterkingsmaatregelen om tot een voldoende betrouwbaar dijkontwerp te komen.

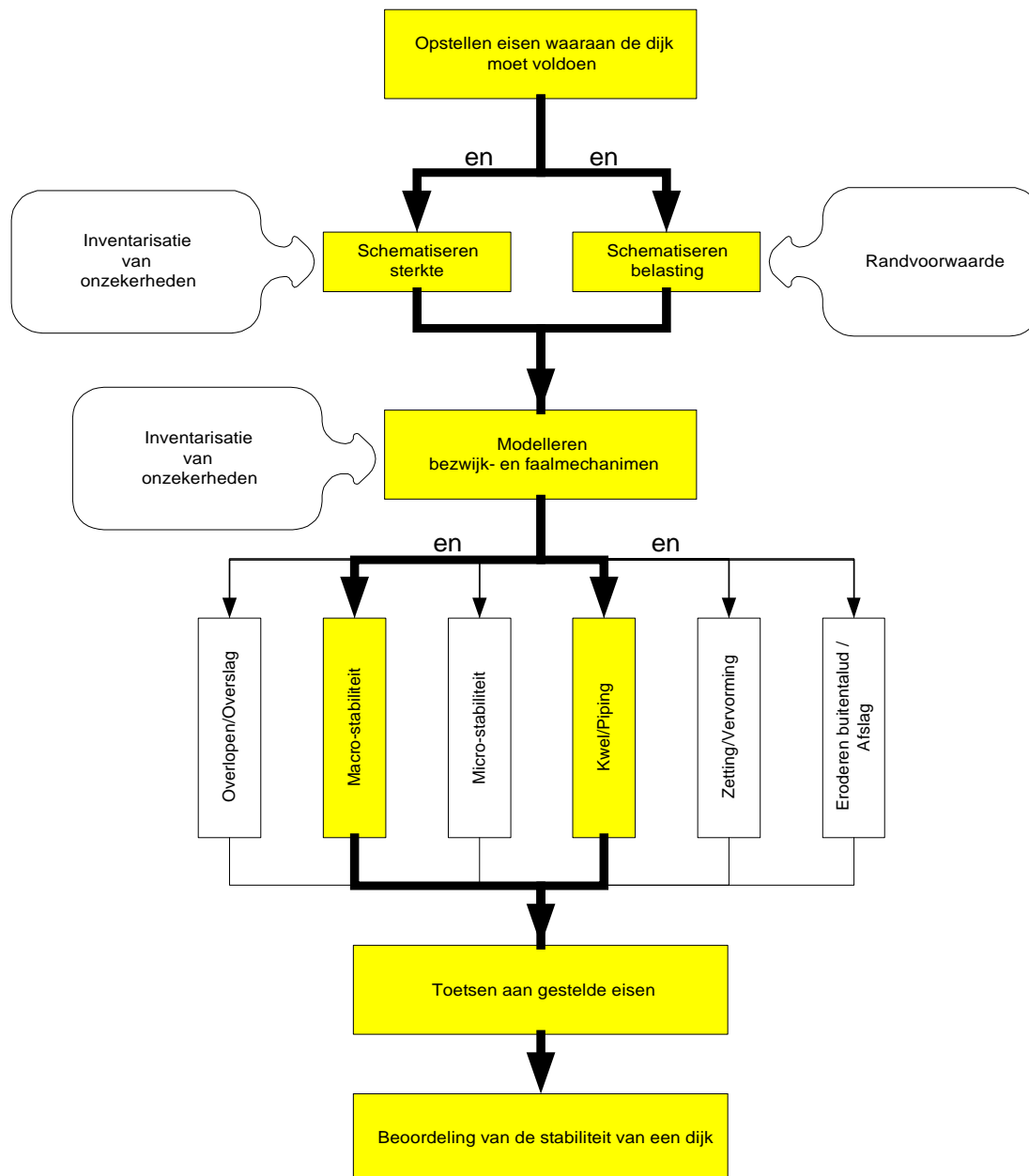
2.6 Probleemafkadering: Betrouwbaarheid van dijken tijdens MHW

Bij de beoordeling van de stabiliteit van een waterkering kunnen de volgende bezwijk- en faal mechanismen worden beschouwd:

- Overlopen/overslag
- Eroderen van buitentalud/ afslag
- Macro-instabiliteit
- Micro-instabiliteit
- Kwel / piping
- Zetting

In het kader van dit afstudeerproject worden ter vereenvoudiging niet alle mechanismen in beschouwing genomen, omdat het gaat om het in kaart brengen van het probleem en mogelijke oplossingen. Het gaat niet om de gehele uitwerking daarvan.

Er is voor gekozen om de mechanismen macro-instabiliteit en piping te beschouwen. Tevens worden alleen de onzekerheden in de sterkte en de modelonzekerheid beschouwd. De schematisering van de belasting wordt als randvoorwaarde in het project meegenomen. Het gaat hier om de betrouwbaarheid van de berekende sterkte van een dijk. Het stroomschema voor de beoordeling van de stabiliteit van een waterkering staat weergegeven in Figuur 2-4, de gearceerde blokken hierin geven aan welke onderdelen daarvan worden meegenomen in dit project, de andere onderdelen worden hier buiten beschouwing gelaten.



Figuur 2-4 Stroomschema voor de beoordeling van de stabiliteit van een waterkering. De gearceerde blokken worden meegenomen in dit project. (bron: [TAW, 2001])

2.7 Probleemverkenning: Hoe groot is de onzekerheid in de sterkte van een dijk?

2.7.1 Inleiding

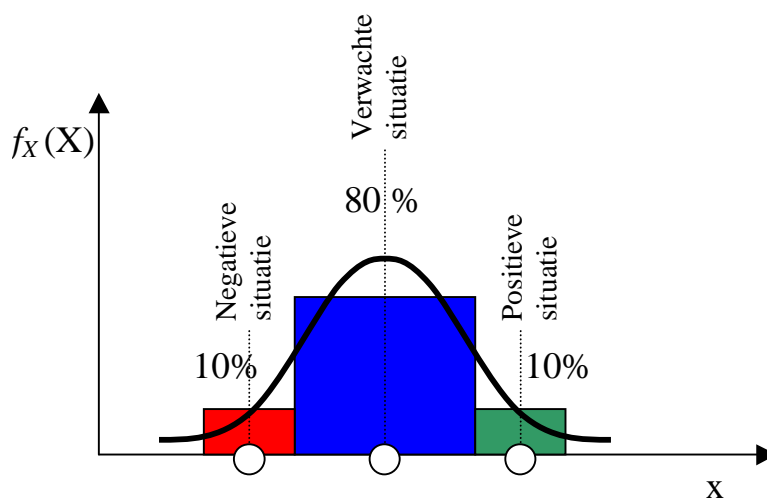
In deze paragraaf wordt aan de hand van een voorbeeld alvast vooruitgelopen op het project; het voorbeeld dient als een verkenning van het probleem met het doel een eerste inzicht te krijgen in de grootte van onzekerheid in de berekende sterkte. De gevonden getalswaarden geven slechts een globale indruk.

Stel we hebben te maken met de volgende situatie:

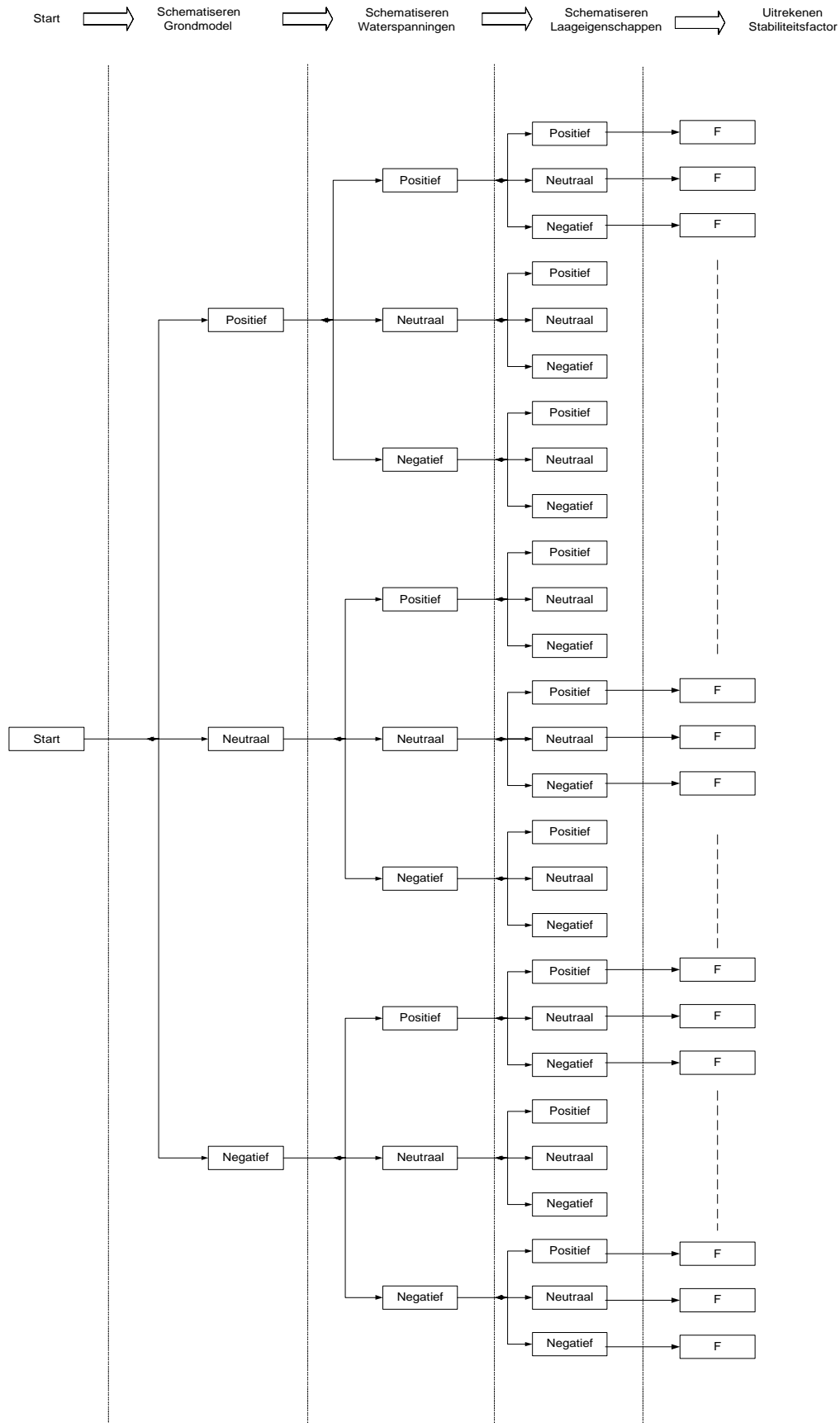
Een rivierdijk moet zijn achterland beschermen tegen hoogwater. Graag wil men er voldoende op kunnen vertrouwen dat de dijk niet zal falen tijdens maatgevend hoogwater. Om dit te beoordelen moet gecontroleerd worden of de dijk bestand is tegen mogelijk optredende faalmechanismen. Eén van deze mechanismen is binnenwaartse macro-instabiliteit oftewel afschuiven van het binnentalud. Om te komen tot een beoordeling van de macro stabiliteit worden achtereenvolgens:

- De grond- en dijkopbouw geschematiseerd
- De waterspanningen tijdens MHW geschematiseerd
- De sterkte eigenschappen van de verschillende grondlagen bepaald
- Via een rekenmodel wordt een stabiliteitsfactor uitgerekend. Daarbij wordt de stabiliteitsfactor gedefinieerd als het quotiënt van het tegenwerkend moment en het aandrijvend moment.

Om een indruk te krijgen hoe onzekerheden in de verschillende te maken stappen doorwerken wordt een gebeurtenissenboom opgesteld. Hierbij wordt in elke stap de verwachte, een negatieve en een positieve situatie aangenomen. De kans dat de verwachte situatie de werkelijke situatie is, is gelijk aan 80%. De kans op een positieve situatie is evenals de kans op een negatieve situatie gelijk aan 10%. Voor de getalswaarden in de verschillende situaties worden globaal de definities aangehouden zoals weergegeven in Figuur 2-5. Volgens deze definitie is een positieve situatie een soort bovengrens, een negatieve situatie een ondergrens en een neutrale situatie kan geïnterpreteerd worden als een gemiddelde. In Figuur 2-6 is in een gebeurtenissenboom weergegeven welke mogelijke situaties kunnen worden beschouwd. Door uit te gaan van 3 variabelen (grondopbouw, waterspanningen en sterkte eigenschappen) en elke variabele in 3 mogelijke situaties (positief, neutraal en negatief) te beschouwen, kunnen in totaal $3^3=27$ paden worden doorlopen. Al deze verschillende situaties worden vervolgens beoordeeld op hun binnenwaartse macrostabiliteit door het uitrekenen van een stabiliteitsfactor met het programma Mstab van GeoDelft. Daarbij wordt geen rekening gehouden met het eventuele effect van opbarsten van de afdekklagen.



Figuur 2-5: Definiëring van de verschillende situaties

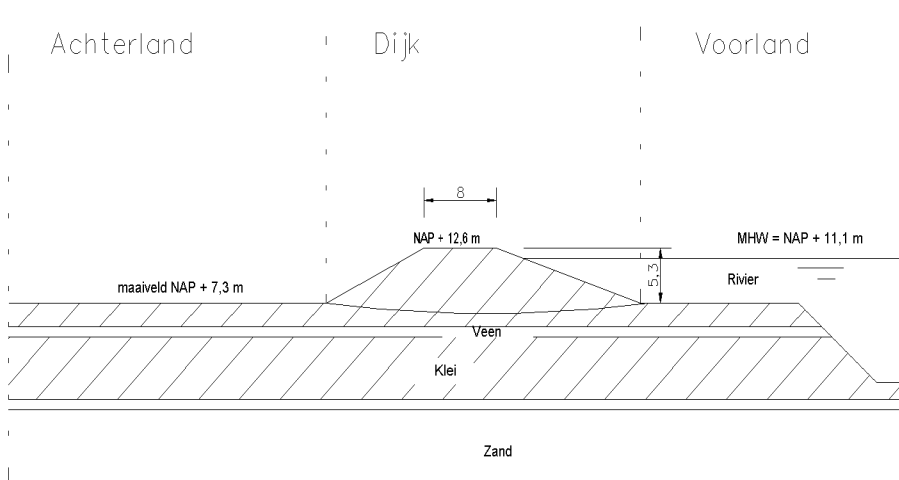


Figuur 2-6: Gebeurtenissenboom voor het bepalen van de stabiliteitsfactor

2.7.2 Dijk- en grondopbouw

De verwachte dijk- en grondopbouw is als volgt: (zie Figuur 2-7)

- Pleistocene zandlaag tot N.A.P. -3 m
- Veenlaag tot N.A.P. -2 m
- Kleilaag tot N.A.P. +7,3 m
- Tussen deze kleilaag zit een Hollandveenlaag van N.A.P. +4 m tot N.A.P. +5 m
- De kruin van de dijk ligt op N.A.P. + 12,6 m
- De dijk bestaat volledig uit klei
- Breedte van de kruin is gelijk aan 8 meter
- Het binnentalud is gelijk aan 1:2
- Het buitentalud is gelijk aan 1:3



Figuur 2-7: Situatieschets van de verwachte dijk- en grondopbouw.

Voor de binnenwaartse macrostabiliteit is onder andere de dikte van de Hollandveen laag van belang. Verwacht wordt dat zij een dikte van één meter heeft. In de slechtst denkbare situatie heeft zij echter een dikte van twee meter. In het beste geval is zij helemaal niet aanwezig. In Tabel 2-1 zijn de mogelijke situaties in een overzicht weergegeven.

Ligging	Negatieve situatie	Neutrale situatie	Positieve situatie
Kleilaag	NAP + 7,3 m	NAP + 7,3 m	NAP + 7,3 m
Hollandveen laag	NAP + 5,5 m	NAP + 5 m	niet aanwezig
Kleilaag	NAP + 3,5 m	NAP + 4 m	niet van toepassing
Veenlaag	NAP - 2 m	NAP - 2 m	NAP - 2 m
Pleistocene zandlaag	NAP - 3 m	NAP - 3 m	NAP - 3 m

Tabel 2-1: Mogelijke dijk- en grondbouw

2.7.3 Geohydrologie en waterspanningen

Voor het bepalen van de waterspanningen in de freatische en watervoerende lagen worden de volgende boven- en benedenstroomse randvoorwaarden aangehouden:

- Maatgevend Hoogwater (MHW), welke gelijk wordt gesteld aan NAP + 11,1 m.
- Grondwaterhoogte in het achterland is gelijk aan NAP + 7,3 m.

In dit geval is alleen de ligging van de freatische lijn van belang voor de binnenwaartse macrostabiliteit. (Er wordt hier geen rekening gehouden met opbarsten)

- In het ongunstigste geval ligt de freatische lijn onder de kruin van de dijk op dezelfde hoogte als MHW, te weten NAP + 11,1 meter.
- Voor het maken van een schatting van de verwachte grondwaterspanningen in de dijk kan gebruik worden gemaakt van een stationair grondwaterstromingsmodel bijvoorbeeld Mseep van Geodelft. In deze situatie toegepast kan de freatische lijn als volgt worden gedimensioneerd:
 - Intreepunt op NAP + 11,1 meter (MHW).
 - Uittreedpunt op NAP + 8,9 meter.
 - Tussen in- en uittreedpunt wordt de grondwaterlijn lineair geïnterpoleerd.
- In het gunstigste geval komt de freatische lijn onder de kruin van de dijk niet hoger dan NAP + 9 meter tijdens maatgevend hoogwater.

2.7.4 Grondeigenschappen

Bij het bepalen van de grondeigenschappen in de verschillende situaties is ervan uitgegaan dat alle parameters onafhankelijk van elkaar zijn. Dit is in werkelijkheid niet waar. Zo bestaat er bijvoorbeeld tussen de cohesie en de hoek van inwendige wrijving een negatieve correlatie.

De grootte orde van de hier gebruikte waarden van de grondeigenschappen zijn afkomstig uit NEN 6740.

Holland veen				
Situatie	γ_{droog} [kN/m ³]	γ_{nat} [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [°]
positief	11,9	13	4,0	17,5
verwacht	11	12	3	15
negatief	10,1	11	2,0	12,5
variatiecoëfficiënt	0,05	0,05	0,2	0,1

Veen				
Situatie	γ_{droog} [kN/m ³]	γ_{nat} [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [°]
positief	13,0	14,1	10,6	17,5
verwacht	12	13	8	15
negatief	11,0	11,9	5,4	12,5
variatiecoëfficiënt	0,05	0,05	0,2	0,1

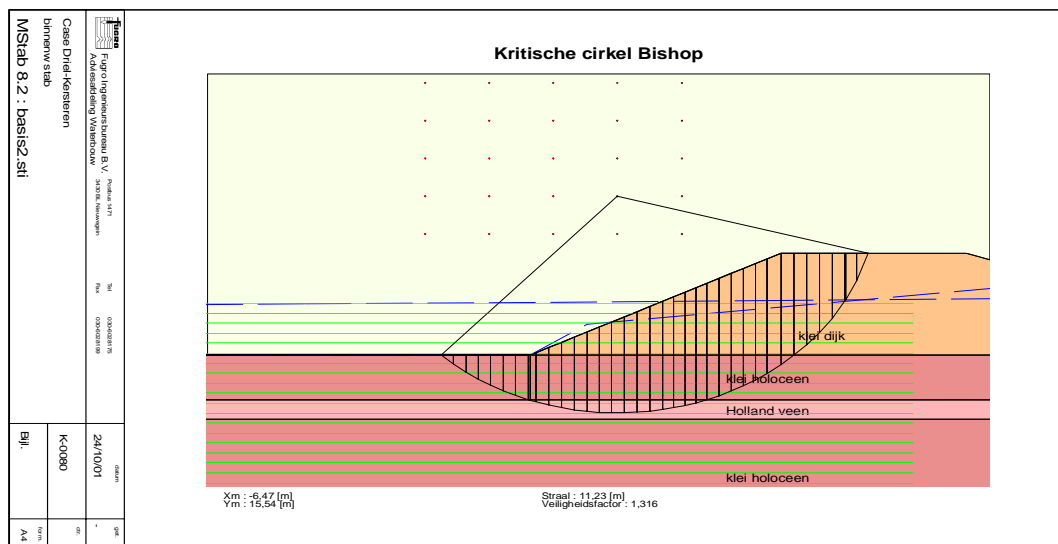
Klei holoceen				
Situatie	γ_{droog} [kN/m ³]	γ_{nat} [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [°]
positief	18,4	19,5	13,3	20,4
verwacht	17	18	10	17,5
negatief	15,6	16,5	6,7	14,6
variatiecoëfficiënt	0,05	0,05	0,2	0,1

Klei in dijk				
Situatie	γ_{droog} [kN/m ³]	γ_{nat} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]
positief	15,1	16,2	13,3	20,4
verwacht	14	15	10	17,5
negatief	12,9	13,8	6,7	14,6
variatiecoëfficiënt	0,05	0,05	0,2	0,1

Tabel 2-2: Sterkte eigenschappen van de verschillende grondlagen

2.7.5 Beoordeling binnenwaartse macrostabiliteit

Voor de beoordeling van de binnenwaartse macrostabiliteit is gebruik gemaakt van het computerprogramma MStab van GeoDelft. De uitkomsten in de vorm van de stabiliteitsfactor in de verschillende situaties staan weergegeven in Tabel 2-3. In deze boom is o.a. te zien dat de verwachte stabiliteitsfactor een waarde van 1,27 heeft. Maar zij kan ook 2,09 of 0,74 zijn! Er bestaat dus nogal wat onzekerheid over de waarde van de stabiliteitsfactor.



Figuur 2-8: Kritisch glijvlak in het verwachte grondmodel

		Positief	2,093
	Positief	neutraal	1,655
		Negatief	1,218
		Positief	2,006
positief	neutraal	neutraal	1,58
		Negatief	1,153
		Positief	1,809
	Negatief	neutraal	1,409
		Negatief	1,006
		Positief	1,686
	Positief	neutraal	1,352
		Negatief	1,021
		Positief	1,592
neutraal	neutraal	neutraal	1,271
		Negatief	0,954
		Positief	1,432
	Negatief	neutraal	1,135
		Negatief	0,84
		Positief	1,514
	Positief	neutraal	1,217
		Negatief	0,923
		Positief	1,418
negatief	neutraal	neutraal	1,135
		Negatief	0,855
		Positief	1,259
	Negatief	neutraal	0,999
		Negatief	0,742

Tabel 2-3: Waarden van de stabiliteitsfactor voor verschillend mogelijke situaties

Beoordeling via gebeurtenissenboom

In een dijksectie treedt fysisch gezien afschuiven van het binnentalud op, als de stabiliteitsfactor kleiner dan één is. Dit is het geval in de volgende situaties:

- Bij een negatief ondergrondmodel en negatieve grondeigenschappen onafhankelijk van de waterspanningen.
De kans hierop is globaal de kans op een negatief ondergrondmodel en de kans op negatieve grondeigenschappen. Dit is ongeveer gelijk aan: $0,1 * 0,1 = 1 * 10^{-2}$
- Bij een negatief ondergrondmodel, negatieve schematisering van de waterspanningen en neutrale grondeigenschappen.
De kans hierop is ongeveer gelijk aan $0,1 * 0,1 * 0,8 = 8 * 10^{-3}$
- Bij een neutraal grondmodel, geen positieve schematisering van de waterspanningen en negatieve grondeigenschappen.
De kans hierop is ongeveer gelijk aan $0,8 * 0,9 * 0,1 = 7,2 * 10^{-2}$

De kans op afschuiven van het binnentalud gegeven MHW is dan ongeveer gelijk aan:

$$P_{af|MHW} = 1 * 10^{-2} + 8 * 10^{-3} + 7,2 * 10^{-2} = 9 * 10^{-2}$$

Deze kans wordt als te groot beschouwd, waardoor de dijk afgekeurd zou moeten worden.

Beoordeling adviespraktijk

In de adviespraktijk zou zonder verdere gegevens worden uitgegaan van conservatieve schematiseringen. Waardoor hier van het meest ongunstige, een stabiliteitsfactor gegeven MHW van 0,742 wordt uitgegaan. Dit is veel te laag, waardoor de dijk zou worden afgekeurd.

2.7.6 Conclusie

Naar aanleiding van de gebeurtenissenboom kan men zich afvragen of uitgaan van een negatieve situatie voor alle “variabelen” niet tot een veel te pessimistisch beeld leidt. Zouden we niet naar een meer evenwichtige benadering toe moeten, en zo ja hoe dan? In hoofdstuk 4 wordt hier verder op ingegaan.

Daarnaast kan men zich afvragen wat naar aanleiding van de stabiliteitsbeoordeling een goede beslissing is om te nemen. Moeten er op grond van deze beoordeling dijkversterkingsmaatregelen worden verricht? Of is het verstandiger om de onzekerheid over de verschillende “variabelen” te reduceren door het uitvoeren van meer grondonderzoek? In hoofdstuk 5 wordt op deze vraag ingegaan.

3 Dimensionering van dijken

In dit hoofdstuk wordt het probleem vanuit een breder perspectief bekeken. Er wordt beschreven waarop een dijk op wordt gedimensioneerd. Tevens wordt geanalyseerd welke rol de betrouwbaarheid van de berekende sterkte van een dijksectie speelt in de veiligheidsbeschouwing van een dijkkringgebied.

3.1 Algemeen

(De tekst in deze paragraaf is overgenomen uit “Grondslagen voor waterkeren” [TAW, 1998])

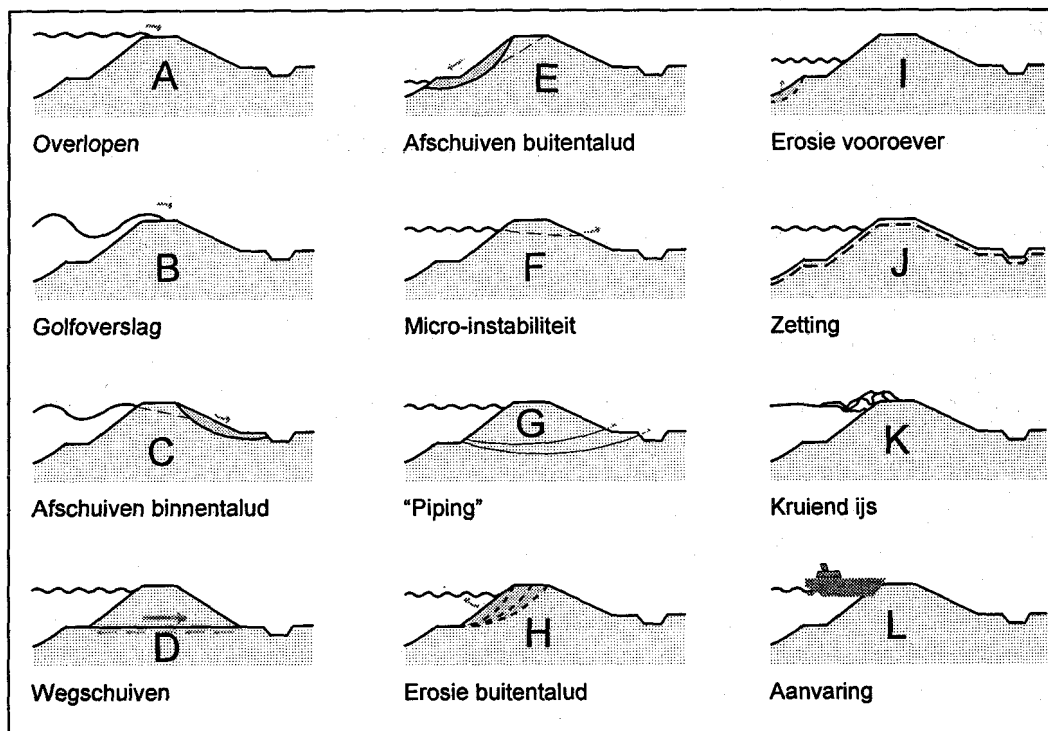
Bij de beoordeling van waterkeringen is het zinvol onderscheid te maken tussen falen en bezwijken van de constructie. We spreken van falen als de waterkering één of meer functies niet vervult. Met bezwijken wordt verlies van samenhang of grote geometrieverandering aangeduid. Een waterkering kan falen zonder te bezwijken en omgekeerd. Het water kan bijvoorbeeld over de kering stromen en het achterland inunderen, zonder dat de kering bezwijkt. Omgekeerd kan bezwijken van een dijk optreden bij lage waterstanden, bijvoorbeeld na het zakken van hoogwater, zodat geen inundatie optreedt.

Het al dan niet falen of bezwijken van de waterkering wordt bepaald door de geometrie en materiaaleigenschappen van de kering aan de ene kant en de bedreigingen en belastingen aan de andere kant. De primaire bedreiging voor het functioneren van de waterkering wordt gevormd door hoge waterstanden en golven. Bij het ontwerpen en beheren van de kering moet echter met meer aspecten rekening worden gehouden.

De wijze waarop het waterkerend vermogen tekort schiet wordt een faalmechanisme genoemd. De eerste stap in de beoordeling van de veiligheid van een waterkering is de inventarisatie van alle bedreigingen en bijbehorende faal- en bezwijkmechanismen. Zodra een mechanisme bekend is wordt getracht daarvoor een model te maken. Een dergelijk model kan zowel experimenteel als mathematisch van aard zijn. Het model moet de ontwerper of beheerder helpen inzicht te krijgen onder welke omstandigheden de kering goed functioneert en onder welke omstandigheden dit niet het geval is. Vervolgens wordt geschat ‘hoe vaak de omstandigheden die tot onvoldoende functioneren aanleiding geven’ zich zullen voordoen. Op grond daarvan kan men zich dan uiteindelijk een oordeel vormen of de dijk (bestaand of in ontwerp) veilig genoeg is.

Bij het beoordelen van de veiligheid van dijken zijn de volgende faalmechanismen van belang [TAW, 1998]

- Inundatie van het dijkkringgebied door een combinatie van hoge waterstand en golfoverslag zonder dat de kering bezwijkt (A);
- Erosie van het binnentalud door de kracht van het stromende water eveneens door een combinatie van hoge waterstand en golfoverslag (B);
- Instabiliteit (afschuiven) van het binnentalud, hetzij door infiltratie van het overstromend water bij een combinatie van hoge waterstand en golfoverslag, hetzij door waterdruk tegen de kering en verhoogde waterspanning in de ondergrond (C);
- Wegschuiven van een grondlichaam, eveneens door waterdruk tegen de kering en verhoogde waterspanning in de ondergrond (D);
- Afschuiven van het buitentalud bij snelle daling van de buitenwaterstand na hoogwater (E);
- Instabiliteit van het binnen- (of buiten-) talud door uittredend kwelwater door het grondlichaam (micro-instabiliteit) analoog aan faalmechanisme C, maar bij lagere waterstanden (F);
- Piping als gevolg van kwelstroming door de ondergrond waarbij achter de dijk erosie ontstaat en grond meegevoerd wordt (zand meevoerende wellen) (G);
- Erosie van het buitentalud of de vooroever door stroming of golfbeweging (H, I);
- Grootschalige vervorming van het grondlichaam (J);
- Mechanische bedreigingen zoals ijs en scheepvaart (K, L).



Figuur 3-1: Faalmechanismen van dijken (bron: [TAW, 1998]: Grondslagen voor waterkeren)

3.2 Veiligheid tegen één faalmechanisme

Een dijk kan zijn waterkerende capaciteit verliezen door het optreden van een faalmechanisme. Geen enkele dimensionering van een dijk kan het optreden van een faalmechanisme volledig uitsluiten. Dit heeft verschillende oorzaken:

- Onzekerheid over de belasting
Doordat niet in de toekomst kan worden gekeken, weet men niet wat de hoogste waterstand zal zijn.
- Onzekerheid over sterkte
Door gebrek aan informatie bestaat er onzekerheid over de grondopbouw en de grondeigenschappen.
- Model onzekerheid
Door onvolledige kennis over de werking van de natuur moet men zich beperken tot modellen die deze werking zo goed mogelijk beschrijven.

3.2.1 Onzekerheden in de belastingen op een dijk

Belastingen op waterkeringen bestaan uit:

- ◆ Permanente belastingen
 - Eigengewicht
 - Gronddruk
- ◆ Veranderlijke belastingen
 - Waterstand en stromingen
 - Golven
 - Neerslag
 - Wind
 - Temperatuur (bij kunstwerken)

- Verkeer
- Fauna/vee
- ◆ Bijzondere belastingen
 - Aanvaring
 - Ijsbelasting
 - Explosies/aardbevingen

Bij dijken zitten de belangrijkste belastingsonzekerheden in de hydraulische belastingen. De aard van de hydraulische belastingen kan per dijktraject verschillend zijn. Een indeling kan hier gemaakt worden in zeedijken, meerdijken, benedenrivierdijken en bovenrivierdijken. De oorzaken van en de onzekerheden in hoogwater- en golfbelasting zijn in Tabel 3-1 weergegeven

	Gemiddelde waterstand (Lange termijn)	tijdelijke waterstand	golfhoogte
zeedijk	Gemiddeld zeeniveau Grootste onzekerheden: Gemiddelde zeespiegel stijging door: ➤ klimaatverandering? ➤ Temperatuurstijging?	Tijdelijke verandering van zeewaterstand door: ➤ Opwaaing Grootste onzekerheden: Grootte en kracht windveld ➤ Buistoten en buioscillaties Grootste onzekerheden: Grootte en kracht hiervan ➤ Getij Dit kan vrij nauwkeurig worden voorspeld	Hoogte golf afhankelijk van: ➤ Plaatselijk windveld Grootste onzekerheden: Grootte en kracht plaatselijk windveld ➤ Deining Grootste onzekerheden: Grootte en kracht windveld waar deining is opgewekt
meerdijk	Gemiddelde waterstand afhankelijk van: gemiddelde aan- en afvoer van water door bijv. rivieren, kanalen en neerslag.	Tijdelijke verandering van waterstand door: ➤ Opwaaing ➤ Buistoten en buioscillaties ➤ Tijdelijke verandering in aan- en afvoer van water	Golfhoogte wordt voornamelijk bepaald door: ➤ Plaatselijk windveld ➤ Schepen
bovenrivierdijken	Gemiddelde rivierwaterstand afhankelijk van gemiddelde rivierafvoer en geometrie van de rivier. Grootste onzekerheden: Permanent meer regen of smeltwater in stroomgebied van rivier.	Tijdelijke verandering van rivierwaterstand door tijdelijke verandering in rivierafvoer Grootste onzekerheid: Grootte van de rivierwaterafvoer	Golven op rivieren worden voornamelijk veroorzaakt door schepen.
overgangsg gebied rivier/zee	Combinatie van gemiddelde rivierafvoer en zeeniveau	Combinatie van tijdelijke rivierafvoer en tijdelijk zeeniveau	

Tabel 3-1: Oorzaken van en onzekerheden in hydraulische belastingen

3.2.2 Onzekerheden in de sterkte van een dijk

De sterkte van een dijk is het vermogen om weerstand te bieden aan de erop uitgeoefende belastingen. Onzekerheid in de sterkte van een dijk komt voort uit gebrek aan informatie en kennis. Deze onzekerheid speelt een rol bij:

- Schematisering van de grondopbouw
- Schematisering van de waterspanningen
- Bepalen grondeigenschappen

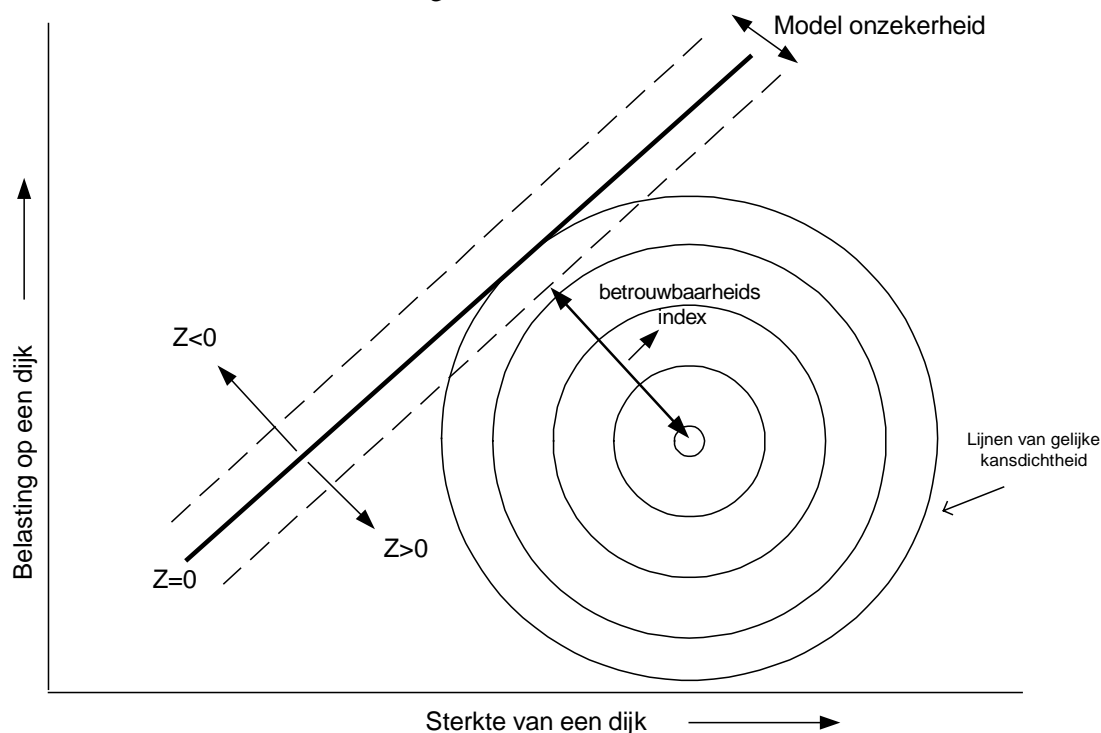
In het volgende hoofdstuk wordt hier nader op ingegaan.

3.2.3 Modelonzekerheid

De schematisering van elk faalmechanisme gebeurt door middel van een model. Door onvolledige kennis over de werking van de natuur, moet men zich beperken tot modellen die dit zo goed mogelijk beschrijven.

De verschillende onzekerheden zijn schematisch weergegeven in Figuur 3-2. In deze Figuur wordt de kans op goed functioneren (d.w.z. de kans dat het betreffende faalmechanisme niet optreedt) uitgedrukt in een betrouwbaarheidsindex.

De betrouwbaarheidsfunctie "Z" in de Figuur is een beschrijving van de grenstoestand. De grenstoestand is de toestand waarbij nog juist geen falen optreedt. De betrouwbaarheid is de kans dat deze grenstoestand niet wordt overschreden [CUR 190, 1997]. Normaliter is in deze betrouwbaarheidsfunctie de modelonzekerheid verwerkt, door middel van een modelfactor. Hier is dat echter niet gedaan om alle onzekerheden in één Figuur te kunnen zetten.



Figuur 3-2: Schematische weergave van de verschillende onzekerheden en de daaruit volgende betrouwbaarheidsindex

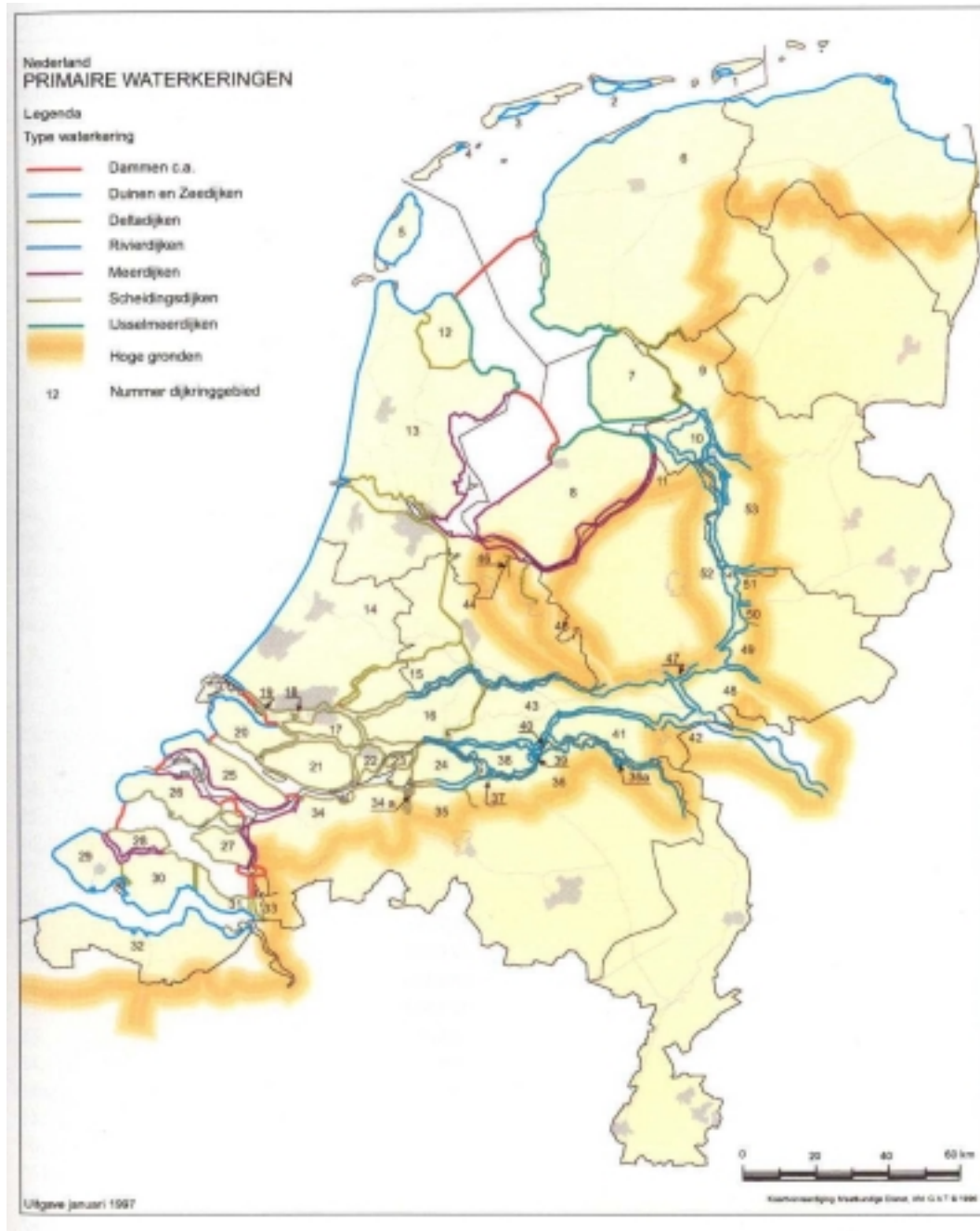
3.3 Veiligheid dijkringgebied

Nederland is ingedeeld in zogenaamde dijkringgebieden. Hieronder wordt verstaan een gebied dat door een stelsel van waterkeringen of hoge gronden beveiligd wordt tegen overstroming. De keringen, waaruit een verdedigingssysteem van een dijkringgebied bestaat, kunnen onder andere zijn:

- dijken en dammen
- duinen

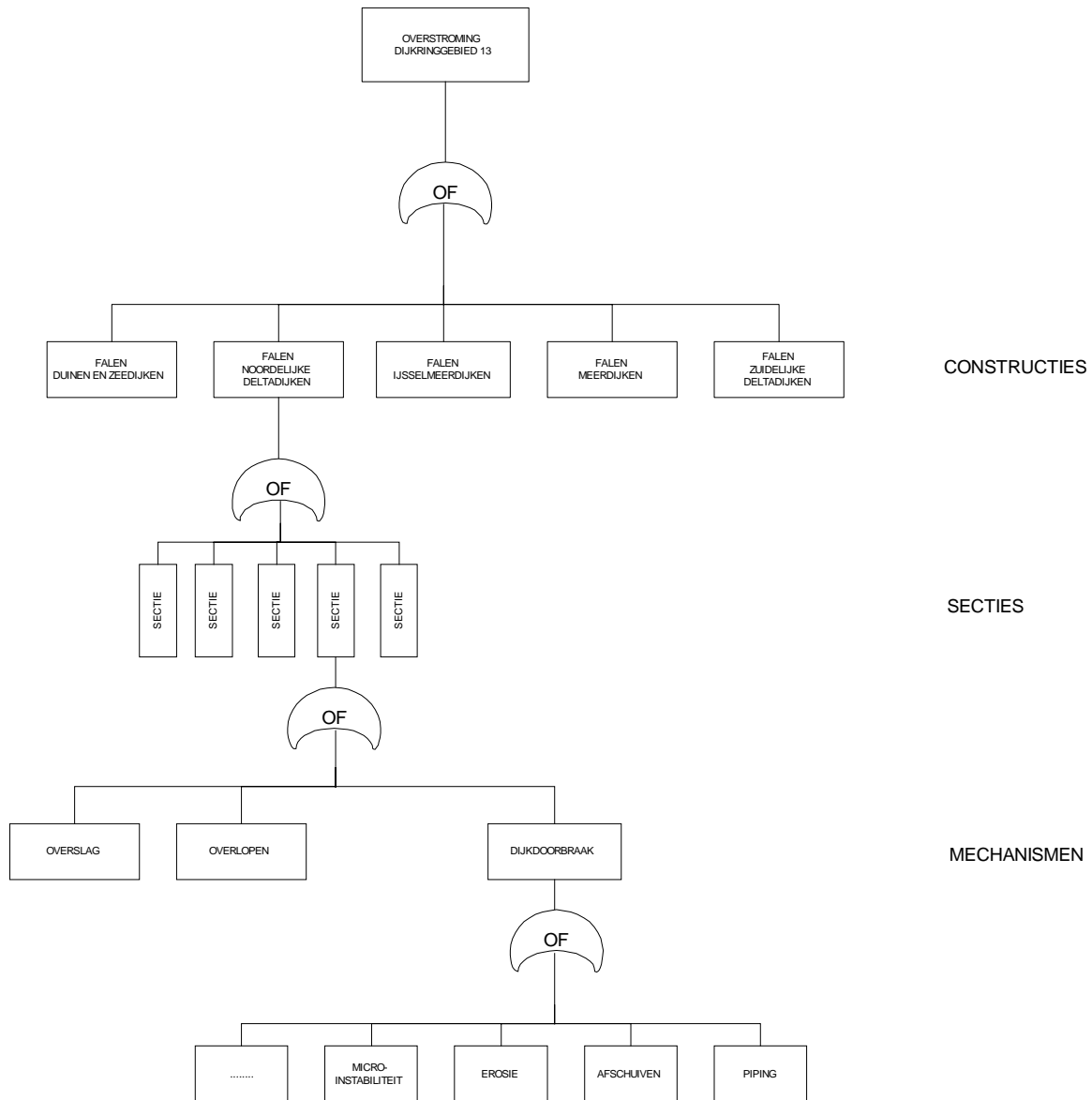
- kunstwerken
- natuurlijk hoge gronden.

Voor een zelfde type kering (bijvoorbeeld een dijk) kunnen soms verschillende trajecten worden onderscheiden, afhankelijk van de “belasting”. Zo kan een dijk aan diep water worden beschouwd als behorende tot één traject, terwijl een dijk aan ondiep water tot een tweede traject gerekend kan worden. Daarnaast kan een dijktraject worden onderverdeeld in verschillende dijksecties. Onder een dijksectie wordt een deel van een dijk verstaan met nagenoeg gelijke sterkte-eigenschappen en belasting.



Figuur 3-3: Dijkringgebieden in Nederland (bron: [TAW, 1998]: Grondslagen voor waterkeren)

Overstroming van bijvoorbeeld dijkringgebied 13 kan plaatsvinden door een overstroming van de duinen en zeedijken, noordelijke deltdiijken, ijsselmeerdijken, meerdijken of de zuidelijke deltdiijken, zie Figuur 3-3. In een foutenboom kan dat worden weergegeven als Figuur 3-4.



Figuur 3-4: Voorbeeld foutenboom van een dijkkringgebied (bron: [Vrijling, 1996])

3.4 Huidige ontwerpfilosofie

De aan waterkeringen gestelde veiligheidseisen in de vigerende leidraden vinden hun oorsprong in het gedachtegoed van de Deltacommissie. De filosofie hierachter is dat dijken de ontwerpwaterstand (MHW) volledig veilig moeten kunnen keren. De ontwerpwaterstand is gelijk aan de waterstand die slechts met een bepaalde kleine kans (afhankelijk van het dijkringgebied) wordt overschreden. Het begrip ‘volledig veilig’ is uitgewerkt in ontwerpregels.

De aanpak van de Deltacommissie kan worden omschreven als een probabilistische aanpak van de belasting, die beperkt is tot één faalmechanisme, namelijk overslag van water. In de uitwerking beperkt men zich tot één belastinggeval, namelijk een hoge waterstand met een daarbij horende golf. De sterkte wordt geheel deterministisch bepaald. Deterministisch wil zeggen dat men slechts een enkele (maatgevend geachte) combinatie van belastingen beschouwt, aannamen doet over de sterkte en veiligheid realiseert via niet-expliciet onderbouwde veiligheidscoëfficiënten, maar gebaseerd op deels ervaring en deels intuïtie.

In de huidige ontwerppraktijk wordt een mengvorm van probabilistische en deterministische methoden gehanteerd. In deze mengvorm wordt nog steeds met veiligheidscoëfficiënten (per faalmechanisme) gewerkt, maar deze zijn nu afgeleid uit de geaccepteerde faalkans met behulp van probabilistische berekeningen.

In deze ontwerpfilosofie worden dijken dus primair op hun hoogte ontworpen. De dijkhoogte wordt zodanig bepaald dat de kans op een dijkoverstroming als gevolg van overlopen of overslag acceptabel klein is. Deze kans is afhankelijk gesteld van het dijkringgebied. De kans dat de dijk zijn waterkerende capaciteit verliest als gevolg van een dijkdoorbraak moet in deze filosofie nog een orde kleiner zijn. De weerstand van een dijk tegen een faalmechanisme is afhankelijk van zijn sterkte en belastingen. De onzekerheid in belasting komt vooral voort uit de onzekerheid over de hoogte van de waterstand. Bij de beoordeling van de stabiliteit wordt deze hoogte echter als randvoorwaarde worden meegenomen.

3.5 Conclusie

De veiligheid tegen inundatie van een dijkringgebied is afhankelijk van de betrouwbaarheid van elke sectie die deel uitmaakt van het verdedigingsstelsel. De betrouwbaarheid van een dijksectie wordt hier gedefinieerd als de kans op het vervullen van zijn waterkerende functie. Een dijksectie kan zijn waterkerende vermogen verliezen via een faalmechanisme. Het optreden van een faalmechanisme is afhankelijk van de belasting op en de sterkte van een dijk.

Kennis over de betrouwbaarheid van de berekende sterkte van een dijk is dan ook essentieel om de veiligheid tegen inundatie te kunnen beoordelen.

4 Onzekerheden in de sterkte van dijken

4.1 Inleiding

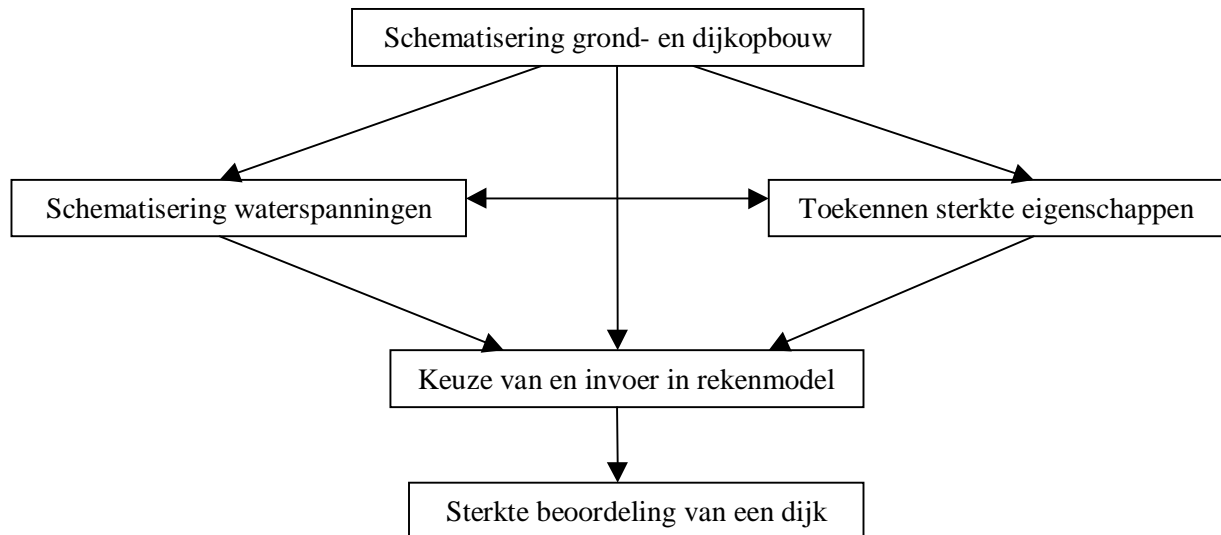
In dit hoofdstuk wordt geanalyseerd door welke factoren de betrouwbaarheid van de berekende sterkte van een dijk wordt bepaald en hoe hier in de huidige adviespraktijk mee om wordt gegaan. Hiertoe wordt in paragraaf 4.2 eerst een inventarisatie gemaakt van onzekerheden die een rol spelen bij het schematiseren van de sterkte van dijken. In de daaropvolgende paragraaf wordt via een probabilistische methode geanalyseerd welke invloed deze onzekerheden hebben op de betrouwbaarheid van de berekende sterkte. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen mechanismen die als een parallelsysteem gemodelleerd kunnen worden, zoals macro-instabiliteit, en mechanismen die als een seriesysteem gemodelleerd kunnen worden, zoals piping. In paragraaf 4.4 wordt beschreven hoe met deze onzekerheden in de huidige adviespraktijk wordt omgegaan. Tevens wordt dit vergeleken met de probabilistische modellering en daaruit kan een aantal conclusies kan worden getrokken.

4.2 Inventarisatie van onzekerheden in de sterkte beoordeling van dijken

De sterkte van een dijk is het vermogen om weerstand te bieden aan de erop uitgeoefende belastingen. Kennis over de sterkte-eigenschappen van een dijk is essentieel om de veiligheid tegen inundatie te kunnen beoordelen. De sterkte van een dijk is daarbij een grootheid met veel componenten. Het is niet mogelijk zonder meer te spreken over 'de' sterkte. De sterkte kan verschillen per faalmechanisme en per belastingsituatie.

Om te komen tot een beoordeling over de sterkte van een dijk worden de volgende stappen doorlopen:

- ◆ Schematisering grond- en dijkopbouw
De geometrie van de dijk en de ondergrond worden geschematiseerd aan de hand van de beschikbare gegevens en gebiedskennis.
- ◆ Schematisering waterspanningen in de dijk en zijn ondergrond
Er moet een inschatting worden gemaakt hoe de waterspanningen in de dijk en de ondergrond zullen verlopen tijdens maatgevend hoogwater. Deze inschatting is mede afhankelijk van de geschematiseerde grond- en dijkopbouw.
- ◆ Toekennen van sterkte eigenschappen aan de verschillende sterkte grootheden
Aan de hand van de geschematiseerde grond- en dijkopbouw worden aan de verschillende onderscheiden grondlagen sterkte eigenschappen toegekend. De bepaling van de sterkte eigenschappen van de dijk en zijn ondergrond is hierdoor mede een functie van de geschematiseerde grond- en dijkopbouw.
- ◆ Keuze van een rekenmodel en de invoer van bovenstaande stappen hierin
De gemaakte schematiseringen en bijbehorende sterkte eigenschappen worden in een model ingevoerd. Dit model probeert het betreffende faalmechanisme zo goed mogelijk te beschrijven. Met behulp van het model wordt de berekende sterkte van de dijk bepaald.



Figuur 4-1: Proces om tot een sterkte beoordeling van een dijk te komen

In al deze stappen spelen onzekerheden een rol. Deze onzekerheden in de sterkte van een dijk komen voort uit onwetendheid door gebrek aan kennis en informatie. Zij kunnen in drie categorieën worden ingedeeld te weten:

1. Afwijkingen / discontinuïteiten

- Discontinuïteiten in de laagopbouw
Bijvoorbeeld: geulinsnijdingen, laagonderbrekingen en onverwachte grondeigenschappen.
- Significante afwijkingen van grondparameters door een andere invloedzone
In lagen zijn verschillende zones aan te wijzen, waar parameters significant andere waarden hebben. Dit komt onder andere door verschillende invloeden uit de historie:
 - afkomst (sedimentafzetting)
 - voorbelasting
 - verschillende belasting in gebruikfase (voorland, onder de dijk, achterland)
- Fouten in het ontwerp van het grondonderzoek
Bijvoorbeeld: historisch onderzoek verkeerd geïnterpreteerd; verkeerd aangegeven waar grondonderzoek moet worden uitgevoerd.
- Fouten in de uitvoering van het grondonderzoek
Bijvoorbeeld: op verkeerde plaats grondonderzoek uitgevoerd; verkeerde interpretatie of onjuiste uitvoering van proeven.

2. Spreiding in fysische parameters

- Variatie in laagopbouw, laagdikten
- Variatie in grondwaterspanningen
 - Spreiding in parameters in de freatische laag:
 - Variatie in doorlatendheid
 - Variatie in hydraulische randvoorwaarden
 - Onzekerheid over aanpassingstijd van een laag aan variaties in hydraulische randvoorwaarden
 - Spreiding in parameters in de watervoerende laag:
 - Variatie in doorlatendheid in spanningslaag en afdekkende laag
 - Variatie in hydraulische randvoorwaarden
 - Kwellengte in voor- en achterland
- Variatie in laageigenschappen
 - Spreiding in het volumiek gewicht
 - Variatie in grondeigenschappen die het afschuifgedrag bepalen

- Cohesie
 - Hoek van inwendige wrijving
 - Korrel- en waterspanningen
 - Variatie in deformatie- en zettingseigenschappen (uitvoeringsfase)
 - Variatie in doorlatendheid eigenschappen.
 - Statistische variatie door onvoldoende metingen
3. De schematisering van de werkelijkheid in het gebruikte geotechnische rekenmodel

4.3 Betrouwbaarheid van de berekende sterkte van dijken

4.3.1 Inleiding

De betrouwbaarheid van de berekende sterkte per faalmechanisme wordt bepaald door de invloed van en onzekerheid in de geschematiseerde grondopbouw, waterspanningen, sterkte eigenschappen en het gebruikte rekenmodel. Onder invloed wordt hier verstaan de mate waarin een verandering in de waarde van een parameter leidt tot verandering van de berekende sterkte. Een grotere invloed van een sterkte grootte leidt evenals een grotere onzekerheid in de waarde van een sterkte grootte tot een minder betrouwbare uitkomst van de berekende sterkte.

Onzekerheden kunnen worden onderverdeeld in afwijkingen en spreiding. Spreiding kan worden beschreven volgens een continue modellering. Voor de beschrijving van afwijkingen is een continue modellering niet mogelijk, maar moeten we eerder denken aan verschillende mogelijke situaties.

In de hier gebruikte modellering wordt onderscheid gemaakt tussen afwijkingen en spreiding in de grondopbouw, waterspanningen en sterkte-eigenschappen. Een afwijking wordt als een aparte situatie beschouwd. Per situatie worden de verwachte (gegeven desbetreffende situatie) grondopbouw, waterspanningen en grondeigenschappen en de spreiding hierin gemodelleerd.

4.3.2 Modellering van afwijkingen

4.3.2.1 Modellering faalkans

De kans op een faalmechanisme is gelijk aan de som van de conditionele faalkansen gegeven een bepaalde (afwijkende) situatie vermenigvuldigd met de kans op de betreffende situatie.

$$P_{falen} = \sum P_{falen|situatie} \cdot P_{situatie} \quad (4-1)$$

Waarin:

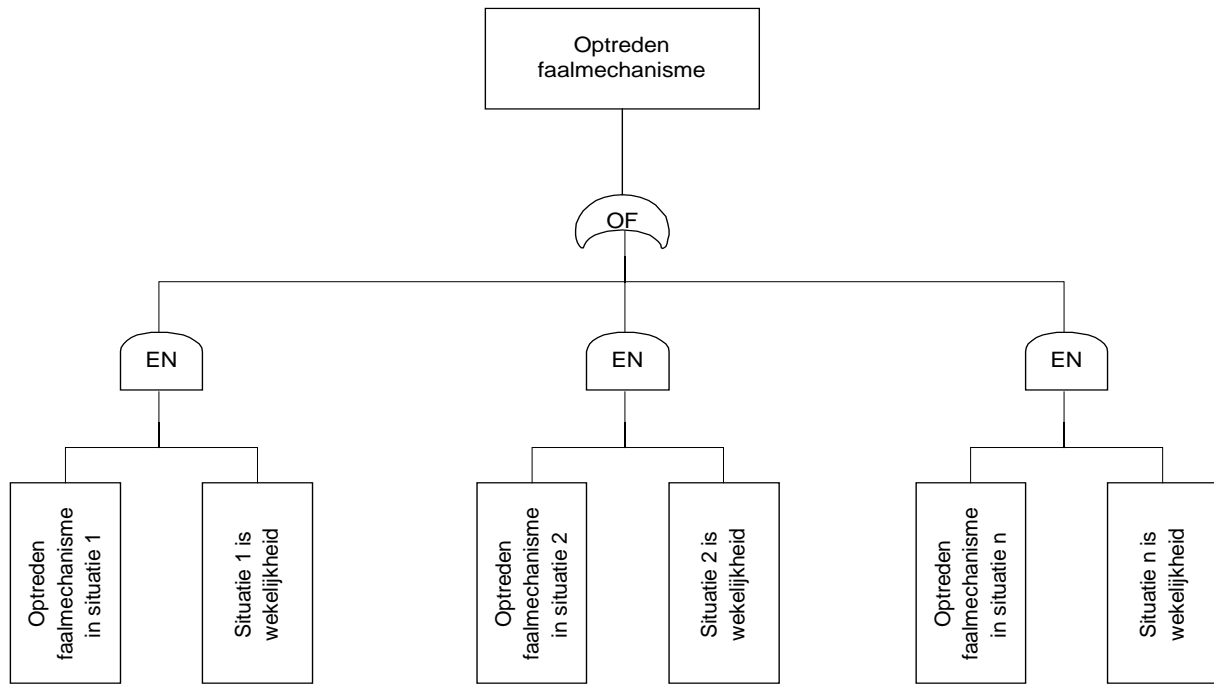
P_{falen}	kans op falen
$P_{falen / situatie}$	kans op falen gegeven een bepaalde situatie
$P_{situatie}$	kans op een bepaalde situatie

Volgens bovenstaande relatie bepalen de significantie van een afwijking en de waarschijnlijkheid daarvan de invloed op de faalkans van een dijkontwerp.

Hierbij moet onderscheid worden gemaakt tussen een mechanisme als piping en een mechanisme als macro-instabiliteit.

Bij een mechanisme als piping of opbarsten wordt de invloed bepaald door de aard en de ligging van een discontinuïteit.

Bij een mechanisme als macro-instabiliteit wordt de invloed van een discontinuïteit naast aard en ligging ook door de omvang van een discontinuïteit bepaald. Bij een grotere omvang zal een discontinuïteit een grotere invloed op de sterkte van een dijk hebben. Dit in tegenstelling tot een mechanisme als piping waar een kleine omvang al fataal kan zijn (natuur is hier niet mild).



Figuur 4-2: Foutenboom voor het optreden van een faalmechanisme

4.3.2.2 Invloed metingen

Additioneel grondonderzoek zal naar verwachting leiden tot een bijstelling van de reeks kansen op verschillende situaties, en daarmee mogelijk tot een andere (gunstiger) dimensionering.

4.3.3 Variatie

4.3.3.1 Modelling faalkans

De kans op falen gegeven een bepaalde situatie wordt bepaald door verwachte waarden van de verschillende fysische parameters in de betreffende situatie en de variatie hierin. Volgens [CUR 190, 1997] kan deze faalkans als volgt worden bepaald:

$$P_{falen|situatie} = \iint_{Z < 0} \dots \int f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(X_1, X_2, \dots, X_n) dX_1 dX_2 \dots dX_n \quad (4-2)$$

waarin:

- X stochastische variabele
- $f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(X_1, X_2, \dots, X_n)$ gezamenlijke kansdichtheidsfunctie
- Z betrouwbaarheidsfunctie

De toestand waarbij nog juist geen falen optreedt, is een grenstoestand. De betrouwbaarheid is de kans dat deze grenstoestand niet wordt overschreden. De grenstoestand kan worden beschreven met een betrouwbaarheidsfunctie. In bovenstaande formule wordt de betrouwbaarheidsfunctie gedefinieerd als het verschil in sterkte en belasting. Een negatieve waarde hiervan houdt in dat de belasting groter is dan de sterkte. De grenstoestand is in dit geval overschreden, wat falen van de dijk tot gevolg heeft.

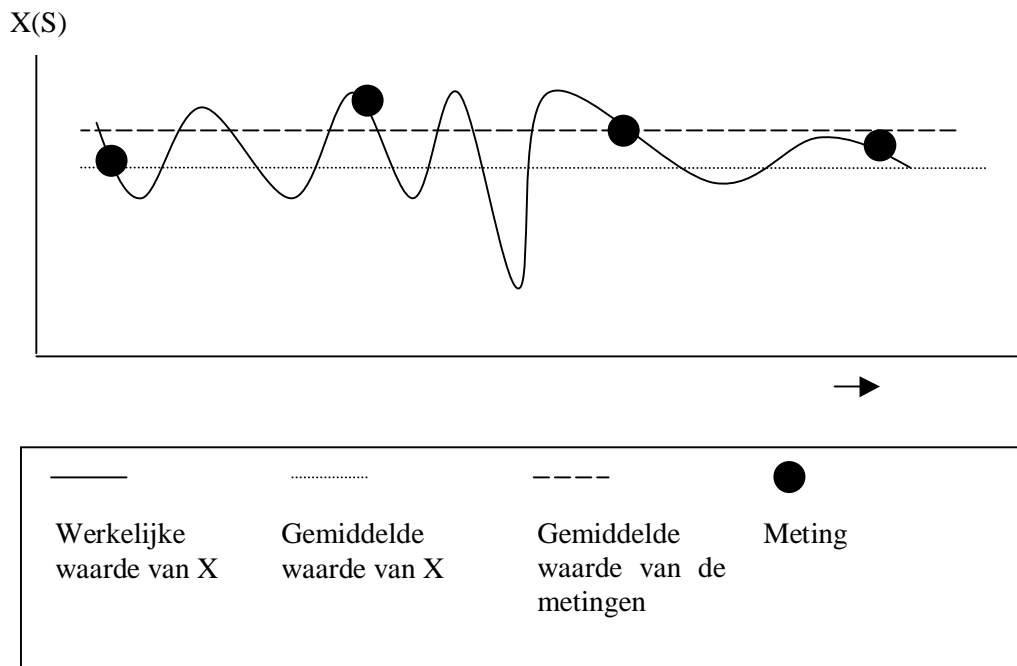
4.3.3.2 Invloed metingen

Voor de variatie in de waarden van parameters moet onderscheid worden gemaakt tussen inherente variatie en statistische variatie. Inherente variatie is de werkelijke variatie in plaats en tijd van een bepaalde parameter. Statistische variatie komt voort uit het niet exact kennen van de werkelijkheid (We hebben slechts een beperkte hoeveelheid meetgegevens tot onze beschikking). [Van Gelder, 1999].

Het uitvoeren van meer metingen zorgt ervoor dat de statistische variatie wordt verkleind. De inherente variatie zal hierdoor echter niet veranderen, die is gebiedseigen. Voor het bepalen van de invloed van metingen op de betrouwbaarheid van de waarden van parameters moet onderscheid worden gemaakt tussen een mechanisme als macro-instabiliteit en een mechanisme als piping.

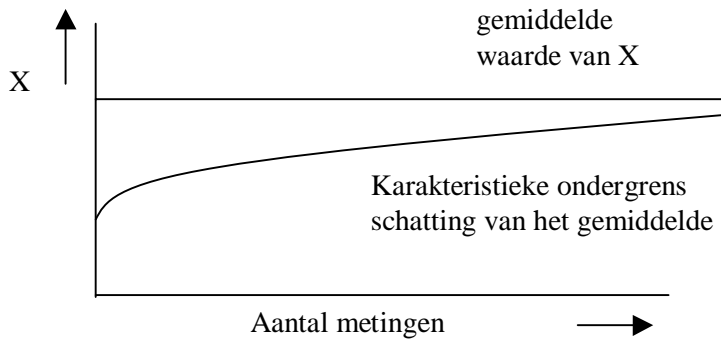
Gemiddelde waarden

Bij een mechanisme als macro-instabiliteit zijn gemiddelden waarden van belang. Als over een bepaalde dijksectie de macrostabiliteit moet worden bepaald is het niet van belang om in elk punt de exacte schuifsterkte te weten, maar gaat het om de gemiddelde schuifsterkte van deze dijksectie. Door het uitvoeren van metingen kan een schatting van de gemiddelde waarde worden gemaakt. Doordat slechts een aantal metingen zijn uitgevoerd hoeft de geschatte waarde van het gemiddelde niet gelijk te zijn aan de werkelijke gemiddelde waarde (zie Figuur 4-3). Om de gemiddelde sterkte van een dijk niet te overschatten willen we graag rekenen met een waarde die niet groter is dan werkelijke gemiddelde waarde. Daarom wordt er niet gerekend met de gemiddelde waarde van de metingen, maar met een karakteristieke ondergrens van de gemiddelde waarde. Onder een karakteristieke schatting wordt verstaan een schatting die door de werkelijke aanwezige waarde slechts met een kleine kans wordt onderschreden.



Figuur 4-3: Werkelijke en gemiddelde waarde van een parameter X afhankelijk van de plaats S.

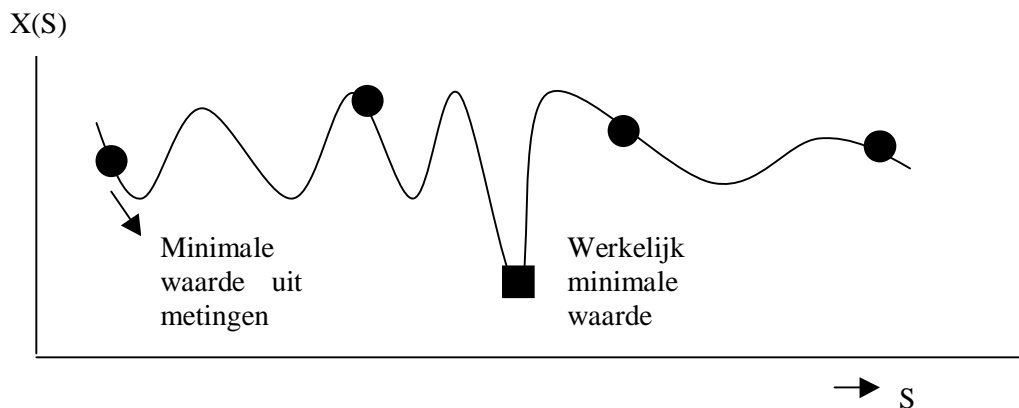
De kans dat de werkelijk gemiddelde waarde kleiner is dan de karakteristieke ondergrens van de gemiddelde waarde uit een serie metingen kan bijvoorbeeld worden beschreven met een student t-verdeling. Naarmate het aantal waarnemingen in de steekproef groter is, wordt het verschil tussen het gemiddelde van de steekproef en de karakteristieke ondergrens kleiner. In het extreme geval, namelijk bij oneindig veel waarnemingen, gaat dit verschil naar nul (zie Figuur 4-4).



Figuur 4-4: Karakteristieke ondergrensschatting van het gemiddelde afhankelijk van het aantal metingen

Extreme waarden

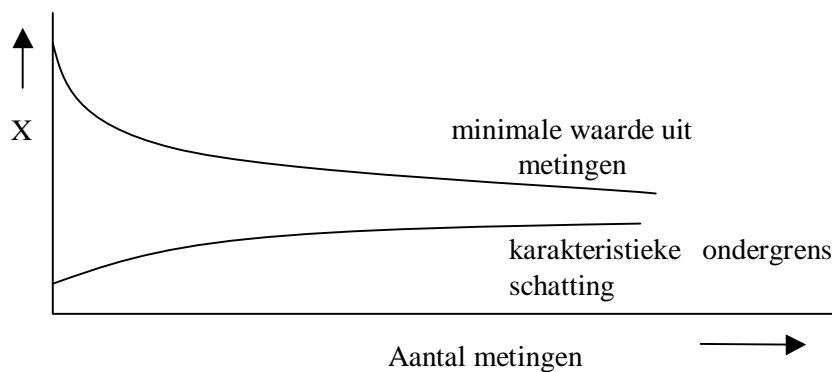
Bij een mechanisme als piping zijn minimale waarden van belang. Bijvoorbeeld de minimale dikte van een afdeklag. Als we bijvoorbeeld dezelfde serie metingen als in Figuur 4-3 hebben, zijn we nu niet geïnteresseerd in de gemiddelde waarde, maar in de minimale waarde (Figuur 4-5).



Figuur 4-5: Verschil tussen de werkelijk minimale waarde en de minimale waarde uit metingen

Uit de metingen moet een karakteristieke ondergrenswaarde worden geschat. Dit kan worden gedaan met een extreme waarde verdeling voor minima, bijvoorbeeld met een Weibull verdeling. [Vrijling, 1996] en [CUR 190, 1997].

Hierbij geldt hoe groter het beschouwde gebied, hoe groter de kans op het onderschrijden van een bepaalde waarde. Daarnaast geldt hoe meer metingen hoe kleiner de statistische variatie zal zijn.



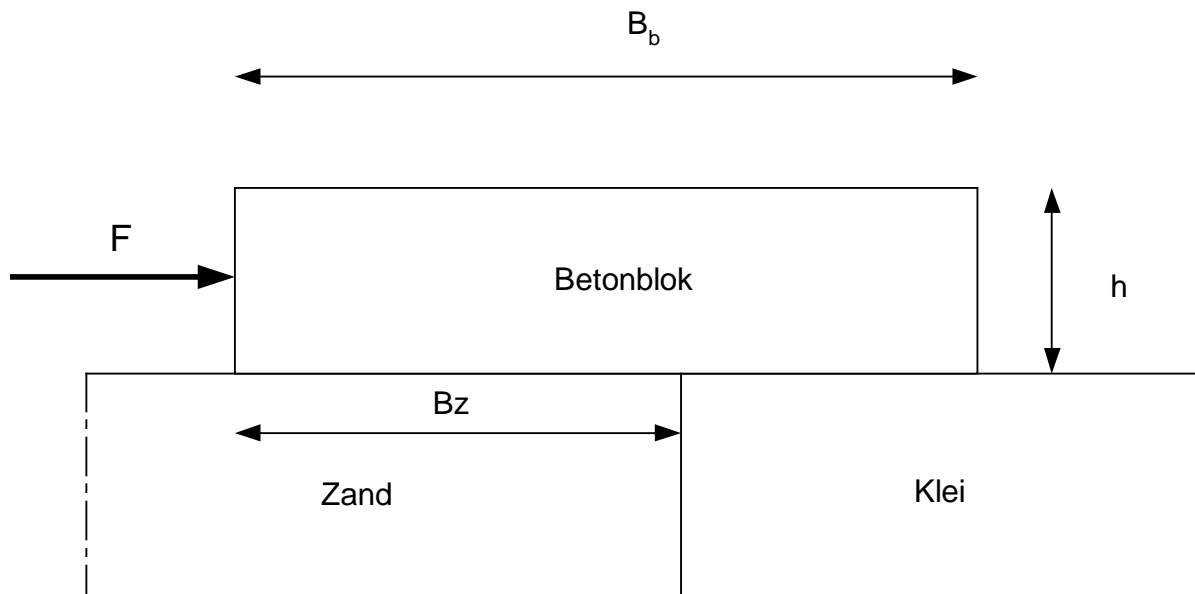
Figuur 4-6: Invloed metingen op het schatten van de minimale waarde

4.3.4 Kans op afschuiven van een betonblok

4.3.4.1 Berekening faalkans

Deze paragraaf behandelt een eenvoudig voorbeeld van de berekening van de faalkans voor een afschuifmechanisme.

Stel we hebben te maken met de volgende fictieve situatie. Op een betonblok wordt een kracht F uitgeoefend. Het betonblok ligt gedeeltelijk op zand ondergrond en gedeeltelijk op ondergrond bestaande uit klei.



Figuur 4-7: Situatieschets van het gebruikte voorbeeld

Om de kans te bepalen op afschuiven van het betonblok kan gebruik worden gemaakt van de volgende betrouwbaarheidsfunctie:

$$Z = \gamma_b \cdot h \cdot (B_z \cdot \tan \phi_z + (B_b - B_z) \cdot \tan \phi_{kl}) - F \quad (4-3)$$

waarin:

- Z betrouwbaarheidsfunctie
- γ_b volumiek gewicht beton
- h hoogte van het betonblok
- B_b breedte van het betonblok
- B_z breedte zandlaag onder het betonblok
- ϕ_z inwendige hoek van wrijving van de zandlaag
- ϕ_{kl} inwendige hoek van wrijving van de kleilaag
- F uitwendige kracht op het betonblok

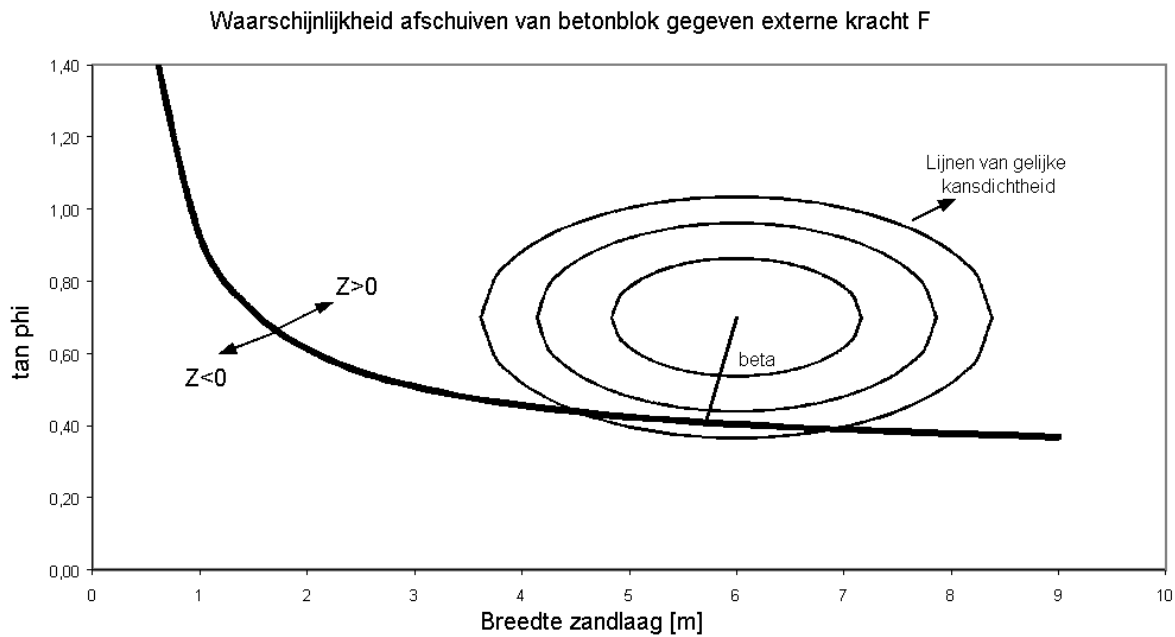
Deze variabelen hebben de volgende waarden:

Eigenschappen van betonblok en ondergrond				
Variabele	Omschrijving	Verdeling	Gemiddelde	St. afwijking
γ_b	vol. gewicht beton	deterministisch	24 kN/m ³	-
h	hoogte betonblok	deterministisch	2,3 m	-
B_b	breedte betonblok	deterministisch	10 m	-
B_z	breedte zandlaag	normaal	6 m	0,5 m

$\tan \phi_z$	wrijvingscoëfficiënt zand-beton	normaal	0,7	0,07
$\tan \phi_{kl}$	wrijvingscoëfficiënt klei-beton	deterministisch	0,3	-
F	uitwendige kracht	deterministisch	200 kN/m	-

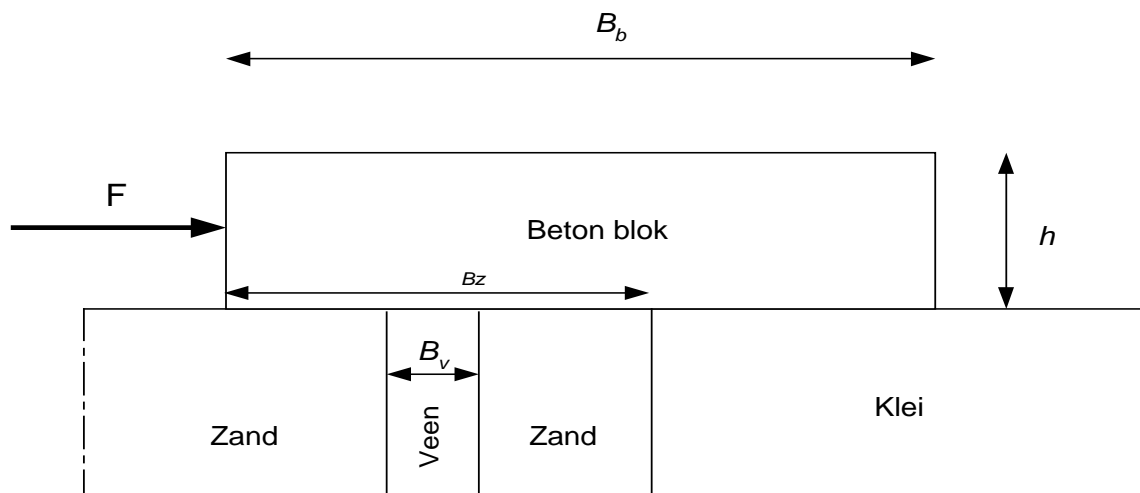
Tabel 4-1: Eigenschappen van het betonblok en de ondergrond

Aan de hand van de betrouwbaarheidsfunctie is een niveau II som volgens [CUR 190, 1997] gemaakt. Hieruit volgt een betrouwbaarheidsindex van 4,2. Dit komt overeen met een kans van $1,4 \cdot 10^{-5}$ op afschuiven gegeven de externe kracht F .



Figuur 4-8: Betrouwbaarheidsfunctie afschuiven van het betonblok gegeven de externe kracht F

Er bestaat echter een kans dat zich in het zandpakket een veenlaag bevindt, die wordt geschat op 10%. Stel nu dat deze laag een breedte heeft van 1 meter en een hoek van inwendige wrijving die gelijk is aan nul.



Figuur 4-9: Situatieschets indien zich een veenlaag in de ondergrond bevindt

In dit geval kan de betrouwbaarheidsfunctie als volgt worden gedefinieerd:

$$Z = \gamma_b \cdot h \cdot ((B_z - B_v) \cdot \tan \phi_z + (B_b - B_z) \cdot \tan \phi_{kl} + B_v \cdot \tan \phi_v) - F \quad (4-4)$$

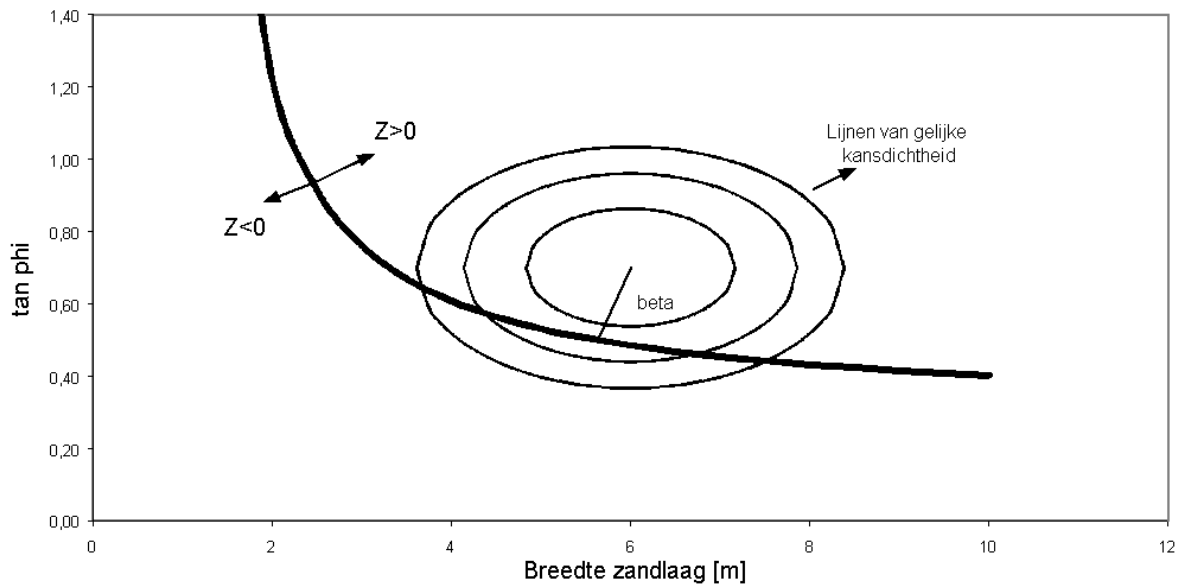
waarin:

B_v breedte van de veenlaag

ϕ_v inwendige hoek van wrijving van de veenlaag

De betrouwbaarheidsindex is dan gelijk aan 2,96. Dit komt overeen met een kans van $1,5 \cdot 10^{-3}$ op afschuiven gegeven de veenlaag en de externe kracht F.

Waarschijnlijkheid afschuiven van betonblok gegeven veenlaag en externe kracht F



Figuur 4-10: Waarschijnlijkheid afschuiven van het betonblok gegeven de veenlaag en de externe kracht F

De kans op afschuiven is nu als volgt:

$$P_{af} = P_{af|geenveen} \cdot P_{geenveen} + P_{af|veen} \cdot P_{veen} \quad (4-5)$$

waarin:

P_{af} kans op afschuiven van het betonblok

$P_{af|geenveen}$ kans op afschuiven gegeven dat er geen veenlaag is

$P_{geenveen}$ kans dat er geen veenlaag is

$P_{af|veen}$ kans op afschuiven gegeven dat er een veenlaag is

P_{veen} kans dat er een veenlaag is

$$P_{af} = 1,4 \cdot 10^{-5} \cdot 0,9 + 1,5 \cdot 10^{-3} \cdot 0,1 = 1,6 \cdot 10^{-4}$$

4.3.4.2 Invloed afwijking op de faalkans

In dit geval is de mogelijk afwijkende situatie van significant belang voor de grootte van de faalkans. Bij een afschuifmechanisme wordt de invloed van een afwijking op de faalkans van een gegeven ontwerp bepaald door de grootte, aard en ligging en kans van voorkomen van de afwijking.

Aard van de discontinuïteit

Met de aard van de discontinuïteit wordt bedoeld de sterkte-eigenschappen die zij bezit. In dit voorbeeld is de enige sterkte eigenschap die van belang is de hoek van inwendige wrijving. De beschouwde discontinuïteit in het voorbeeld heeft een hoek van inwendige wrijving die gelijk is aan nul. Vergeleken met de zandlaag die voor de hoek van inwendige wrijving een ontwerpwaarde van 22 graden heeft is dit een groot verschil. Een discontinuïteit met minder slechte sterkte eigenschappen zal ook minder invloed op de faalkans hebben. De invloed van een discontinuïteit op de faalkans wordt hier gedefinieerd als het gedeelte van de faalkans dat wordt veroorzaakt door de mogelijke aanwezigheid van een discontinuïteit. Indien de hoek van inwendige wrijving van de discontinuïteit groter is dan de ontwerpwaarde van de hoek van inwendige wrijving van de zandlaag dan is haar invloed kleiner dan haar kans van voorkomen (zie Tabel 4-2). In dit geval is een discontinuïteit niet van belang voor het ontwerp.

Constanten: $P_{disc} = 10\%$ $B_v = 1 \text{ m}$			
ϕ_{disc} [graden]	$P_{af disc} \cdot P_{disc}$	P_{af}	$\frac{P_{af disc} \cdot P_{disc}}{P_{af}}$
0	$1,5 \cdot 10^{-4}$	$1,6 \cdot 10^{-4}$	94 %
10	$2,5 \cdot 10^{-5}$	$3,8 \cdot 10^{-5}$	66 %
20	$2,8 \cdot 10^{-6}$	$1,5 \cdot 10^{-5}$	18 %
25	$7,6 \cdot 10^{-7}$	$1,3 \cdot 10^{-5}$	5 %

Tabel 4-2: Invloed van een discontinuïteit op de faalkans afhankelijk van haar aard

Grootte van de discontinuïteit

Naast de aard van een discontinuïteit speelt ook de grootte van een discontinuïteit een rol van betekenis. Hoe groter de omvang van discontinuïteit is, hoe groter haar invloed zal zijn. De omvang van een discontinuïteit wordt in dit voorbeeld geïllustreerd door haar breedte. In Tabel 4-3 is de kans op afschuiven als functie van de breedte van de veenlaag weergegeven. Hierbij is er van uitgegaan dat de veenlaag een hoek van inwendige wrijving heeft die gelijk aan nul is.

Constanten: $P_{disc} = 10\%$ $\phi_{disc} = 0 \text{ graden}$			
B_v [m]	$P_{af disc} \cdot P_{disc}$	P_{af}	$\frac{P_{af disc} \cdot P_{disc}}{P_{af}}$
0	$1,4 \cdot 10^{-6}$	$1,4 \cdot 10^{-5}$	10 %
0,5	$1,4 \cdot 10^{-5}$	$2,7 \cdot 10^{-5}$	52 %
1	$1,5 \cdot 10^{-4}$	$1,6 \cdot 10^{-4}$	94 %
1,5	$1,6 \cdot 10^{-2}$	$1,6 \cdot 10^{-2}$	100 %

Tabel 4-3: Invloed van een discontinuïteit op de faalkans afhankelijk van haar omvang

Ligging van de discontinuïteit

Ook de ligging van de discontinuïteit in het afschuifvlak is van belang. Een zelfde afwijking zal in de zandlaag van grotere invloed zijn, dan in de kleilaag. Dit komt doordat de zandlaag betere wrijvings-eigenschappen heeft.

4.3.4.3 Invloed variatie op de faalkans

In het gebruikte voorbeeld zijn de enige variabele parameters de breedte van de zandlaag en de hoek van inwendige wrijving van de zandlaag. De statistische variatie in deze parameters kan worden teruggebracht door het uitvoeren van metingen. Hier wordt gekeken wat het verminderen van de variatie in deze parameters voor invloed heeft op de grootte van de faalkans. In de eerste rij van Tabel 4-4 is de variatiecoëfficiënt van de breedte van de zandlaag gehalveerd bij een gelijkblijvende variatiecoëfficiënt van de hoek van inwendige wrijving. In de tweede rij van Tabel 4-4 is de variatiecoëfficiënt van de hoek van inwendige wrijving van de zandlaag gehalveerd bij een gelijkblijvende variatiecoëfficiënt van de breedte van de zandlaag.

	Situatie zonder veenlaag (kans hierop = 0,9) (ter vergelijking Figuur 4-8)	Situatie met veenlaag (kans hierop = 0,1) (ter vergelijking Figuur 4-10)
variatie-coëfficiënt: $v(B_z) = 0,05$ $v(\tan \phi_z) = 0,1$ (Variatie breedte zandlaag gehalveerd)	$P_{af geenveen} = 1,21 \cdot 10^{-5}$ 	$P_{af veen} = 1,15 \cdot 10^{-3}$
	Faalkans: $P_{af} = 0,9 \cdot 1,21 \cdot 10^{-5} + 0,1 \cdot 1,15 \cdot 10^{-3} = 1,26 \cdot 10^{-4}$	
variatie-coëfficiënt: $v(B_z) = 0,1$ $v(\tan \phi_z) = 0,05$ (Variatie hoek van inwendige wrijving zandlaag gehalveerd)	$P_{af geenveen} = 0,0 (\beta = 8,04)$ 	$P_{af veen} = 5,8 \cdot 10^{-7} (\beta = 4,86)$
	Faalkans: $P_{af} = 0,9 \cdot 0 + 0,1 \cdot 5,8 \cdot 10^{-7} = 5,8 \cdot 10^{-8}$	

Tabel 4-4: Invloed van spreiding in parameters op de grootte van de faalkans

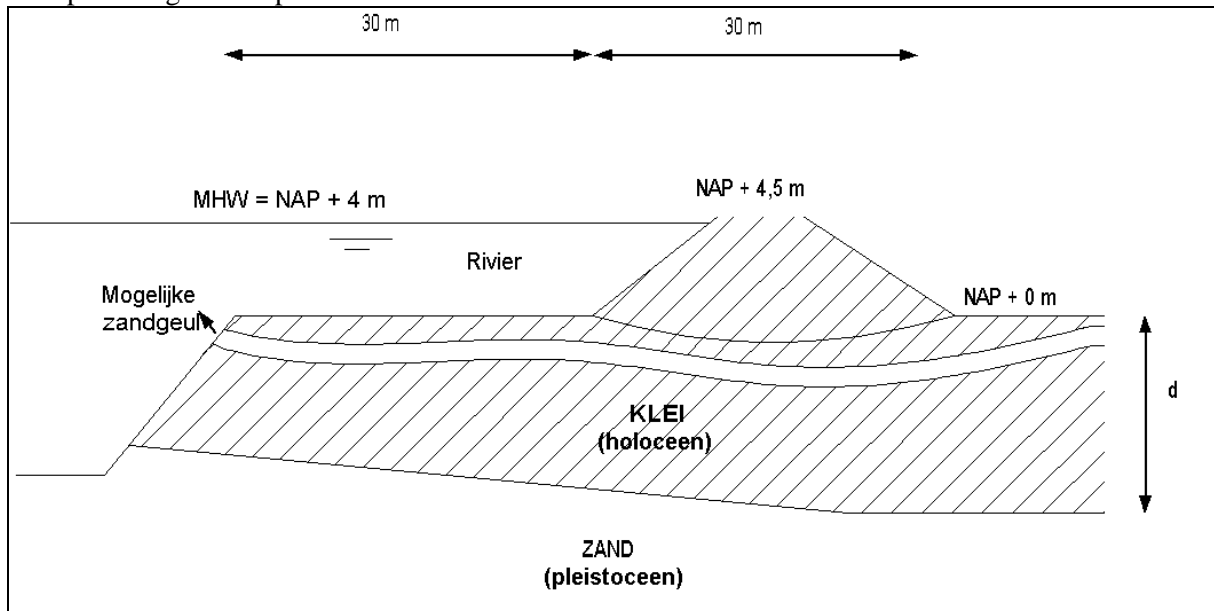
Uit deze Tabel valt op te maken dat de variatie in de breedte van de zandlaag nauwelijks invloed heeft op de grootte van de faalkans, terwijl de variatie van de hoek van inwendige wrijving hier een grote invloed op heeft. Dit geldt zowel voor de situatie zonder veenlaag als voor de situatie met veenlaag.

4.3.5 Kans op opbarsten van een afdeklaag tijdens MHW

4.3.5.1 Berekening faalkans

Deze paragraaf behandelt een voorbeeld van de berekening van de faalkans voor een seriemechanisme. In dit voorbeeld wordt de waarschijnlijkheid van opbarsten van een afdeklaag ter plaatse van de binnentoezijde tijdens MHW geanalyseerd.

Stel we hebben te maken met de situatie zoals geschetst in Figuur 4-11. Een rivierdijk bestaande uit klei moet het achterland beschermen tegen wateroverlast van de rivier. Het maatgevend hoogwater in de rivier is gelijk aan NAP + 4 meter. Zowel de uiterwaarden van de rivier als de polder aan de binnendijkse kant liggen op NAP. Uit historisch onderzoek en vooronderzoek lijkt de ondergrond van de dijk te bestaan uit een holocene kleilaag tot NAP – 12 meter met daaronder een pleistocene zandlaag. De uiterwaarde van de rivier heeft een breedte van 30 meter en de dijk zelf heeft ook een breedte van 30 meter inclusief binnen- en buitentalud. Verder heeft historisch onderzoek aangetoond dat er in de holocene kleilaag op ongeveer NAP –2 meter watervoerende zandgeulen kunnen voorkomen. De kans hierop wordt geschat op 10%.



Figuur 4-11: Situatieschets van de rivierdijk en zijn ondergrond

Opbarsten treedt op als de waterdruk in de watervoerende laag groter is dan de gewichtsdruk van de afdekkende laag. In een betrouwbaarheidsfunctie Z kan dat als volgt worden gedefinieerd:

$$Z = d \cdot (\gamma_{kl} - \gamma_w) - \Delta H \cdot \gamma_w \quad (4-6)$$

- Z betrouwbaarheidsfunctie
- d dikte afdekkende kleilaag
- γ_{kl} volumiek gewicht afdekkende kleilaag
- γ_w volumiek gewicht water
- ΔH verval

Verder wordt aangenomen dat de zandlaag in verbinding staat met het rivierwater waardoor zij dezelfde stijghoogte hebben.

In de situatie zonder zandgeul hebben de parameters in vergelijking (4-6) de volgende waarden:

Eigenschappen van afdeklaag indien er geen zandgeul aanwezig is (kans op deze situatie = 0,9)				
Variabele	Omschrijving	Verdeling	Gemiddelde	St. afwijking
d	dikte kleilaag	normaal	12 m	0,5 m
γ_{kl}	vol. gew. klei	normaal	18 kN/m ³	1 kN/m ³
γ_w	vol. gew. water	deterministisch	10 kN/m ³	-
ΔH	verval	deterministisch	4 m	-

Tabel 4-5: Eigenschappen van de afdeklaag in de situatie zonder zandgeul

N.B. Ter vereenvoudiging is hier het verschil in waterdruk ter plaatse van de binnenteen deterministisch bepaald.

Aan de hand van de betrouwbaarheidsfunctie is een niveau II som volgens [CUR 190, 1997] gemaakt. Hieruit volgt een betrouwbaarheidsindex van 4,6. Dit komt overeen met een kans van $2 \cdot 10^{-6}$ op opbarsten gegeven hoogwater.

In het geval er een zandgeul aanwezig is kunnen de volgende waarden worden aangehouden:

Eigenschappen van afdeklaag indien er een zandgeul aanwezig is (kans op deze situatie = 0,1)				
Variabele	Omschrijving	Verdeling	Gemiddelde	St. afwijking
d	dikte kleilaag	Normaal	2 m	0,5 m
γ_{kl}	vol. gew. klei	Normaal	18 kN/m ³	1 kN/m ³
γ_w	vol. gew. water	Deterministisch	10 kN/m ³	-
ΔH	verval	Deterministisch	4 m	-

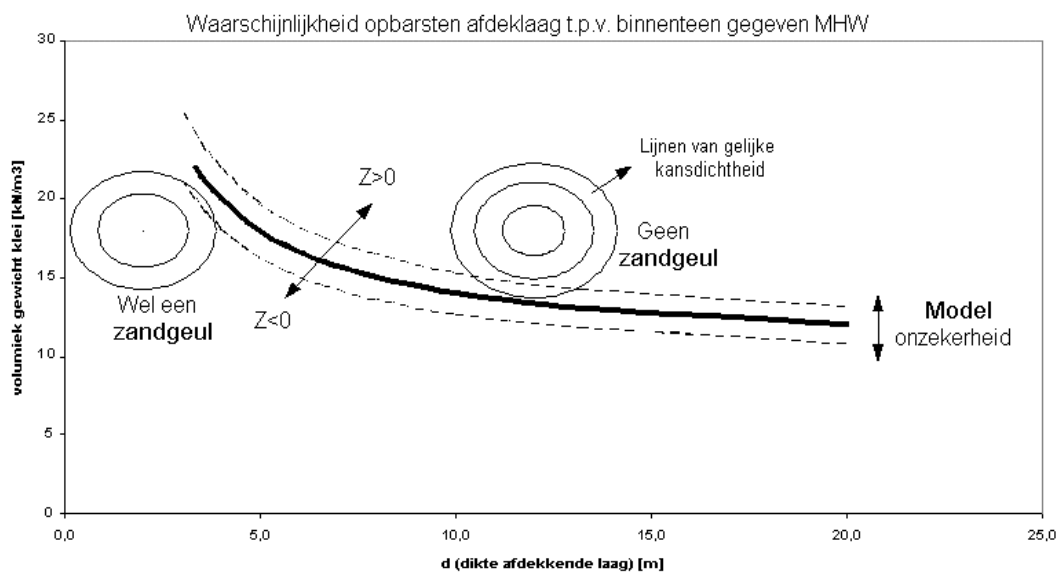
Tabel 4-6: Eigenschappen van de afdeklaag in de situatie met zandgeul

In dit geval is de kans op opbarsten nagenoeg gelijk aan 1. De kans op opbarsten kan bepaald worden aan de hand van onderstaande vergelijking:

$$P_{opbarsten|MHW} = P_{opbarsten|geenzand} \cdot (1 - P_{zand}) + P_{opbarsten|zand} \cdot P_{zand} \tag{4-7}$$

$$P_{opbarsten|MHW} = 2 \cdot 10^{-6} \cdot 0,9 + 1 \cdot 0,1 = 0,1$$

De faalkans wordt in dit geval volledig bepaald door de kans op het voorkomen van een zandgeul.



Figuur 4-12: Waarschijnlijkheid opbarsten van de afdeklaag t.p.v. binnenteen gegeven MHW

4.3.5.2 Invloed van de afwijking op de kans op opbarsten

Aard van de afwijking

De zandgeul in het beschouwde voorbeeld vergroot de kans op opbarsten van de afdeklaag, omdat zij een grote watervoerende capaciteit heeft. Hierdoor ontstaat een tweede watervoerende laag in de ondergrond, waarvan de afdeklaag minder dik is. Dit veroorzaakt een abrupte verandering in de dikte van de afdeklaag. Een afwijking die geen watervoerende capaciteit heeft zoals bijvoorbeeld een veenlaag zal nauwelijks (kleine verandering in gewicht) invloed hebben op de kans op opbarsten van de afdeklaag.

Grootte van de afwijking

De omvang van de zandgeul moet groot genoeg zijn om als watervoerende laag te kunnen functioneren. Indien zij als watervoerend kan worden beschouwd zal de grootte niet van significant belang zijn met betrekking tot de kans op opbarsten. Wel zal de grootte van de zandgeul van belang zijn voor het gevolg van opbarsten. Bij een grotere omvang van een zandgeul zal opbarsten over een groter gebied optreden waardoor de kans op een faalmechanisme zoals macro-instabiliteit groter wordt.

Ligging van de afwijking

Zoals in het beschouwde voorbeeld gebleken is, leiden zandgeulen op NAP -2 meter vrijwel zeker tot opbarsten gedurende MHW. Bij een zandgeul op NAP -8 meter is dit lang niet zo zeker. De ligging van de zandgeul bepaalt de dikte van de afdeklaag en heeft daarmee een grote invloed op de kans op opbarsten.

4.3.5.3 Invloed variatie op de kans op opbarsten

In het gebruikte voorbeeld zijn de enige variabele parameters de dikte van de afdeklaag en het gewicht van de afdeklaag. In deze paragraaf wordt geanalyseerd wat de invloed van de grootte van de spreiding van deze parameters op de grootte van de kans op opbarsten is. In de eerste rij van Tabel 4-7 is de standaardafwijking van de dikte van de kleilaag gehalveerd (ten opzichte van de waarde in het gebruikte voorbeeld (paragraaf 4.3.5.1.)). In de tweede rij is de standaardafwijking van het volume gewicht van klei gehalveerd (ten opzichte van de waarde in het gebruikte voorbeeld (paragraaf 4.3.5.1.)).

<p>Standaardafwijking van de dikte van afdeklaag: $\sigma(d) = 0,25$ Standaardafwijking van het volume gewicht van klei: $\sigma(\gamma_{kl}) = 1$ Faalkans: $P_{\text{opbarsten} \text{geenzand}} = 1,6 \cdot 10^{-6}$ $P_{\text{opbarsten} \text{zand}} = 1$ $P_{\text{opbarsten}} = 0,1$</p>	<p style="text-align: center;">Waarschijnlijkheid opbarsten afdeklaag t.p.v. binnenteen gegeven MHW</p>
<p>Standaardafwijking van de dikte van afdeklaag: $\sigma(d) = 0,5$ Standaardafwijking van het volume gewicht van klei: $\sigma(\gamma_{kl}) = 0,5$ Faalkans: $P_{\text{opbarsten} \text{geenzand}} \approx 0 (\beta = 8,9)$ $P_{\text{opbarsten} \text{zand}} = 1$ $P_{\text{opbarsten}} = 0,1$</p>	<p style="text-align: center;">Waarschijnlijkheid opbarsten afdeklaag t.p.v. binnenteen gegeven MHW</p>

Tabel 4-7: Invloed variatie in de parameters op de kans op opbarsten (ter vergelijking Figuur 4-12)

In bovenstaande Tabel valt af te lezen dat in dit voorbeeld ongeacht de grootte van de spreiding in parameters, de faalkans wordt bepaald door de kans op een zandgeul.

4.4 Verdiscontering van onzekerheden in de huidige adviespraktijk

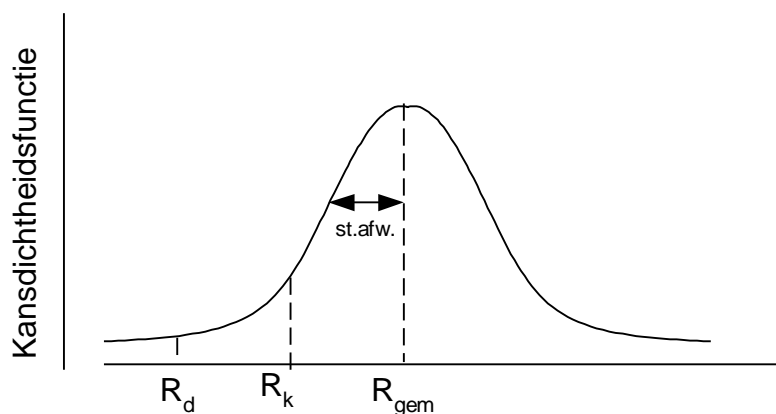
4.4.1 Schematisering grond- en dijkopbouw en waterspanningen

Een eerste indruk van zowel de grond- en dijkopbouw als van de waterspanningen is gebaseerd op historisch en verkennend grondonderzoek. Het grondonderzoek levert de harde informatie voor het opstellen van een ondergrondmodel. Daarnaast is veelal gebiedskennis aanwezig en kennis van de geologie en geohydrologie van het gebied. Dit is de zachte informatie component, aan de hand waarvan grondonderzoekresultaten worden geïnterpreteerd en een beeld wordt geschetst van de verwachte bodemopbouw tussen de meetpunten of meetraaien in en de karakterisering van de geohydrologische systematiek.

Onzekerheden, zowel afwijkingen als spreiding in de laagopbouw en waterspanningen, worden geacht afgedekt te zijn door uit te gaan van een relatief ongunstige grondopbouw en een ongunstig waterspanningsverloop. Er bestaan echter geen algemene voorschriften die iets zeggen over hoe hier mee om moet worden gegaan (zie bijlage III: "Huidige adviespraktijk"). Dit is naar eigen interpretatie van de adviseur.

4.4.2 Toekennen sterkte eigenschappen

De rekenwaarden voor sterkte eigenschappen worden afhankelijk van het grondonderzoek bepaald aan de hand van leidraden. In de Nederlandse normen en leidraden wordt, conform de Eurocodes, een semi-probabilistische opzet van de rekenkundige analyses voorgestaan. De karakteristieke waarden voor belastingen worden vermenigvuldigd met partiële veiligheidsfactoren, de belastingsfactoren, en de karakteristieke waarden voor sterkte eigenschappen worden gedeeld door partiële veiligheidsfactoren (de materiaal factoren). Daarmee vindt men de ontwerp- of rekenwaarden, die in de analyse worden ingevoerd (zie bijlage III: "Huidige adviespraktijk").



Figuur 4-13: Karakteristieke- en rekenwaarden

De reken- of ontwerpwaarde kan als volgt uit de karakteristieke waarde worden bepaald:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m} \quad (4-8)$$

waarin:

- R_d Reken- of ontwerpwaarde
- R_k Karakteristieke waarde
- γ_m Materiaalfactor

Voor de bepaling van de karakteristieke waarde moet onderscheid worden gemaakt tussen de karakteristieke schatting van het gemiddelde en de karakteristieke schatting van puntwaarden.

Karakteristieke schatting van het gemiddelde

In de praktijk wordt meestal uitgegaan van karakteristieke schattingen van de gemiddelde waarden van de grondeigenschappen binnen de grondlagen ter plaatse van de locatie waarvoor de analyse wordt uitgevoerd. Onder een karakteristieke schatting wordt verstaan een schatting die door de werkelijke aanwezige waarde slechts met een kleine kans wordt onderschreden of overschreden. Met de ‘werkelijk aanwezige waarde’ wordt bedoeld het aanwezige gemiddelde van de grondeigenschap binnen het aangesproken glijvlak of volume. Hierbij wordt ervan uitgegaan dat variaties in puntwaarden daarbij min of meer worden uitgemiddeld. Ook wordt uitgegaan van een continu variatiepatroon binnen een statistisch homogene grondeenheid.

Daarnaast wordt er bij de bepaling van de karakteristieke waarde vanuit gegaan dat spreiding in resultaten van proeven op een serie grondmonsters wordt toegeschreven aan ruimtelijke variabiliteit van grondeigenschappen (binnen een en dezelfde grondlaag). Hoewel niet uitgesloten moet worden dat niet reproduceerbaarheid van grondmechanische proeven ook voor een deel oorzaak is van spreiding in proefresultaten, wordt ervan uitgegaan dat de bijdrage door ruimtelijke variabiliteit dominant is.

Bij lokaal grondonderzoek kan de karakteristieke waarde van het gemiddelde per laag als volgt worden uitgerekend (Student t-toets):

$$R_{k_{gem}} = R_{gem} \left[1 - V \cdot t \cdot \sqrt{\frac{1}{n}} \right] \tag{4-9}$$

Waarin:

- R_{gem} Gemiddelde waarde van de sterkte
- $R_{k_{gem}}$ Karakteristieke waarde van het gemiddelde
- V Variatiecoëfficiënt
- n Aantal metingen / monsters per laag
- t Toetsingsfactor bij een betrouwbaarheid van 95%. De waarde voor t is weergegeven in onderstaande tabel:

n	3	4	5	6	8	10	oneindig
t	2,92	2,35	2,13	2,02	1,89	1,83	1,64

Tabel 4-8: Waarden voor de toetsingsfactor t

Karakteristieke schatting van puntwaarden

Het is niet altijd het geval dat het laaggemiddelde representatief is voor de sterkte. Een voorbeeld van een geotechnische analyse, waarbij met karakteristieke schatting van puntwaarden moet worden gerekend, is een opbarstanalyse. Hierbij gaat het om de minimale dikte van de afdekkende klei/veenlaag op de kritieke locatie, en niet om de gemiddelde dikte in een gebied. Wanneer een serie waarnemingen van de dikte, bijvoorbeeld uit sonderingen, beschikbaar is, moet de karakteristieke ondergrensschatting van de dikte worden bepaald.

$$R_k = R_{gem} \left[1 - V \cdot t \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{n}} \right] \tag{4-10}$$

Waarin:

- R_k Karakteristieke ondergrens waarde

4.4.3 Rekenmodel

Een rekenmodel is altijd een schematisering van de werkelijkheid. Bij de beoordeling van de sterkte van een waterkering wil men graag aan de veilige kant zitten. In de ingenieurspraktijk probeert men dit zodanig op te vangen dat de rekenmodellen een ondergrens benadering geven bijvoorbeeld met behulp van het invoeren van een modelfactor.

Naast de verschillende modellen speelt de wijze van invoer ook een rol, dit hangt ook weer samen met de eerder gedane schematiseringen.

4.5 Onevenwichtigheden in de huidige normen voor de sterkteberekening van dijken

4.5.1 Algemeen

Om te zorgen dat de dijk voldoende veilig is, zal er met een bepaalde veiligheidsmarge ontworpen c.q. getoetst moeten worden. Aangezien de sterkte van een dijk afhankelijk is van de grondopbouw, waterspanningen en grondeigenschappen, wordt de betrouwbaarheid van de sterkte bepaald door de invloed en onzekerheid in de genoemde grootheden. De grootte van de marge tussen de verwachte sterkte en de berekende sterkte zou hier dus van moeten afhangen. In de praktijk wordt hier als volgt mee omgegaan:

	Afwijkingen / discontinuïteiten	Spreiding
Grondopbouw	Conservatief (afh. van adviseur)	Conservatief (afh. van adviseur)
Waterspanningen	Conservatief (afh. van adviseur)	Conservatief (afh. van adviseur)
Sterkte eigenschappen	Conservatief (afh. van adviseur)	Voor elke sterkte parameter wordt gerekend met een ontwerpwaarde (karakteristieke waarde / partiële factor)

Tabel 4-9: Verdiscontering van onzekerheden in de huidige adviespraktijk

In deze tabel is te zien dat de betrouwbaarheid van de berekende sterkte van een dijk voor een groot deel wordt bepaald door de kennis van de adviseur.

Het systeem van partiële veiligheidsfactoren beoogt een bepaald veiligheidsniveau te waarborgen. In de huidige vorm worden zij echter alleen toegepast op de sterkte-eigenschappen. Waarbij de grootte van deze partiële veiligheidsfactoren onafhankelijk is van:

- Invloed van en onzekerheid in geschematiseerde dijk- en grondopbouw
- Invloed van en onzekerheid in geschematiseerde waterspanningen

Dit leidt tot een onevenwichtige sterktebeoordeling van dijken. Bij een relatief kleine invloed (als afwijkingen of variatie in de laagopbouw een kleine invloed op de berekende sterkte hebben) of bij een relatief grote betrouwbaarheid van de geschematiseerde dijk- en grondopbouw wordt waarschijnlijk een te grote veiligheidsmarge in rekening gebracht. Aan de andere kant wordt bij een relatief grote invloed (als afwijkingen of variatie in de laagopbouw een grote invloed op de berekende sterkte hebben) of bij een relatief lage betrouwbaarheid van de geschematiseerde dijk- en grondopbouw waarschijnlijk een te kleine veiligheidsmarge in rekening gebracht.

De grootte van een partiële veiligheidsfactor van een bepaalde sterkteparameter is opgebouwd uit de invloed van een parameter op de berekende sterkte, de variatie in grootte en het beoogde veiligheidsniveau van de dijk. De grootte van variatie bestaat uit inherente en statistische variatie. Deze statistische variatie is afhankelijk van de meetintensiteit. Dit wordt echter niet terug gevonden in de grootte van de partiële factor, die ongeacht de meetintensiteit dezelfde waarde houdt.

Daarnaast wordt voor elke parameter afzonderlijk de karakteristieke- en rekenwaarde bepaald. Er wordt geen rekening gehouden met correlatie tussen parameters, zoals bijvoorbeeld de negatieve correlatie tussen de cohesie en hoek van inwendige wrijving.

Een ander effect waar geen rekening mee wordt gehouden in de huidige normen is het aantal lagen dat een glijvlak snijdt. Indien een glijvlak door twee of meer (onafhankelijk bemonsterde) grondlagen snijdt, zal de onderschrijdingskans van bepaalde gemiddelde laageigenschappen van alle betrokken lagen kleiner zijn dan de onderschrijdingskans van dezelfde laageigenschappen voor de afzonderlijke grondlagen.

4.5.2 Verdiscontering van informatie

Onzekerheid over de sterkte van een dijk komt voort uit gebrek aan informatie. Meer informatie betekent minder onzekerheid. Het hebben van meer informatie zou dus moeten leiden tot een kleinere marge tussen verwachte en berekende sterkte om hetzelfde veiligheidsniveau te verkrijgen.

Informatie over de dijken en de ondergrond kan uit de volgende bronnen worden verkregen:

- Grondonderzoek
Door het toepassen van meer grondonderzoek kan zowel meer informatie over discontinuïteiten als over spreiding in parameters worden verkregen.
 - Discontinuïteiten
Grondonderzoek heeft zowel rendement als de desbetreffende discontinuïteit gevonden wordt, maar ook als de desbetreffende discontinuïteit niet gevonden wordt! In het eerste geval weet men waar de afwijking zit (er bestaat geen onzekerheid meer over) en kunnen er gericht verbeteringsmaatregelen worden getroffen. In het tweede geval neemt de kans dat de afwijking daadwerkelijk aanwezig is af. Voor dit laatste bestaan echter geen duidelijke richtlijnen hoe deze informatie kan worden meegenomen in de dimensionering van een dijk. Meestal wordt dit extra grondonderzoek slechts gezien als extra kosten. De opbrengst van extra onderzoek door afname van de onzekerheid zou zich moeten terug betalen in een scherper ontwerp. (in het volgende hoofdstuk wordt hier verder op ingegaan).
 - Spreiding
De intensiteit van grondonderzoek bepaalt de statistische variatie in verschillende parameters. In de normen is dit effect echter alleen terug te vinden in de karakteristieke waarde. De partiële factor houdt ongeacht de hoeveelheid grondonderzoek dezelfde waarde. Dit laatste houdt in dat bij weinig grondonderzoek de veiligheidsmarge wel eens te klein wordt ingeschat. Aan de andere kant zal na een bepaald aantal metingen ondanks dat een extra meting de betrouwbaarheid nog steeds vergroot geen winst meer opleveren in het ontwerp. Dus ook hier wordt grondonderzoek slechts ten dele terug betaald.
- Monitoring
Door het gedrag van de dijk te analyseren tijdens de uitvoeringsfasen of in de levensduur kan informatie worden gewonnen. Zo kunnen afwijkingen of fouten worden gedetecteerd door onverwacht gedrag van de constructie. In het kader hiervan kan het worden aangeraden naast de dijk te analyseren in de uiterste grenstoestand dit ook te doen in de verwachte toestand. Het verwachte gedrag kan dan immers beter worden voorspeld.
Niet alleen afwijkend gedrag kan extra informatie opleveren. Ook goed getoond gedrag tijdens hoogwater condities levert extra informatie. De dijk heeft dan immers bewezen dat hij tegen een bepaalde hydraulische belasting kan. Dit wordt ook wel de “bewezen sterkte” van een dijk genoemd. De verdiscontering hiervan in het toetsingsproces van een dijk is nog onderwerp van studie.

4.5.3 Conclusie

Het meest onevenwichtige in de huidige veiligheidsnormen voor de sterkteberekening van dijken is dat er alleen partiële veiligheidsfactoren worden toegepast op de sterkte-eigenschappen. Waarbij de grootte van deze partiële veiligheidsfactoren onafhankelijk is van:

- Invloed van en onzekerheid in geschematiseerde dijk- en grondopbouw
- Invloed van en onzekerheid in geschematiseerde waterspanningen
- Hoeveelheid informatie over de waarde van de betreffende sterkte eigenschap

Onder invloed wordt hier verstaan de mate waarin een verandering in de waarde van een parameter leidt tot verandering in de berekende sterkte.

Vervolgwerk

In de vigerende leidraden worden geen duidelijke richtlijnen gegeven hoe met afwijkingen moet worden omgegaan. Het is niet eenduidig in hoeverre op afwijkingen (die een negatieve invloed op de sterkte van een dijk hebben) die wel aanwezig kunnen zijn, maar desondanks niet zijn gedetecteerd met grondonderzoek, moet worden gedimensioneerd.

In het volgende hoofdstuk wordt geanalyseerd in hoeverre een dijk op een afwijking gedimensioneerd moet worden afhankelijk van de intensiteit van en de verkregen informatie uit het grondonderzoek.

De centrale vraag hierbij is:

Welke combinatie van grondonderzoek en de daar uit volgende dimensionering van het ontwerp leidt tot een minimale som van realisatiekosten en grondonderzoekskosten?

5 Betrouwbaarheid grond- en dijkopbouw

5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt verder ingegaan op de betrouwbaarheid van de schematisering van de grond- en dijkopbouw en bijbehorend dijkontwerp. Aan de hand van de modellering zoals in hoofdstuk 4 is beschreven, wordt geanalyseerd hoe met behulp van grondonderzoek en dijkversterkingsmaatregelen een voldoende betrouwbaar dijkontwerp kan worden verkregen. Vervolgens wordt een beslismodel geïntroduceerd waarmee op basis van kosten een afweging kan worden gemaakt tussen de hoeveelheid grondonderzoek en de hoeveelheid dijkversterkingsmaatregelen. Dit model wordt verder uitgewerkt voor het mechanisme piping. Aan de hand van de resultaten van het model kan een schatting worden gemaakt wanneer dijkversterkingsmaatregelen de meest economische oplossing zijn om voldoende betrouwbaarheid te verkrijgen en in welke gevallen het verrichten van additioneel grondonderzoek de voordeligste optie is. Indien dit laatste het geval is, wordt nog een schatting gegeven hoeveel grondonderzoek dan verricht moet worden.

5.2 Betrouwbaarheidsanalyse van dijkontwerp en bijbehorende schematisering van grond- en dijkopbouw

5.2.1 Probabilistische modellering

De tekst in deze paragraaf is met enkele kleine aanpassingen overgenomen uit [Van der Meer, 1998] en [Lassing en Calle, 1999].

Een eerste schematisering van de grondopbouw is gebaseerd op historisch en verkennend grondonderzoek. Interpretatie van dit onderzoek levert een eerste indruk van de grondopbouw en daarmee een eerste variant van de basisopzet, de basisvariant. Het grondonderzoek levert de harde informatie voor het opstellen van een ondergrondmodel. Daarnaast is veelal gebiedskennis aanwezig en kennis van de geologie en geohydrologie van het gebied. Dit is de zachte informatie component, aan de hand waarvan grondonderzoekresultaten worden geïnterpreteerd en een beeld wordt geschetst van de verwachte bodemopbouw tussen de meetpunten of meetraaien in en de karakterisering van de geohydrologische systematiek. Onzekerheden hebben betrekking op de kans op het missen van locale verstoringen of dunne laagjes, die voor het beoogde ontwerp vervelende grondeigenschappen hebben of die aanzienlijke consequenties kunnen hebben voor de geohydrologische karakterisering. Deze afwijkingen kunnen, afhankelijk van de geologische aard van het gebied, wel aanwezig zijn, maar zich desondanks, uiteraard afhankelijk van de aard en intensiteit van het grondonderzoek, niet manifesteren.

Op basis van interpretatie van grondonderzoek en inzicht in de geologische karakteristieken van het gebied zijn verschillende scenario's van de grond- en dijkopbouw mogelijk. Onzekerheden in deze grond- en dijkopbouw kunnen worden onderscheiden in afwijkingen en spreiding in de verwachte grond- en dijkopbouw. Spreiding kan worden beschreven volgens een continue modellering. Afwijkingen kunnen worden gedefinieerd als plotselinge overgangen in de grondopbouw. Voor de beschrijving hiervan is een continue modellering niet mogelijk, maar moeten we eerder denken aan verschillende mogelijke situaties.

Zoals in hoofdstuk 4 is beschreven, kan de kans op het optreden van een faalmechanisme tijdens maatgevend hoogwater als volgt worden gemodelleerd:

$$P_{\text{falen|MHW}} = \sum P_{\text{falen|situatie}} \cdot P_{\text{situatie}} \quad (5-1)$$

Waarin:

$P_{f_{alen MHW}}$	kans op falen tijdens MHW
$P_{f_{alen} / situatie}$	kans op falen gegeven een bepaalde situatie
$P_{situatie}$	kans op een bepaalde situatie

Voor het verkrijgen van voldoende betrouwbaarheid moet deze faalkans kleiner zijn dan de maximaal toelaatbare kans op falen van de dijk tijdens MHW.

$$P_{f_{alen|MHW}} < P_{f|MHW} \quad (5-2)$$

waarin:

$P_{f MHW}$	maximaal toelaatbare kans op een faalmechanisme tijdens MHW
-------------	---

In deze modellering wordt de kans op falen tijdens MHW in een bepaalde situatie bepaald door de in deze situatie verwachte grondopbouw, waterspanningen en grondeigenschappen en de spreiding hierin (zie paragraaf 4.3).

De kans op een faalmechanisme is gelijk aan de som van de conditionele faalkansen gegeven een bepaalde grondopbouw vermenigvuldigd met de kans op de betreffende situatie.

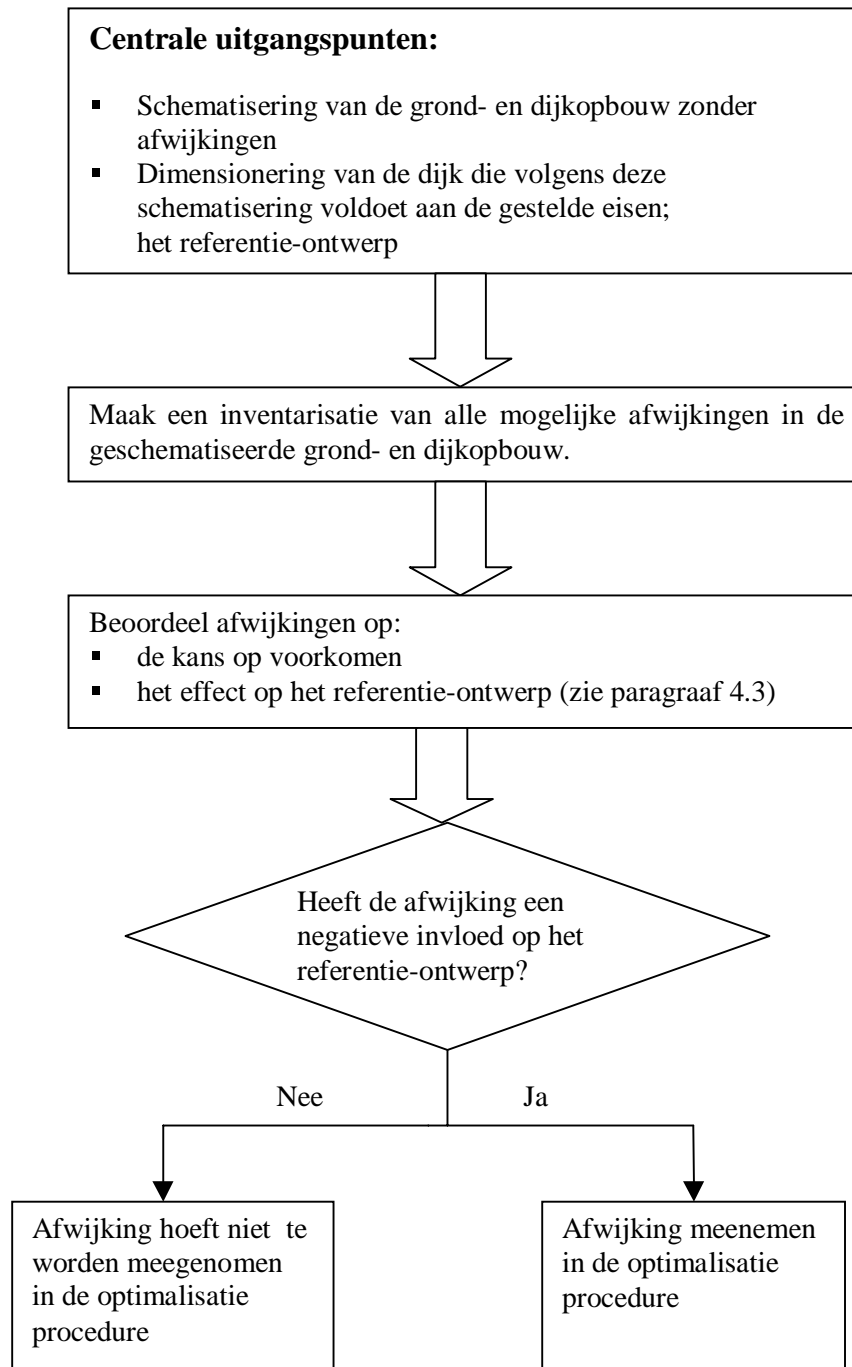
De optimalisatie van het ontwerp is een kostenoptimalisatie. Om een toelaatbare faalkans van het ontwerp ten aanzien van de verschillende faalmechanismen te realiseren, zal een bepaalde dimensionering van de dijk nodig zijn. Inventarisering van het grondonderzoek zal naar verwachting leiden tot een bijstelling van de reeks kansen op verschillende situaties, en daarmee mogelijk tot een andere (gunstiger) dimensionering. De centrale vraag bij het optimaliseren is welke combinatie van grondonderzoek en de daaruit volgende dimensionering van het ontwerp leidt tot een minimale som van realisatiekosten en grondonderzoekskosten.

5.2.2 Relatie grondonderzoek en dijkversterkingsmaatregelen

In dit project wordt de optimalisatieprocedure verder uitgewerkt. Het centrale uitgangspunt hierbij is een schematisering van de grond- en dijkopbouw zonder afwijkingen. Daarnaast wordt uitgegaan van een dimensionering van de dijk die in deze situatie voldoet aan de gestelde eisen, het zogenaamde referentie-ontwerp. Om de dimensionering van de dijk te optimaliseren moet eerst worden nagegaan welke afwijkingen in de grondopbouw mogelijk aanwezig kunnen zijn. Daarna moeten deze afwijkingen worden beoordeeld op hun kans van voorkomen en hun effect op het referentie-ontwerp. Afwijkingen die niet leiden tot een zwaardere dimensionering van de dijk hoeven niet te worden meegenomen in de optimalisatie procedure, evenals afwijkingen die een gering effect op de dimensionering en een kleine kans op voorkomen hebben. Alle andere afwijkingen worden meegenomen in de optimalisatie procedure (zie Figuur 5-1).

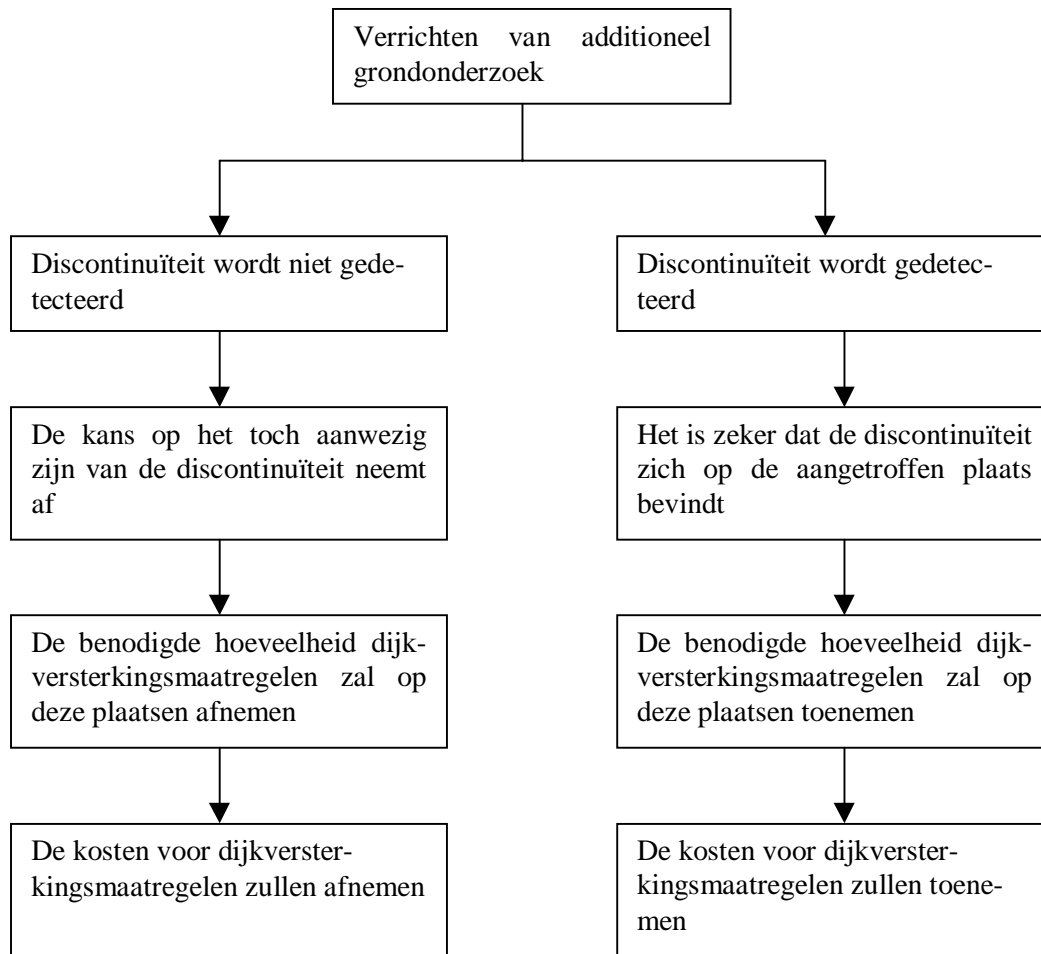
Indien geen verder grondonderzoek wordt verricht, wordt de mate van “over”-dimensionering van het referentie-ontwerp bepaald door de invloed van een afwijking en de kans hierop. Deze “over”-dimensionering houdt in dat er (extra) dijkversterkingsmaatregelen nodig zijn t.o.v. het referentie-ontwerp.

De invloed van een afwijking kan niet worden veranderd, dit is inherent aan haar aard, grootte en ligging in de betreffende situatie. De kans op een afwijking kan wel veranderen door het hebben van meer informatie uit bijvoorbeeld extra grondonderzoek. Door het verrichten van additioneel grondonderzoek kunnen er twee dingen gebeuren. De afwijking kan worden aangetroffen of niet worden aangetroffen. Op die plaatsen waar zij wordt aangetroffen bestaat er geen onzekerheid meer; men weet zeker dat zij zich op die plaats bevindt. Op deze plaatsen zal de hoeveelheid verbeteringsmaatregelen toenemen t.o.v. de hoeveelheid indien geen additioneel grondonderzoek wordt verricht. Op die plaatsen waar geen discontinuïteit wordt aangetroffen, neemt de kans dat zij daadwerkelijk aanwezig is af, waardoor de benodigde hoeveelheid dijkversterkingsmaatregelen ook zal afnemen (zie Figuur 5-2).

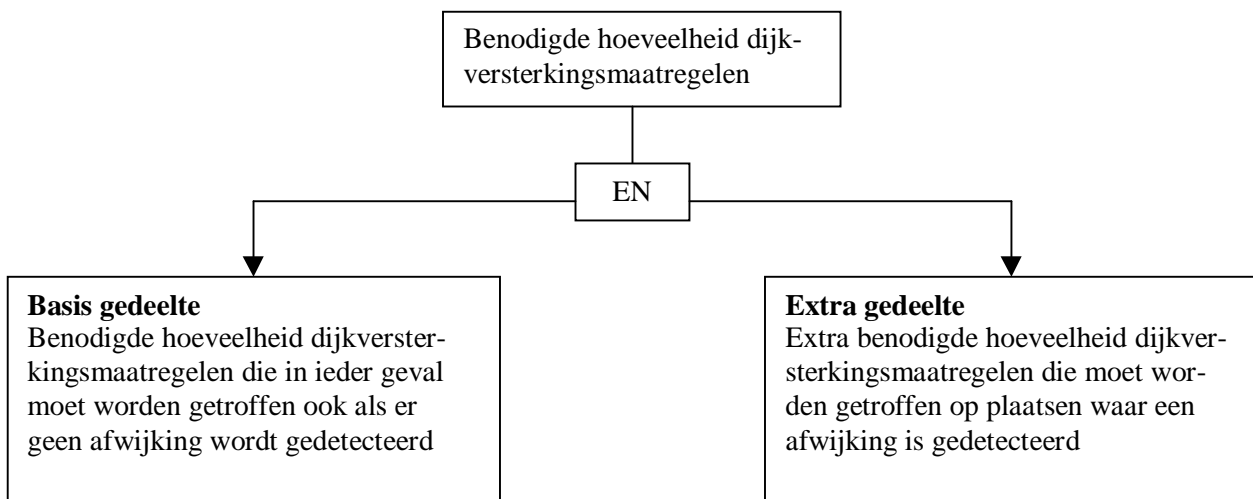


Figuur 5-1: Stroomdiagram voor het meenemen van een afwijking in het optimalisatie proces van het dijkontwerp

Volgens bovenstaand model kan er een relatie worden gelegd tussen de intensiteit van het grondonderzoek en de hoeveelheid dijkversterkingsmaatregelen. De benodigde hoeveelheid dijkversterkingsmaatregelen om aan de maximaal toelaatbare faalkans te voldoen, kan worden onderverdeeld in een basis gedeelte wat in elk geval moeten worden verricht en een extra hoeveelheid dijkversterkingsmaatregelen welke alleen hoeft te worden verricht indien één of meer discontinuïteiten worden aangetroffen (zie Figuur 5-3). Op een gegeven moment zal er zoveel grondonderzoek verricht zijn dat in de gebieden waar geen afwijkingen zijn gedetecteerd, geen dijkversterkingsmaatregelen meer nodig zijn. Meer grondonderzoek kan dan niet meer leiden tot minder dijkversterkingsmaatregelen. Het kan alleen leiden tot meer dijkversterkingsmaatregelen indien toch nog een afwijking wordt gevonden. Vanaf deze intensiteit is meer grondonderzoek in ieder geval niet meer rendabel.



Figuur 5-2: Invloed grondonderzoek op de kosten voor dijkversterkingsmaatregelen



Figuur 5-3: Benodigde hoeveelheid dijkversterkingsmaatregelen afhankelijk van de sondeerintensiteit ¹⁾

¹⁾ Een voorbeeld hiervan staat weergegeven in Figuur 5-8

5.2.3 Kosten grondonderzoek en dijkversterkingsmaatregelen

De totale kosten bestaan uit de kosten om de benodigde hoeveelheid grondonderzoek en dijkversterkingsmaatregelen uit te voeren. Van tevoren weet men niet of een discontinuïteit wordt aangetroffen, hierdoor weet men de exacte hoeveelheid dijkversterkingsmaatregelen niet. Wel kan hier een schatting van worden gemaakt.

Bij een bepaalde sondeerintensiteit kunnen de te verwachten kosten als volgt worden gedefinieerd:

$$K_{tot} = S_0 + s \cdot S_k + V_0 + dv_{ben} \cdot G_k + \sum_{i=1}^{i=n} dv_{extraben} \cdot G_k \cdot (P_{disc.gv.})^i \quad (5-3)^1$$

waarin:

K_{tot}	totaal verwachte kosten
S_0	vaste grondonderzoekskosten
s	aantal sonderingen in de beschouwde dijksectie
S_k	grondonderzoekskosten per sondering
V_0	vaste dijkversterkingskosten
dv_{ben}	benodigde hoeveelheid dijkversterkingsmaatregelen indien geen discontinuïteit wordt gedetecteerd
G_k	eenheidskosten van de dijkversterkingsmaatregelen
$dv_{extraben}$	extra benodigde hoeveelheid dijkversterkingsmaatregelen indien een discontinuïteit wordt gedetecteerd N.B. Bedoeld worden hier de extra benodigde dijkversterkingsmaatregelen voor één discontinuïteit en niet voor alle gedetecteerde discontinuïteiten gezamenlijk
$P_{disc.gv.}$	kans op het aantreffen van een discontinuïteit
n	mogelijk aantal discontinuïteiten
i	rangnummer

In Figuur 5-4 zijn deze verwachte kosten schematisch weergegeven als functie van het aantal sonderingen.

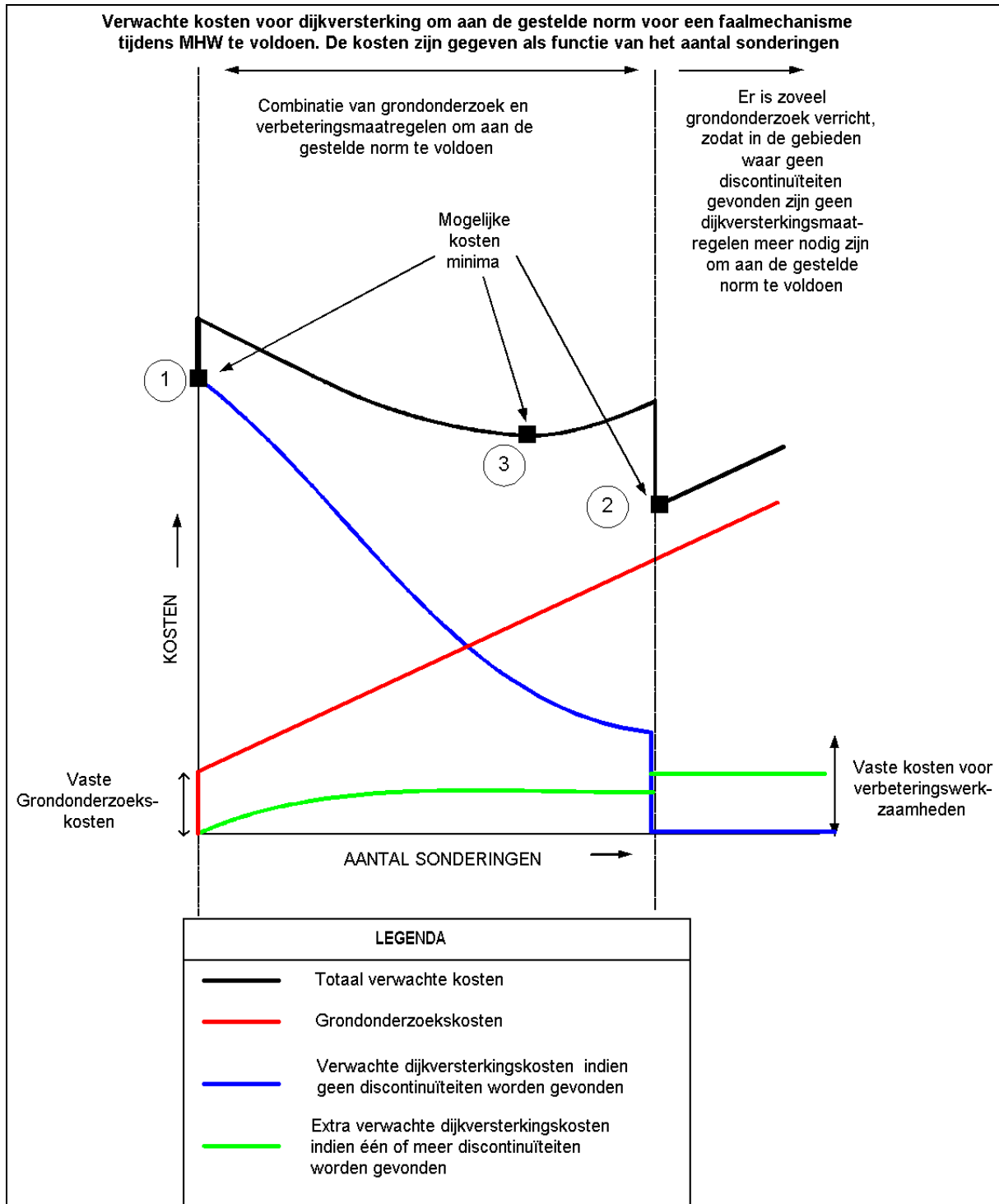
De grondonderzoekskosten bestaan uit een vast en variabel gedeelte. Onder het vaste gedeelte worden de eenmalige kosten verstaan om het grondonderzoek te starten. De variabele grondonderzoekskosten zijn afhankelijk van het aantal sonderingen.

De dijkversterkingskosten bestaan ook uit een vast en variabel gedeelte. Daarnaast wordt er onderscheid gemaakt tussen de basis dijkversterkingskosten en de extra dijkversterkingskosten. De basis dijkversterkingskosten zijn de kosten die er in ieder geval zijn, ook als er geen discontinuïteiten worden gedetecteerd. De extra dijkversterkingskosten zijn de extra kosten voor elke discontinuïteit die wordt gedetecteerd.

Indien er meer additioneel grondonderzoek wordt verricht zullen de basis dijkversterkingskosten afnemen (Figuur 5-2 en Figuur 5-3). Bij een bepaalde sondeerintensiteit zal er zoveel grondonderzoek zijn verricht dat er geen basis dijkversterkingskosten meer zijn. Dit betekent ook dat vanaf deze sondeerintensiteit de vaste dijkversterkingskosten niet meer tot de basis dijkversterkingskosten behoren. Dit is weergegeven met de sprong in de blauwe lijn van Figuur 5-4.

De verwachte extra dijkversterkingskosten zijn gedefinieerd als de extra dijkversterkingskosten maal de kans dat er één of meer discontinuïteiten worden gedetecteerd. Bij een grotere sondeerintensiteit zal er een grotere kans bestaan dat er een discontinuïteit wordt aangetroffen waardoor de verwachte extra dijkversterkingskosten zullen toenemen. Dit wordt geïllustreerd door de groene lijn in Figuur 5-4. Indien er zoveel grondonderzoek is verricht dat er geen basis dijkversterkingskosten meer zijn, zijn de

¹) Er wordt hier verondersteld dat de kans op het vinden een discontinuïteit onafhankelijk is van het aantal discontinuïteiten dat al gevonden is.



Figuur 5-4: Voorbeeld van verwachte kosten voor dijkversterking en grondonderzoek als functie van het aantal sonderingen

vaste dijkversterkingskosten geen standaard kosten meer. Zij worden nu als extra kosten beschouwd. De verwachte extra dijkversterkingskosten zullen vanaf deze sondeerintensiteit dan ook toenemen met de vaste dijkversterkingskosten maal de kans op het detecteren van één of meer discontinuïteiten. (zie sprong in de groene lijn van Figuur 5-4). De verwachte totaal kosten zijn gelijk aan de sommatie van de grondonderzoekskosten, de basis dijkversterkingskosten en de verwachte extra dijkversterkingskosten.

In Figuur 5-4 is te zien dat er twee rand kostenminima bestaan en één lokaal minimum. Het linker randminimum in de Figuur wordt verkregen wanneer er helemaal geen additioneel grondonderzoek wordt verricht. Het rechter randminimum wordt verkregen indien er zoveel grondonderzoek is verricht, dat in de gebieden waar geen discontinuïteiten zijn gevonden geen dijkversterkingsmaatregelen meer nodig zijn. Verder grondonderzoek zal alleen maar extra kosten met zich meebrengen en geen besparingen in dijkversterkingsmaatregelen opleveren.

De plaats van het absolute kostenminimum wordt onder andere bepaald door:

- De vaste kosten voor dijkversterkingsmaatregelen
- De vaste kosten voor grondonderzoek
- De kosten per sondering
- Het rendement van een sondering

Het rendement van een sondering wordt hier gedefinieerd als de verwachte afname van de dijkversterkingskosten per sondering. Dit rendement is onder andere afhankelijk van:

- Meetsysteem
- Meetintensiteit
- Gebiedsgesteldheid
- Gesteldheid van de waterkering
- Eenheidskosten
- Invloed van de discontinuïteit (zie paragraaf 4.3)

Volgens het schema in Figuur 5-2 wordt het rendement van een sondering bepaald door de afname van de kans op een discontinuïteit, de relatie tussen de kansafname en de afname van de hoeveelheid verbeteringswerkzaamheden en de eenheidskosten van deze verbeteringswerkzaamheden.

- ◆ De afname van de kans op een discontinuïteit hangt onder andere af van:
 - Betrouwbaarheid meetsysteem
 - Herkenning van afwijking (Indien op de plaats van de afwijking grondonderzoek wordt uitgevoerd, wordt zij dan ook herkend?)
 - Het aantal verschillende meetsystemen dat is toegepast. (Een combinatie van handboringen en sonderingen is betrouwbaarder dan alleen sonderingen.)
 - Grootte van de discontinuïteit waar naar wordt gezocht
Hierbij moet onderscheid worden gemaakt tussen een faalmechanisme dat volgens een serie systeem kan worden gemodelleerd zoals piping en een faalmechanisme dat volgens een parallel systeem kan worden gemodelleerd zoals macro-instabiliteit.
 - Piping: alle groottes zijn van belang
 - Macro-instabiliteit: Vanaf een bepaalde grootte is een discontinuïteit pas van invloed (Er zal eerder voldoende betrouwbaarheid bestaan dat alle significante afwijkingen uitgesloten zijn).
 - Verwachte grootte van een discontinuïteit
Een grotere verwachte omvang van de discontinuïteit zal makkelijker te detecteren zijn, wat het rendement van een sondering zal vergroten.
 - Spreiding in de grootte van een discontinuïteit
Een grotere spreiding houdt in dat er meer grondonderzoek moet worden uitgevoerd om een bepaalde betrouwbaarheid te verkrijgen
- ◆ Relatie tussen grondonderzoek en verbeteringswerkzaamheden
Invloed van discontinuïteit op referentie-ontwerp (Indien door een afwijking de dijk een stuk zwaarder gedimensioneerd moet worden zal grondonderzoek eerder rendabel zijn, dan bij een afwijking die nauwelijks invloed heeft op het referentie-ontwerp).
- ◆ Afname kosten verbeteringswerkzaamheden
Eenheidskosten van de verbeteringswerkzaamheden die worden bespaard als gevolg van additioneel grondonderzoek.

5.3 Theorie optimalisatiemodel: grondonderzoek of dijkversterkingsmaatregelen

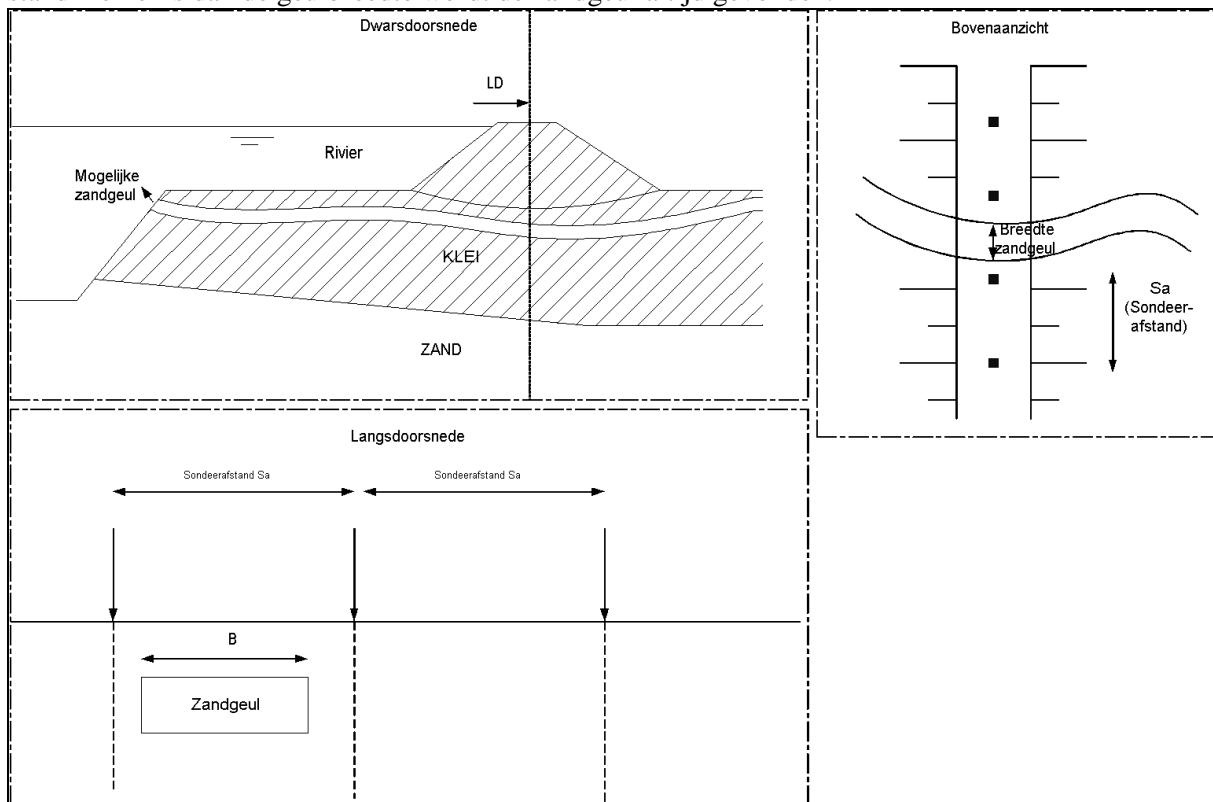
5.3.1 Inleiding

Het in de vorige paragraaf geïntroduceerde optimalisatiemodel wordt nu verder uitgewerkt voor het faalmechanisme piping. In deze paragraaf wordt de theoretische achtergrond hiervan beschreven. Als referentie-ontwerp wordt een kleidijk beschouwd en als afwijking een zandgeul.

Eerst wordt uitgaande van een volledig betrouwbaar meetsysteem de kans op het detecteren van een zandgeul geanalyseerd. Vervolgens wordt met behulp van de Bayesiaanse theorie een relatie gelegd tussen de sondeerintensiteit en de benodigde hoeveelheid dijkversterkingsmaatregelen. Tenslotte worden de verwachte kosten als functie van de sondeerintensiteit beschreven.

5.3.2 Trefkans van een zandgeul bij een gegeven sondeerafstand

Stel er bevindt zich een zandgeul met een bepaalde breedte in de ondergrond van een dijk. Als er vanuit wordt gegaan dat het meetsysteem volledig betrouwbaar is, is de kans dat deze zandgeul wordt aangetroffen met grondonderzoek afhankelijk van de sondeerafstand en de richting waarin de zandgeul loopt. Een ondergrens van de trefkans wordt gevonden door ervan uit te gaan dat de zandgeul de dijk loodrecht snijdt. Hiervan uitgaande en indien er volgens een vast stramien in de kruin van dijk wordt gesondeerd (zie Figuur 5-5) is de kans op het treffen van de zandgeul gelijk aan de geulbreedte gedeeld door de sondeerafstand indien de sondeerafstand groter is dan de geulbreedte. Als de sondeerafstand kleiner is dan de geulbreedte wordt de zandgeul altijd gevonden.



Figuur 5-5: Schets van sondeerstramien om een mogelijke zandgeul te detecteren

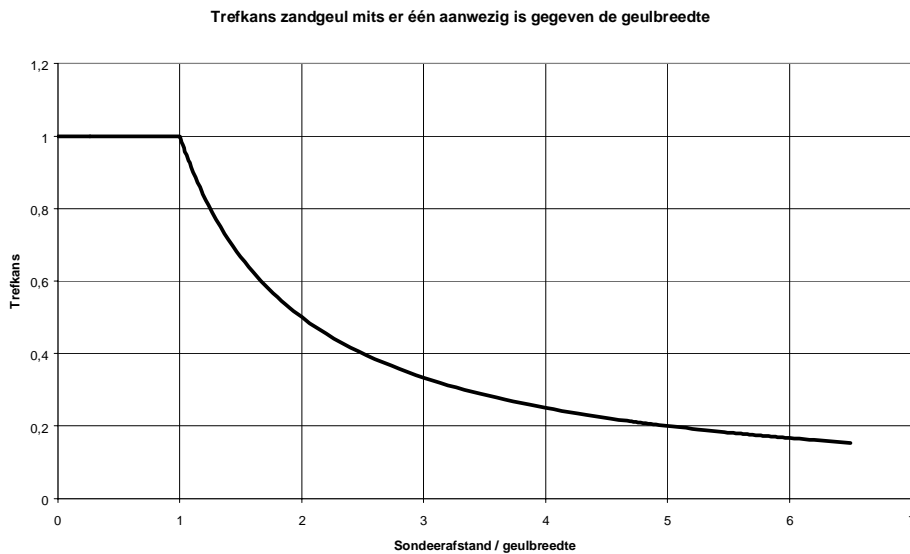
In een vergelijking kan deze ondergrensbenadering van de trefkans op een zandgeul mits zij aanwezig en de genormaliseerde geulbreedte gegeven is, als volgt worden gedefinieerd:

$$P_{treffen/(B/\bar{B})} = \frac{B/\bar{B}}{S_a/\bar{B}} \quad \text{mits} \quad S_a/\bar{B} \geq B/\bar{B}$$

$$P_{treffen(B/\bar{B})} = 1 \quad \text{mits} \quad S_a / \bar{B} \leq B / \bar{B} \quad (5-4)$$

waarin:

- B breedte van een zandgeul
- \bar{B} gemiddelde breedte van een zandgeul
- S_a sondeerafstand
- $P_{treffen(B/\bar{B})}$ kans op het treffen van een zandgeul mits er één aanwezig is gegeven de genormaliseerde geulbreedte.



Figuur 5-6: Trefkans van een zandgeul gegeven dat er één aanwezig is en haar breedte bekend is

In werkelijkheid is vooraf de breedte van een zandgeul niet bekend. Er kan hooguit een schatting van de gemiddelde breedte en de variatie hierin worden gemaakt op basis van gebiedskennis en historisch onderzoek. De kans op het aantreffen van een geul mits zij aanwezig is kan als volgt worden weergegeven:

$$P_{treffen|zand} = \int_{B=0}^{B=\infty} P_{treffen/(B/\bar{B})} \cdot f_B(B/\bar{B}) dB \quad (5-5)$$

Waarin:

- $P_{treffen|zand}$ trefkans op een zandgeul mits zij aanwezig is
- $f_B(B/\bar{B})$ kansdichtheidsfunctie van de genormaliseerde breedte van de zandgeul

5.3.3 Relatie tussen grondonderzoek en dijkversterkingsmaatregelen

5.3.3.1 Algemeen

Bij het ontwerp of toetsing van een waterkering worden bepaalde stabiliteiteisen gesteld. De belangrijkste eis hierbij is dat een faalmechanisme maar met een bepaalde maximale kans mag optreden. Als we als faalmechanisme piping beschouwen en als discontinuïteit het voorkomen van een zandgeul, kan de kans op het falen van de dijk als gevolg van piping als volgt worden weergegeven [Calle, 2001]. (zie paragraaf 4.3)

$$P_{piping|MHW} = (1 - P_{zand}) * P_{piping|(geenzand \cap MHW)} + P_{zand} * P_{piping|(zand \cap MHW)} \quad (5-6)$$

Waarin:

$P_{piping MHW}$	kans op piping tijdens MHW
P_{piping}	kans op piping
P_{zand}	kans op de aanwezigheid van een zandgeul in een dijktraject
$P_{piping (zand \cap MHW)}$	kans op piping tijdens MHW indien er een zandgeul aanwezig is
$P_{piping (geenzand \cap MHW)}$	kans op piping tijdens MHW indien er geen zandgeul aanwezig is

In het geval

$$P_{piping|(geenzand \cap MHW)} \leq P_{piping|MHW} \leq P_{piping|(zand \cap MHW)} \quad (5-7)$$

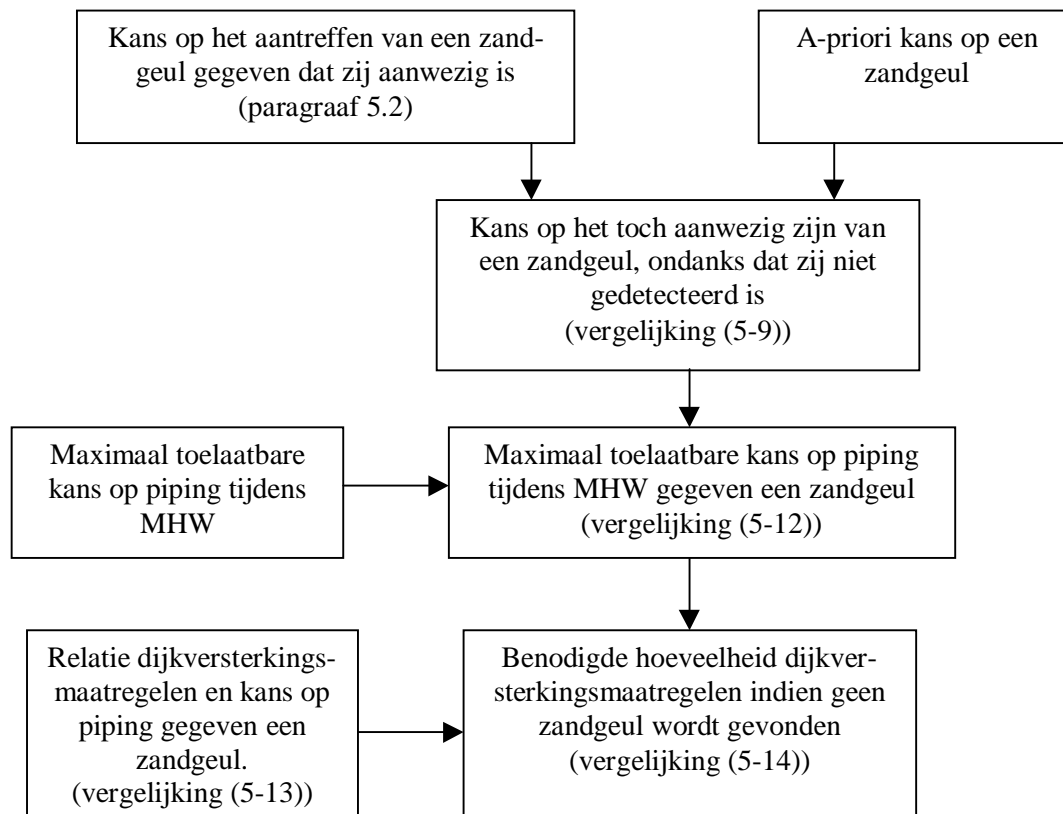
dus wanneer de kans op piping, bij aanwezigheid van een zandgeul, bepalend is voor het ontwerp of toetsing van de dijk kan voor de stabiliteits van de dijk worden geschreven [Calle, 2001]:

$$P_{piping|MHW} = P_{zand} * P_{piping|(zand \cap MHW)} \quad (5-8)$$

De kans op piping moet kleiner zijn dan een maximaal toelaatbare waarde. De kans op het voorkomen van een zandgeul is a-priori informatie oftewel zogenaamde zachte informatie. Het gevolg van een zandgeul op piping (hier uitgedrukt in de kans dat er piping optreedt onder de voorwaarde dat er een zandgeul aanwezig is) kan gegeven een bepaald ontwerp van tevoren ingeschat worden (zie paragraaf 4.3). Volgens vergelijking (5-8) kan in dit geval de kans op piping verkleind worden door additioneel grondonderzoek (invloed op P_{zand}) of door preventieve verbeteringsmaatregelen (invloed op $P_{piping|(zand \cap MHW)}$) te treffen. Het doel van het grondonderzoek is in dit geval nagaan of er een zandgeul aanwezig is. Bij het doen van dit onderzoek kunnen twee dingen zich voordoen:

1. Er wordt geen zandgeul gedetecteerd
2. Er worden één of meer zandgeulen gedetecteerd

5.3.3.2 Dijkversterkingsmaatregelen indien geen zandgeul wordt gevonden



Figuur 5-7: Gebruikte stroomschema voor het leggen van een relatie tussen grondonderzoek en de benodigde hoeveelheid dijkversterkingsmaatregelen indien geen zandgeul gevonden wordt

In het geval er bij het grondonderzoek geen zandgeul wordt getroffen bestaat er nog steeds een kans dat zij toch aanwezig is. Deze kans zal echter wel kleiner zijn dan vooraf was gesteld. Hoe groot deze kans nog is kan worden geschat met behulp van het theorema van Bayes. Deze kans is afhankelijk van de vooraf geschatte kans op een zandgeul, haar gemiddelde breedte, de verwachte spreiding hierin en van de sonderafstand [Calle, 2001].

$$P_{zand|g.z.g.ev.} = \frac{P_{g.z.g.ev.|zand} P_{zand}}{P_{g.z.g.ev.}} \quad (5-9)$$

waarin:

- $P_{zand | g.z.g.ev.}$ kans op de aanwezigheid van een zandgeul indien er geen zandgeul gevonden is
- $P_{g.z.g.ev. | zand}$ kans op het niet vinden van een zandgeul indien er wel één aanwezig is
- P_{zand} a-priori kans op een zandgeul
- $P_{g.z.g.ev.}$ kans dat er geen zandgeul wordt gevonden

$$P_{g.z.g.ev.|zand} = 1 - P_{treffen|zand} \quad (5-10)$$

$$P_{g.z.g.ev.} = P_{g.z.g.ev.|zand} P_{zand} + P_{g.z.g.ev.|geenzand} (1 - P_{zand}) \quad (5-11)$$

waarin:

- $P_{g.z.g.ev.|geenzand}$ kans op het niet detecteren van een zandgeul indien er ook geen aanwezig is. Dit is natuurlijk altijd het geval, en deze kans is dan ook gelijk aan 1.

Uitgaande van de zachte informatie over de kans op een zandgeul en de verwachte spreiding in de breedte hiervan, kan de kans op het toch aanwezig zijn van een zandgeul worden geschat als functie van de sondeerafstand genormaliseerd naar de gemiddelde geulbreedte.

Afhankelijk van de sondeerafstand bestaat er nog een bepaalde kans dat er toch een zandgeul aanwezig is. Aan de hand van vergelijking (5-8) kan dan worden bepaald wat de maximale kans mag zijn op piping gegeven MHW indien er een zandgeul aanwezig is.

$$P_{f(piping)|(zand \cap MHW)} < P_{f(piping)|MHW} / P_{zand|g.z.gev.} \quad (5-12)$$

Waarin:

$P_{f(piping) | MHW}$ maximaal toelaatbare kans op piping gegeven MHW

$P_{f(piping) | (zand \cap MHW)}$ maximaal toelaatbare kans op piping gegeven MHW en een zandgeul

Er zal ook een één of ander verband bestaan tussen de hoeveelheid verbeteringsmaatregelen en de kans op falen van de dijk indien er een zandgeul aanwezig is. Per meter breedte (efficiënte) dijkversterking zal deze kans afnemen afhankelijk van het gebied en de waterkering zelf. Per project zal het verband tussen verbeteringsmaatregelen en de kans op falen verschillend zijn.

Eén van de mogelijkheden om de kans op het faalmechanisme piping te verkleinen is het aanleggen van een pipingberm. Hoe breder deze berm is, hoe kleiner de kans op piping zal zijn. Indien er helemaal geen berm wordt aangelegd zal er een bepaalde kans op piping zijn. Dit wordt hier met de initiële faalkans aangeduid. Bij een bepaalde bermbreedte zal de kans op piping met een factor 10 zijn afgenomen. Hier wordt ter vereenvoudiging verondersteld dat deze breedte onafhankelijk is van de totale bermbreedte. Deze veronderstelling is gebaseerd op gegevens in [Calle, 2001] (zie voorbeeld in paragraaf 5.5.). Hiervan uitgaande kan de kans op piping als volgt worden geschreven.

$$P_{piping|(zand \cap MHW)} = P_0 \cdot 10^{\frac{-B_{dv}}{B_{dv10}}} \quad (5-13)$$

Waarin:

P_0 kans op piping indien een zandgeul aanwezig is, zonder dijkversterkingsmaatregelen (initiële faalkans)

B_{dv} breedte van de dijkversterkingsmaatregelen

B_{dv10} benodigd aantal meters breedte dijkversterking om de kans op piping met een factor 10 te verkleinen

Indien bij het grondonderzoek geen zandgeul gevonden wordt, kan het minimaal aantal benodigde meters breedte dijkversterking gevonden worden door $P_{piping | (zand \cap MHW)}$ en $P_{f(piping) | (zand \cap MHW)}$ aan elkaar gelijk te stellen.

$$B_{dvben|g.z.gev.} = B_{dv10} \log \left(\frac{P_{zand|g.z.gev.} \cdot P_0}{P_{f(piping)|MHW}} \right)$$

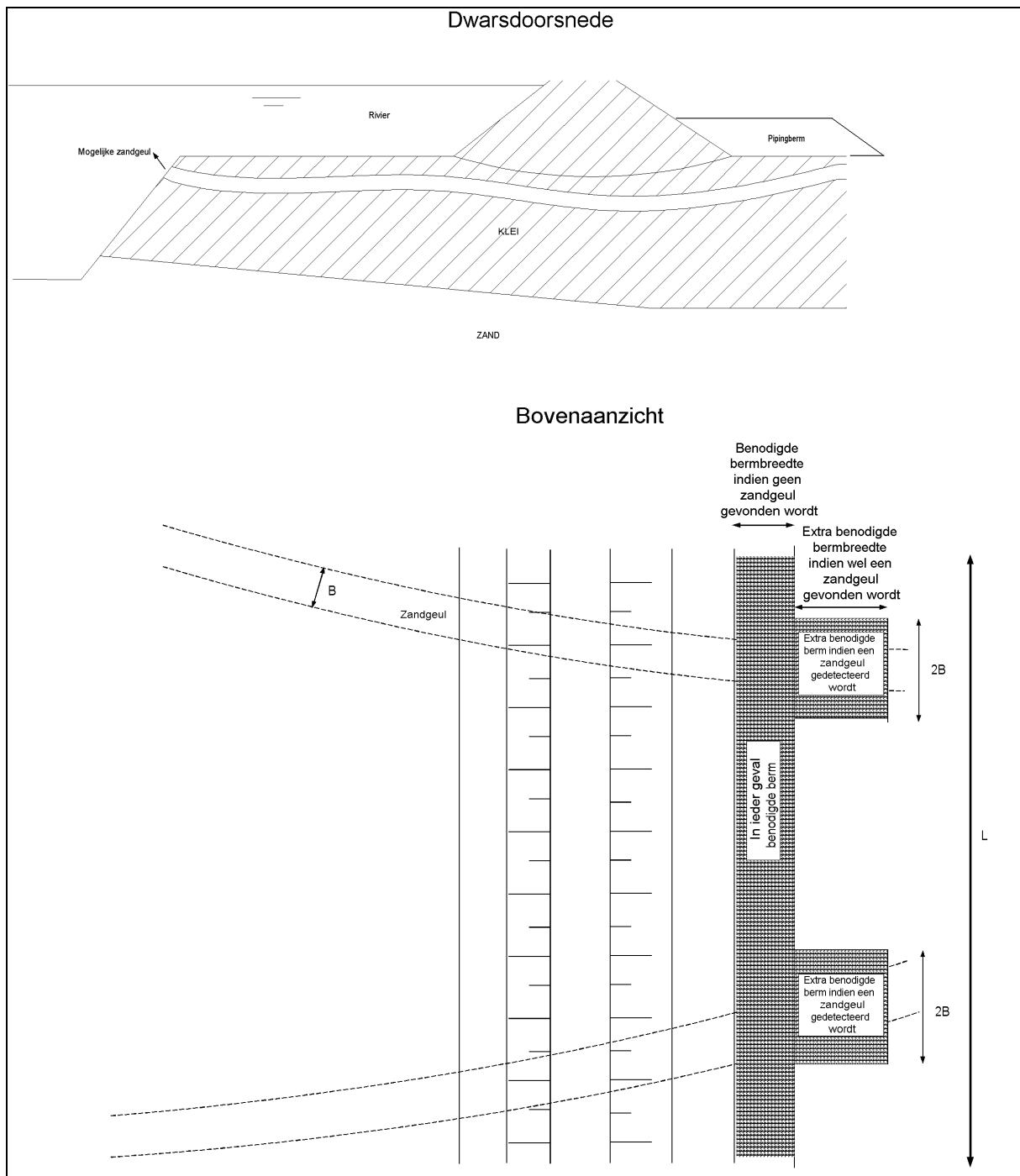
mits $P_{zand|g.z.gev.} \cdot P_0 \geq P_{f(piping)|MHW}$

$$B_{dvben|g.z.gev.} = 0$$

mits $P_{zand|g.z.gev.} \cdot P_0 \leq P_{f(piping)|MHW}$ (5-14)

waarin:

$B_{dvben|g.z.gev.}$ benodigd aantal meters dijkversterking indien geen zandgeul wordt gevonden (zie Figuur 5-8)



Figuur 5-8: Schematische voorstelling van de benodigde hoeveelheid dijkversterkingsmaatregelen

5.3.3.3 Dijkversterkingsmaatregelen indien wel een zandgeul wordt gevonden

Op die plaatsen waar wel een zandgeul gevonden wordt geldt:

$$P_{zand} = 1 \quad (5-15)$$

In dit geval kan de toelaatbare kans op piping gegeven een zandgeul volgens vergelijking (5-8) als volgt worden weergegeven:

$$P_{f(piping)(zand \cap MHW)} = P_{f(piping)MHW} \quad (5-16)$$

Indien bovenstaande relatie gelijk wordt gesteld aan $P_{\text{piping|zand}}$ zoals weergegeven in vergelijking (5-13) kan het benodigd aantal meters dijkversterking geschat worden op die plaatsen waar wel een zandgeul gevonden wordt.

$$B_{\text{dvben / w.z.gev.}} = B_{\text{dv10}} \cdot \log \left(\frac{P_0}{P_{f(\text{piping})\text{MHW}}} \right) \quad (5-17)$$

waarin:

$B_{\text{dvben|w.z.gev.}}$ benodigd aantal meters breedte dijkversterking op die plaatsen waar wel een zandgeul wordt gevonden (zie Figuur 5-8).

5.3.4 Kosten van grondonderzoek en dijkversterkingsmaatregelen

5.3.4.1 Grondonderzoekskosten

De kosten voor het grondonderzoek bestaan uit vaste en variabele kosten. Onder het vaste gedeelte worden de eenmalige kosten verstaan die nodig zijn om het grondonderzoek te starten. De variabele kosten zijn de kosten afhankelijk van de sondeerintensiteit die hier wordt weergegeven als de gemiddelde geulbreedte gedeeld door de sondeerafstand.

$$S_{\text{tot}} = S_{\text{var}} + S_0 = s \cdot S_k + S_0 \quad (5-18)$$

$$s = \frac{\bar{B}}{S_a} \cdot \frac{L}{\bar{B}} \quad (5-19)$$

waarin:

S_{tot} totale grondonderzoekskosten
 S_0 vaste grondonderzoekskosten
 S_k grondonderzoekskosten per sondering
 s aantal sonderingen in de beschouwde dijksectie
 \bar{B} gemiddelde geulbreedte
 S_a sondeerafstand
 L lengte van de beschouwde dijksectie

5.3.4.2 Kosten voor dijkversterkingsmaatregelen

Kosten voor dijkversterkingsmaatregelen indien geen zandgeul gevonden wordt

De benodigde dijkversterkingsmaatregelen indien geen zandgeul wordt gevonden, moeten worden getroffen over de gehele dijksectie (zie Figuur 5-8). De kosten hiervoor bestaan ook uit een vast en variabel gedeelte. De variabele kosten zijn hierbij afhankelijk van de benodigde hoeveelheid dijkversterkingsmaatregelen.

$$V_{\text{tot / g.z.gev.}} = V_{\text{var / g.z.gev.}} + V_0 = B_{\text{dvben|g.z.gev.}} \cdot G_k \cdot L + V_0 \quad (5-20)$$

waarin:

$V_{\text{tot / g.z.gev.}}$ totale dijkversterkingskosten indien geen zandgeul wordt gevonden
 $V_{\text{var / g.z.gev.}}$ variabele dijkversterkingskosten indien geen zandgeul wordt gevonden
 V_0 vaste dijkversterkingskosten
 G_k dijkversterkingskosten per vierkante meter

Kosten voor dijkversterkingsmaatregelen indien wel een zandgeul wordt gevonden

Op die plaatsen waar met grondonderzoek een zandgeul wordt ontdekt, is de enige mogelijkheid nog het toepassen van verbeteringsmaatregelen. De benodigde versterkingsmaatregelen hoeven alleen te worden getroffen daar waar de zandgeul aanwezig is, over ongeveer twee maal de geulbreedte. De relatie is dan als volgt te schrijven:

$$V_{tot/w.z.gev.} = V_{var/w.z.gev.} + V_0 = B_{dvben/w.z.gev.} \cdot G_k \cdot 2 \cdot \bar{B} + V_0 \quad (5-21)$$

waarin:

- $V_{tot/w.z.gev.}$ totale dijkversterkingskosten op die plaatsen waar een zandgeul wordt gevonden
 $V_{var/w.z.gev.}$ variabele dijkversterkingskosten op die plaatsen waar een zandgeul wordt gevonden

De extra kosten op de plaatsen waar een zandgeul wordt gevonden ten opzichte van de plaatsen waar geen zandgeul gevonden wordt, komen voort uit een groter benodigd aantal meters dijkversterking. Daarnaast zijn er nog extra grondonderzoekskosten nodig om de precieze omvang en locatie van de zandgeul te detecteren. Deze kosten worden hier gemakshalve verwaarloosd.

$$V_{var\ extra/w.z.gev.} = (B_{dvben/w.z.gev.} - B_{dvben/g.z.gev.}) \cdot G_k \cdot 2 \cdot \bar{B} \quad (5-22)$$

waarin:

- $V_{var\ extra/w.z.gev.}$ extra variabele dijkversterkingskosten op die plaatsen waar een zandgeul wordt gevonden

5.3.4.3 Totaal verwachte kosten

De totaal verwachte kosten zijn gelijk aan de kosten indien er geen zandgeul gevonden wordt, vermeerderd met de extra kosten voor elke zandgeul die gevonden wordt maal de kans daarop.

$$K_{tot} = S_{tot} + V_0 + V_{var/g.z.gev.} + \sum_{i=1}^{i=n} V_{var\ extra/w.z.gev.} \cdot (P_{w.z.gev.})^i \quad (5-23)$$

waarin:

- K_{tot} totale kosten
 S_{tot} totale grondonderzoekskosten
 V_0 vaste dijkversterkingskosten
 $V_{var/g.z.gev.}$ variabele dijkversterkingskosten indien geen zandgeul wordt gevonden
 $V_{var\ extra/w.z.gev.}$ extra variabele dijkversterkingskosten op die plaatsen waar een zandgeul wordt gevonden
 $P_{w.z.gev.}$ kans dat er een zandgeul wordt gevonden
 n aantal zandgeulen dat mogelijk gevonden kan worden

$$P_{w.z.gev.} = 1 - P_{g.z.gev.} = P_{zand} - P_{g.z.gev./zand} \cdot P_{zand} \quad (5-24)$$

Al deze termen zijn een functie van de sondeerafstand. In de volgende paragraaf staat een beschrijving van een model wat dat tot doel heeft de optimale sondeerafstand te vinden. Onder optimale sondeerafstand wordt die afstand verstaan, waarbij de verwachte totaal kosten minimaal zijn.

5.4 Beschrijving numerieke uitwerking model: grondonderzoek of dijkversterkingsmaatregelen

Het doel van het model is het vinden van een optimum in de kosten die nodig zijn om er voldoende zeker van te zijn dat het faalmechanisme piping niet optreedt gedurende maatgevend hoogwater. Als kosten worden de dijkversterkingskosten en grondonderzoekskosten beschouwd. De kosten worden als functie van de sondeerafstand in het model meegenomen. De sondeerafstand waarbij het kostenminimum wordt gevonden wordt de optimale sondeerafstand genoemd. De optimale sondeerafstand zal afhankelijk zijn van de gebiedsgesteldheid, de waterkering, de veiligheidsnorm, eenheidskosten en vaste kosten. Deze afhankelijkheden worden in de volgende vorm in het model ingevoerd:

- ◆ Gebiedsgesteldheid:
 - P_{zand} a-priori kans op een zandgeul
 - \bar{B} verwachte breedte van deze zandgeul
 - V verwachte spreiding van de breedte, hier aangeduid met de variatiecoëfficiënt
 - L lengte van de beschouwde dijkstrekking
- ◆ Gesteldheid van de waterkering
 - P_0 kans op piping zonder dijkversterkingsmaatregelen indien een zandgeul aanwezig is (initiële faalkans)
 - B_{dv10} benodigd aantal meters breedte dijkversterking om de kans op piping met een factor 10 te verkleinen
- ◆ Veiligheidsnorm
 - $P_{f(piping)MHW}$ maximaal toelaatbare kans op piping gegeven MHW
- ◆ Eenheids- en vaste kosten
 - S_0 vaste kosten voor grondonderzoek
 - S_k kosten per sondering
 - V_0 vaste kosten voor het treffen van verbeteringsmaatregelen
 - G_k kosten dijkversterking per vierkante meter

Het model rekent met deze gegevens aan de hand van de theorie in de vorige paragraaf de kosten voor het grondonderzoek en voor de verbeteringsmaatregelen als functie van de sondeerafstand genormaliseerd naar de gemiddelde geulbreedte uit. Waarbij de totaal verwachte kosten als volgt worden gedefinieerd:

$$K_{tot} = S_{tot} + V_0 + K_1 + K_2 \quad (5-25)$$

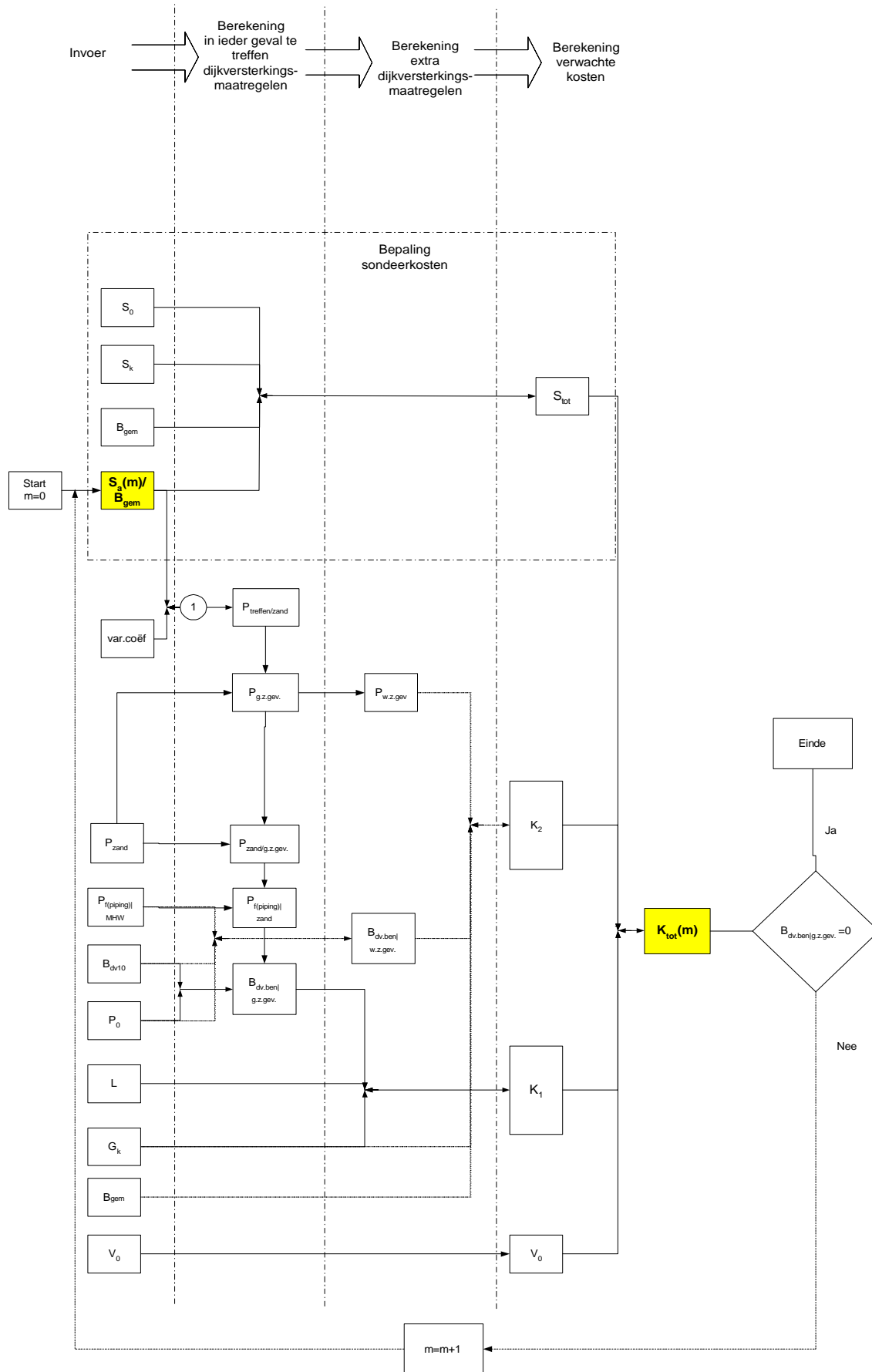
waarin:

$K_1 = V_{var|g.z.gev.}$ variabele dijkversterkingskosten voor in ieder geval benodigde pipingberm

$K_2 = \sum_{i=1}^{i=n} V_{var\ extra|w.z.gev.} \cdot (P_{w.z.gev.})^i$ variabele dijkversterkingskosten voor extra benodigde pipingberm daar waar een zandgeul wordt gedetecteerd

Voor het uitrekenen van deze kosten worden de volgende stappen ondernomen, zie Figuur 5-9:

1. Afhankelijk van de “sondeerafstand genormaliseerd naar de gemiddelde geulbreedte” en de variatiecoëfficiënt wordt de trefkans van een zandgeul berekend indien deze aanwezig zou zijn. Dit gebeurt door numerieke uitwerking van vergelijking (5-5) door middel van de Runge-Kutta methode [Boyce & Diprima, 1992] (zie Figuur 5-10)



Figuur 5-9: Stroomschema van het model

Voor de numerieke uitwerking is de volgende procedure gevolgd:

$$P\left(v, \frac{S_a}{\bar{B}}\right)_{\text{treffen/zand}} = \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{k_{n1} \cdot 4k_{n2} \cdot k_{n3}}{6} \cdot h \quad (5-26)$$

waarin:

$$k_{n1} = P_{\text{treffen}/(B_n/\bar{B})}(B_n/\bar{B}) \cdot f_{B_n}(B_n/\bar{B}) \quad (5-27)$$

$$k_{n2} = P_{\text{treffen}/(B_n/\bar{B}+0,5h)}(B_n/\bar{B}+0,5h) \cdot f_{B_n}(B_n/\bar{B}+0,5h) \quad (5-28)$$

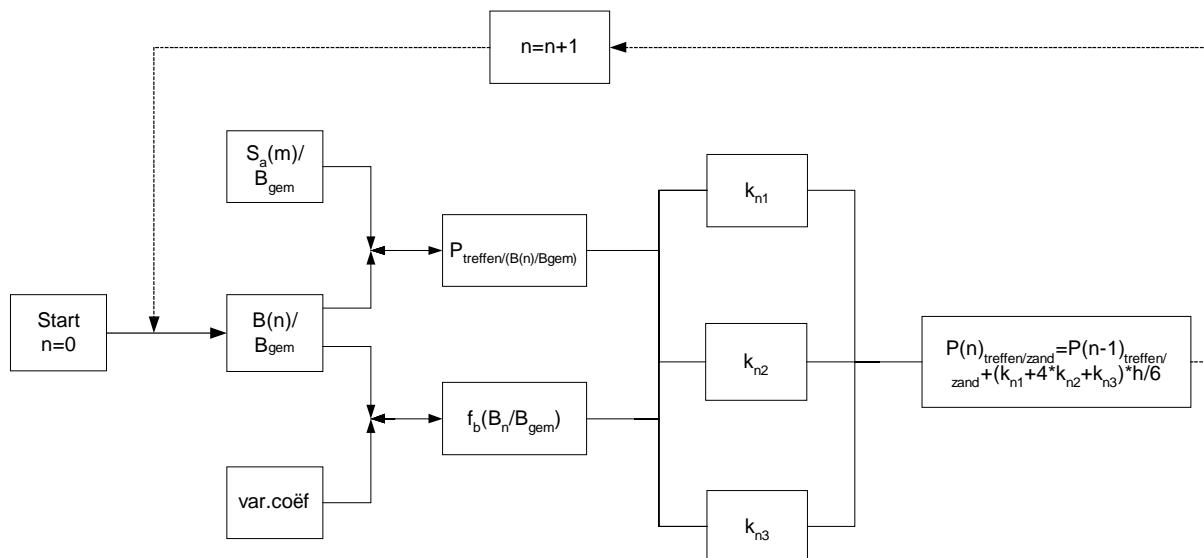
$$k_{n3} = P_{\text{treffen}/(B_{n+1}/\bar{B})}(B_{n+1}/\bar{B}) \cdot f_{B_n}(B_{n+1}/\bar{B}) \quad (5-29)$$

$$B_{n+1}/\bar{B} = B_n/\bar{B} + h \quad (5-30)$$

$$P_{\text{treffen}/(B/\bar{B})} = \frac{B/\bar{B}}{S_a/\bar{B}} \quad \text{mits} \quad S_a/\bar{B} \geq B/\bar{B}$$

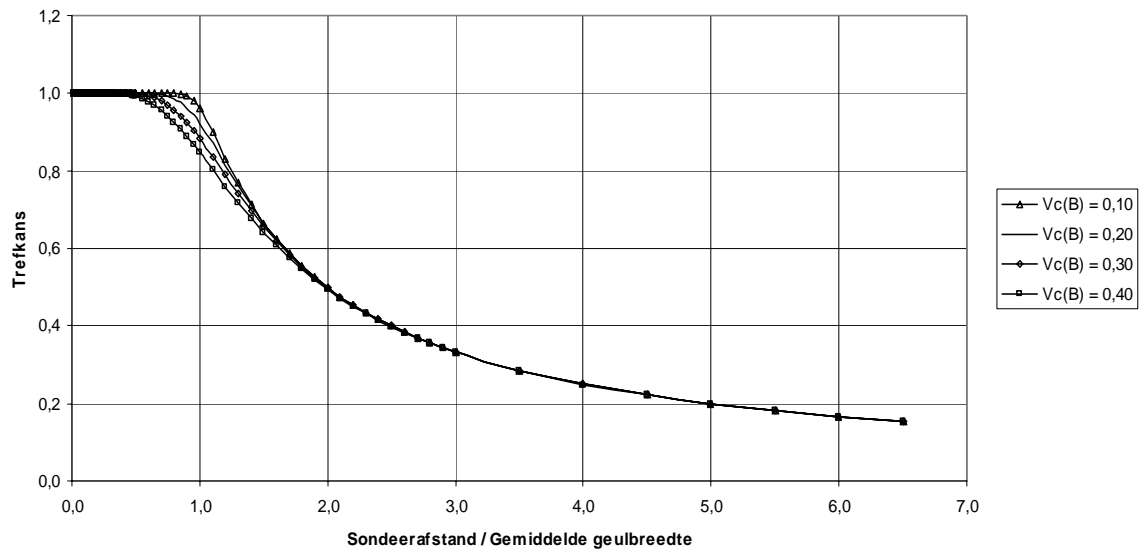
$$P_{\text{treffen}/(B/\bar{B})} = 1 \quad \text{mits} \quad S_a/\bar{B} \leq B/\bar{B} \quad (5-31)$$

$f_B(B/\bar{B})$ Kansdichtheidsfunctie, welke lognormaal verdeeld wordt verondersteld.



Figuur 5-10: Processtap 1 van het model

Trefkans zandbaan bij sonderingen volgens vast stramien



Figuur 5-11: Trefkans van een zandgeul gegeven dat er één aanwezig is

2. Bij deze genormaliseerde sondeerafstand worden de totale grondonderzoekskosten berekend, afhankelijk van de verwachte geulbreedte, de kosten per sondering en de vaste sondeerkosten. (zie vergelijking (5-18))
3. Aan de hand van de in stap 1 berekende trefkans en de invoervariabelen (P_{zand} , P_0 , $P_{f(piping)MHW}$, B_{dv10} , L en G_k) worden de “Variabele dijkversterkingskosten voor in ieder geval benodigde pipingberm (K_1)” berekend.
4. De “variabele dijkversterkingskosten voor extra benodigde pipingberm daar waar een zandgeul wordt gedetecteerd (K_2)” worden berekend aan de hand van de invoervariabelen (P_0 , $P_{f(piping)MHW}$, B_{dv10} en G_k) en “de kans dat er een zandgeul gevonden wordt”.
5. Alle kostenposten zijn nu bekend, waardoor de totaalkosten bij de betreffende sondeerafstand kunnen worden berekend.
6. De volgende stap is dan nagaan of bij de betreffende sondeerafstand de kans op een zandgeul indien er geen zandgeul gevonden is, voldoende klein is om het treffen van verbeteringsmaatregelen na te laten. Als dit het geval is, kan de simulatie gestopt worden. Indien dit niet het geval is kunnen de kosten bij de volgende sondeerafstand worden bepaald.

7. Voor het vinden van het kostenminimum worden drie verschillende gevallen onderscheiden, zie Figuur 5-4

1. *Er worden dijkversterkingsmaatregelen getroffen zonder additioneel grondonderzoek.*

In dit geval wordt er geen grondonderzoek uitgevoerd. Dit houdt in dat er dus ook geen zandgeul gevonden zal worden waardoor naast de sondeerkosten ook de kostenpost K_2 zal verdwijnen. De totaal kosten zijn in dit geval als volgt te schrijven

$$K_{tot|1} = V_0 + V_{var/g.z.gev} \quad (5-32)$$

Waarin:

$K_{tot|1}$ totale kosten in punt 1 van Figuur 5-4

2. *Er wordt voldoende grondonderzoek verricht om niet gevonden zandgeulen uit te kunnen sluiten.*

Dit is het geval wanneer er zoveel grondonderzoek is verricht, dat op plaatsen waar geen zandgeul gevonden is geen verbeteringsmaatregelen nodig zijn. Er hoeven alleen verbeteringsmaatregelen te worden getroffen op plaatsen waar wel een zandgeul is gevonden. Hierdoor vervalt de kostenpost K_1 . De vaste kosten voor verbeteringswerkzaamheden hoeven alleen betaald te worden indien er een zandgeul wordt gevonden. De verwachte kosten zijn in dit geval als volgt te schrijven:

$$K_{tot|2} = S_{tot} + V_0 \cdot P_{w.z.gev} + K_2 \quad (5-33)$$

Waarin:

$K_{tot|2}$ totale kosten in punt 2 van Figuur 5-4

Deze optie is van toepassing als in de gebieden waar geen zandgeul gevonden is, geen dijkversterkingsmaatregelen meer nodig zijn. Volgens vergelijking (5-14) moet dan aan de volgende voorwaarde voldaan zijn:

$$P_{zand|g.z.gev} \cdot P_0 \leq P_{f(piping)MHW} \quad (5-34)$$

Deze relatie bepaalt in dit geval ook de benodigde sondeerafstand en daarmee de sondeerkosten.

3. *Combinatie van grondonderzoek en dijkversterkingsmaatregelen.*

In dit geval moeten alle kostenposten van vergelijking (5-25) worden meegenomen. Het kostenminimum kan worden gevonden door de afgeleide van deze kosten naar sondeerkosten gelijk aan nul te stellen.

$$K_{tot|3} = \min(S_{tot} + V_0 + K_1 + K_2) \quad (5-35)$$

Het absolute kostenminimum kan worden gevonden door de laagste kosten van bovengenoemde drie mogelijkheden te bepalen.

5.5 Voorbeeld: pipingberm of additioneel grondonderzoek?

Er wordt hier verder gegaan met het voorbeeld uit paragraaf 4.3.5, Figuur 4-11. Eén van de eisen is dat tijdens MHW er maar een kans van 10^{-6} op het voorkomen van piping mag bestaan.

Volgens de theorie van Bligh treedt er piping op als het verval over de dijk groter is dan het kritieke verval. Waarbij het kritieke verval als volgt wordt gedefinieerd [TAW, 2001]:

$$\Delta H_{sterkte} = \frac{L}{C_{creep}} \quad (5-36)$$

waarin:

$\Delta H_{sterkte}$	kritieke verval [m]
L	kwellingte (lijn van intrepunt tot uitrepunt) [m]
C_{creep}	materiaalconstante

De kwellingte is afhankelijk van de ligging van het in- en uitrepunt. Indien de afdekkende laag niet opbarst zal het uitrepunt ergens voldoende ver verwijderd van de dijk afliggen, waardoor het niet van belang is voor de stabiliteit van de dijk.

Indien sprake is van een afdekkend pakket op de watervoerende zandlaag zal piping alleen kunnen optreden als eerst deze deklaag opbarst als gevolg van een te hoge waterdruk tegen de onderzijde. Bij het berekenen van de faalkans m.b.t. piping is dus sprake van een voorwaardelijke faalkans (kans op piping gegeven opbarsten).

De kans op piping gegeven hoogwater is als volgt:

$$P_{piping|MHW} = P_{piping|opbarsten} * P_{opbarsten|MHW} \quad (5-37)$$

waarin:

$P_{piping MHW}$	kans op piping tijdens MHW
$P_{piping opbarsten}$	kans op piping gegeven opbarsten
$P_{opbarsten MHW}$	kans op opbarsten tijdens MHW

In dit voorbeeld geldt (zie paragraaf 4.3.5. vergelijking (4-7)):

$$P_{opbarsten|MHW} = P_{zand} \quad (5-38)$$

Waardoor vergelijking (5-37) als volgt geschreven kan worden:

$$P_{piping|MHW} = P_{piping | (zand \cap MHW)} \cdot P_{zand} \quad (5-39)$$

waarin:

P_{zand}	kans op een zandgeul
$P_{piping (zand \cap MHW)}$	kans op piping tijdens MHW gegeven een zandgeul

De kans op piping gegeven een zandgeul kan gevonden worden via de volgende betrouwbaarheidsfunctie:

$$Z = \frac{L}{C_{creep}} - \Delta H \quad (5-40)$$

De parameters in deze vergelijking hebben in het voorbeeld de volgende eigenschappen:

Variabele	Omschrijving	Verdeling	Gemiddelde	St. afwijking
C_{creep}	materiaalconstante	Normaal	14	2
L	kwelengte	Deterministisch	60 m	-
ΔH	verval	Deterministisch	4 m	-

Tabel 5-1: Parameters voor het bepalen van de weerstand tegen piping indien er een zandgeul aanwezig is

Aangezien in dit voorbeeld de materiaalconstante de enige niet deterministische variabele is kan de kans op piping eenvoudig worden uitgerekend volgens:

$$P_{piping(zand \cap MHW)} = 1 - \Phi_n \left(\frac{C_{kritiek} - \mu_c}{\sigma_c} \right) \quad (5-41)$$

met:

$$C_{kritiek} = \frac{L}{\Delta H} \quad (5-42)$$

waarin:

- Φ_n kansverdelingsfunctie van de normale verdeling
- $C_{kritiek}$ kritieke waarde van de materiaalfactor C_{creep} (Als C_{creep} hoger is dan de kritieke waarde treedt er theoretisch piping op).
- μ_c gemiddelde waarde van C_{creep}
- σ_c standaardafwijking van C_{creep}

In dit geval is $C_{kritiek}$ gelijk aan 15. De kans dat deze waarde overschreden wordt is gelijk aan 0,3. De kans op piping is gelijk aan (zie vergelijking (5-39))

$$P_{piping/MHW} = 0,3 * 0,1 = 0,03$$

Deze kans is veel groter dan de gegeven eis van 10^{-6} .

Om deze kans te verkleinen kunnen er twee dingen gedaan worden namelijk

1. Additioneel grondonderzoek
2. Het treffen van preventieve dijkversterkingsmaatregelen

Uit historisch onderzoek en gebiedskennis blijkt dat zandgeulen gemiddeld een breedte van 75 meter hebben met een vrij grote variatie. Er wordt verondersteld dat de genormaliseerde breedte lognormaal verdeeld is. De kans op het toch aanwezig zijn van een zandgeul indien er geen gevonden is, is berekend aan de hand van vergelijking (5-9). De waarden staan weergegeven in Tabel 5-2.

Tabel 5-2: Kans op een zandgeul indien er met grondonderzoek geen gevonden wordt

Kans op een zandgeul indien er geen gevonden wordt			
P _{zand}	0,1		
gemiddelde geulbreedte	75 m		
Sondeer afstand	Variatiecoëfficiënt		
[m]	0,2	0,3	0,4
20	1,7E-11	5,3E-08	7,3E-06
40	1,1E-05	3,4E-04	1,5E-03
60	1,6E-03	4,7E-03	8,3E-03
80	1,4E-02	1,8E-02	2,1E-02
100	2,6E-02	2,8E-02	3,0E-02
125	4,4E-02	4,4E-02	4,5E-02
150	5,3E-02	5,3E-02	5,3E-02

Om er voor te zorgen dat tijdens MHW de kans op piping kleiner wordt, kan er bijvoorbeeld een pipingberm worden aangelegd. Dit wordt gedaan om de kwelengte te vergroten.

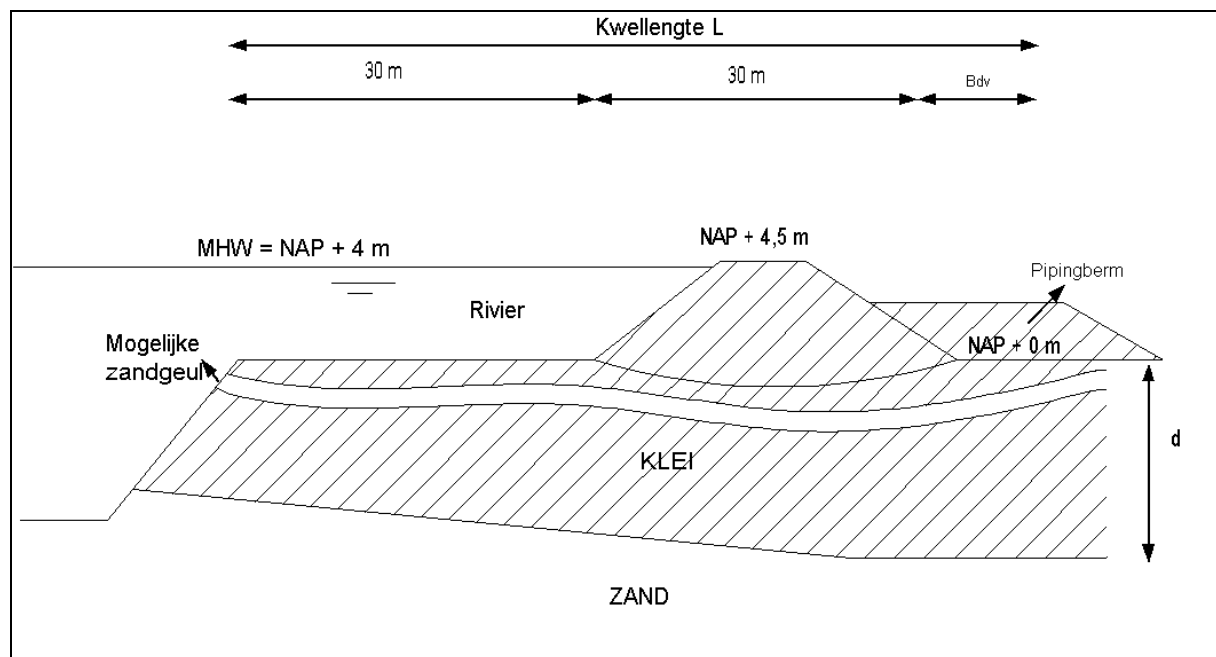
Er wordt voor het gemak vanuit gegaan dat als er piping optreedt, dit zal optreden bij de binnenteen van de berm. De kwallengte wordt door de aanleg van berm gelijk aan 60 meter plus de breedte van de berm (zie Figuur 5-12). Aan de hand van vergelijking (5-41) kan de kans op piping gegeven een zandgeul voor verschillende bermbreedtes worden berekend. (zie Tabel 5-3).

Bermbreedte B [m]	Kans op piping gegeven een zandgeul $P_{\text{piping zand}}$
0	0,3
6	10^{-1}
12	$2 \cdot 10^{-2}$
18	$3 \cdot 10^{-3}$
24	$2 \cdot 10^{-4}$
30	$1 \cdot 10^{-5}$
35	$< 1 \cdot 10^{-6}$

Tabel 5-3: Kans op piping gegeven een zandgeul afhankelijk van de bermbreedte

Daarnaast zijn de volgende gegevens van kracht:

- Lengte dijksectie 1.000 m
- Kosten handboring (10 m diep) € 350,-
- Kosten per sondering € 200,-
- Vaste grondonderzoekskosten € 600,-
- Kosten pipingberm per vierkante meter € 5,-/m²
- Vaste kosten voor het aanleggen van een pipingberm € 10.000,-



Figuur 5-12: Dwarsdoorsnede van de rivierdijk en pipingberm

De totale kosten bestaan uit de kosten voor het aanleggen van de pipingberm en de kosten voor het grondonderzoek. Waarbij de kosten voor het aanleggen van de pipingberm kunnen worden onderverdeeld in twee gedeelten. Het ene gedeelte bestaat uit de benodigde kosten indien geen zandgeul gevonden wordt. Het andere gedeelte bestaat uit de extra kosten die moeten worden gemaakt voor elke zandgeul die wordt gedetecteerd.

De benodigde pipingberm indien geen zandgeul wordt gevonden, wordt berekend als functie van het aantal sonderingen. Afhankelijk van de sondeerafstand kan de maximale kans op piping gegeven een zandgeul worden bepaald en daarmee de benodigde bermbreedte en kosten, zie vergelijking (5-12).

$$P_{f(\text{piping}) | (z_{\text{and}} \cap \text{MHW})} < 10^{-6} / P_{z_{\text{and}} | \text{g.z. gev.}}$$

(5-43)

Tabel 5-4: Kosten voor een pipingberm per kilometer dijkvaklengte indien geen zandgeul gedetecteerd wordt

Kosten voor aanleg van een pipingberm per kilometer dijkvaklengte indien er geen zandgeul wordt gevonden							
A-priori informatie:							
Pzand		0,1		Kosten pipingberm			
gemiddelde geulbreedte		75 m		per vierkante meter		5 euro	
variatiecoëfficiënt geulbreedte		0,4		Vaste kosten voor dijkversterking		10.000 euro	
Sondeerafstand	$P_{z_{\text{and}} \text{g.z. gev.}}$	$P_{f(\text{piping}) z_{\text{and}}}$	Benodigde bermbreedte	Vaste kosten	Variabele kosten	Totale kosten	
[m]			[m]	[euro]	[euro]	[euro]	[euro]
15	5,0E-07	1,0E+00	0	0	-	-	-
20	7,3E-06	1,4E-01	5	10.000	23.617	33.617	
40	1,5E-03	6,7E-04	22	10.000	108.371	118.371	
60	8,3E-03	1,2E-04	25	10.000	126.870	136.870	
80	2,1E-02	4,7E-05	27	10.000	136.276	146.276	
100	3,0E-02	3,3E-05	28	10.000	139.629	149.629	
125	4,5E-02	2,2E-05	29	10.000	143.354	153.354	
150	5,3E-02	1,9E-05	29	10.000	144.844	154.844	
geen grondonderzoek	0,1	1,0E-05	30	10.000	150.618	160.618	

Op de plaatsen waar een zandgeul wordt gedetecteerd, is een pipingberm van 35 meter nodig om aan de gestelde eisen te voldoen. Verwacht wordt dat deze berm over een lengte van twee maal de gemiddelde geulbreedte moet worden aangelegd. Dit komt overeen met een lengte van 150 meter. De verwachte extra kosten zijn weergegeven in Tabel 5-5 als functie van de sondeerafstand.

Om voldoende op de resultaten van het grondonderzoek te kunnen vertrouwen, wordt om de drie sonderingen een handboring gemaakt. De kosten per sondering zijn 200 euro en die voor een handboring 350 euro. De gemiddelde grondonderzoekskosten per sondering zijn dan gelijk aan $(3 * \text{€}200 + \text{€}350) / 3 = \text{€}300$. In Tabel 5-6 zijn de totaal verwachte kosten weergegeven als functie van het aantal sonderingen.

In dit voorbeeld worden de minimale kosten gevonden bij een sondeerafstand van 15 meter. Over een dijkvaklengte van 1.000 meter komt dit overeen met 66 sonderingen. De gemiddelde afname van de variabele dijkversterkingskosten per sondering voor een pipingberm zijn in dit geval gelijk aan $150.000 \text{ euro} / 66 \text{ sonderingen} = 2.300 \text{ euro}$. Ten opzichte van 300 euro grondonderzoekskosten per sondering.

Extra verwachte kosten voor de aanleg van een pipingberm op plaatsen waar een zandgeul wordt gedetecteerd						
A-priori informatie:				Verwachte berm lengte 150 meter		
Pzand 0,1				Kosten pipingberm		
gemiddelde geulbreedte 75 m				per vierkante meter 5 euro		
variatiecoëfficiënt van de geulbreedte 0,4				Vaste kosten voor dijkversterking 10.000 euro		
Sondeerafstand [m]	Extra benodigde berm breedte [m]	Extra vaste kosten [euro]	Extra variabele kosten [euro]	Extra totaal kosten [euro]	Kans op het detecteren van een zandgeul	Verwachte extra kosten [euro]
15	35	□ 10.000	□ 26.250	□ 36.250	1,0E-01	□ 3.625
20	30	□ -	□ 22.707	□ 22.707	1,0E-01	□ 2.271
40	13	□ -	□ 9.994	□ 9.994	9,8E-02	□ 979
60	10	□ -	□ 7.220	□ 7.220	9,3E-02	□ 671
80	8	□ -	□ 5.809	□ 5.809	8,0E-02	□ 465
100	7	□ -	□ 5.306	□ 5.306	7,8E-02	□ 414
125	6	□ -	□ 4.747	□ 4.747	5,8E-02	□ 275
150	6	□ -	□ 4.523	□ 4.523	5,0E-02	□ 226
geen grondonderzoek	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.

Tabel 5-5: Extra verwachte kosten voor een pipingberm op plaatsen waar een zandgeul aanwezig is

Totaal verwachte kosten voor de aanleg van een pipingberm en bijbehorende grondonderzoekskosten per kilometer dijkvak lengte					
A-priori informatie:			Vaste sondeerkosten 600 euro		
Pzand 0,1			Kosten per sondering 300 euro/sondering		
gemiddelde geulbreedte 75 m			Var. kosten pipingberm 5 euro/m ²		
variatiecoëfficiënt van de geulbreedte 0,4			Vaste kosten pipingberm 10.000 euro		
Sondeerafstand [m]	Sondeerkosten [euro]	Basis kosten pipingberm [euro]	Extra verwachte kosten pipingberm [euro]	Totaal verwachte kosten [euro]	
15	□ 20.600	□ -	□ 3.625	□ 24.225	
20	□ 15.600	□ 33.617	□ 2.271	□ 51.488	
40	□ 8.100	□ 118.371	□ 979	□ 127.451	
60	□ 5.600	□ 136.870	□ 671	□ 143.141	
80	□ 4.350	□ 146.276	□ 465	□ 151.091	
100	□ 3.600	□ 149.629	□ 414	□ 153.643	
125	□ 3.000	□ 153.354	□ 275	□ 156.629	
150	□ 2.600	□ 154.844	□ 226	□ 157.670	
geen grondonderzoek	□ -	□ 160.618	□ -	□ 160.618	

Tabel 5-6: Totaal verwachte kosten voor grondonderzoek en aanleg van een pipingberm

5.6 Resultaten model: grondonderzoek of dijkversterkingsmaatregelen

5.6.1 Schatting van het gemiddeld rendement per sondering

Het rendement van een sondering wordt hier gedefinieerd als de verwachte afname van dijkversterkingskosten per sondering. Indien het rendement meer is dan de grondonderzoekskosten per sondering zullen de totaal verwachte kosten per sondering afnemen. Omgekeerd zullen de totaal verwachte kosten per sondering toenemen indien het rendement per sondering minder is dan de grondonderzoekskosten ervan zijn.

Uit het toegepaste model blijkt dat het kostenminimum voor het mechanisme piping praktisch gezien altijd wordt gevonden in de punten 1 of 2 van Figuur 5-4. Het blijkt dat in het gebied tussen deze twee randminima het rendement van een sondering onafhankelijk van de sondeerintensiteit meer of minder is dan de kosten per sondering. Of het rendement per sondering binnen dit gebied meer of minder is dan de kosten ervan zijn, wordt bepaald door de volgende invoervariabelen (zie bijlage I “Resultaten model”):

\bar{B}	verwachte breedte van de zandgeul
B_{dv10}	benodigd aantal meters breedte dijkversterking om de kans op piping met een factor 10 te verkleinen
S_k	grondonderzoekskosten per sondering
G_k	dijkversterkingskosten per vierkante meter
V	variatioëfficiënt van de geulbreedte

Om te bepalen of per sondering gemiddeld meer kosten worden bespaard of meer kosten worden gemaakt, kan van tevoren een schatting van een zogenaamd gemiddeld rendement worden gemaakt. De schatting van dit gemiddeld rendement is gemaakt door de numerieke resultaten van het model zo goed mogelijk te benaderen met een analytische vergelijking (zie bijlage II “Trefkans van een zandgeul”).

$$S_R = \frac{\bar{B} \cdot (-D)}{\ln 10} \cdot B_{dv10} \cdot G_k \quad (5-44)$$

waarin:

S_R	verwacht rendement van een sondering
D	parameter afhankelijk van de variatioëfficiënt van de geulbreedte (zie bijlage “Trefkans van een zandgeul” en Tabel 5-7)

5.6.2 Kostenminimum indien het rendement van een sondering groter is dan de kosten ervan

Indien dit verwachte rendement van een sondering groter is dan de kosten per sondering, zal grondonderzoek de meest economische oplossing zijn aangezien de vaste kosten voor grondonderzoek altijd lager zullen zijn dan de vaste kosten voor verbeteringsmaatregelen. Het kostenminimum wordt in dit geval gevonden in punt 2 van Figuur 5-4. De optimale sondeerafstand kan dan worden gevonden door net te voldoen aan vergelijking (5-34) en kan geschat worden aan de hand van vergelijking (5-45) (zie bijlage I “Resultaten model” voor de afleiding hiervan).

$$\bar{B}/S_a = \frac{1}{D} \ln \left(\frac{P_{f|MHW} (1 - P_{zand})}{P_0 \cdot P_{zand} \cdot A} \right) \quad (5-45)$$

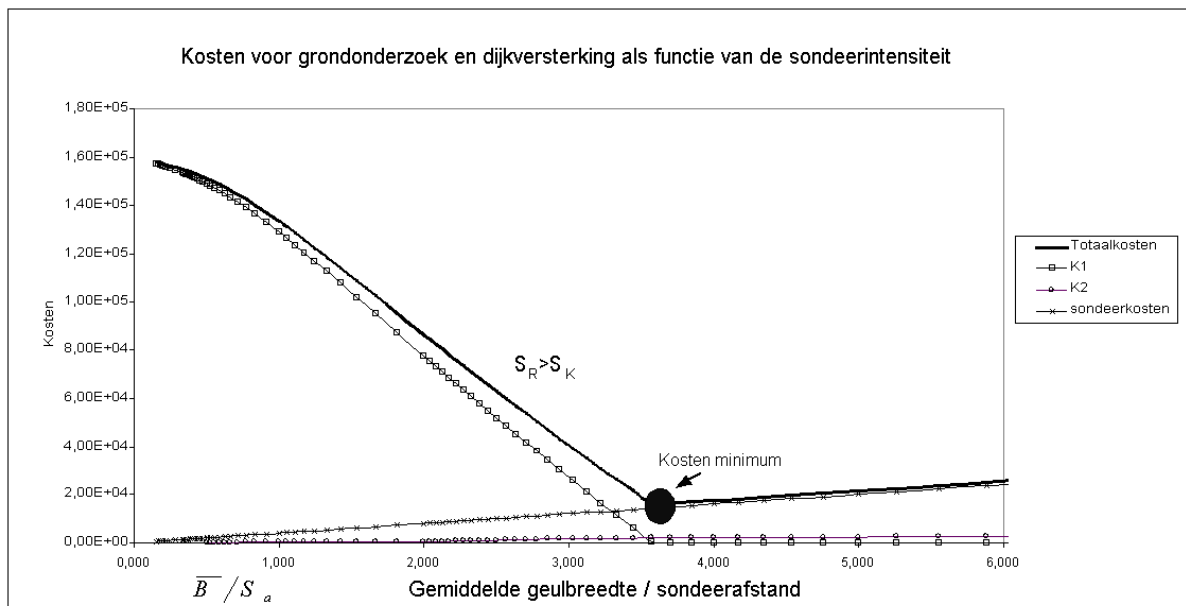
Waarin:

A, D coëfficiënten afhankelijk van de variatiecoëfficiënt. In Tabel 5-7 zijn voor verschillende variatiecoëfficiënten waarden voor A en D gegeven, zie bijlage “Trefkans van een zandgeul”.

var. coëfficiënt: ν	A	D	Domein:
0,2	79,8	-7,57	$0,75 \leq \bar{B}/S_a \leq 2,2$
0,3	8,54	-4,48	$0,75 \leq \bar{B}/S_a \leq 3,5$
0,4	2,2	-2,8	$0,5 \leq \bar{B}/S_a \leq 5$

Tabel 5-7 Waarden voor de parameters A en D afhankelijk van de variatiecoëfficiënt

Invoerparameters					
ν	=	0,4	P_0	=	1,00E+00
P_{zand}	=	1,00E-01	$P_{f(piping)MHW}$	=	1,00E-05
\bar{B}	=	75 m	G_k	=	ϵ 5 /m2
			B_{dv10}	=	8 m
			L	=	1.000 m
			S_k	=	ϵ 300 per sondering
			S_0	=	ϵ 0
			V_0	=	ϵ 0,0E+00



Figuur 5-13: Voorbeeld van verschillende kosten als het rendement van een sondering groter is dan de kosten ervan zijn

5.6.3 Kostenminimum indien het rendement van een sondering lager is dan de kosten ervan

Indien het verwachte rendement van een sondering lager is dan de kosten ervan, zal het van de vaste kosten afhangen welk alternatief het meest economisch is.

De kosten in punt 1 van Figuur 5-4 voor verbeteringswerkzaamheden zonder additioneel grondonderzoek kunnen worden geschat met vergelijking (5-32), welke voluit geschreven over gaat in vergelijking (5-46).

$$K_{tot|l} = V_0 + B_{dv} \cdot G_k \cdot \log\left(\frac{P_{zand} \cdot P_0}{P_{f(piping)MHW}}\right) \quad (5-46)$$

De kosten in punt 2 van Figuur 5-4 kunnen worden bepaald met vergelijking (5-33). In het geval het gemiddeld rendement van een sondering lager is dan de kosten ervan zijn, zijn de extra kosten voor dijkversterkingsmaatregelen “K₂” verwaarloosbaar klein t.o.v. de andere kostenposten (zie Bijlage I “Resultaten van het model”). Hierdoor kunnen in dit geval de kosten in punt 2 worden geschat met vergelijking (5-47). Waarbij de sondeerintensiteit kan worden geschat met (5-45).

$$K_{tot|2} = P_{zand} \cdot V_0 + S_0 + s \cdot S_k \tag{ 5-47 }$$

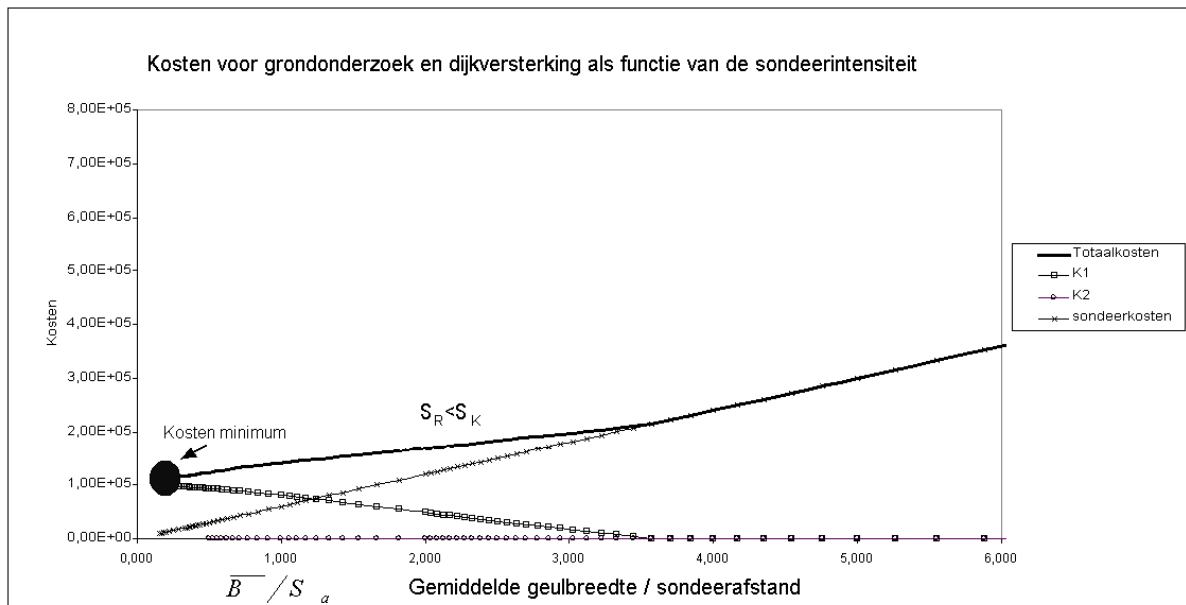
$$s = \frac{1}{D} \ln \left(\frac{P_{f|MHW} (1 - P_{zand})}{P_0 \cdot P_{zand} \cdot A} \right) \cdot \frac{L}{\bar{B}} \tag{ 5-48 }$$

waarin:

s aantal sonderingen in de beschouwde dijksectie

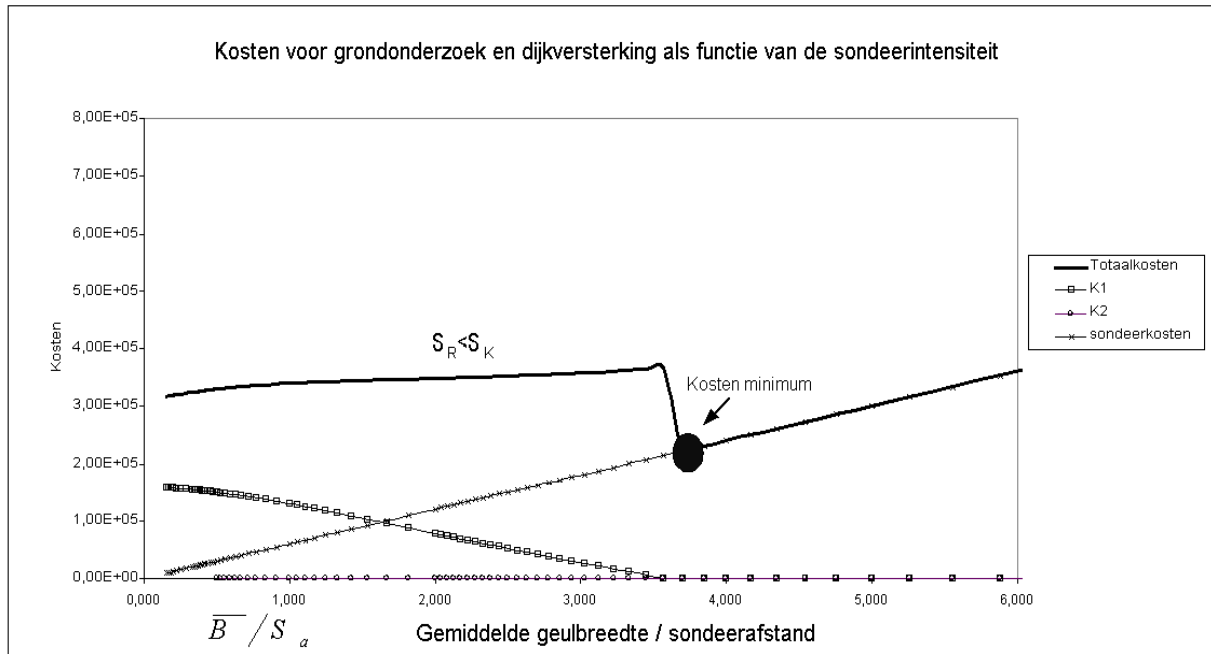
Hieronder zijn twee voorbeelden gegeven indien het rendement van een sondering lager is dan de kosten ervan. Figuur 5-14 is een voorbeeld waarbij het absolute kostenminimum in punt 1 van Figuur 5-4 wordt gevonden. Figuur 5-15 is een voorbeeld waarbij het absolute kostenminimum in punt 2 van Figuur 5-4 wordt gevonden.

Invoerparameters					
V	=	0,4	P ₀	=	1,00E+00
P _{zand}	=	1,00E-01	P _{f(piping)MHW}	=	1,00E-05
\bar{B}	=	5 m	G _k	=	ε 5 /m ²
			B _{d10}	=	5 m
			L	=	1.000 m
			S _k	=	ε 300 per sondering
			S ₀	=	ε 0
			V ₀	=	ε 0,0E+00



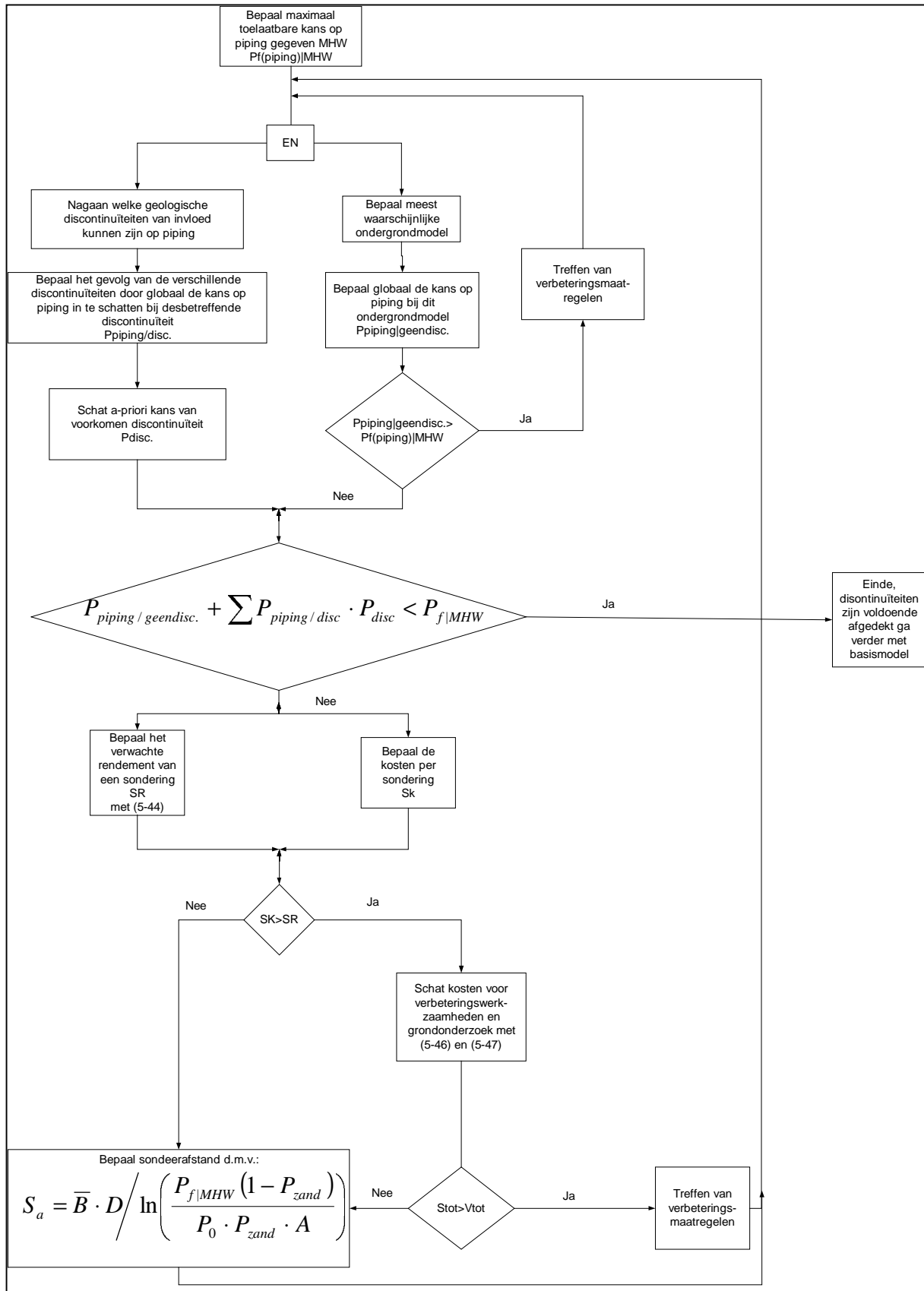
Figuur 5-14: Voorbeeld van kosten van dijkversterking als het rendement van een sondering lager is dan de kosten ervan zijn

Invoerparameters							
V	= 0,4	P_o	= 1,00E+00	G_k	= € 5 /m ²	S_k	= € 300 per sondering
P_{zand}	= 1,00E-01	$P_{f(piping)MHW}$	= 1,00E-05	B_{dw10}	= 8 m	S_0	= € 400
\bar{B}	= 5 m			L	= 1.000 m	V_0	= € 1,5E+05



Figuur 5-15: Hoewel het rendement van een sondering lager is dan de kosten ervan zijn, is t.g.v. de vaste kosten grondonderzoek de meeste economische oplossing.

In Figuur 5-16 is in een stroomschema weergegeven hoe aan de hand van deze resultaten zou kunnen worden omgegaan met discontinuïteiten in de ondergrond voor het faalmechanisme piping.



Figuur 5-16: Stroomschema voor het omgaan met discontinuïteiten toegepast op het mechanisme piping

5.7 Evaluatie

In dit hoofdstuk is ingegaan op de betrouwbaarheid van de schematisering van de grond- en dijkopbouw en bijbehorend dijkontwerp. Onzekerheden over de grond- en dijkopbouw hebben betrekking op de kans op het missen van locale verstoringen of dunne laagjes, die voor het beoogde ontwerp vervelende grondeigenschappen hebben of die aanzienlijke consequenties kunnen hebben voor de geohydrologische karakterisering. Deze afwijkingen kunnen, afhankelijk van de geologische aard van het gebied, wel aanwezig zijn, maar zich desondanks, uiteraard afhankelijk van de aard en intensiteit van het grondonderzoek, daarbij niet manifesteren. De dimensionering van de dijk is mede afhankelijk van deze onzekerheid en daarmee afhankelijk van de hoeveelheid grondonderzoek.

De centrale vraag bij het optimaliseren van het dijkontwerp is welke combinatie van grondonderzoek en de daaruit volgende dimensionering van het ontwerp leidt tot een minimale som van realisatiekosten en grondonderzoekskosten.

Om deze vraag te beantwoorden is een model geïntroduceerd waarmee afhankelijk van de sondeerintensiteit de realisatiekosten en grondonderzoekskosten kunnen worden geschat. Het hieruit volgende kostenminimum is afhankelijk van:

- De vaste kosten voor dijkversterkingsmaatregelen
- De vaste kosten voor grondonderzoek
- De kosten per sondering
- Het rendement van een sondering

Het rendement van een sondering wordt hier gedefinieerd als de verwachte afname van de dijkversterkingskosten per sondering. Het gemiddeld rendement wordt bepaald door:

- ◆ De gemiddelde afname van de kans op een discontinuïteit per sondering.
 - Betrouwbaarheid meetsysteem
 - Grootte van de discontinuïteit waarnaar wordt gezocht
 - Verwachte grootte van de discontinuïteit
 - Spreiding in de verwachte grootte van de discontinuïteit
- ◆ Relatie tussen grondonderzoek en dijkversterkingsmaatregelen
De benodigde dijkversterkingsmaatregelen zijn afhankelijk van de invloed van de discontinuïteit op het referentie-ontwerp en de mate van onzekerheid over de aanwezigheid van de discontinuïteit.
- ◆ Kosten per eenheid dijkversterkingsmaatregelen

Het model is verder uitgewerkt voor het faalmechanisme piping. Waarbij als referentie-ontwerp een kleidijk is beschouwd en als afwijking een zandgeul. Hierbij zijn de volgende aannamen gedaan:

- ◆ De gemiddelde afname van de kans op een discontinuïteit per sondering.
 - Volledig betrouwbaar meetsysteem
 - De invloed van de zandgeul op het referentie-ontwerp is onafhankelijk van haar grootte meegenomen. Hierdoor wordt in de analyse naar de kans op het aantreffen van een zandgeul rekening gehouden met alle mogelijke breedtes.
 - De verwachte grootte van de zandgeul evenals de spreiding hierin is als variabele meegenomen
- ◆ Relatie tussen grondonderzoek en dijkversterkingsmaatregelen
Er is aangenomen dat er een lineair verband bestaat tussen de benodigde dijkversterkingsmaatregelen en de logaritme van de kans op een zandgeul.
- ◆ Kosten per eenheid dijkversterkingsmaatregelen
Er is uitgegaan van een eenheidskostprijs per vierkante meter dijkversterking.

Aan de hand de resultaten van het model kan een schatting voor het gemiddeld rendement van een sondering worden gemaakt. Deze schatting geldt alleen onder bovenstaande aannamen.

$$S_R = \frac{\bar{B} \cdot (-D)}{\ln 10} \cdot B_{dv10} \cdot G_k \quad (5-49)$$

Waarin:

- S_R verwacht rendement van een sondering
- \bar{B} verwachte breedte van de zandgeul
- D parameter afhankelijk van de variatiecoëfficiënt van de breedte van de zandgeul (zie bijlage "Trefkans van een zandgeul" en Tabel 5-7)
- B_{dv10} benodigd aantal meters breedte dijkversterking om de kans op piping met een factor 10 te verkleinen
- G_k kosten voor dijkversterking per vierkante meter

Om dit gemiddelde rendement van een sondering te vergelijken met de grondonderzoekskosten van een sondering kan de volgende kostenindicatie worden gemaakt:

- Sondeerkosten voor het sonderen t/m 25 meter (Sonderen plus voorboren plus kleefmeting plus geotechnisch advies) is ongeveer 200 euro (bron: Tarievenlijst 2002 Fugro Ingenieursbureau B.V.)
- Handboring kost ongeveer 35 euro per meter. Voor het maken van een handboring van 10 meter komt dit overeen met 350 euro per handboring
- Als om de 3 sonderingen één handboring wordt gemaakt zijn de gemiddelde grondonderzoekskosten per sondering gelijk aan € 315,-
- Variabele kosten per vierkante meter voor het aanleggen van een pipingberm zijn in de orde van € 5 /m²
- Verwachte geulbreedte 75 meter met een variatiecoëfficiënt van 0,4.

Wil het gemiddeld rendement van een sondering groter zijn dan de kosten dan moet gelden:

$$S_R > S_K \Rightarrow B_{dv10} \geq \frac{315 \cdot \ln 10}{75 \cdot 2.8 \cdot 5} \geq 0,7m$$

Dit zal bijna altijd het geval zijn. Hieruit kan geconcludeerd worden dat grondonderzoek ten behoeve van het voorkomen van een pipingberm als gevolg van een mogelijke zandgeul in dit geval zal renderen. Dit kan worden verklaard door de relatief eenvoudige methode om een zandgeul te vinden en de relatief dure dijkversterkingsmaatregelen.

De optimale sondeerafstand bij dit grondonderzoek blijkt dan af te hangen van:

- A-priori kans op een zandgeul
Bij een grotere a-priori kans op een zandgeul zal de optimale sondeerafstand kleiner worden
- verwachte geulbreedte
Bij een grotere verwachte geulbreedte zal de optimale sondeerafstand ook groter worden
- variatiecoëfficiënt van de geulbreedte
Bij een grotere variatiecoëfficiënt van de geulbreedte zal de optimale sondeerafstand kleiner worden
- kans op piping indien er geen verbeteringsmaatregelen worden getroffen (initiële faalkans)
Bij een grotere initiële faalkans zal de optimale sondeerafstand kleiner worden
- maximaal toelaatbare kans op piping

De optimale sondeerafstand kan worden geschat met vergelijking (5-50) een getallenvoorbeeld hiervan is gegeven in Tabel 5-8.

$$S_a = \bar{B} \cdot D / \ln \left(\frac{P_{f(piping)MHW} (1 - P_{zand})}{P_0 \cdot P_{zand} \cdot A} \right) \quad (5-50)$$

waarin:

- A parameter afhankelijk van de variatiecoëfficiënt van de geulbreedte (Tabel 5-7)
- \bar{B} verwachte breedte van een zandgeul

- D parameter afhankelijk van de variatiecoëfficiënt van de geulbreedte (Tabel 5-7)
- $P_{f(piping) | MHW}$ maximaal toelaatbare kans op piping gegeven MHW
- P_{zand} a-priori kans op een zandgeul
- P_0 kans op piping zonder dijkversterkingsmaatregelen indien een zandgeul aanwezig is (initiële faalkans)
- S_a sondeerafstand

Optimale sondeerafstand							
$\bar{B}/S_a = \frac{1}{D} \ln \left(\frac{P_f (1 - P_{zand})}{P_0 \times P_{zand} \times A} \right)$	Gemiddelde geulbreedte		Type	P ₀			
	$\bar{B} = 75 \text{ m}$		A	1,00E-04			
	Maximaal toelaatbare kans op piping		B	1,00E-02			
		$P_{f MHW} = 1,00E-06$	C	1			
Variatiecoëfficiënt							
		0,2		0,3		0,4	
		A = 79,8 D = -7,6		A = 8,5 D = -4,5		A = 2,2 D = -2,8	
		Type	S _a [m]	Type	S _a [m]	Type	S _a [m]
A priori kans op een zandgeul	1,E-05	A	n.v.t.	A	n.v.t.	A	n.v.t.
		B	n.v.t.	B	n.v.t.	B	n.v.t.
		C	85	C	76	C	68
	1,E-04	A	n.v.t.	A	n.v.t.	A	n.v.t.
		B	n.v.t.	B	n.v.t.	B	n.v.t.
		C	63	C	50	C	39
	1,E-03	A	n.v.t.	A	n.v.t.	A	n.v.t.
		B	85	B	76	B	68
		C	50	C	37	C	27
	1,E-02	A	n.v.t.	A	n.v.t.	A	n.v.t.
		B	63	B	50	B	39
		C	42	C	30	C	21
	1,E-01	A	84	A	74	A	66
		B	50	B	37	B	27
		C	35	C	24	C	17
	0,3	A	70	A	57	A	46
		B	45	B	32	B	23
		C	33	C	22	C	15
	0,5	A	63	A	50	A	39
		B	42	B	30	B	21
		C	31	C	21	C	14

Tabel 5-8: Optimale sondeerafstand voor het detecteren van discontinuïteiten die de kans op het ontstaan van piping vergroten.

In bovenstaande tabel zijn de geschatte sondeerafstanden gegeven bij variërende waarden van de variatiecoëfficiënt van de geulbreedte, de a-priori kans op een zandgeul en de robuustheid van de dijk. De Tabel is ingedeeld in 3 kolommen en 7 rijen.

In de kolommen wordt de variatiecoëfficiënt van de geulbreedte gevarieerd. In de eerste kolom heeft zij een waarde van 0,2 , in de tweede kolom een waarde van 0,3 en in de laatste kolom een waarde van 0,4.

In de verschillende rijen wordt de a-priori kans op een zandgeul gevarieerd. In de bovenste rij is deze kans heel klein namelijk 10^{-5} en in de onderste rij is deze kans gelijk aan 0,5.

Daarnaast is elke rij ingedeeld in 3 “sub” rijen waarin de robuustheid van de dijk wordt gevarieerd. De bovenste “sub” rij wordt aangeduid met de letter A. Dit houdt in dat de dijk een initiële faalkans van 10^{-4} heeft, tijdens MHW bij aanwezigheid van een zandgeul. De dijk wordt in dit geval als robuust beschouwd. De onderste “sub” rij wordt aangeduid met de letter C. Dit komt overeen met een initiële faalkans van de dijk gelijk aan 1, tijdens MHW bij aanwezigheid van een zandgeul. De dijk wordt in dit geval als fragiel beschouwd.

De verwachte geulbreedte is evenals de maximaal toelaatbare kans op piping constant gehouden. Volgens vergelijking (5-50) is de sondeerafstand lineair afhankelijk van de verwachte geulbreedte. Dit wil zeggen dat als de verwachte geulbreedte twee keer zo klein is, de sondeerafstand ook twee keer zo klein moet zijn.

Het schatten van de optimale sondeerafstand op deze manier is nogal afhankelijk van de a-priori informatie. Toch kan met deze resultaten een goede indicatie worden verkregen hoeveel grondonderzoek er moet worden verricht om een discontinuïteit met voldoende betrouwbaarheid te kunnen uitsluiten. Afhankelijk van het soort gebied en de robuustheid van de waterkering.

6 Conclusies en aanbevelingen

6.1 Conclusies

Op grond van recente ervaringen kan men zich afvragen of bij het toetsen en ontwerpen van dijken volgens vigerende leidraden wel op een evenwichtige manier de gewenste veiligheid in rekening wordt gebracht. Dit afstudeerproject betreft een verkennende studie naar de verdiscontering van onzekerheden in de sterkte berekening van dijken volgens vigerende leidraden. Het hoofddoel is om na te gaan of de manier waarop dit gebeurt naar tevredenheid is of dat dit op sommige punten kan worden verbeterd. Als verbeteringen mogelijk zijn is het tweede doel een aanzet voor een oplossingsrichting te geven. De achterliggende gedachte is om een lang studie traject relatief snel te doorlopen. Dit houdt onder andere in dat er soms ruwe benaderingen zijn gebruikt, waar nog wel eens beter naar gekeken kan worden. Het gaat hier echter om de hoofdlijn.

De hoofdvragen van onderhavige studie zijn op de volgende manier beantwoord:

- De betrouwbaarheid van een dijk tijdens MHW is afhankelijk van de grootte van de belasting, de grootte van de berekende sterkte en de onzekerheid in de berekende sterkte.
De onzekerheid in de berekende sterkte van een dijk wordt per faalmechanisme bepaald door de invloed van en de onzekerheid in:
 - schematisering grond- en dijkopbouw
 - schematisering van waterspanningen
 - toegekende sterkte eigenschappen
 - gebruikte rekenmodel
 Onder invloed wordt hier verstaan de mate waarin een verandering in de waarde van een parameter leidt tot verandering in de berekende sterkte.
Onzekerheden in bovengenoemde aspecten kunnen worden onderverdeeld in afwijkingen en spreiding in fysische parameters.
- In de huidige adviespraktijk worden onzekerheden in de sterkteberekening van dijken als volgt verdisconteerd:

	Afwijkingen / discontinuïteiten	Spreiding
Grond- en dijkopbouw	Conservatief (afh. van adviseur)	Conservatief (afh. van adviseur)
Waterspanningen	Conservatief (afh. van adviseur)	Conservatief (afh. van adviseur)
Sterkte eigenschappen	Conservatief (afh. van adviseur)	Voor elke sterkte parameter wordt gerekend met een ontwerpwaarde (karakteristieke waarde / partiële veiligheidsfactor)
Rekenmodel	Er wordt gerekend met een modelfactor	

- Het meest onevenwichtige in de vigerende leidraden voor de sterkteberekening van dijken is dat er alleen partiële veiligheidsfactoren worden toegepast op de sterkte eigenschappen en in het gebruikte rekenmodel. Waarbij de grootte van deze partiële veiligheidsfactoren onafhankelijk is van:
 - Invloed van en onzekerheid in geschematiseerde dijk- en grondopbouw
 - Invloed van en onzekerheid in geschematiseerde waterspanningen
 - Hoeveelheid informatie over de waarde van de betreffende sterkte eigenschap

Om tot een meer rationele sterkte beoordeling van dijken te komen zullen bovengenoemde onzekerheden op een meer evenwichtige manier moeten worden meegenomen. In dit project is een aanzet gegeven tot een objectievere verdiscontering van één van deze onzekerheden in de sterkte berekening van dijken. Er is gekozen voor afwijkingen in de grond- en dijkbouw aangezien hier tot op heden relatief weinig studie naar is verricht. Er is geanalyseerd in hoeverre een dijk op een afwijking in de grondopbouw gedimensioneerd moet worden afhankelijk van de intensiteit van en de verkregen informatie uit het grondonderzoek. Aan de hand van een voorbeeld is dit (zoveel mogelijk ook al kwantitatief) uitgewerkt voor het faalmechanisme piping. Hieruit kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

4. Grondonderzoek ten behoeve van het optimaal dimensioneren van een pipingberm als gevolg van een mogelijke zandgeul zal over het algemeen renderen. Dit kan worden verklaard door de relatief eenvoudige methode om een zandgeul te vinden en de relatief dure dijkversterkingsmaatregelen. Het is mogelijk om voor het faalmechanisme piping via een eenvoudige formule het rendement van het grondonderzoek in te schatten (formule (5-49)).
5. De benodigde hoeveelheid grondonderzoek, om in gebieden waar geen zandgeul is gedetecteerd deze afwijking met voldoende betrouwbaarheid uit te kunnen sluiten, kan worden geschat met een formule (formule (5-50)). Hierbij moet worden opgemerkt dat hier is uitgegaan van een volledig betrouwbaar meetsysteem en dat het schatten van deze sondeerintensiteit afhankelijk is van de a-priori informatie.

6.2 Aanbevelingen

Om tot een meer objectieve sterkte beoordeling van dijken te komen, kan worden aanbevolen:

1. Aan de hand van case studies na te gaan hoe verschillende onzekerheden zich verhouden afhankelijk van de dijk- en gebiedsgesteldheid
2. Aanvullende studie (andere faalmechanismen) te doen naar het rendement van grondonderzoek ten behoeve van het optimaal dimensioneren van een dijk op mogelijke afwijkingen.
3. De a-priori gebiedskennis en -informatie te verbeteren, aangezien het schatten van de benodigde hoeveelheid grondonderzoek hiervan afhankelijk is. Dit kan onder andere door:
 - Informatie en kennis over de geologische gesteldheid van gebieden in heel Nederland bij te houden in een centrale database. In dit kader is het ook belangrijk om na afloop van elk project de tijd te nemen om een evaluatie te maken. Dit kan voor volgende projecten erg nuttig zijn.
 - Naast gebiedservaring is het erg belangrijk om de fysische geologie van een gebied te begrijpen. Dit kan helpen om de waarschijnlijkheid van een afwijking te kwantificeren.
4. Studie te doen naar de manier waarop dijken getoetst en ontworpen moeten worden. Is het wenselijk om verschillende onzekerheden te verdisconteren door vooraf vastgestelde partiële veiligheidsfactoren? Of is het wenselijker om een maximaal toelaatbare faalkans vast te stellen, waarbij de adviseur/ontwerper door middel van rapportage moet verklaren hoe hij/zij hier aan voldaan denkt te hebben.
5. Studie te doen naar de benodigde grootte van partiële veiligheidsfactoren in relatie tot de hoeveelheid grondonderzoek. Dit zowel met betrekking tot de betrouwbaarheid van de schematiseringen (grond- en dijkopbouw en waterspanningen) als met betrekking tot de betrouwbaarheid van de sterkte eigenschappen.
6. Studie te doen naar de relatie tussen modelkeuze, benodigde grootte van de modelfactor en de grootte van onzekerheid in de invoerparameters.
7. Studie te doen naar correlatie tussen verschillende sterkte parameters.
8. Studie te doen naar de grootte van de maximaal toelaatbare faalkans per faalmechanisme gegeven MHW