


POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK

Activiteit 6 – Case 1 Dp26.2+75m
Definitief

POV

MACRO
STABILITEIT



Auteurs:
A. Weijenborg
B. Rijnveld
Datum: april 2017

Versie: 2.0

Project
1220518-005

Kenmerk
1220518-005-GEO-

Pagina's
51

Samenvatting
Zie hoofdrapport

Referenties

- ENW (2009). Technisch Rapport Actuele sterkte van dijken. Expertise Netwerk Waterveiligheid, 27 maart 2009.
- Hoven, A. van (2016). POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK, activiteit 5 – deel Historische gegevens. Deltares rapport 1220518-005.
- Hoven, A. van (november 2017) POV-M Beter benutten actuele sterkte KIJK, Schematisering waterspanningen. Deltares, 7 juni 2016.
- Hoven, A. van (okt. 2016). POV-M Beter benutten actuele sterkte KIJK, Notitie verwerken van golfoverslag bij fragility curve. Deltares, 11 oktober 2016.
- Kanning, W. en Schweckendiek, T. (2016). Handreiking Faalkansanalyse en Faalkans Updating – Groene Versie 1 – Macro stabiliteit Binnenwaarts. Deltares rapport 1230090-032.
- Konstantinou, M. (2017) POVM: Soil Parameters assessment, Deltares, Maart 2017, Definitief KPR (juli 2016). Voorlopige werkwijze macro stabiliteit met overslag, KennisPlatform Risicobenadering, 28 juli 2016
- Rozing et al. (2017). POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK – activiteit 6 – Faalkans Updating, versie 1, april 2017
- Schweckendiek, T en Kanning. W. (2016). Reliability updating using past performance - Background report. Deltares rapport 1230090-033-0001.
- Schweckendiek et al. (2016). Reliability updating using past performance – Test cases reports. Deltares rapport 1230090-037-0001.

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1.0	20 decr 2016	A.Weijnenborg		B. Rijnveld		B. Rijnveld	
2.0	april 2017	A.Weijnenborg		B. Rijnveld		B. Rijnveld	

Status
Definitief

April 2017 definitief

Inhoud

1 Inleiding	1
1.1 Algemeen	1
2 Uitgangspunten	2
2.1 Locatie en doorsnede karakteristieken	2
2.2 Normering en faalkanseis	2
2.3 Geometrie	3
2.3.1 Huidige geometrie	3
2.3.2 Autonome bodemdaling	3
2.3.3 Geometrie 1953	4
2.3.4 Geometrie 2035	4
2.4 Bodemopbouw	5
2.4.1 Huidige bodemopbouw	5
2.4.2 Bodemopbouw 1953	5
2.4.3 Bodemopbouw 2035	5
2.5 Grondparameters	6
2.5.1 Huidige grondparameters	6
2.5.2 Grondparameters 1953	7
2.5.3 Grondparameters 2035	7
2.6 Buitenwaterstand	8
2.6.1 Buitenwaterstand huidige situatie	8
2.6.2 Buitenwaterstand 1953	8
2.6.3 Buitenwaterstand 2035	8
2.7 Waterspanningen	9
2.7.1 Waterspanningen hydrostatische zone	9
2.7.2 Waterspanningen watervoerend pakket	12
2.8 Bovenbelasting	13
2.9 Software	13
3 Semi probabilistische gevoeligheidsanalyse	14
3.1 Base case (variant 0)	14
3.2 Variaties grondparameters	15
3.3 Variaties hydraulische belasting	16
3.4 Variaties verkeersbelasting	16
3.5 Variaties bodemopbouw	17
3.6 Variaties geometrie	17
4 Probabilistische- en FU-analyse fictief geval	19
4.1 Fragility curve en a-priori faalkans huidige situatie	19
4.2 Failure probability updating	19
4.3 Duiding resultaten	20
5 Probabilistische- en FU-analyse hoogwater 1953	22
5.1 Fragility curve en a-priori faalkans toets situatie 2035	22
5.1.1 Ondiepe glijcirkel	22
5.1.2 Diepe glijcirkel	22

April 2017 definitief

5.2	Fragility curve en faalkans situatie observatie 1953	23
5.3	Faalkans updating ondiepe glijcirkel	24
5.3.1	Fragility curves	24
5.3.2	Correlatie toets 2035 en 1953	25
5.3.3	Resultaat Faalkans Updating	25
5.4	Duiding resultaten	26
5.5	Gevoeligheidsanalyse hydraulische belastingniveaus bij overslag	26
5.6	Schematiseringsverantwoording	28
5.6.1	Toepasbaarheid methode	28
5.6.2	Schematisatiekeuzes en aannames	28
6	Probabilistische- en FU-analyse 2015	30
6.1	Fragility curves en a-priori faalkansen	30
6.2	Faalkans updating	30
6.2.1	Correlatie toets 2035 en huidige situatie 2015	30
6.2.2	Resultaten Faalkans-Updating	31
6.3	Duiding resultaten	31
6.4	Schematiseringsverantwoording	32
6.4.1	Toepasbaarheid methode	32
6.4.2	Schematisatiekeuzes en aannames	32
7	Doorkijk proefbelasting	34
7.1	Probleemanalyse proefbelasting	34
7.2	Relatie tussen overslag, infiltratie en faalkans	34
7.3	Benodigd belastingeffect voor goedkeuring	36
7.4	Conclusies	38
8	Doorkijk invloed variaties in sterkte-eigenschappen grond	39
8.1	Gevonden variaties in schuifsterkte onder de dijk	39
8.2	Opzet en uitgangspunten analyse	40
8.3	Semi-probabilistische analyse met rekenwaarden	40
8.4	Probabilistische analyse	43
8.4.1	Ondiepe glijcirkel	43
8.4.2	Diepe glijcirkel	44
8.5	Interpretatie resultaten	44
8.6	Conclusies en aanvullend onderzoek	47
9	Conclusies	48
	Bijlage 1: Grondparameters	1
	Bijlage 2 Controle S_u profiel sondering met laboratoriumresultaten	1
	Bijlage 3 Effect van de keuze voor sondering op gemiddelde sterkte in het profiel	1



1 Inleiding

1.1 Algemeen

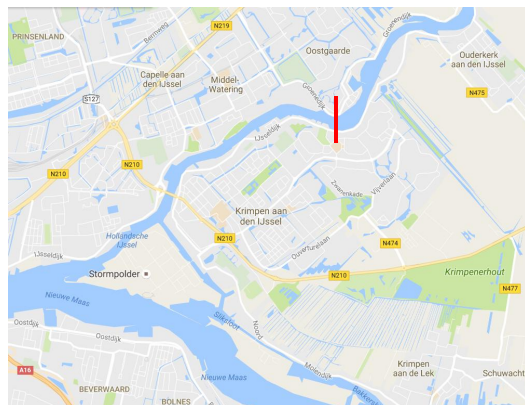
Voor de inleiding wordt verwezen naar het hoofdrapport (Rozing et al. 2017).

2 Uitgangspunten

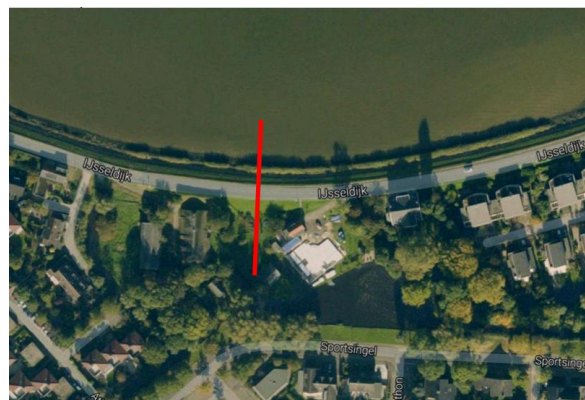
Voor algemene uitgangspunten wordt verwezen naar Rozing e.a. (okt 2017), Appendix A. In dit hoofdstuk worden de case-specifieke uitgangspunten behandeld.

2.1 Locatie en doorsnede karakteristieken

In dit deelonderzoek wordt het dwarsprofiel van de dijk langs de Hollandse IJssel ter hoogte van hectometerpaal 26.2+75 m beschouwd. Dit dwarsprofiel bevindt zich ter hoogte van IJsseldijk 130 te Krimpen aan de IJssel (zie figuur 2-1).



Figuur 2.1-a Locatie dwarsprofiel 26.2+075



Figuur 2.1-b Lokaal bovenaanzicht dwarsprofiel 26.2+075

De IJsseldijk kan worden gekarakteriseerd als een schaaldijk: er is geen voorland aanwezig. Op de kruin van de dijk (ca. NAP +3,95 m) is een weg gelegen (figuur 2.1-b). Het beschouwde dwarsprofiel ligt min of meer tussen twee afritten in.

Onder de kruin wordt eerst het wegcunet (ca. 1,5 m tot 2 m dikte) aangetroffen. Tot een diepte van ca. NAP -12 m loopt een kleipakket waarvan de eerste 3m door mensen opgebracht is. De Holocene klei daaronder wordt onderbroken door een laag Hollandveen (dikte 1,0 m) op ca. NAP -6 m en een basisveenlaag (dikte 1,0 m) op ca. NAP -10,5 m. Daaronder bevindt zich het Pleistocene zand.

In het achterland (op ca. NAP -1,1 m) is de opbouw vergelijkbaar. De antropogene klei is daar echter dunner en de laag met Hollandveen significant dikker (ca. 2m – 2,5m). Het Hollandveen ligt in het achterland ook dicht onder het maaiveldniveau. Voor een geologische beschrijving wordt verwezen naar Rozing et al. 2017

2.2 Normering en faalkanseis

Project KIJK bevindt zich binnen dijktraject 15-3. Voor dit dijktraject geldt een overstromingskansnorm van 1/10.000 per jaar. Dit is de signaalwaarde. Dit wil zeggen dat op het moment dat deze norm wordt overschreden er nog geen sprake is van een onveilige situatie. Er is nog tijd om de dijk te versterken. De Maximaal Toelaatbare Overstromingskans is 1/3.000.

Alleen het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts (STBI) is onderdeel van dit onderzoek.

De trajectlengte is ca. 19,3 km, zodat uitgaande van een faalkansbudget van 0,04 (4%) voor macrostabiliteit, de faalkanseis op doorsnede niveau kan worden berekend als:

- $P_{eis;dsn;HW} = 9,7E-07$ per jaar, of $\beta = 4,76$ per jaar
- $P_{eis;dsn;NHW} = 5,9E-06$ per jaar, of $\beta = 4,38$ per jaar

Waarin $P_{eis;dsn;HW}$ de eis is voor de belastingsituaties samenvallend met hoogwater en $P_{eis;dsn;NHW}$ de eis is voor situaties niet samenvallend met hoogwater

Er is gerekend met het CSSM model (Critical State Soil Model), waarbij de partiële factoren uit OI2014v3 zijn toegepast. Hierbij zijn de volgende schadefactoren toegepast:

- $\gamma_{n;HW} = 1,10$ [-]
- $\gamma_{n;NHW} = 1,02$ [-]

Voor de modelfactor geldt voor UpliftVan een waarde van $\gamma_d = 1,06$ en voor Bishop $\gamma_d = 1,11$.

Het zichtjaar bedraagt voor dit project 2035.

2.3 Geometrie

2.3.1 Huidige geometrie

De huidige geometrie is gebaseerd op een inmeting uitgevoerd in 2015. Hierbij ligt de kruin op NAP +3,95m en het achterland op ca. 7m uit de binnenteen ligt op ca. NAP -1,07m. De taludhelling van het binnentalud is ca. 1v:1,9h.

2.3.2 Autonome bodemdaling

De geometrie tijdens de observatie in 1953 en de toets in 2035 is niet exact bekend. Er zijn verschillende waarden voor de autonome bodemdaling bekend, welke zijn samengevat in Tabel 2.1.

Tabel 2.1: Waarden autonome bodemdaling

Autonome bodemdaling	Locatie	Bron
11 mm/jaar	Kruin	HHSK (2016). Notitie (HHSK 2016) Ontwerpkaders en uitgangspunten Krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard, HHSK, Versie: Definitief 1.0, Rotterdam, 24 mei 2016
2-7 mm/jaar	Achterland	HHSK (2016). Notitie (HHSK 2016) Ontwerpkaders en uitgangspunten Krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard, HHSK, Versie: Definitief 1.0, Rotterdam, 24 mei 2016
Ca. 10 mm/jaar	-	Bodemdalingskaarten, G. de Lange en J.L. Gunnink, Deltares, 27-5-2011
2,25mm/jaar (1953-1993)	Achterland	Polderpeilverlaging uit DELT (2016). POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK, activiteit 5 – deel historische gegevens, versie 2, rapport 1220518-005-GEO-0004, augustus 2016
9mm/jaar (1993-2015)	Achterland	Polderpeilverlaging uit DELT (2016). POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK, activiteit 5 – deel historische gegevens, versie 2, rapport 1220518-005-GEO-0004, augustus 2016
7mm/jaar (1961-2007)	Kruin	Analyse kruinhoogtemetingen uit DELT (2016). POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK, activiteit 5 – deel historische gegevens, versie 2, rapport 1220518-005-GEO-0004, augustus 2016

2.3.3 Geometrie 1953

Uit [RWS 1961, verslag over de stormvloed van 1953] blijkt in 1953 een kruinhoogte van ca. NAP + 3,9 m tot NAP + 4,0 m. Dit is ongeveer gelijk aan de huidige kruinhoogte. Dit kan verklaard worden doordat de kruin 'op hoogte' is gehouden. Bij een gelijkblijvend kruiniveau en een bodemdaling in het achterland, leidt dit in 1953 tot een kleinere kerende hoogte t.o.v. de huidige situatie. Daarnaast heeft het zandcunet in 1953 naar verwachting hoger gelegen, waardoor pas bij een hoger niveau het water het zandcunet instroomt. Uitgaan van een bovengrens van de bodemdaling is dus een conservatief scenario voor 1953. Op basis hiervan wordt uitgegaan van een relatief grote bodemdaling in zowel kruin (0,7m of 11mm/jaar) als achterland (0,6m of 10mm/jaar).

2.3.4 Geometrie 2035

Complicerende factor bij het bepalen van de maatgevende bodemdaling voor 2035 is dat als er wordt uitgegaan van een grote kruindaling en lagere daling van het achterland (zoals het geval lijkt te zijn), de kerende hoogte afneemt, wat een gunstig effect op de macrostabiliteit heeft. Echter, bij een grotere kruindaling neemt ook de kans op overslag en verzadiging van het binnentalud toe, wat weer een nadelige invloed op de macrostabiliteit heeft. Daarom worden 4 scenario's beschouwd om de maatgevende situatie te bepalen.

Tabel 2.2 : Scenario's autonome bodemdaling

Scen-ario	Autonome bodemdaling kruin	Autonome bodemdaling achterland	Niveau kruin	Niveau achterland	Stabiliteits-factor ¹⁾
1	22 cm (11 mm/jaar)	10 cm (5 mm/jaar)	NAP +3,73m	NAP -1,17m	1,049
2	22 cm (11 mm/jaar)	18 cm (9 mm/jaar)	NAP +3,73m	NAP -1,25m	1,049
3	14 cm (7mm/jaar)	10 cm (5 mm/jaar)	NAP +3,81m	NAP -1,17m	1,034
4	14 cm (7mm/jaar)	18 cm (9 mm/jaar)	NAP +3,81m	NAP -1,25m	1,034

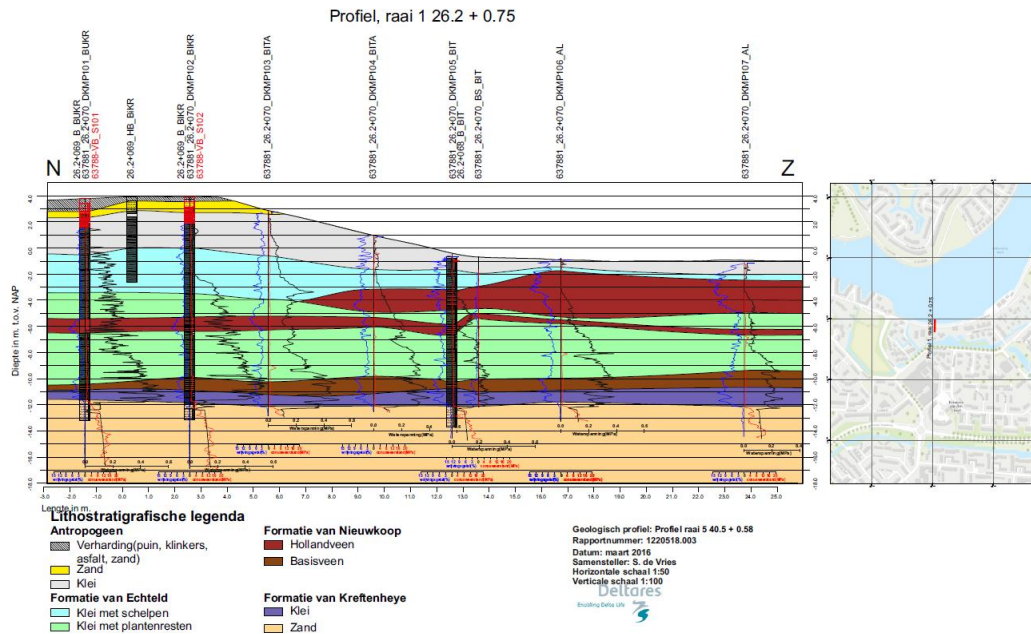
¹⁾ Bij rekenwaarden grondparameters, bovenbelasting 5 kPa, buitenwaterstand NAP +3,17m en bodemopbouw uit het geotechnisch dwarsprofiel, grensspanningen in alle scenario's gelijk aan huidige situatie, grondwaterstand achterland daalt mee met niveau achterland.

Op basis van Tabel 2.2 wordt uitgegaan van scenario 1. Het verschil in stabiliteitsfactor is namelijk beperkt en waarschijnlijk wordt door de hogere overslag bij een lagere kruin een hogere faalkans wordt gevonden.

2.4 Bodemopbouw

2.4.1 Huidige bodemopbouw

De bodemopbouw is door Deltares afgeleid uit het beschikbare grondonderzoek en is weergegeven in figuur 2.1. (zie ook Forster et.al.2016)



Figuur 2.1: Geologisch profiel raai 1 26.2+0.75

Om een uiteindelijk oordeel over een traject of dwarsprofiel te kunnen geven dienen wel meerdere ondergrondscenari'o's te worden beschouwd. Hierbij zijn ook variaties binnen een traject van belang. Dit aspect wordt in Rosenbrand (okt 2016) uitgewerkt.

2.4.2 Bodemopbouw 1953

De bodemopbouw in 1953 is gelijk gehouden aan de bodemopbouw in de huidige situatie. Er is alleen een correctie voor de geometrie aangebracht. Hierbij is het effect van bodemdaling verwerkt in het niveau van de bovenkant van de bovenste Hollandveenlaag (achterland) en humeuze kleilaag (kruin). Uit een gevoeligheidsanalyse blijkt dat het effect van deze aanname beperkt is, zie hoofdstuk 3. Daarnaast is het niveau van de onderkant van het zandcunet in de kruin ten opzichte van de huidige situatie verhoogd met de tussen 1953 en 2015 aangenomen opgetreden bodemdaling.

2.4.3 Bodemopbouw 2035

De bodemopbouw in 2035 is gelijk gehouden aan de bodemopbouw in de huidige situatie. Er is alleen een correctie voor de geometrie aangebracht. Hierbij is het effect van bodemdaling verwerkt in het niveau van de bovenkant van de bovenste Hollandveenlaag (achterland) en humeuze kleilaag (kruin). Uit een gevoeligheidsanalyse blijkt dat het effect van deze aanname beperkt is, zie hoofdstuk 3. Daarnaast is het niveau van de onderkant van het

zandcunet in de kruin ten opzichte van de huidige situatie verlaagd met de tussen 2015 en 2035 aangenomen opgetreden bodemdaling.

2.5 Grondparameters

2.5.1 Huidige grondparameters

Voor deze rapportage zijn zowel semi-probabilistische als probabilistische analyses uitgevoerd. Daarom zijn voor elke grondparameter de volgende waarden afgeleid:

- Gemiddelde waarden
- Standaardafwijking of variatiecoëfficiënt

Met het gemiddelde en de variatie kan de verdeling van de parameter probabilistisch worden beschreven. Deze wordt ingevoerd in de probabilistische analyse. Daarnaast kunnen uit de verdeling ook de waarden voor de deterministische (gevoeligheids)analyses worden afgeleid:

- Karakteristieke waarden (5% onderschrijdingskans)
- Rekenwaarden (bepaald m.b.v. de materiaalfactoren uit het OI2014v3).

Er is gerekend met het CSSM-model, waarbij de sterkte van de grond in de met water verzadigde zone van de dijk wordt beschreven met de sterkte toename exponent m [-], de ongedraineerde schuifsterkte ratio S [-] en de grensspanning σ'_{vy} [kPa]. In de onverzadigde zone (boven de ligging van de freatische lijn onder dagelijkse omstandigheden) wordt met gedraineerd grondgedrag gerekend volgens het Mohr-Coulomb model met cohesie c [kPa] en de hoek van interne wrijving φ [°]. Als de freatische waterstand in de dijk stijgt (bijv. door infiltratie bij overslag) kan deze ongedraineerd gaan reageren. Omdat (1) dit effect in de huidige software niet goed te modelleren is en (2) door structuurvorming de doorlatendheid boven de grondwaterstand naar verwachting relatief hoog is, is voor deze zone uitgegaan van gedraineerd bezwijken.

Voor de afleiding van de deterministische en probabilistische parameterwaarden voor m , S , c , φ wordt verwezen naar en Konstantinou (2017). In bijlage 1 van dit rapport zijn de toegepaste parameters weergegeven.

De grensspanning σ'_{vy} voor de lagen onder de kruin zijn afgeleid uit het S_u -profiel van de sondering die is uitgevoerd ter plaatse van de binnenkruinlijn (26.2+070 DKMP102_BIKR). De grensspanningen voor de lagen in het achterland zijn afgeleid uit het S_u -profiel van de sondering die gemaakt is op de binnenteen (26.2+070 DKMP105_BIT). Hierbij is de S_u bepaald door de netto conusweerstand te delen door de N_{kt} factor (Konstantinou (2017)). Er is een controle uitgevoerd of de op deze wijze berekende S_u overeenkomt met de laboratoriumresultaten op deze locatie. De vergelijking is weergegeven in bijlage 2. De vergelijking toont een zeer goede overeenkomst tussen het S_u -profiel uit de sondering en de S_u -waarden uit de laboratoriumproeven.

Voor de modellering van de gemiddelde ongedraineerde schuifsterkte in de kruin S_u is, zoals eerder opgemerkt, gebruik gemaakt van de sondering uitgevoerd ter plaatse van de binnenkruinlijn. Er zijn echter ook sonderingen in de buitenkruinlijn en op het binnentalud beschikbaar welke voor de schuifsterktebepaling gebruikt zouden kunnen worden. Om het effect van de keuze van de sondering op de schuifsterktes te bepalen zijn de sterktes die volgen uit de sonderingen op deze drie locaties (buitenkruin, binnenkruin, talud) met elkaar vergeleken. Hieruit volgt dat de verschillen tussen de sonderingen significant zijn. Voor de antropogene klei worden ca. 20-35% hogere ongedraineerde schuifsterktes gevonden bij de andere twee sonderingen. Voor de eerste natuurlijke kleilaag worden ca. 20% lagere sterktes gevonden bij de andere twee sonderingen. De gevonden glijvlakken snijden met name door

het antropogene dijksmateriaal, zodat voor de analyses het gebruik van de sondering op de binnenkruinlijn conservatief gekozen is. Verwacht wordt dat er optimalisatie mogelijk is door ook de andere twee sonderingen nabij de kruin in de analyse te betrekken. Dit kan bijvoorbeeld door deze (op een of andere wijze) te middelen of door op alle sondeerlocaties een grensspanningsprofiel te genereren.

Opgemerkt wordt nog dat voor de kansverdeling van de grensspanning een lognormale verdeling met een 'shift' is toegepast. De 'shift' representeert de ondergrenswaarde van de grensspanning en is toegepast om negatieve waarden voor de POP te voorkomen. De waarde van de shift is daarom gelijk genomen aan de effectieve spanning in 2015.

Voor de waarden van S en m is voor doorlopende grondlagen onder en naast de dijk volledige correlatie aangenomen.. De POP onder en naast de dijk is volledig onafhankelijk aangenomen. Deze is namelijk afhankelijk van de belastinggeschiedenis, welke onder en naast de dijk significant af kan wijken.

2.5.2 Grondparameters 1953

De grondparameters zijn gelijk gehouden aan de huidige situatie. Dit is een conservatieve benadering voor klei, omdat de grensspanning door verouderingseffecten toeneemt. Voor veen is niet duidelijk of de sterkte in de tijd toe- of afneemt. Het verdient aanbeveling hier meer onderzoek naar te doen. In dit rapport is er geen rekening gehouden met afname van sterkte van het veen zelf, maar alleen een afname in sterkte door autonome bodemdaling in het veenpakket.

De grensspanningspunten zijn mee verschoven met de geometrie (midden laag) en dezelfde waarden (gemiddelde, standaardafwijking en shift) als in de huidige situatie zijn gehanteerd. Doordat door autonome bodemdaling de effectieve spanning in 1953 hoger is dan in 2015 wordt hierdoor in 1953 een (iets) hogere sterkte berekend. Door de hogere effectieve spanning neemt de POP iets af, maar het effect hiervan op de sterkte is kleiner dan de toename van de effectieve spanning. Kanttekening is wel dat omdat de effectieve spanning hoger is, de shift uit 2015 onder de werkelijke effectieve spanning in 1953 ligt. Er kunnen dus negatieve POP waarden worden gerealiseerd. Echter zelfs dit zou tot hogere sterktes moeten leiden aangezien de effectieve spanning met dezelfde waarde is toegenomen.

2.5.3 Grondparameters 2035

De grondparameters zijn gelijk gehouden aan de huidige situatie. Dit is een conservatieve benadering voor klei, omdat de grensspanning door verouderingseffecten toeneemt. Voor veen is niet duidelijk of de sterkte in de tijd in sterkte toe- of afneemt. Het verdient aanbeveling hier meer onderzoek naar te doen. In dit rapport is er geen rekening gehouden met afname van sterkte van het veen zelf, maar alleen een afname in sterkte door autonome bodemdaling in het veenpakket.

De grensspanningspunten zijn mee verschoven met de geometrie (midden laag) en dezelfde waarden (gemiddelde, standaardafwijking en shift) als in de huidige situatie zijn gehanteerd. Doordat door autonome bodemdaling de effectieve spanning in 2035 lager is dan in 2015 wordt hierdoor in 2035 een (iets) lagere sterkte berekend. Door de lagere effectieve spanning neemt de POP iets toe, maar het effect hiervan op de sterkte is kleiner dan de afname in effectieve spanning. Kanttekening is wel dat de POP altijd minimaal de waarde van de afname van de effectieve spanning heeft.

2.6 Buitenwaterstand

2.6.1 Buitenwaterstand huidige situatie

De buitenwaterstand is het resultaat van twee processen: de rivierafvoer vanaf bovenstrooms (vanuit Gouda) en getij-indringing vanaf de Nieuwe Maas. Het getij varieert tussen NAP -0,5 m en NAP + 1,5 m. De gemiddelde waterstand bedraagt NAP +0,3 m.

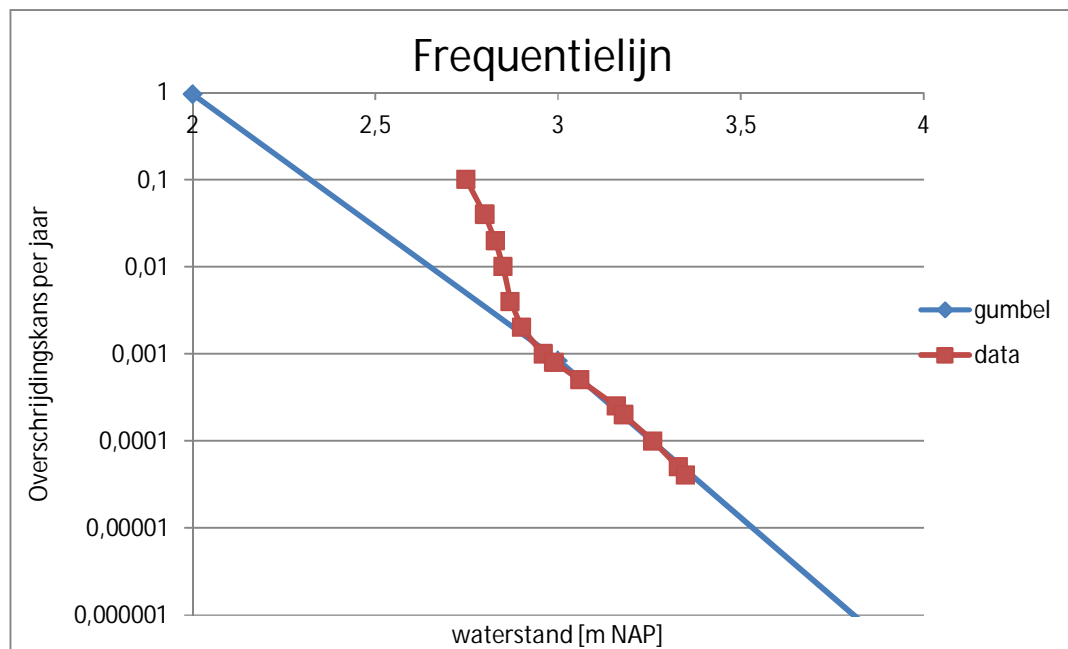
Voor de frequentielijn van de buitenwaterstand wordt voor alle situaties gebruik gemaakt van de frequentielijn voor 2035. Dit betekent dat de berekende faalkans voor de huidige situatie met een volledig probabilistische som niet correct wordt berekend, omdat deze voor de huidige situatie af zal wijken (bijv. in verband met het effect van zeespiegelstijging). Voor het eindresultaat voor de a-priori en a-posteriori (geüpdatete) faalkans voor de toets situatie heeft dit echter geen effect.

2.6.2 Buitenwaterstand 1953

Voor de frequentielijn van de buitenwaterstand wordt gebruik gemaakt van dezelfde lijn als voor de 2035 situatie. Dit betekent dat de berekende faalkans met een volledig probabilistische som voor 1953 niet geheel correct wordt berekend, omdat de frequentielijn voor de geobserveerde situatie af zal wijken (bijv. in verband met het effect van zeespiegelstijging en aanleg stormvloedkeringen). Voor het eindresultaat voor de a-priori en a-posteriori faalkans voor de toets situatie heeft dit echter geen effect, hiervoor is alleen de daadwerkelijk gekeerde waterstand in de geobserveerde situatie van belang.

2.6.3 Buitenwaterstand 2035

Voor de frequentielijn van de buitenwaterstand wordt gebruik gemaakt van de aangeleverde gegevens van HHSK. De maatgevende hoogwaterstand ter plaatse van het profiel 26.2+075 m is NAP +3,11 m. Door HHSK is een frequentielijn voor de buitenwaterstand aangeleverd. Op deze data is een Gumbel verdeling gefit. Het resultaat is weergegeven in figuur 2.2.



Figuur 2.2: resultaat fit gumbelverdeling aan data HHSK

Uit figuur 2.2 blijkt dat een Gumbel verdeling met een ligging parameter van $u=2,15$ en factor $\alpha=0,12$ een goede fit van de staart van de verdeling geeft. Aangezien de staart het belangrijkste is voor het bepalen van de faalkans wordt deze verdeling en gefitte parameters voor de buitenwaterstand toegepast.

Opgemerkt wordt dat de grootste kansdichtheid van deze Gumbel-verdeling zich bij waterstanden bevindt die ruim onder de kruinhoogte blijven. Hieruit kan de voorlopige conclusie worden getrokken dat de hoge(re) waterstanden een relatief geringe bijdrage leveren aan de totale betrouwbaarheid (faalkans) van het dwarsprofiel.

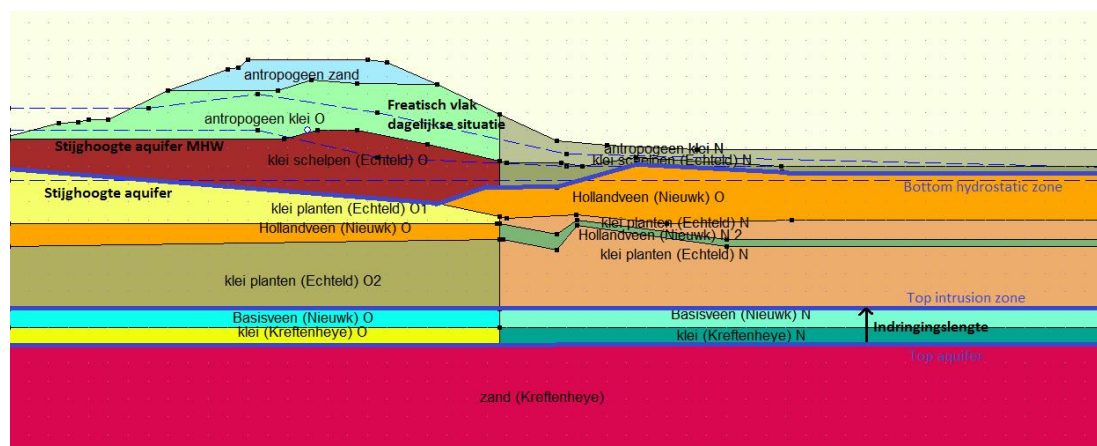
2.7 Waterspanningen

De waterspanningen zijn geschematiseerd met de 'Waternet Creator'. Dit is een geparameteriseerde beschrijving van de waterspanningen waardoor deze probabilistisch kunnen worden gegenereerd en geanalyseerd.

In de Waternet Creator wordt de modellering van de waterspanningen in het dwarsprofiel geregeld door het definiëren van vier zones:

- Hydrostatische zone, hierbinnen verloopt de waterspanning hydrostatisch vanaf het freatisch vlak in de dijk
- Tussenzone, waarin de waterspanning verloopt tussen de hydrostatische waterspanning aan de onderkant van de hydrostatische zone en de waterspanning aan de bovenkant van de indringingszone
- Indringingszone; de zone tot waar een verhoging van de stijghoogte in de aquifer (watervoerende zandlaag onder de dijk) doordringt in het slappe lagenpakket.
- Watervoerende zandlaag (aquifer) waaraan een stijghoogte(verloop) wordt toegekend

Voor alle situaties is de ondergrens van de hydrostatische zone gelegd op het niveau van de bovenste klei schelpen laag. Voor de indringingslengte is voor alle situaties de bovenkant van de basisveenlaag, ofwel een dikte van 2 m, gehanteerd. De grenzen zijn weergegeven in figuur 2.3.



Figuur 2.3 : grenzen tussen de geohydrologische zones profiel 26.2+75m

2.7.1 Waterspanningen hydrostatische zone

De waterspanning in de hydrostatische zone wordt bepaald door de ligging van het freatisch vlak. In de Waternet Creator zijn hier de volgende parameters aan gekoppeld:

- Buitenwaterstand

- Gemiddeld hoogwater (GHW)
- Offsets buitenkruinlijn, binnenkruinlijn en beneden teen

In tabel 2.3 zijn de parameters voor de modellering van de freatische grondwaterstand voor Dp 26.2+75m gegeven, welke wordt gemodelleerd met PL1.

Tabel 2.3 : Parameters freatische grondwaterstand Dp 26.275m

Parameter	Toelichting	Waarde huidige	Waarde 1953	Waarde 2035	Eenheid
PL1	Freatische waterstand				
PL1_1	G.w.s. op buitentalud (buitenwaterstand)	0	0	0	[m t.o.v. h]
PL1_2	G.w.s. 1m in dijk	0	0	0	[m t.o.v. h]
PL1_3	g.w.s. t.p.v. de binnenkruinlijn	Als $h < h_{okzand}$: $h-1$ Als $h_{okzand} < h < 3,6$: $0,25h + 0,87$ Als $h > 3,6$: 0	Als $h < 3,8$: $h-1$ Als $h > 3,8$: 0	Als $h < h_{okzand}$: $h-1$ Als $h_{okzand} < h < 3,49$: $0,26h + 0,69$ Als $h > 3,49$: 0	[m t.o.v. h]
PL1_4	g.w.s. t.p.v. binnenteen	Als $h < h_{okzand}$: 0,3 Als $h > h_{okzand}$: Max(- $0,3h + 1,05; 0$)	Als $h < 3,8$: 0,3 Als $h > 3,8$: 0	Als $h < h_{okzand}$: 0,3 Als $h > h_{okzand}$: Max(- $0,3h + 1,0; 0$)	[m onder teenniveau]
h_{okzand}	Niveau onderkant zand	+2,5	+3,2	+2,28	[m NAP]

g.w.s. = grondwaterstand (freatisch vlak), [m+NAP]

h = buitenwaterstand, [m NAP]

h_{okzand} = niveau van de onderzijde van het aanwezige zandcunet [m+NAP]

Toelichting PL1_2 (grondwaterstand 1 m in dijk):

In verband met structuurvorming in de kleibekleding wordt aangenomen dat deze kleibekleding relatief doorlatend is en de grondwaterstand hierin gelijk is aan de buitenwaterstand.

Toelichting PL1_3 (grondwaterstand bij binnenkruinlijn):

De dagelijkse grondwaterstand in de huidige situatie onder de binnenkruinlijn is ca. NAP +1,0m (Dp26.2+75m). Bij een buitenwaterstand van NAP +3,17m bedraagt deze ca. NAP +1,5m (Van Hoven, juni 2016). Bij een waterstand onder het niveau van de onderkant van de zandlaag wordt geen respons aangenomen. Dit betekent dat de dagelijkse grondwaterstand wordt gehanteerd. Boven dit niveau wordt een constante respons, ofwel een lineair verband tussen buitenwaterstand en freatisch grondwaterstandsniveau verondersteld.

Voor de huidige situatie wordt aangenomen dat bij een overslagdebiet van 10 l/m/s volledige verzadiging optreedt. Aangenomen wordt dat dit overslagdebiet optreedt bij eenzelfde waakhoogte als in 2035 is berekend, namelijk 0,35m. Daarom is hiervoor uitgegaan van een waterstand van NAP +3,6m.

Voor de situatie in 2035 daalt het polderpeil iets en neemt de buitenwaterstand iets toe. Aanname is dat de grondwaterstand in de dijk onder dagelijkse omstandigheden daardoor niet (of verwaarloosbaar) verandert. Voor de respons tussen de buitenwaterstand en de freatische waterstand bij de binnenkruinlijn is dezelfde factor als in de huidige situatie aangehouden. Door het gedaalde niveau van de onderkant van de zandlaag onder de kruin, wordt de totale respons echter hoger. Aangehouden is een dagelijkse grondwaterstand van NAP +1,0 m en bij een buitenwaterstand van NAP +3,17 m een grondwaterstand van NAP +1,66 m.

Aangenomen wordt dat voor de situatie in 2035 bij een waterstand van NAP +3,49 m en een kruinhoogte van NAP +3,73 m een overslagdebiet van 10 l/m/s optreedt (Rozing et al. 2017) en de dijk volledig verzadigd is. Bij die waterstand wordt de grondwaterstand bij de binnenkruinlijn gelijk genomen aan de buitenwaterstand (volledige verzadiging).

Voor de situatie in 1953 is de (horizontale) indringingslengte ongeveer de helft van de huidige situatie (ten gevolge van een 0,7 m hogere ligging van de zandlaag in de kruin, zodat de duur en hoogte van de hoogwaterbelasting ongeveer halveren). Daarom is voor de historische situatie van 1953 aangenomen dat er bij de binnenkruinlijn geen respons op de buitenwaterstand is.

Wel wordt ook voor de situatie in 1953 aangenomen dat bij een overslagdebiet van 10 l/m/s volledige verzadiging optreedt. Aangenomen wordt dat dit overslagdebiet optreedt bij de helft van de waakhoogte als in 2035 is berekend, namelijk ca. 0,15 m. Daarom is hiervoor uitgegaan van een waterstand van NAP +3,8 m. Argumentatie hiervoor is dat voor de historische situatie het aannemen van verzadiging bij een hogere waterstand conservatief is. Daarnaast is uit de historische gegevens bekend dat bij de stormvloed in 1953 veel oppervlakkige afschuivingen van het binnentalud zijn opgetreden (hoewel niet ter plaatse van dit profiel) en veel overslag is opgetreden. De waterstand was destijds NAP +3,75 m.

Toelichting PL1_4 (grondwaterstand bij binnenteenlijn):

De dagelijkse grondwaterstand in de huidige situatie bij de teen is ca. m.v. -0,3m. Bij een buitenwaterstand van NAP +3,17m bedraagt deze ca. m.v. -0,1m (Van Hoven, juni 2016). Bij een waterstand onder het niveau van de onderkant van de zandlaag in het wegcunet wordt geen respons aangenomen. Dit betekent dat de dagelijkse grondwaterstand wordt gehanteerd. Boven dit niveau wordt een constante respons, ofwel een lineair verband tussen buitenwaterstand en freatisch grondwaterstandsniveau verondersteld.

Voor de huidige situatie wordt aangenomen dat bij een overslagdebiet van 10 l/m/s volledige verzadiging optreedt. Aangenomen wordt dat dit overslagdebiet optreedt bij eenzelfde waakhoogte als in 2035 is berekend, namelijk 0,35m. Daarom is hiervoor uitgegaan van een waterstand van NAP +3,6m. Echter, al bij een lagere waterstand wordt bij de gehanteerde respons een grondwaterstand gelijk aan maaiveld gevonden. De grondwaterstand wordt echter niet hoger dan maaiveld aangehouden.

Voor de situatie in 2035 daalt het polderpeil iets en neemt de buitenwaterstand iets toe. Aanname is dat de grondwaterstand in de binnenteen onder dagelijkse omstandigheden daardoor niet (of verwaarloosbaar) verandert. Voor de respons tussen de buitenwaterstand en de freatische waterstand bij de binnenkruinlijn is dezelfde factor als in de huidige situatie aangehouden. Door het gedaalde niveau van de onderkant van de zandlaag wordt de totale

respons echter hoger. Aangehouden is een dagelijkse grondwaterstand van NAP +1,0 m en bij en een buitenwaterstand van NAP +3,17m een grondwaterstand van mv. -0,03m.

Aangenomen wordt dat voor de situatie in 2035 bij een waterstand van NAP +3,49m en een kruinhoogte van NAP +3,73 m een overslagdebiet van 10 l/m/s optreedt (Rozing et al. 2017) en de dijk volledig verzadigd is. Bij die waterstand wordt de grondwaterstand bij de binnenkruinlijn gelijk genomen aan de buitenwaterstand. Echter, al bij een lagere waterstand wordt bij de gehanteerde respons een grondwaterstand gelijk aan maaiveld gevonden. De grondwaterstand wordt echter niet hoger dan maaiveld aangehouden.

Voor de situatie in 1953 is de indringingslengte ongeveer de helft van de huidige situatie (ten gevolge van een 0,7 m hogere ligging van de zandlaag onder de kruin, zodat de duur en hoogte van de hoogwaterbelasting ongeveer halveren). Daarom is voor de historische situatie aangenomen dat er bij de binnentoeen geen respons op de buitenwaterstand is.

Wel wordt ook voor de situatie in 1953 aangenomen dat bij een overslagdebiet van 10 l/m/s volledige verzadiging optreedt. Aangenomen wordt dat dit overslagdebiet optreedt bij de helft van de waakhogte als in 2035 is berekend, namelijk ca. 0,15m. Daarom is hiervoor uitgegaan van een waterstand van NAP +3,8m. Argumentatie hiervoor is dat voor de historische situatie het aannemen van verzadiging bij een hogere waterstand conservatief is. Daarnaast is uit de historische gegevens bekend dat bij de stormvloed in 1953 veel oppervlakkige afschuivingen van het binnentalud zijn opgetreden en veel overslag is opgetreden. De waterstand was destijds NAP +3,75m.

Modellering verzadiging

Het moment waarbij verzadiging optreedt, is lastig te bepalen. De fragility curves zijn zodanig geconstrueerd dat voor alle punten waarbij een significante verandering van de modellering van de waterspanning optreedt er een bèta wordt berekend. De maximale waterstand die wordt beschouwd in de fragility curve is gelijk gehouden aan het punt waarop de dijk verzadigd is aangenomen door overslag. Voor waterstanden daarboven is de fragility curve 'handmatig' horizontaal getrokken. In feite is de dijk dan bezwaken op overloop/overslag, maar niet per se op macrostabiliteit binnenwaarts. Omdat de dijk al verzadigd is verondersteld zal de kans op falen door macrostabiliteit niet veel meer veranderen bij hogere waterstanden.

Voor de FU-analyse voor macrostabiliteit binnenwaarts wordt aangenomen dat het hoogtetekort in 2035 wordt opgelost in een maatregel, bijvoorbeeld golf(oploop)remming op het talud al dan niet in combinatie met een beperkte (mogelijk tijdelijke) barrière ter plaatse van de buitenkruinlijn. In de stabiliteitsberekeningen wordt dan uitgegaan van een kruinhoogte bij een HBN van 1 l/s/m (NAP +3,84m) bij de bepaling van de waterstand waarbij 1 l/s/m en 10 l/s/m optreedt, terwijl in de stabiliteitsberekeningen wordt uitgegaan van de daadwerkelijk verwachte kruinhoogte (NAP +3,73m). Voor meer toelichting over het afleiden van de waterstand bij een bepaald overslagdebiet wordt verwezen naar (Van Hoven, okt. 2016).

2.7.2 Waterspanningen watervoerend pakket

De stijghoogte in het watervoerend pakket moet binnen de 'Waternet Creator' worden opgegeven onder dagelijkse omstandigheden (PL2) en onder maatgevende condities (PL3). Voor PL2 is een vaste waarde van NAP -2,8 m gehanteerd, aangezien deze waarde een verwaarloosbaar effect heeft op de berekeningsresultaten. De maatgevende glijvlakken gaan namelijk door de hydrostatische zone onder het freatisch vlak en de top van de tussenzone.

Voor de respons op de stijghoogte is uitgegaan van een waarde van ca. 0,5 m (Van Hoven, juni 2016). Ook dit is aangenomen voor alle situaties. Dit is gemodelleerd door een gemiddelde buitenwaterstand van NAP +1,24 m en een MHW van NAP +3,17 m. Voor de leklengtes zijn waarden van $\lambda_{in} = 224$ m en $\lambda_{out} = 640$ m.

2.8 Bovenbelasting

Voor de bovenbelasting wordt uitgegaan van een verkeersbelasting over een breedte van 2.5m waarop de ondergrond ongedraineerd reageert (wateroverspanningen worden in rekening gebracht: 0% aanpassing). Voor de verkeersbelasting is daarnaast een spreidinghoek van 0 graden aangehouden. Door HHSK is aangegeven dat er uit kan worden gegaan van:

- een bovenbelasting van 15 kPa onder dagelijkse omstandigheden
- een bovenbelasting van 12 kPa na het peil van de maalstop op NAP +2,6m
- een bovenbelasting van 5 kPa bij maatgevend hoogwater (en hoger).

Uit de gevoeligheidsanalyse, zie hoofdstuk 3, blijkt echter dat het effect van de bovenbelasting bij een waterstand tot een buitenwaterstand van NAP+3,17 m hoger is dan het effect van de waterstand. Dit betekent dat bij een hogere waterstand een lagere faalkans wordt gevonden door de lagere verkeersbelasting die in rekening mag worden gebracht. Dit stuit echter op praktische problemen bij toepassing van de methode 'fragility curves'. Daarom wordt in de toets situatie bij alle waterstanden uitgegaan van een bovenbelasting van 15 kPa. Dit is een conservatief uitgangspunt. In de historische situatie wordt uitgegaan van 0 kPa, omdat niet zeker is dat er een verkeersbelasting aanwezig is geweest in de historische situatie.

2.9 Software

Voor het berekenen van de stabiliteitsfactor voor binnenwaartse macro-stabiliteit is gebruik gemaakt van een ontwikkelversie (bèta-versie) van D-GeoStability (-rto) dd. 14 april 2016. Voor het berekenen van fragility curves en het berekenen van de faalkans is gebruik gemaakt van de Probabilistic Toolkit (PTK), versie 1.7.12.

3 Semi probabilistische gevoeligheidsanalyse

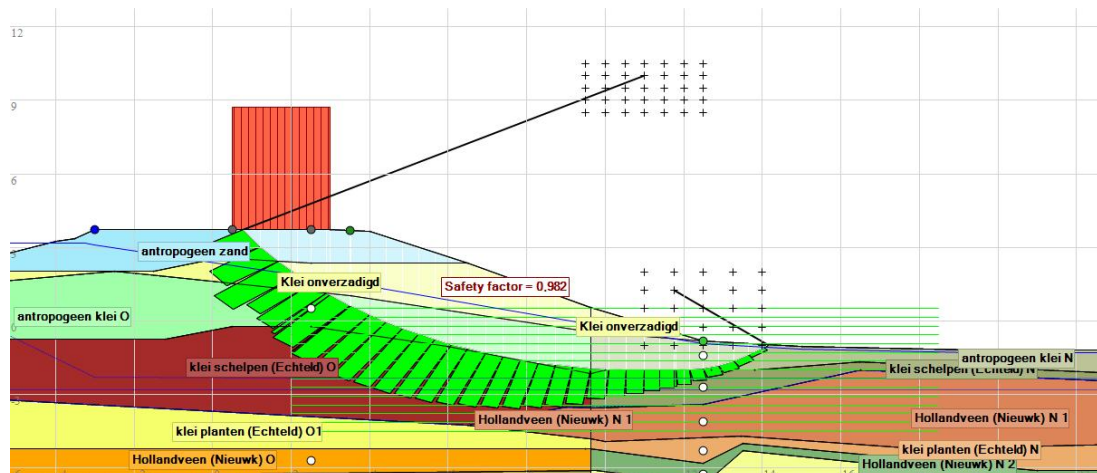
Om meer inzicht te krijgen in de gevoeligheid van de stabiliteitsfactor voor verschillende uitgangspunten zijn een aantal varianten beschouwd. Deze zijn uitgevoerd op basis van semi probabilistische berekeningen met het model Uplift Van.

De stabiliteitseis bij rekenwaarden van de grondparameters is $S.F. \geq 1,28$ in geval van geen overslag (en een faalkansruimtefactor van 0.04 voor macrostabiliteit van het binnentalud). Deze is bepaald o.b.v. een schematiseringsfactor van 1,1 (conservatieve inschatting, niet rekenkundig onderbouwd), modelfactor 1,06 (model Uplift Van), schadefactor 1,1 (zie par. 2.2). Voor de materiaalfactoren is uitgegaan van de waarden uit OI2014v3.

Voor de beoordeling van macrostabiliteit binnenwaarts bij significante overslag is aangesloten bij de KPR werkwijzer "Voorlopige werkwijze macrostabiliteit met overslag". De materiaalfactoren voor POP en S_u bedragen 1,0 en verder wordt voor alle parameters gerekend **met karakteristieke waarden**. De Beta-afhankelijke factor (gecombineerde schade- en materiaalfactor) is bepaald met de formule uit tabel 9 uit bovengenoemde memo en heeft voor de gevraagde doelbetrouwbaarheid van 3,8 een waarde van 1,33. De modelfactor voor UpliftVan is 1,04. Voor de schematiseringsfactor is in dit geval ook 1,1 aangehouden. De eis voor macrostabiliteit gegeven overslag bedraagt **dan $S.F. \geq 1,14$** . Voor de belasting wordt de buitenwaterstand bij een overslagniveau van 10 l/m/s gehanteerd (zie van Hoven, okt 2016).

3.1 Base case (variant 0)

Voor de basissituatie is uitgegaan van een buitenwaterstand van NAP+3,17 m voor de situatie van 2035. De berekende stabiliteitsfactor bedraagt 0,98. Dit is significant lager dan de eis. Het maatgevende glijvlak is weergegeven in figuur 3.1.



Figuur 3.1: Resultaat stabiliteitsberekening variant 0 (toets 2035)

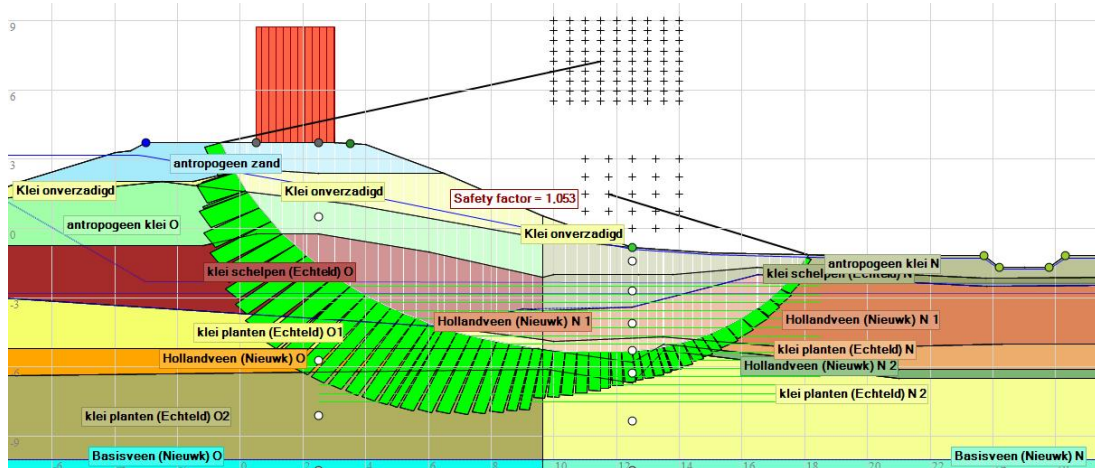
Uit figuur 3.1 blijkt dat het maatgevende glijvlak relatief ondiep insnijdt in de dijk. Het glijvlak loopt door het onverzadigde dijk materiaal (klei en zand) en door de verzadigde antropogene klei. Dit is goed te verklaren gezien:

- de steilheid van het talud (steiler dan 1v:2h)
- de aanzienlijke kerende hoogte (ca. 5 m)

- de stijghoogte in het watervoerend pakket die lager ligt dan het polderpeil en nauwelijks reageert op de buitenwaterstand.

Hieruit blijkt eveneens dat met name de eigenschappen van het antropogene materiaal van relatief groot belang zijn bij de dijken langs de Hollandse IJssel.

Er is tevens een diep glijvlak dat mogelijk maatgevend kan zijn in de FU-analyse. Om tot goedkeuren van de dwarsdoorsnede te komen moeten beide cirkels aan de stabiliteitseis voldoen.



Figuur 3.2: Resultaat stabiliteitsberekening variant 0 (toets 2035), niet maatgevend diep glijvlak

Wanneer in dit rapport over ondiep respectievelijk diep glijvlak wordt gesproken wordt daaronder het volgende verstaan:

- Ondiepe cirkel: glijcirkel die volledig door het antropogene/dijksmateriaal gaat, zie figuur 3.1
- Diepe cirkel: glijcirkel die naast het dijksmateriaal ook het Holocene slappe lagen pakket doorsnijdt, figuur 3.2.

3.2 Variaties grondparameters

Om het effect van onzekerheid in de grondparameters te onderzoeken zijn stabiliteitsanalyses gemaakt voor de toets situatie met rekenwaarden, representatieve waarden en gemiddelde waarden van de grondparameters. Dit betreft zowel waarden voor de materiaaleigenschappen als de grensspanning. De resultaten zijn weergegeven in tabel 3.1.

Tabel 3.1 : Berekeningsresultaten variaties grondparameters

Var.	Geo-metrie	Boven-belasting [kN/m ²]	Hydraulische belasting	Grondparameters	Bodem-opbouw	SF Uplift Van [-]
0	2035	15	NAP+3,17 m	Rekenwaarden	Figuur 2.1	0,98
1	2035	15	NAP+3,17 m	Representatief	Figuur 2.1	1,08
2	2035	15	NAP+3,17 m	Gemiddeld	Figuur 2.1	1,52

Uit tabel 3.1 blijkt dat met name een groot verschil tussen de resultaten bij gemiddelde en representatieve waarden optreedt. Hieruit blijkt dat (reduceerbare) onzekerheden in de materiaaleigenschappen en de grensspanning een relatief grote invloed op de stabiliteitsfactor hebben. Aangezien de spreiding in S-ratio en hoek van inwendige wrijving

beperkt is, is de meeste onzekerheid afkomstig uit de POP waarde en de cohesie van met name de antropogene klei (dijksmateriaal).

3.3 Variaties hydraulische belasting

Met betrekking tot de hydraulische belasting zijn drie situaties beschouwd, namelijk:

- Situatie bij buitenwaterstand van NAP +3,17m
- Situatie met de gemiddelde dagelijkse buitenwaterstand (NAP +0,3m)
- Situatie met buitenwaterstand van NAP +3,49 m (HBN 10 l/m/s) en infiltratie door overslag (grondwaterstand binnenkruinlijn op niveau HBN 10 l/m/s, grondwaterstand in de binnenteen op 0,1 m onder maaiveld). Deze schematisatie is conform het KPR document "Werkwijze macrostabiliteit bij overslag".

De resultaten zijn weergegeven in tabel 3.2.

Tabel 3.2 : Berekeningsresultaten variaties hydraulische belasting

Var.	Geo-metrie	Boven belasting [kN/m ²]	Hydraulische belasting	Grondparameters	Bodem-opbouw	SF Uplift Van [-]
0	2035	15	NAP+3,17 m	Rekenwaarden	Figuur 2.1	0,98
3	2035	15	Dagelijks	Rekenwaarden	Figuur 2.1	1,01
8	2035	15	HBN 10 l/m/s + verzadiging	Karakteristieke waarden	Figuur 2.1	0,86

Uit tabel 3.2 blijkt dat de stabiliteitsfactor voor een dagelijkse waterstand als hydraulische belasting slechts licht hoger is dan de stabiliteitsfactor bij een buitenwaterstand van NAP +3,17 m. Dit wordt veroorzaakt door de beperkte respons van de grondwaterstand op de buitenwaterstand. Ter plaatse van de binnenkruinlijn neemt de grondwaterstand met ca. 0,5 m toe. Dit is de belangrijkste verklaring voor het beperkte verschil tussen beide situaties. De stabiliteitsfactor bij een verzadigde dijk als gevolg van overslag (variant 8) laat een significante afname van de veiligheid zien (ca. -10%). Hieruit kan worden afgeleid dat de keuze voor het punt waarop overslag/verzadiging van het binnentalud gaat optreden een belangrijke modelleerkeuze is. Hierbij moet ook nog worden vermeld dat de vorm van de glijcirkel voor deze situatie verandert. Waar bij de 0-variant de verkeersbelasting binnen de glijcirkel ligt, ligt deze voor de verzadigde variant buiten de glijcirkel. Er is voor variant 8 sprake van een zeer ondiepe (oppervlakkige) glijcirkel.

3.4 Variaties verkeersbelasting

Ook is gevarieerd met de verkeersbelasting. Uit figuur 3.1 blijkt dat de verkeersbelasting gedeeltelijk binnen de maatgevende glijcirkel ligt. De stabiliteitsfactor is berekend voor drie door HHSK opgegeven waarden voor de bovenbelasting, namelijk 5 kPa, 12 kPa en 15 kPa. In alle gevallen is uitgegaan van een consolidatiegraad van 0% en een spreidingshoek van 0 graden. De resultaten zijn weergegeven in tabel 3.3.

Tabel 3.3 : Berekeningsresultaten variaties verkeersbelasting

Var.	Geo-metrie	Boven belasting [kN/m ²]	Hydraulische belasting	Grondparameters	Bodemopbouw	SF Uplift Van [-]
0	2035	15	Norm	Rekenwaarden	Figuur 2.1	0,98
4	2035	12	Maalstop	Rekenwaarden	Figuur 2.1	1,00
7	2035	5	NAP+3,17 m	Rekenwaarden	Figuur 2.1	1,03 ¹⁾

¹⁾ Bij variant 7 verandert de vorm van de glijcirkel. Waar bij de 0-variant de verkeersbelasting geheel binnen de glijcirkel ligt, ligt deze voor variant 7 bijna in zijn geheel buiten de glijcirkel. Er is voor variant 7 dus sprake van een ondiepere (oppervlakkiger) glijcirkel.

Uit tabel 3.3 blijkt dat de variaties in verkeersbelasting leiden tot enkele procenten variatie in berekende stabiliteitsfactor.

3.5 Variaties bodemopbouw

Op dit moment zijn er geen variaties in bodemopbouw beschouwd. Voor een volledige analyse zou dit wel moeten. Het onderzoek naar het effect van deze variaties, bijvoorbeeld ook langs het beschouwde dijvak waarvoor een dwarsprofiel representatief kan worden verondersteld, wordt separaat uitgevoerd (Rosenbrand, okt 2016).

3.6 Variaties geometrie

Bij de variaties in geometrie is het effect van de autonome bodemdaling inzichtelijk gemaakt. Hierbij zijn de volgende varianten beschouwd:

- Variant 5: geometrie in 2015 o.b.v. een kruinstijging van 22 cm en een achterlandstijging van 10 cm t.o.v. 2035
- Variant 10: geometrie in 1953 o.b.v. een kruinstijging van 0 cm en een achterlandstijging van 60 cm t.o.v. 2035. De grondlagen onder de kruin zijn 60 cm gestegen
- Variant 11: geometrie in 2035. Bodemdaling niet in de hoogste humeuze klei of veenlaag, maar de laag hieronder.

NOOT: Uiteindelijk is met andere waarden voor de autonome bodemdaling gerekend als hier weergegeven. Voor de gevoeligheidsanalyse wordt dit verschil echter niet als problematisch gezien.

De berekeningsresultaten zijn weergegeven in tabel 3.4.

Tabel 3.4: Berekeningsresultaten variaties geometrie

Var.	Geo- metrie	Boven belasting [kN/m ²]	Hydraulische belasting	Grondparameters	Wijziging in laag	SF Uplift Van [-]
0	2035	15	NAP+3,17 m	Rekenwaarden	Klei planten (KR)/Hollandveen (AL)	0,98
5	2015	15	NAP+3,17 m	Rekenwaarden	Klei planten (KR)/Hollandveen (AL)	0,99
10	1953	15	NAP+3,17 m	Rekenwaarden	Klei planten (KR)/Hollandveen (AL)	1,11 ¹⁾
11	2035	15	NAP+3,17 m	Rekenwaarden	Hollandveen (KR)/Klei planten (AL)	0,98

¹⁾ Voor dezelfde cirkel als variant 0 wordt een stabiliteitsfactor 1,20 gevonden. De gevonden maatgevende cirkel ligt aanzienlijk dieper dan variant 0.

Uit tabel 3.4 blijkt dat het effect van wijzigingen in de geometrie van 1953 tot 2015 aanzienlijk is. Dit wordt met name veroorzaakt door de verflauwing van het relatief steile talud. Omdat de glijvlakken relatief ondiep zijn is de taludhelling een belangrijke parameter in de berekende stabiliteitsfactor. Opvallend is dat de berekende stabiliteit tussen 1953 en 2015 afneemt en



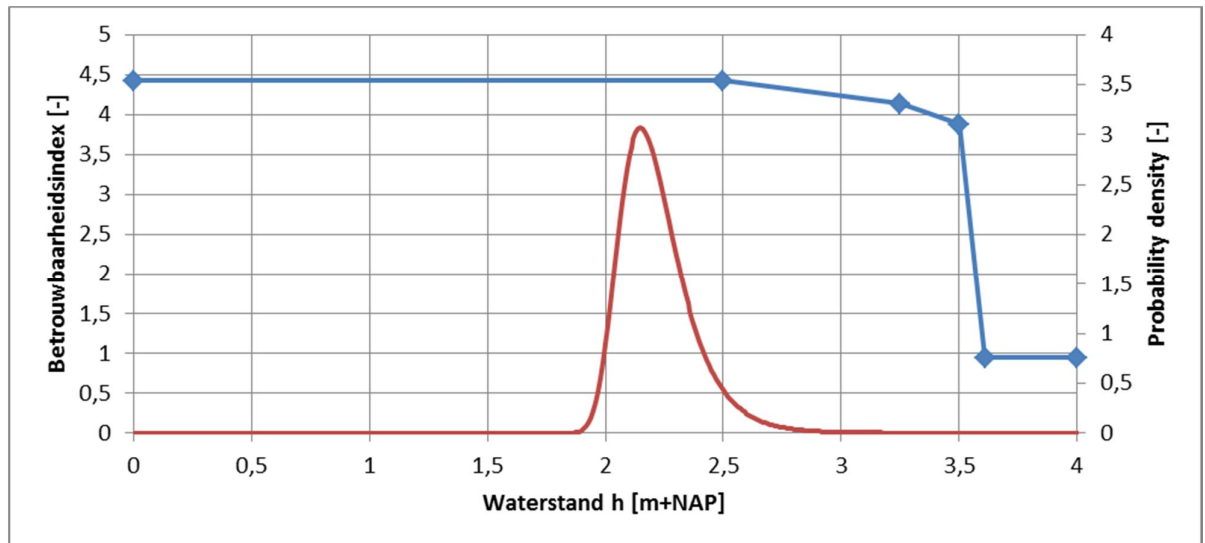
tussen 2015 en 2035 vrijwel gelijk blijft. De afname van sterkte tussen 1953 en 2015 wordt veroorzaakt doordat de kruinhoogte tussen 1953 en 2015 vrijwel gelijk is gehouden en het achterland gedaald is. Dit leidt tot een toename van de kerende hoogte en dus een afname van de stabiliteitsfactor. Voor de situatie in 2035 is er van uitgegaan dat de kruin niet op hoogte wordt gehouden en iets harder zakt dan het achterland. Hierdoor neemt de kerende hoogte af. Het netto effect van de opgetreden bodemdaling is echter gering, want de stabiliteitsfactor blijft ongeveer gelijk.

4 Probabilistische- en FU-analyse fictief geval

In dit hoofdstuk wordt een fictief voorbeeld beschouwd, waarin het effect van twee overleefde waterstanden op de faalkans in de huidige situatie wordt bepaald. Ofwel: dit hoofdstuk dient om antwoord te geven op de vraag wat de huidige faalkans van de dijk is, gegeven dat 'gisteren' de maatgevende waterstand of de overleefde waterstand uit 1953 is opgetreden en wordt in dat geval aan de faalkanseis voldaan? Enkel de ondiepe glijcirkel (figuur 3.1) wordt beschouwd, aangezien uit de gevoeligheidsanalyse voor de geometrie van 2015 volgt dat deze voor de situatie van 2015 maatgevend is.

4.1 Fragility curve en a-priori faalkans huidige situatie

De fragility curve voor de toets situatie en de geobserveerde situatie zijn in dit geval aan elkaar gelijk. Er is in beide situaties uitgegaan van de huidige geometrie (jaar 2015), de huidige bodemopbouw en een bovenbelasting van 15 kPa. De berekende fragility curve (sterkte) en kansverdeling van de waterstand (belasting) is weergegeven in figuur 4.1. Het wordt opgemerkt dat de kansverdeling van de waterstand specifiek voor zichtjaar 2035 is afgeleid. De berekende faalkans voor de huidige situatie (2015) zal dus niet geheel correct zijn. Voor het doel van deze verkennende analyse, het verkrijgen van inzicht in de orde van grootte van de effecten van FU updating, is dit echter geen beperkende factor.



Figuur 4.1 Fragility curve huidige situatie (sterkte in blauw) en Gumbel-verdeling van de buitenwaterstand h in 2035 (belasting in rood)

Op basis van deze fragility curve is de a-priori faalkans bepaald door het uit integreren van de waterstand. De a-priori faalkans bedraagt in dit geval $6,07E-6$ ($\beta = 4,38$). Hieruit kan worden geconcludeerd dat hoge waterstanden (>NAP +3,25 m) slechts een beperkte invloed hebben op de berekende faalkans. Deze faalkans is namelijk ongeveer gelijk aan de faalkans, gegeven een waterstand kleiner dan NAP +2,5 m. Het effect van een sterke toename van de faalkans bij hogere waterstanden is dus beperkt.

4.2 Failure probability updating

Op basis van twee fictief overleefde waterstanden van NAP +3,17m en NAP +3,75 m is het effect van Faalkans Updating op de faalkans in de huidige situatie beschouwd. Het eerste

geval representeert het fictieve geval dat ‘gisteren’ een waterstand om en nabij MHW in 2035 op zou treden en wordt overleefd. Het tweede geval representeert de waterstand is die in 1953 is overleefd. Kanttekening hierbij is echter dat er in dit fictieve geval dus van uit wordt gegaan dat zowel de situatie in 1953 als in 2035 100% vergelijkbaar is (volledig gecorreleerd) met de huidige situatie. Door veranderingen in geometrie en waterspanningsverloop zal de correlatie in werkelijkheid lager zijn. De waarden in tabel 4.1 geven daarom een bovengrens voor het effect van Faalkans Updating op de faalkans voor de huidige situatie. Hiermee wordt een gevoel verkregen voor het potentiële effect van Faalkans-Updating.

Tabel 4.1: Resultaten faalkans updating fictieve overleefde waterstanden huidige situatie

Situatie	A-priori faalkans [1/jaar]	A-posteriori faalkans [1/jaar]
Huidige situatie, overleefde waterstand NAP+3,17 m	6,07E-6 ($\beta=4,38$)	1,07E-6 ($\beta=4,74$)
Huidige situatie, overleefde waterstand NAP+3,75 m	6,07E-6 ($\beta=4,38$)	2,19E-10 ($\beta=6,42$)

Uit de resultaten in Tabel 4.1 blijkt dat de overleefde waterstand in relatie tot het knikpunt van de grafiek (het punt waar verzadiging door overslag een rol gaat spelen) een groot effect heeft op de ‘winst’ door Faalkans Updating. De waterstand waarbij verzadiging optreedt, is voor de huidige situatie aangenomen op NAP +3,6 m. Wanneer de overleefde waterstand lager is dan de waterstand ter plaatse van het knikpunt is de winst van Faalkans Updating gering (zie effect in tabel 4.1 bij NAP+3,17). Indien de overleefde waterstand hoger is dan NAP+3,6m (effect in tabel 4.1 bij NAP+3,75 m) is de winst fors (toename in β van ca. 2). Dit is te verklaren omdat in het laatste geval de overleefde belasting een slechtere situatie representeert dan je toets en deze situatie toch is overleefd. Het effect van de extra informatie op de faalkans is dan groot.

4.3 Duiding resultaten

Uit de berekeningen blijkt dat het probabilistisch rekenen tot een lagere berekende faalkans leidt dan de semi-probabilistische aanpak. In de gevoeligheidsanalyse is voor de huidige situatie een stabiliteitsfactor van 0,95 berekend. Uitgaande van een modelfactor van 1,06 en een schematiseringsfactor van 1,0 (excl. schematiseringsonzekerheid, er is een faalkans berekend, gegeven een bepaalde schematisering), kan hier een schadefactor van ca. 0,9 worden teruggerekend. Hieruit kan een betrouwbaarheidsindex van ca. 3,8 ($P_f = 7,2E-5$) voor de doorsnede worden bepaald. Dit is een ca. 12 maal hogere faalkans dan de a-priori faalkans uit de probabilistische analyse. Dit is in lijn met de verwachting dat het semi-probabilistische toets voorschrift conservatief is.

Door de faalkansupdating voor een buitenwaterstand van NAP +3,17m wordt een 6 maal lagere a-posteriori faalkans gevonden. Er wordt echter nog net niet aan de faalkanseis ($\beta = 4,78$) voldaan, hoewel het ‘tekort’ beperkt is (factor 1,1 in faalkans). Hoewel dit een significante afname is, was op voorhand een hogere winst verwacht gezien de grote reduceerbare onzekerheid in grondparameters en doordat een waterstand om en nabij MHW in 2035 is overleefd. Volgens de deterministische aanpak in TRAS zou in het geval dat de toetswaterstand is overleefd en er geen degradatie optreedt de dijk voldoen aan de eisen. Verwacht wordt dat dit in dit geval niet wordt gevonden door de scherpe knik in de fragility curve vanaf het moment dat infiltratie optreedt. Mogelijk dat het semi-probabilistische toets voorschrift in dit opzicht niet altijd conservatief is.

Door de FU-analyse voor een overleefde waterstand van NAP+3,75 m wordt een ca. 27.000 maal lagere a-posteriori faalkans gevonden. Er wordt in dit geval ruimschoots aan de faalkanseis voldaan. Doordat de geobserveerde waterstand in dit geval hoger is dan de waterstand waarbij de dijk verzadigd is door overslag, wordt veel van deze observatie geleerd en is het effect op de faalkans groot. Als kanttekening dient hierbij te worden gegeven dat dit de bovengrens is van het effect van FU omdat volledige correlatie is aangenomen. De werkelijke correlatie tussen de situatie in 1953 en 2015 zal lager zijn waardoor het effect van faalkans updating ook lager zal zijn.

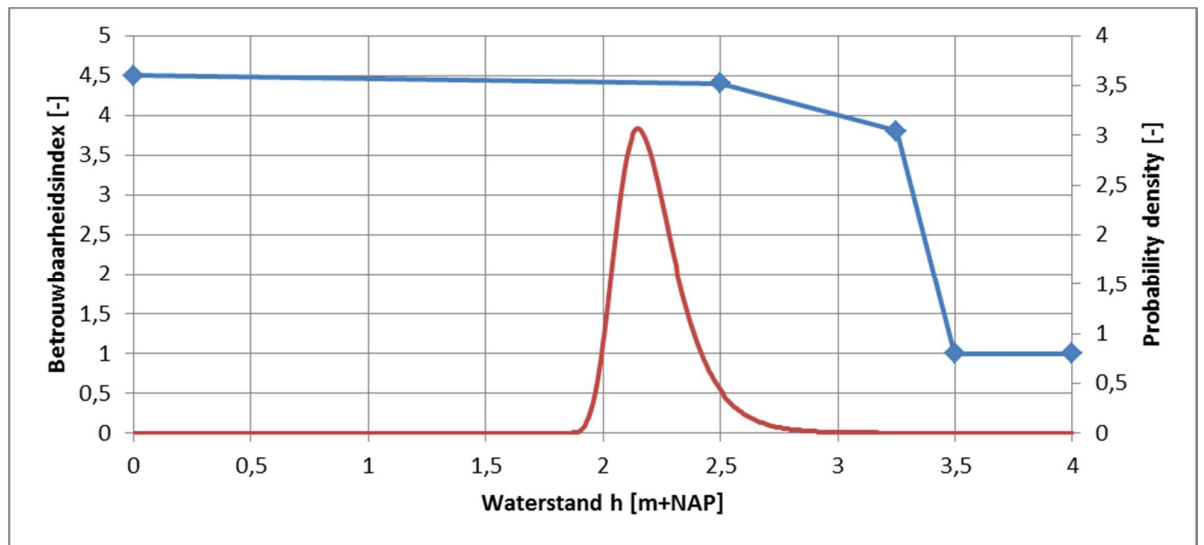
5 Probabilistische- en FU-analyse hoogwater 1953

In dit hoofdstuk wordt een FU-analyse uitgevoerd op basis van de overleefde hoogwatersituatie in 1953. Deze wordt uitgesplitst in de ondiepe glijcirkel (geheel door het dijksmateriaal) en de diepe glijcirkel (gedeeltelijk door het Holocene slappe lagen pakket).

5.1 Fragility curve en a-priori faalkans toets situatie 2035

5.1.1 Ondiepe glijcirkel

De toets situatie van 2035 is gemodelleerd zoals beschreven in hoofdstuk 2. De berekende fragility curve voor de ondiepe glijcirkel voor de toets situatie (sterkte) en de verdeling van de waterstand (belasting) zijn weergegeven in Figuur 5.1.

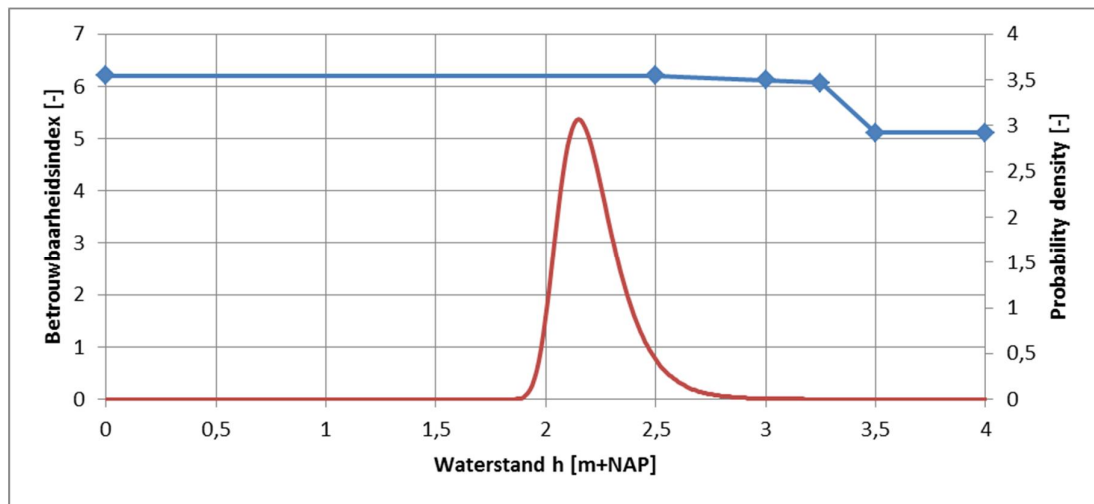


Figuur 5.1 Fragility curve ondiepe glijcirkel toets situatie 2035 (sterkte in blauw), en Gumbel-verdeling van de waterstand h (belasting in rood)

Op basis van deze fragility curve is de a-priori faalkans voor de ondiepe glijcirkel in de toets situatie bepaald. Deze bedraagt $8,69E-06$ ($\beta = 4,3$). Hiermee wordt nog niet aan de vereiste betrouwbaarheidsindex ($\beta_{eis} = 4,78$) voldaan.

5.1.2 Diepe glijcirkel

De toets situatie van 2035 is gemodelleerd zoals beschreven in hoofdstuk 2. De berekende fragility curve voor de ondiepe cirkel voor de toets situatie (sterkte) en de verdeling van de waterstand (belasting) zijn weergegeven in Figuur 5.2.



Figuur 5.2 Fragility curve diepe glijcirkel toets situatie 2035 (sterkte in blauw), en Gumbel-verdeling van de waterstand h (belasting in rood)

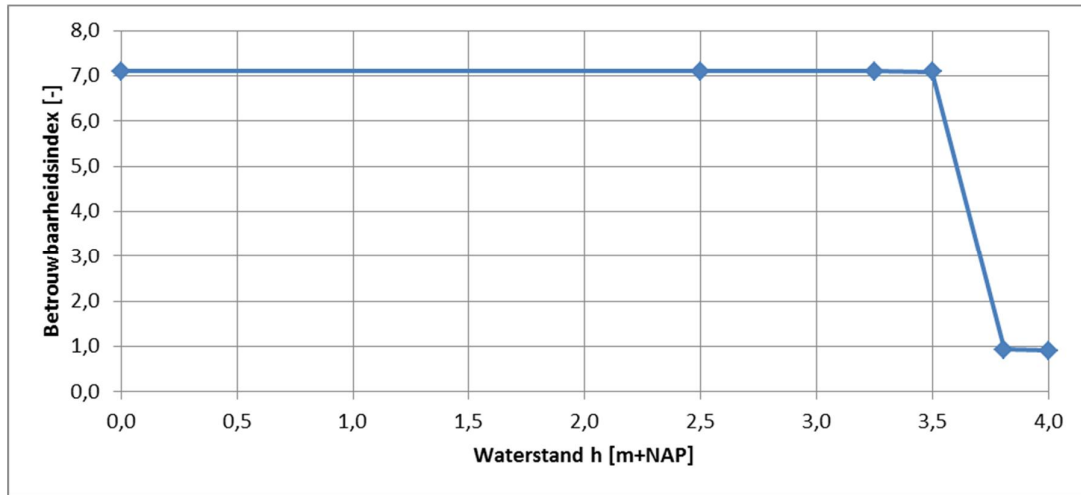
Op basis van deze fragility curve is de a-priori faalkans voor de diepe glijcirkel in de toets situatie bepaald. Deze bedraagt $2,88E-10$ ($\beta=6,2$). Hiermee wordt ruimschoots aan de vereiste betrouwbaarheid voor de doorsnede ($\beta=4,78$) voldaan.

In de deterministische gevoeligheidsanalyse is voor de diepe cirkel in de toets situatie 2035 een veiligheidsfactor van 1,05 berekend (en was daarmee afgekeurd omdat 1,28 benodigd is uitgaande van een faalkansruimtefactor van 0.04 voor macrostabiliteit van het binnentalud). Door het uitvoeren van een probabilistische analyse is aangetoond dat deze glijcirkel wel ruimschoots aan de gevraagde betrouwbaarheid voldoet. Het is daarom ook niet meer nodig om deze cirkel verder in de Faalkans-Updating te betrekken aangezien op basis van een probabilistische analyse voor deze glijcirkel al het oordeel “voldoet aan de norm” kan worden toegekend.

5.2 Fragility curve en faalkans situatie observatie 1953

De situatie ten tijde van de observatie in 1953 is gemodelleerd als beschreven in hoofdstuk 2. De berekende fragility curve voor de ondiepe cirkel in de observatie situatie (sterkte) is weergegeven in Figuur 5.3. De verdeling voor de waterstand is niet bijgevoegd omdat de totale faalkans van de observatie niet bepaald wordt.

De fragility curve laat zien dat de veiligheid voor waterstanden lager dan het Hydraulisch Belasting Niveau bij 10 l/m/s voor 1953 hoog is ($\beta=7,1$). Opvallend is dat de fragility curve voor de 1953 situatie veel hoger ligt dan de toets situatie. Ten eerste is er sprake van significant hogere veiligheid door het verdisconteren van opgetreden bodemdaling tussen 1953 en de toets (resultierend in een stabiliteitsfactor van F.S. = 1,2, zie gevoeligheidsanalyse paragraaf 3.6) en ten tweede wordt de verkeersbelasting in de observatie niet meegenomen en wel in de toets. Uit de semi-probabilistische gevoeligheidsanalyse blijkt dat dit ook tot een hogere veiligheid leidt (SF=1,27).



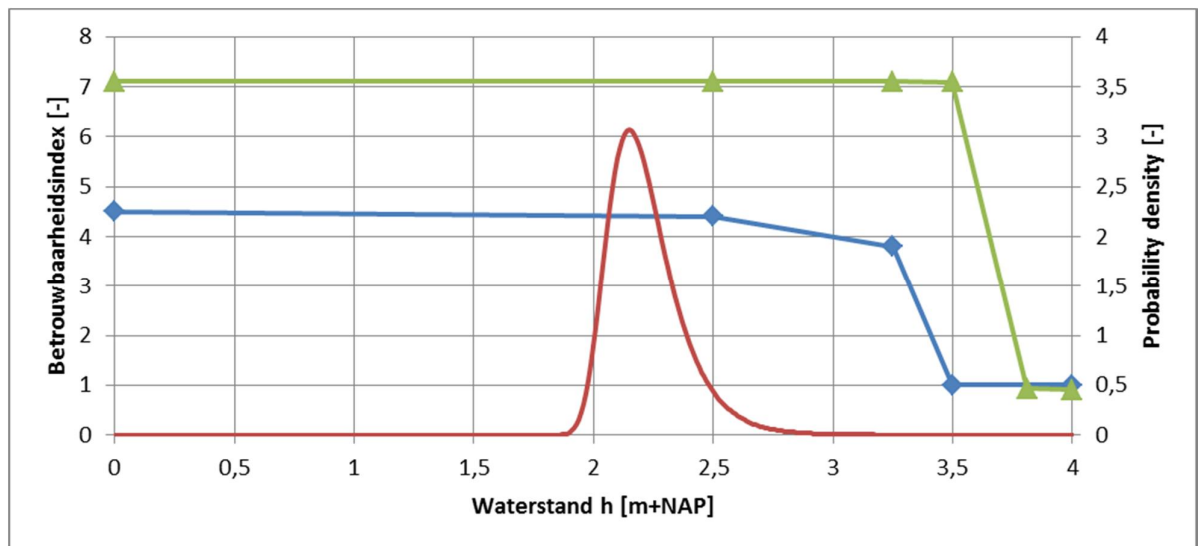
Figuur 5.3: Fragility curve ondiepe glijcirkel observatie 1953 (sterkte in blauw).

Het feit dat de fragility curve van de ondiepe glijcirkel in de observatie relatief gezien veel hoger ligt dan die van de toets betekent dat het in 1953 zeer onwaarschijnlijk was dat de dijk zou falen. De nieuwe informatie van een overleefde waterstand doet dan waarschijnlijk slechts weinig bij het updaten van de faalkans van de toetssituatie.

5.3 Faalkans updating ondiepe glijcirkel

5.3.1 Fragility curves

De fragility curves voor de toets en observatie (respectievelijk sterkte in 2035 en 1953) en de kansverdeling van de waterstand in 2035 (belasting) is weergegeven in Figuur 5.4



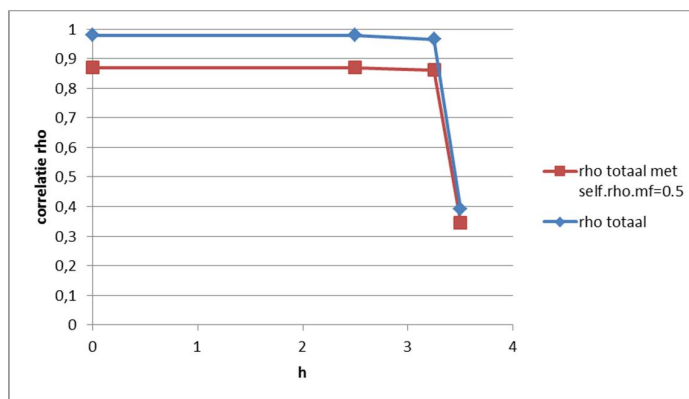
Figuur 5.4: Fragility curves ondiepe glijcirkels voor toets (sterkte in blauw), observatie (sterkte in groen) en de kansverdeling van de waterstand in 2035 (belasting in rood)

Wanneer de fragility curves met elkaar vergeleken worden valt op dat de fragility curve voor de observatie beduidend hoger ligt dan de toets. De verwachting is dus dat faalkans-updating

weinig effect heeft als de geobserveerde waterstand bij een onverzadigde dijk is opgetreden en veel effect heeft als de geobserveerde waterstand bij een verzadigde dijk is opgetreden (knik van de grafiek).

5.3.2 Correlatie toets 2035 en 1953

Op basis van de overleefde waterstand van NAP +3,75m in 1953 is de faalkans voor de 2035 situatie bepaald. Hiervoor is eerst de correlatie tussen deze twee situaties bepaald, zie figuur 5.5. Hierbij is onderscheid gemaakt in een volledige correlatie tussen de modelfactor in beide situaties en een correlatiecoëfficiënt van 0,5.



Figuur 5.5: Correlatiecoëfficiënten per waterstand ondiepe glijcirkel

Uit Figuur 5.5 blijkt dat bij de beschouwde waterstanden de correlatie van ca. 0,9-1,0 daalt naar 0,4 voor de situatie waarbij voor 2035 overslag optreedt en in 1953 situatie niet. Als voor de modelfactor wordt uitgegaan van een correlatiecoëfficiënt van 0,5 daalt deze correlatiecoëfficiënt nog iets meer.

5.3.3 Resultaat Faalkans Updating

De resultaten voor beide situaties zijn weergegeven in Tabel 5.1.

Tabel 5.1: Resultaten FU-analyse

Toets situatie	Historische situatie	Correlatie coëfficiënt [ρ]	A-priori faalkans [beta/jaar]	A-posteriori faalkans [beta/jaar]
2035 (NAP +3,17m)	Hoogwater 1953 (NAP +3,75m)	1,0	4,30	4,55
2035 (NAP +3,17m)	Hoogwater 1953 (NAP +3,75m)	0,4	4,30	4,34

De geüpdatete a-posteriori faalkans bedraagt 2,7E-08 per jaar ($\beta=4,55$) bij volledige correlatie. Dit is een bovengrens voor het updating effect. Bij de lagere correlatiecoëfficiënt van 0,4 bij overslag geldt dat het effect van updating vrijwel verwaarloosbaar is. Uit de resultaten blijkt dat de FU-analyse slechts een zeer gering effect op de berekende a-posteriori faalkans heeft en dat ongeacht de gehanteerde correlatiecoëfficiënt, niet aan de vereiste betrouwbaarheid ($\beta_{eis} = 4,78$) wordt voldaan.

5.4 Duiding resultaten

De resultaten in tabel 5.1 laten zien dat toepassen van Faalkans-Updating slechts weinig effect heeft op de faalkans. Dit wordt veroorzaakt doordat de kans op falen in de beschouwde historische situatie van 1953 (NAP+3,75m) zeer klein was (hoge betrouwbaarheidsindex $\beta=7,1$). Deze hoge betrouwbaarheid kan voornamelijk worden verklaard door de aannames van het ontbreken van verkeersbelasting, het niet verzadigd zijn van de dijk door overslag bij lage waterstanden en de gunstigere geometrie in 1953 (hoger achterland, ongeveer gelijke kruinhoogte). Het toepassen van deze informatie in de faalkans updating leidt daarom niet tot een significante verkleining van onzekerheden omdat bezwijken van de dijk tijdens de observatie relatief onwaarschijnlijk was.

Het effect van faalkans updating wordt in deze situatie gedomineerd door de aanname of in de historische situatie verzadiging van het binnentalud ten gevolge van overslag is opgetreden of niet. Wanneer de fragility curve van de observatie bij een verzadigde dijk onder de fragility curve van de toets komt is het effect zeer groot, omdat dan de in het verleden 'zwakker' gedachte dijk de belasting overleefd heeft. In bovenstaande analyse blijft de fragility curve van de observatie echter boven de fragility curve van de toets en is het effect van updating nihil. De overleefde waterstand is daarnaast ook een belangrijke parameter in het effect van de updating (zie ook hoofdstuk 4). Als in het verleden verzadiging is overleefd, is het effect van de FU-analyse potentieel groot (afhankelijk van positie fragility curve observatie vs. toets). Het effect van Faalkans Updating is sowieso laag als de overleefde waterstand lager is dan de waterstand waarbij volledige verzadiging wordt aangenomen in de historische situatie is (zie bovenstaande resultaten). Om het effect van de aannames op de faalkans en het effect van FU-analyses inzichtelijk te maken is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd, zie paragraaf 5.5.

Met betrekking tot de in de observatie aanwezige verkeersbelasting, effect van autonome bodemdaling en verzadiging door overslag zijn in de historische situatie conservatieve aannames gedaan. Daarom is wellicht optimalisatie van de FU-analyse mogelijk door hier verschillende scenario's voor te beschouwen en deze te wegen in de probabilistische analyse. Dit is vooralsnog niet gedaan.

5.5 Gevoeligheidsanalyse hydraulische belastingniveaus bij overslag

Uit de duiding van de resultaten uit hoofdstuk 4 en paragraaf 5.3 blijkt dat de grootte van het effect van Faalkans Updating sterk afhangt van de gekozen Hydraulische Belastingniveaus (HBN) vanaf wanneer verzadiging door overslag een rol gaat spelen. De modellering van verzadiging door overslag is als volgt aangenomen:

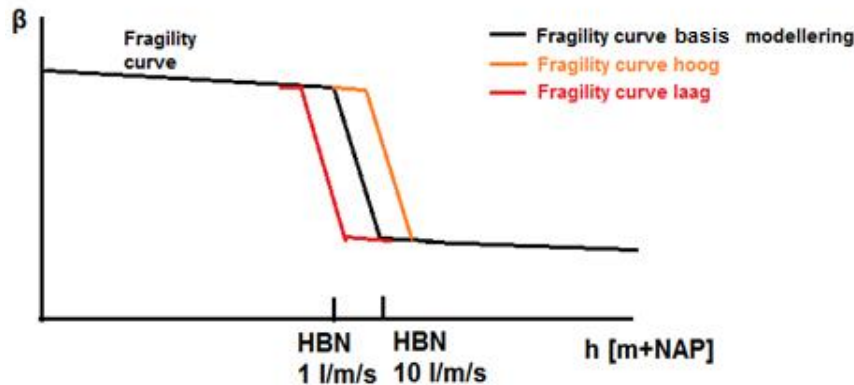
- Er is geen effect van verzadiging voor een HBN behorende bij een overslag van 1 l/m/s
- De dijk is volledig verzadigd voor een HBN behorende bij een overslag van 10 l/m/s.

Voor waterstanden tussen de hierboven genoemde hydraulische belastingniveaus is de betrouwbaarheidsindex β geïnterpoleerd. Deze Hydraulische Belastingniveaus zijn bepaald met Hydra-NL op basis van een aantal scenario's. Deze waarden hebben, zowel door het model als de betekenis van de variabele, de nodige onzekerheid in zich. In deze gevoeligheidsanalyse wordt verkend wat het effect hiervan is op de faalkans in de toets situatie en het effect van de Faalkans-Updating.

Deze onzekerheid is gekwantificeerd in (Van Hoven, okt 2016). Deze onzekerheid is bepaald door het afleiden van de Hydraulische Belastingniveaus voor de toets situatie (2035) voor een 'laag scenario' (overslag bij lage(re) waterstanden) en een 'hoog scenario' (overslag bij hoge(re) waterstanden). Deze waarden zijn gegeven in Tabel 5.2.

In de gevoeligheidsanalyse is het effect op de faalkans en het effect van Faalkans Updating berekend door de fragility curve van de toets tussen de twee HBN punten handmatig te 'verschuiven' voor de verschillende scenario's. Dit is schematisch weergegeven in Figuur 5.6.

Daarnaast is ook gekeken wat het effect is van de modellering van overslag in de historische situatie op de resultaten van Faalkans Updating. Hiertoe is er, naast de bestaande modellering van overslag (volledig verzadigd bij NAP+3,8 m) ook nog een variant ontwikkeld waarbij de fragility curve 0,1 m naar links is verschoven (volledig verzadigd bij NAP+3,7 m). In het eerste geval is de dijk niet verzadigd, in het laatste geval is de dijk volledig verzadigd tijdens de observatie.



Figuur 5.6: ·Verschuiving van fragility curve voor het bepalen van de gevoeligheid voor modellering overslag

De resultaten zijn weergegeven in tabel 5.2. Voor de situatie waarbij de a-posteriori faalkans wordt berekend door te updaten met een volledig verzadigde dijk in 1953 is de correlatie als 1,0 aangenomen. Voor de situatie waarin de a-posteriori faalkans wordt berekend door te updaten met een niet verzadigde dijk in 1953 wordt zowel de bovengrens (volledige correlatie) als de berekende correlatie (0,4) beschouwd.

Tabel 5.2 Resultaten probabilistische analyse en Faalkans Updating voor verschillende scenario's voor het modelleren van overslag

	Hydraulische belasting-niveaus		A-priori faalkans		A posteriori faalkans FU met observatie 1953 volledig verzadigd ($\rho=1$)		A posteriori faalkans FU met observatie 1953 niet verzadigd			
	HBN 1 l/m/s [m+NAP]	HBN 10 l/m/s [m+NAP]	β [-]	P_f [1/jr]	β [-]	P_f [1/jr]	$(\rho=1)$		$(\rho=0,4)$	
Toets situatie	HBN 1 l/m/s [m+NAP]	HBN 10 l/m/s [m+NAP]	β [-]	P_f [1/jr]	β [-]	P_f [1/jr]	β [-]	P_f [1/jr]	β [-]	P_f [1/jr]
Basis modellering overslag	3,26	3,49	4,30	8,69E-6	>8	Verwaarloosbaar	4,55	2,68E-6	4,34	7,12E-6
Laag scenario overslag	3,00	3,35	4,16	1,60E-5	>8	Verwaarloosbaar	4,33	7,45E-6	4,18	1,45E-5
Hoog scenario overslag	3,40	3,60	4,35	6,83E-6	7,87	1,73E-13	4,73	1,13E-6	4,38	6,03E-6

Uit Tabel 5.2 blijken de a-priori betrouwbaarheidsindices van de toetsituatie slechts beperkt beïnvloed te worden door de verschuiving van de hydraulische belastingniveaus in het hoge en lage scenario. Wat duidelijk uit de resultaten in Tabel 5.2 blijkt is dat als geüpdatet wordt met een volledig verzadigde dijk in de observatie het effect zeer groot is. Wordt er geüpdatet met een onverzadigde dijk dan is het effect van Faalkans Updating klein. Dit is in overeenstemming met de resultaten uit de vorige hoofdstukken.

5.6 Schematiseringsverantwoording

5.6.1 Toepasbaarheid methode

Voor het toepassen van de methode met fragility curves dienen de glijcirkels vergelijkbaar te zijn. Voor deze analyse zijn alleen de ondiepe glijcirkels door het dijksmateriaal beschouwd. Wel moet worden opgemerkt dat bij de hogere waterstanden, waarbij verzadiging optreedt de glijcirkels (nog) ondieper zijn. Omdat het punt waarbij verzadiging optreedt in de toets- en de observatie vrijwel gelijk zijn wordt dit acceptabel geacht. Overwogen kan worden om beide glijvlakken separaat te beschouwen. Echter aangezien de FU in dit geval een beperkt effect heeft wordt dit voor nu niet nuttig geacht.

Een voorwaarde voor het toepassen van de FU methodiek is dat er bij de geobserveerde situatie geen significante schade opgetreden mag zijn. Uit historische gegevens blijkt dat er ter plaatse van het beschouwde dwarsprofiel in 1953 geen schade is opgetreden. Bij de vertaling van de resultaten naar een langer dijktraject moet er rekening mee worden gehouden dat bijv. ter plaatse van km 25.39 wel schade is opgetreden.

5.6.2 Schematisatiekeuzes en aannames

Voor de beschrijving van de uitgangspunten wordt verwezen naar hoofdstuk 2. De belangrijkste schematisatiekeuzes en aannames zijn hieronder samengevat:

- Faalmechanismen: Alleen het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts is beschouwd. De zakking van de kruin heeft een gunstig effect op dit mechanisme. Echter, in verband met het mechanisme overslag en overloop is naar verwachting een verhoging van de kruin nodig. Het effect hiervan dient nog onderzocht te worden.
- Belasting situaties: voor de Faalkans Updating is alleen de belasting situatie Maatgevend Hoogwater beschouwd. De belasting situaties extreme neerslag of dagelijkse situatie (verkeersbelasting) zijn niet beschouwd. Deze dienen nog nader beoordeeld te worden, aangezien deze ook niet aan de eisen voldoen.
- Correctie geometrie en bodemopbouw m.b.t. autonome bodemdaling. Hierin zijn conservatieve keuzes gemaakt door uit te gaan van een bovengrens van de autonome bodemdaling. Door het beschouwen en wegen van verschillende varianten kan wellicht nog optimalisatie worden bereikt. De autonome bodemdaling is verrekend in de bovenste veenlaag of humeuze kleilaag. Dit is het meest waarschijnlijke scenario.
- Bodemopbouw. Er is slechts rekening gehouden met één ondergrondscenario. Om uiteindelijke conclusies over het goed- of afkeuren van een dwarsprofiel te kunnen trekken dienen meerdere scenario's te worden beschouwd en gewogen. Omdat er vooralsnog geen voldoende oordeel o.b.v. de FU-analyse is berekend is dit vooralsnog niet gedaan. Voor deze fase wordt wel enig inzicht in het effect van verschillen in bodemopbouw verkregen door verschillende dwarsprofielen van de ondergrondopbouw te beschouwen. Dit wordt separaat uitgevoerd (Rosenbrand, okt 2016).
- De grondparameters zijn in de verschillende scenario's gelijk gehouden. Dit is een conservatieve benadering voor klei, omdat de grensspanning door

verouderingseffecten toeneemt. Voor veen is niet duidelijk of de sterkte in de tijd toe- of afneemt. Het verdient aanbeveling hier meer onderzoek naar te doen.

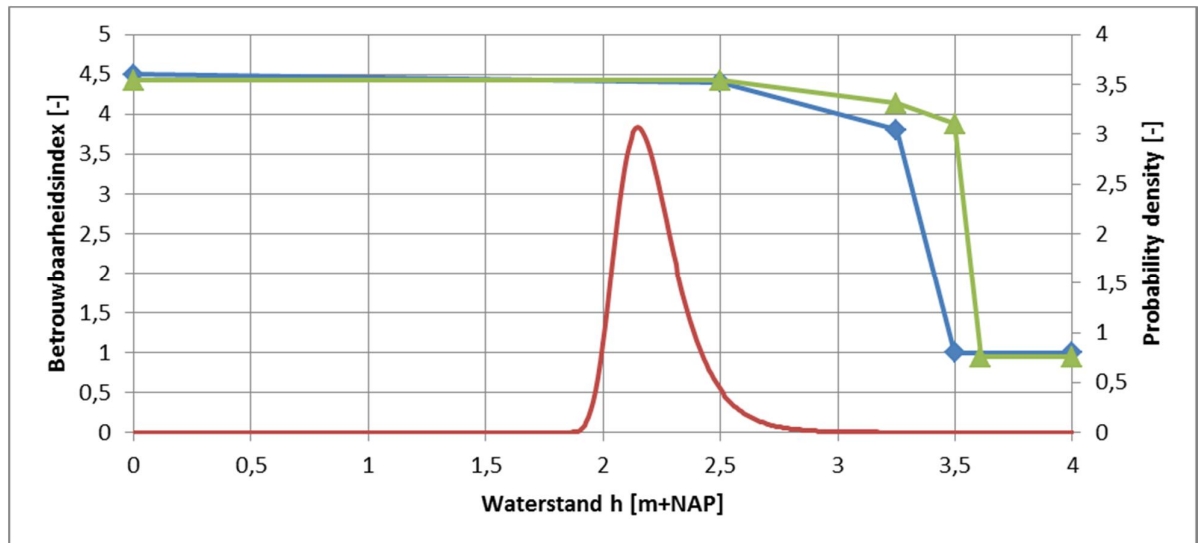
- Voor de grondparameters boven de dagelijkse freatische lijn zijn gedraineerde waarden aangehouden. Als de freatische waterstand in de dijk stijgt (bijv. door infiltratie bij overslag) kan deze ongedraineerd gaan reageren. Omdat (1) dit effect in de huidige software niet goed te modelleren is en (2) door structuurvorming de doorlatendheid boven de grondwaterstand naar verwachting relatief hoog is, is voor deze zone uitgegaan van gedraineerd bezwijken.
- Hydraulische belasting: Voor alle situaties is dezelfde frequentielijn voor de buitenwaterstanden in 2035 is aangehouden. Alhoewel de frequentielijn in 1953 afwijkt heeft dit alleen invloed op de a-priori faalkans in 1953, niet op de geüpdatete faalkans in 2035. Hiervoor is alleen de kennis dat een bepaalde waterstand is overleefd van belang, niet zozeer de kans op deze waterstand.
- Geohydrologie: de respons op de buitenwaterstand is aangepast op basis van het gewijzigde niveau van de onderkant van het zandcunet, welke conservatief is geschat. Aangezien de duur van het hoogwater in 1953 en de toetsituatie 2035 vergelijkbaar is, is hier geen correctie voor uitgevoerd.
- Infiltratie door overslag: Op dit moment is geen informatie beschikbaar over de kans op een bepaalde overslag, gegeven een bepaalde waterstand. Daarom is hiervoor een praktische benadering gevolgd door een conservatieve inschatting te hanteren voor de toetsituatie. Hierbij is uitgegaan van volledige verzadiging van het binnentalud bij een overslagdebiet groter dan 10l/s/m voor de toetsituatie. Hieruit blijkt dat dit optreedt bij een waakhoogte van 0,35m. Voor de geobserveerde situatie in 1953 is aangenomen dat bij de helft van deze waakhoogte pas volledige infiltratie van het binnentalud plaatsvindt. Uit de gevoeligheidsanalyse blijkt dat de hydraulische belastingniveaus van 1953 een essentiële keuze zijn voor het effect van updating. Het verdient aanbeveling deze te wegeen.
- Verkeersbelasting: Voor de toetsituatie is voor alle waterstanden uitgegaan van een bovenbelasting van 15 kPa over 2,5 m. Dit is een conservatief uitgangspunt, aangezien bij hogere waterstanden een lagere verkeersbelasting van toepassing is. Echter, in dat geval wordt een knik in de fragility curve gevonden (afname faalkans bij toenemende waterstand) wat tot reken technische problemen leidt. In de historische situatie wordt geen verkeersbelasting in rekening gebracht, omdat niet zeker is dat deze aanwezig is geweest.
- 3D effecten: De beschouwde doorsnede ligt tussen 2 opritten. De . afstand tussen de opritten is ca. 60-70 m. Dit betekent dat het afschuifvlak hiertussen 'gedwongen' wordt. De breedte is echter wel groter dan de breedte van een representatieve afschuiving (ca. 50 m). Afschuifvlakken groter dan de afstand tussen de opritten zijn echter onwaarschijnlijk. Voor de situatie tussen de opritten is een 2D benadering echter redelijk. Wellicht dat als er een langer dijkvak wordt beschouwd optimalisatie is te bereiken door van de totale trajectlengte de locaties met een oprit af te trekken.
- Representativiteit doorsnede: hoe representatief de beschouwde doorsnede is voor het dijkvak/traject wordt separaat onderzocht. Wel moet opgemerkt worden dat de berekende stabiliteitsfactor voor de toets situatie ca. 1,0 bedraagt en dus niet extreem laag is. Bekend is dat er ook doorsneden zijn waarvoor lagere stabiliteitsfactoren berekend zijn. Voor de situatie uit deze case is het op zich niet onaannemelijk dat deze in de huidige situatie stabiel is. Voor andere doorsneden is het effect van de FU-analyse daardoor wellicht groter.

6 Probabilistische- en FU-analyse 2015

In dit hoofdstuk wordt een FU-analyse uitgevoerd op basis van de overleefde dagelijkse situatie (gemiddeld hoogwater) in de huidige situatie (2015). Deze analyse kan tevens als basis dienen voor het ontwerp van een mogelijke proefbelasting, aangezien 2015 de 'huidige' situatie representeert.

6.1 Fragility curves en a-priori faalkansen

De toets situatie 2035 en de huidige situatie (2015) zijn gemodelleerd zoals beschreven in hoofdstuk 2. De berekende fragility curves voor de toets en de huidige situatie zijn weergegeven in figuur 6.1 (al berekend in hoofdstukken 4 en 5).



Figuur 6.1 Fragility curve toets (sterkte in blauw), fragility curve huidige situatie (sterkte in groen) en Gumbel-verdeling van de buitenwaterstand h in 2035 (belasting in rood)

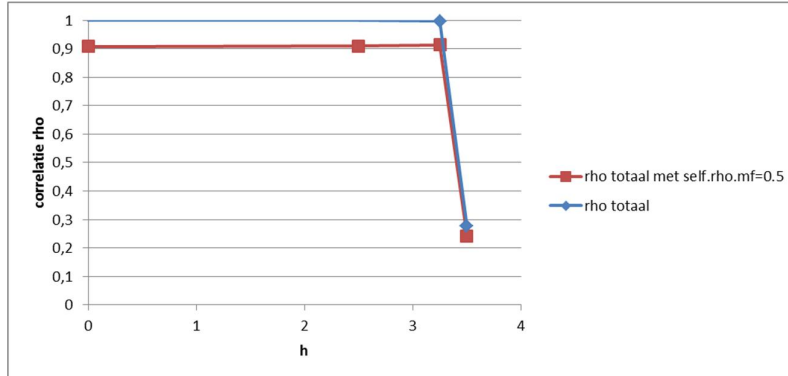
De a-priori faalkans van de ondiepe glijcirkel in de toets situatie 2035 is reeds in hoofdstuk 5 bepaald. Deze is berekend als een faalkans van $8,7E-06$ ($\beta = 4,30$).

6.2 Faalkans updating

6.2.1 Correlatie toets 2035 en huidige situatie 2015

Op basis van een overleefde waterstand van NAP +1,24m (GHW) in 2015 is de a-posteriori faalkans voor de 2035 situatie bepaald. Hiervoor is eerst de correlatie tussen deze twee situaties bepaald, zie figuur 6.2. Hierbij is onderscheid gemaakt in een volledige correlatie tussen de modelfactor in beide situaties en een situatie waarbij de correlatiecoëfficiënt voor de modelfactor in beide situaties 0,5 bedraagt.

Uit figuur 6.2 blijkt dat bij de beschouwde waterstanden de correlatie ongeveer 1,0 is. Als voor de modelfactor wordt uitgegaan van een correlatiecoëfficiënt van 0,5 daalt de correlatiecoëfficiënt tussen beide situaties naar ca. 0,9.



Figuur 6.2 Correlatiecoëfficiënten per waterstand tussen fragility curves 2035 en 2015

6.2.2 Resultaten Faalkans-Updating

De resultaten van de FU-analyse zijn weergegeven in tabel 6.1.

Tabel 6.1 : Resultaten FU-analyse

Toets situatie	Historische situatie	Correlatie coëfficiënt [ρ]	A-priori faalkans [beta/jaar]	A-posteriori faalkans [beta/jaar]
2035 (NAP +3,17m)	GHW 2015 (NAP +1,24m)	1,0	4,30	4,48
2035 (NAP +3,17m)	GHW 2015 (NAP +1,24m)	0,9	4,30	4,33

Uit tabel 6.1 blijkt dat nog niet aan de faalkanseis ($\beta_{eis} = 4,76$) wordt voldaan uitgaande van een faalkansruimtefactor voor macrostabiliteit van het binnentalud van 0.04. Hieruit komt tevens naar voren dat een lagere correlatie van de modelfactor voor beide situaties kan zorgen voor een significante reductie van het effect van Faalkans Updating.

6.3 Duiding resultaten

Uit tabel 6.1 blijkt dat het probabilistische rekenen tot een lagere berekende faalkans (equivalent is hogere beta) leidt dan de semi-probabilistische berekening, zie ook hoofdstuk 4. Het effect van de FU-analyse is echter zeer beperkt. Dit wordt met name veroorzaakt doordat de overleefde waterstand beneden het knikpunt van de fragility curve (punt vanaf waar verzadiging van de dijk door overslag een rol gaat spelen) ligt en de waarde van de betrouwbaarheidsindex op de fragility curve voor deze waterstand in de observatie sowieso al relatief hoog was.

6.4 Schematiseringsverantwoording

6.4.1 Toepasbaarheid methode

Voor het toepassen van de methode met fragility curves dienen de glijcirkels vergelijkbaar te zijn. Uit een beschouwing van de glijcirkels in de ontwerppunten bij de verschillende waterstanden blijkt dat dit het geval is. Wel moet worden opgemerkt dat bij de hogere waterstanden, waarbij verzadiging optreedt de glijcirkels ondieper zijn. Omdat het punt waarbij verzadiging optreedt in de toets- en de observatie vrijwel gelijk zijn wordt dit acceptabel geacht. Overwogen kan worden om beide glijvlakken separaat te beschouwen. Echter, aangezien de FU in dit geval een beperkt effect heeft wordt dit voor nu niet nuttig geacht.

Een andere voorwaarde voor het toepassen van de FU methodiek is dat er bij de geobserveerde situatie geen significante schade opgetreden mag zijn. Voor de observatie van gemiddeld hoogwater wordt aan deze eis voldaan, aangezien deze regelmatig optreedt en er geen meldingen van schades bekend zijn.

6.4.2 Schematisatiekeuzes en aannames

Voor de beschrijving van de uitgangspunten wordt verwezen naar hoofdstuk 2. De belangrijkste schematisatiekeuzes en aannames zijn hieronder samengevat:

- Faalmechanismen: Alleen het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts is beschouwd. De zakking van de kruin heeft een gunstig effect op dit mechanisme. Echter, in verband met het mechanisme overslag en overloop is naar verwachting een verhoging van de kruin nodig. Het effect hiervan dient nog onderzocht te worden.
- Belastingssituaties: voor de Faalkans Updating is alleen de belastingssituatie Gemiddeld Hoogwater beschouwd. De belastingssituaties extreme neerslag of dagelijkse situatie (verkeersbelasting) zijn niet beschouwd. Deze dienen nog nader beoordeeld te worden, aangezien deze ook niet aan de eisen voldoen.
- Correctie geometrie en bodemopbouw m.b.t. autonome bodemdaling. Hierin zijn conservatieve keuzes gemaakt door voor de historische situatie is uitgegaan van een (karakteristieke) bovengrens van het niveau van het achterland en een (karakteristieke) ondergrens van de kruinhoogte. De autonome bodemdaling is verrekend in de bovenste veenlaag of humeuze kleilaag. Dit is het meest waarschijnlijke scenario.
- Bodemopbouw. Er is slechts rekening gehouden met één ondergrondscenario. Om uiteindelijke conclusies over het goed- of afkeuren van een dwarsprofiel te kunnen trekken dienen meerdere scenario's te worden beschouwd en gewogen. Voor deze fase wordt wel enig inzicht in het effect van verschillen in bodemopbouw verkregen door verschillende dwarsprofielen te beschouwen.
- De grondparameters zijn tussen de verschillende scenario's gelijk gehouden. Dit is een conservatieve benadering voor klei, omdat de grensspanning door verouderingseffecten toeneemt. Voor veen is niet duidelijk of de sterkte in de tijd in sterkte toe- of afneemt. Het verdient aanbeveling hier meer onderzoek naar te doen.
- Voor de grondparameters boven de dagelijkse freatische lijn zijn gedraineerde waarden aangehouden. Als de freatische waterstand in de dijk stijgt (bijv. door infiltratie bij overslag) kan deze ongedraineerd gaan reageren. Omdat (1) dit effect in de huidige software niet goed te modelleren is en (2) door structuurvorming de doorlatendheid boven de grondwaterstand naar verwachting relatief hoog is, is voor deze zone uitgegaan van gedraineerd bezwijken.
- Hydraulische belasting: Voor alle situaties is dezelfde frequentielijn voor de buitenwaterstanden in 2035 is aangehouden. Alhoewel de frequentielijn in 2015

afwijkt heeft dit alleen invloed op de a-priori faalkans in 2015, niet op de geüpdatete faalkans in 2035. Hiervoor is alleen de kennis dat een bepaalde waterstand is overleefd van belang, niet zozeer de kans op deze waterstand.

- Geohydrologie: de respons op de buitenwaterstand is aangepast op basis van het gewijzigde niveau van de onderkant van het zandcunet, welke conservatief is ingeschat.
- Infiltratie door overslag: Op dit moment is geen informatie beschikbaar over de kans op een bepaalde overslag, gegeven een bepaalde waterstand. Daarom is hiervoor een praktische benadering gevolgd door een conservatieve inschatting te hanteren voor de toets situatie. Hierbij is uitgegaan van volledige verzadiging van het binnentalud bij een overslagdebiet groter dan 10l/s/m voor de toets situatie. Hieruit blijkt dat dit optreedt bij een waakhoogte van 0,35m. Voor de geobserveerde situatie in 2015 is aangenomen dat bij dezelfde waakhoogte pas volledige infiltratie van het binnentalud plaatsvindt. Omdat hier het verschil tussen de fragility curves slechts zeer klein is, zal het effect van updating vrijwel hetzelfde zijn.
- Verkeersbelasting: Voor de toets situatie is voor alle waterstanden uitgegaan van een bovenbelasting van 15 kPa over 2,5 m. Dit is een conservatief uitgangspunt, aangezien bij hogere waterstanden een lagere verkeersbelasting van toepassing is. Echter, in dat geval wordt een knik in de fragility curve gevonden (afname faalkans bij toenemende waterstand) wat tot reken technische problemen leidt. Bij gemiddeld hoogwater in 2015 wordt 15 kPa verkeersbelasting in rekening gebracht, omdat het aannemelijk is dat tijdens GHW het gewone verkeer aanwezig is geweest.
- 3D effecten: De beschouwde doorsnede ligt tussen 2 opritten. De afstand tussen de opritten is ca. 60-70 m. Dit betekent dat het afschuifvlak hiertussen 'gedwongen' wordt. De breedte is echter wel groter dan de breedte van een representatieve afschuiving (ca. 50 m). Afschuifvlakken groter dan de afstand tussen de opritten zijn echter onwaarschijnlijk. Voor de situatie tussen de opritten is een 2D benadering echter redelijk. Wellicht dat als er een langer dijkvak wordt beschouwd optimalisatie is te bereiken door van de totale trajectlengte de locaties met een oprit af te trekken.
- Representativiteit doorsnede: hoe representatief de beschouwde doorsnede is voor het dijkvak/traject wordt separaat onderzocht. Wel moet opgemerkt worden dat de berekende stabiliteitsfactor voor de toets situatie ca. 1,0 bedraagt en dus niet extreem laag is. Bekend is dat er ook doorsneden zijn waarvoor lagere stabiliteitsfactoren berekend zijn. Voor de situatie uit deze case is het op zich niet onaannemelijk dat deze in de huidige situatie stabiel is. Voor andere doorsneden is het effect van de FU-analyse daardoor wellicht groter.

7 Doorkijk proefbelasting

In de voorgaande hoofdstukken is ingegaan op het effect van het toepassen van een volledig probabilistische analyse en/of de toepassing van Faalkans-Updating met de methode 'fragility-curves'. Door probabilistisch te rekenen is het betrouwbaarheidsniveau voor de toets situatie in 2035 bepaald, namelijk een β van 4,3 (hoofdstuk 5). Deze blijft echter nog onder de geëiste betrouwbaarheid voor de doorsnede van ca. $\beta = 4,8$. Het toepassen van Faalkans-Updating met de overleefde belastingsituatie van 1953 levert een β van 4,55. Het toepassen van Faalkans-Updating met de overleefde belastingsituatie van 1953 laat zien dat, gegeven de in dit onderzoek gedane aannames met betrekking tot met name overslag en infiltratie, er onvoldoende effect is op de faalkans om de doorsnede goed te kunnen keuren. In dit hoofdstuk wordt een doorkijk gegeven naar het effect van het uitvoeren van een proefbelasting om op die manier mogelijk alsnog tot goedkeuring te kunnen komen.

7.1 Probleemanalyse proefbelasting

Uit de FU-analyses blijkt dat het effect van een observatie alleen een groot effect op de a-posteriori faalkans heeft als tijdens die observatie een significante overslag en infiltratie is overleefd. Ook blijkt dat het optreden van verzadiging een belangrijke invloed op de binnenwaartse macro stabiliteit heeft. Een typische fragility curve (Toetscurve A0 in Figuur 7.1) loopt namelijk vrijwel horizontaal voor lage waterstanden, maakt een scherpe knik tussen de Hydraulische Belasting Niveaus horende bij overslag van 1 l/m/s en 10 l/m/s en loopt daarna weer horizontaal (verzadigde dijk). Belangrijke onzekerheden zijn de hydraulische belastingniveaus en de mate van verzadiging die werkelijk optreedt bij een bepaalde overslag.

Daarom wordt verwacht dat het uitvoeren van een overslag- en infiltratieproef voor dit dwarsprofiel tot meer inzicht in deze aspecten kan leiden, waardoor mogelijk toch tot een voldoende oordeel kan worden gekomen. Om het mogelijke effect van een proefbelasting inzichtelijk te maken zijn twee aspecten nader beschouwd:

- 1 Wat is het effect van het voorkomen van infiltratie op de a-priori faalkans voor deze doorsnede
- 2 Welk belastingeffect/proefbelasting zou kunnen leiden tot het goedkeuren van het dwarsprofiel

Op deze twee aspecten wordt in de volgende twee paragrafen ingegaan.

7.2 Relatie tussen overslag, infiltratie en faalkans

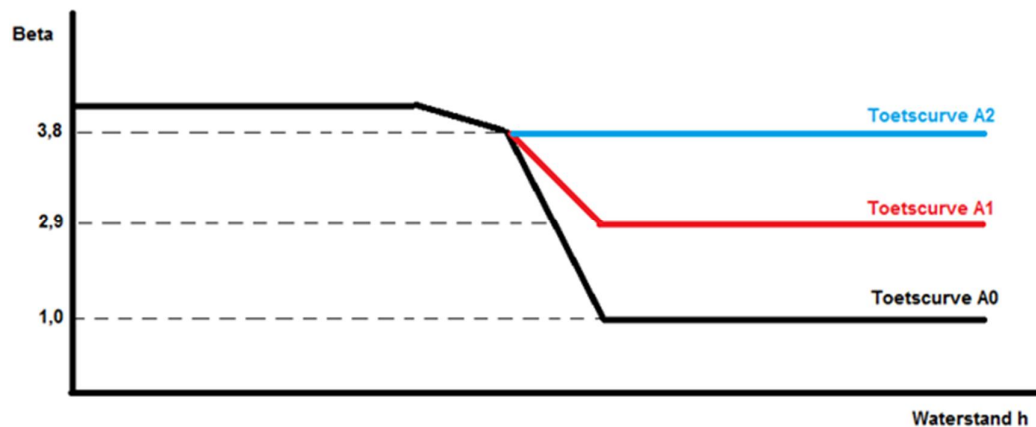
De in dit onderzoek gehanteerde relatie tussen overslag, infiltratie en faalkans is gebaseerd op:

- overslagberekeningen met Hydra-NL (van Hoven, okt. 2016)
- de aanname dat bij 1 l/m/s de dijk er geen verzadiging door overslag optreedt en bij 10 l/m/s de dijk volledig verzadigd is ten gevolge van overslag. Hiertussen wordt een lineair verloop van de fragility curve aangenomen.
- de aanname dat de waterstand waarbij 1 l/m/s en 10 l/m/s optreedt gelijk is aan de waterstand in het hoofdillustratiepunt. Deze waterstand wordt vervolgens gebruikt als kritische waarde van de waterstand waarboven al dan niet wordt uitgegaan van golfoverslag

Door een proefbelasting met betrekking tot overslag en infiltratie uit te voeren kan precies worden bepaald wat, gegeven een opgelegd overslagdebiet, infiltreert in de dijk door dit te monitoren met waterspanningsmeters. Hier kan bijvoorbeeld uitkomen dat de dijk al eerder verzadigd is dan bij 10 l/m/s overslag of dat dit juist pas bij hogere overslagdebieten het geval is.

De vraag is of deze aanvullende kennis zou kunnen leiden tot goedkeuring van de dwarsdoorsnede van de dijk. Een eerste 'grove' inschatting van het effect is verkregen door de fragility curve voor drie overslagsituaties (volledig, half, geen overslag) te modelleren en de berekende faalkans met elkaar te vergelijken. De fragility curves voor de drie situaties zijn weergegeven in Figuur 7.1.

Hierin staat de Toetscurve A0 voor de huidige fragility curve voor de toets situatie van 2035 (gegeven volledige verzadiging), Toetscurve A1 voor de fragility curve voor de toets situatie van 2035 bij halve verzadiging (betrouwbaarheidsindex gehalveerd) en representeert Toetscurve A2 een fragility curve voor de situatie waarbij verzadiging door overslag helemaal uit te sluiten valt. De fysische betekenis van 'halve verzadiging' is niet exact gedefinieerd en is in eerste instantie bedoeld om inzicht te krijgen hoe gevoelig de resultaten zijn voor het al dan niet *volledig* verzadigd zijn van het binnentalud.



Figuur 7.1 Schematische weergave fragility curves voor drie mogelijke situaties van verzadiging

Voor de drie fragility curves uit figuur 7.1 is de totale faalkans bepaald in de vorm van de betrouwbaarheidsindex β . De waarden zijn weergegeven in Tabel 7.1. Uit de tabel blijkt dat de totale faalkans slechts minimaal verandert wanneer verzadiging door overslag voorkomt. Dit is het te verklaren doordat hoge waterstanden waarbij overslag optreedt slechts een zeer kleine kans van voorkomen hebben.

Tabel 7.1 Betrouwbaarheidsindices behorende bij toetscurves figuur 7.1

Situatie	A-prior faalkans [beta/jaar]
A0	4,3
A1	4,4
A2	4,4

Het verwachte effect van het voorkomen van verzadiging door overslag op de faalkans voor de toets situatie van 2035 is dus minimaal.

7.3 Benodigd belastingeffect voor goedkeuring

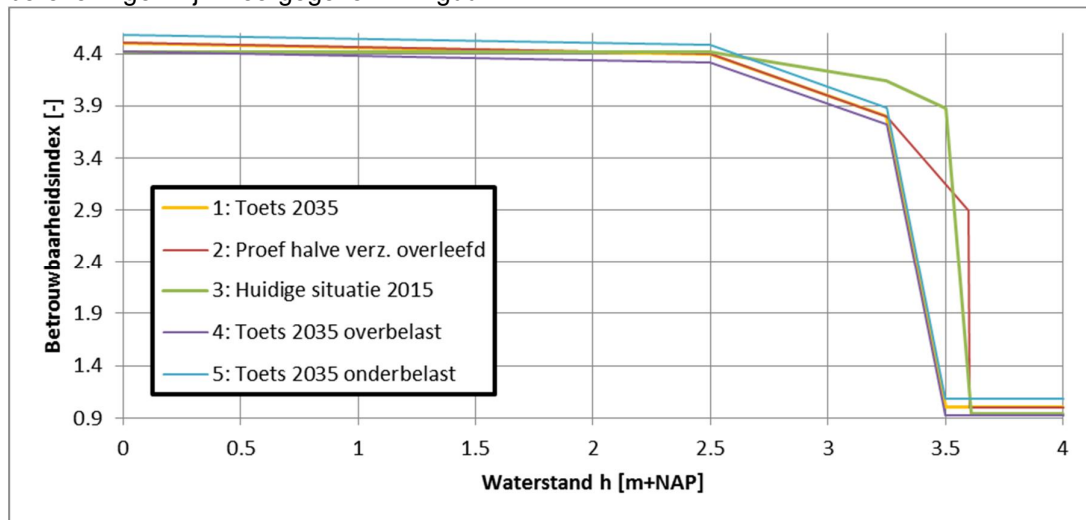
Uit paragraaf 7.2 blijkt dat het eventueel aan kunnen tonen dat er geen verzadiging optreedt bij hoge overslagdebieten niet zal leiden tot goedkeuring van de dijk, omdat de waterstanden waarbij verzadiging is aangenomen een heel kleine kans van optreden hebben.

In deze paragraaf wordt onderzocht of een proefbelasting in combinatie met een FU-analyse wellicht tot goedkeuring kan leiden. Concreet betekent dit dat de faalkans voor de toets situatie van 2035 geüpdatet gaat worden met het in de proefbelasting aangebrachte belastingeffect (voor de gemodelleerde situatie van 2015).

Met de proefbelasting wordt een bepaald belastingeffect aangebracht. Hierbij zijn een aantal vragen relevant:

- 1) Wat is het effect als het ergst denkbare waterbelastingeffect voor macrostabiliteit, namelijk volledige verzadiging, wordt overleefd?
- 2) Wat is het effect als tijdens de proefbelasting geen volledige verzadiging optreedt?
- 3) Wat is het effect als de fragility curve voor de toets en observatie niet exact gelijk zijn?
- 4) Wat is het effect als de fragility cruve voor de toets en de observatie niet volledig gecorreleerd zijn?

Om het antwoord op deze vragen te verkennen zijn een zevental berekeningen uitgevoerd, waarvan de resultaten zijn gepresenteerd in Tabel 7.2. De resultaten zijn weergegeven voor zowel volledige als gedeeltelijke correlatie tussen de toets en observatie. De waarden voor de gedeeltelijke correlatie ($\rho = 0,9$) is overgenomen uit de berekeningsresultaten voor het bepalen van de correlatie tussen de fragility curve van 2015 en 2035, waarbij voor de modelfactor een correlatie van 0,5 is gehanteerd. De gehanteerde fragility curves in de berekeningen zijn weergegeven in Figuur 7.2.



Figuur 7.2 Gehanteerde fragility curves verkenning effect proefbelasting

Tabel 7.2 Resultaten Faalkans-Updating m.b.t. verschillende proefbelasting scenario's

#	Fragility curve toets	Fragility curve observatie	Overleefde waterstand [m+NAP]	Verzadigde situatie overleefd	A-posteriori faalkans [beta/jaar] (rho=1)	A-posteriori faalkans [beta/jaar] (rho=0,9)	Opmerkingen
1	Toets-situatie 2035 (A0)	1	n.v.t.	n.v.t.	A-priori faalkans: $\beta = 4,3$		
2	Toets-situatie 2035 (A0)	1	3,6	Ja	6,12	4,55	
3	Toets-situatie 2035 (A0)	1	5,0	Ja	7,36	4,55	Exacte relatie tussen waterstand en verzadiging bekend uit proef
4	Toets-situatie 2035 (A0)	2	3,6	Nee, halve verzadiging overleefd	4,71	4,61	Bij waterstanden >NAP 3,6 m volledige verzadiging aangenomen
5	Toets-situatie 2035 (A0)	3	5,0	Ja	>8	4,55	Incl. sterkte afname
6	Toets-situatie 2035 (A0)	4	5,0	Ja	>8	4,55	Exacte relatie tussen waterstand en verzadiging bekend uit proef
7	Toets-situatie 2035 (A0)	5	5,0	Ja	5,11	4,54	Exacte relatie tussen waterstand en verzadiging bekend uit proef

Ad1) Probabilistische toets 2035 zonder FU-analyse

Ad2) Probabilistische toets 2035, waarbij wordt aangenomen dat de fragility curve tijdens de observatie exact hetzelfde is (geen degradatie-effecten etc.) en dat met een proefbelasting de waterstand(seffecten) bij NAP +3,6m worden overleefd.

Ad3) Probabilistische toets 2035, waarbij wordt aangenomen dat de fragility curve tijdens de observatie exact hetzelfde is (geen degradatie-effecten etc.). Door een proefbelasting uit te voeren waarbij de dijk volledig verzadigd, wordt dus (theoretisch) een oneindig hoge waterstand gesimuleerd. Als de proefbelasting bestaat uit het volledig verzadigen van de dijk en dit zonder schade wordt overleefd kan dus de faalkans worden geüpdatet met een

overleefde waterstand die (theoretisch) oneindig hoog is, in dit geval is hiervoor een waarde NAP +5m gehanteerd (ca. 1 m boven de kruin). Ook als overlopen optreedt heeft dit namelijk geen extra nadelige invloed meer op macrostabiliteit van het binnentalud.

Ad4) Deze berekening simuleert de situatie dat bij een proefbelasting wordt uitgevoerd met de randvoorwaarden die bij een bepaalde waterstand gelden (in dit geval NAP +3,6m) en bij deze waterstand de overige aspecten van de hydraulische belasting, zoals overslagdebiet en duur eenduidig vast te stellen zijn. Uit deze overslag/infiltratieproef zou kunnen blijken dat (in tegenstelling tot de huidige aanname voor het maken van de fragility curve) slechts 'halve' verzadiging optreedt. Dit betekent dat de a-priori fragility curve bij die waterstand (naar boven) kan worden bijgesteld, de a-priori faalkans is immers kleiner als er minder verzadiging optreedt. Onduidelijk is echter nog welke verzadiging bij hogere waterstanden optreedt, hier moet alsnog een inschatting voor worden gemaakt om de a-priori fragility curve te kunnen maken. Meest conservatief is om aan te nemen dat bij een iets hogere faalkans alsnog verzadiging optreedt en de fragility curve weer op het niveau van volledige verzadiging ligt. Vervolgens kan er een update worden uitgevoerd met de overleefde fictieve waterstand uit de proefbelasting, mits deze zonder schade is overleefd.

Ad5) Zie 3, maar waarbij het verschil in sterkte tussen 2015 en 2035 in rekening is gebracht

Ad6) Zie 3, maar dan is een fragility curve voor de observatie gehanteerd die iets onder de toetscurve ligt. Dit betekent dat er tijdens de observatie een extra belasting of lagere sterkte aanwezig is ten opzichte van de toetssituatie én dat volledige verzadiging wordt overleefd tijdens de observatie.

Ad7) Zie 3, maar dan is een fragility curve voor de observatie gehanteerd die iets boven de toetscurve ligt. Dit betekent dat er tijdens de observatie iets meer sterkte aanwezig is ten opzichte van de toetssituatie én dat volledige verzadiging wordt overleefd tijdens de observatie.

7.4 Conclusions

Uit tabel 7.2 blijkt dat bij volledige correlatie en een proefbelasting wordt overleefd waarbij volledige verzadiging optreedt wordt voldaan aan de faalkanseis. Indien echter bij de proef geen volledige verzadiging optreedt bij het simuleren van een waterstand van NAP +3,6m met bijbehorende overslag wordt nog niet aan de faalkanseis voldaan, er van uitgaande dat bij een hogere waterstand alsnog verzadiging op zou kunnen treden.

Belangrijkste uitgangspunt blijkt de aanname voor de correlatie tussen de observatie en de toetssituatie te zijn. Indien deze niet volledig gecorreleerd zijn, wordt zelfs met de proefbelasting waarbij volledige verzadiging optreedt, niet aan de faalkanseis voldaan. Opgemerkt moet worden dat een proefbelasting niet zonder risico's is. Hier dient bij het opzetten van de proefbelasting rekening mee te worden gehouden.

8 Doorkijk invloed variaties in sterkte-eigenschappen grond

Voor de conclusies in dit onderzoek is voor het dwarsprofiel Dp 26.2+75m een semi-probabilistische analyse, een volledig probabilistische en een Faalkans Updating-analyse uitgevoerd op basis van de door Deltares vastgestelde sterkteparameters en variatie hierin. In dit onderzoek is gerekend met het CSSM-model, waarbij de ongedraineerde schuifsterkte is afgeleid uit laboratoriumonderzoek en sonderingen.

Voor de analyses in dit onderzoek is onderscheid gemaakt in de eigenschappen onder en naast de dijk. Voor de eigenschappen onder de dijk is gebruik gemaakt van de sondering DKMP102_BIKR ter plaatse van de binnenkruinlijn van de dijk. Uit de stabiliteitsanalyses blijkt dat de maatgevende ondiepe glijcirkel alleen de antropogene klei doorsnijdt. Uit de probabilistische invloedsfactoren uit de toetsom blijkt dat de opgegeven grensspanning (of POP) in de antropogene klei een dominante parameter is bij waterstanden beneden het HBN van 10 l/s/m ($\alpha^2=0,52$) in de probabilistische analyse. Het is dus van belang om de sterkte-eigenschappen van deze laag zorgvuldig in te schatten. In dit hoofdstuk wordt verkend wat de invloed van de keuze voor de sondering op de binnenkruinlijn voor het bepalen van de sterkteparameters onder de kruin heeft op de resultaten van de analyse. Dit wordt gedaan door ook de andere sonderingen ter plaatse van de dijk (in de buitenkruinlijn en het binnentalud) te beschouwen.

8.1 Gevonden variaties in schuifsterkte onder de dijk

Voor de drie beschikbare sonderingen in het dwarsprofiel (DKM101_BUKR, DKM102_BIKR en DKM103_BITA) ter plaatse van dijk is op basis van de afgeleide N_{kt} factor en bepaalde volumegewichten de gemiddelde waarde van de ongedraineerde schuifsterkte en POP afgeleid voor de bovenste twee kleilagen. De bovenste kleilaag is de antropogene klei en ligt tussen ca. NAP +1,5m en NAP. De tweede kleilaag is een natuurlijke kleilaag en ligt tussen ca. NAP en NAP -3,5m.

De resultaten hiervan zijn weergegeven in bijlage 3. In Tabel 8.1 zijn de gemiddelde verschillen per laag tussen de sonderingen weergegeven.

Tabel 8.1: Vergelijking gemiddelde S_u en POP-waarde per grondlaag

Grondlaag	Vergeleken sonderingen	Verskil in POP ¹⁾		Vergeleken sonderingen	Verskil in POP ¹⁾
Klei, antropogeen	101 vs 102	32.84%		103 vs 102	111.24%
Klei, met schelpen	101 vs 102	-28.38%		103 vs 102	-13.20%
	Vergeleken sonderingen	Verskil in S_u ¹⁾		Vergeleken sonderingen	Verskil in S_u ¹⁾
Klei, antropogeen	101 vs 102	21.28%		103 vs 102	34.53%
Klei, met schelpen	101 vs 102	-17.97%		103 vs 102	-19.48%

¹⁾ Referentie is sondering DKM102, dus een positieve waarde is een hogere waarde voor de beschouwde sondering dan voor DKM102

Uit Tabel 8.1 blijkt dat de verschillen significant zijn. In het vervolg van dit hoofdstuk is sondering DKM103_BITA gehanteerd om inzicht te krijgen in het effect van de keuze van de sondering in het dwarsprofiel.

8.2 Opzet en uitgangspunten analyse

In dit hoofdstuk is de ongedraineerde schuifsterkte S_u afgeleid uit de sondeerweerstand op het binnentalud (DKMP103_BITA). Deze sondering bevindt zich op $X=6$ in het dwarsprofiel (NAP +2,83 m). De laagindeling voor deze X-coördinaat is gehanteerd bij het afleiden van de ongedraineerde schuifsterkte en de POP.

De correlatiefactor tussen de ongedraineerde schuifsterkte uit sonderingen S_u en de netto conusweerstand is overgenomen uit (Rozing e.a., okt 2017): de N_{kt} voor klei bedraagt 15,3 en voor veen is een N_{kt} van 15,7 gehanteerd. In Tabel 8.2 is de gemiddelde POP- waarde per laag voor de sterkte uit de taludsondering weergegeven. Ter vergelijking is de POP voor sondering t.p.v. de binnenkruin bijgevoegd.

Tabel 8.2 Vergelijking gemiddelde POP-waarde per laag voor sondering op het binnentalud en de binnenkruinlijn

Grondlaag	POP uit sondering BiTa [kPa]	POP uit sondering binnenkruinlijn [kPa]	Verskil t.o.v. sondering binnenkruinlijn
Klei antropogeen (verzadigd)	102,6	54,3	+89%
Klei schelpen	84,7	101,0	- 16%
Klei planten 1	110,3	52,0	+112%
Hollandveen	71,5	115,0	- 38%
Klei planten 2	80,0	37,0	+116%
Basisveen	78,0	35,6	+119%
Klei Kreftenheye	48,3	41,7	+16%

Uit de waarden in Tabel 8.2 valt direct op dat de POP-waarden voor de grondlagen over het algemeen hoger worden in vergelijking met de resultaten uit de sondering op de binnenkruinlijn. Dit geldt echter niet voor de eerste (natuurlijke) klei schelpen laag en de Hollandveen laag waar een relatief forse afname van ca. 15-25 % in de POP wordt gevonden.

Verder zijn alle uitgangspunten voor de analyses hetzelfde als gerapporteerd in hoofdstukken 2 en 5 van dit rapport. In de probabilistische analyse wordt wederom zowel de ondiepe als diepe glijcirkel beschouwd.

8.3 Semi-probabilistische analyse met rekenwaarden

Om te verkennen wat de invloed van de verandering in sterkte(s) voor de betreffende grondlagen op de maatgevende glijcirkel is wordt een semi-probabilistische analyse uitgevoerd. Uitgangspunt bij deze analyse is dat de grensspanningspunten op dezelfde locatie blijven, omdat een verandering van de positie van grensspanningspunten de analyse kan beïnvloeden. Het gevolg van de keuze voor dit uitgangspunt is dat de rekenwaarde van de POP per laag die is bepaald a.d.h.v. de sondering DKMP103_BITA wordt opgeteld bij de effectieve spanningen voor de grensspanningspunten ter plaatse van de binnenkruinlijn. De resulterende rekenwaarde voor de grensspanning is weergegeven in

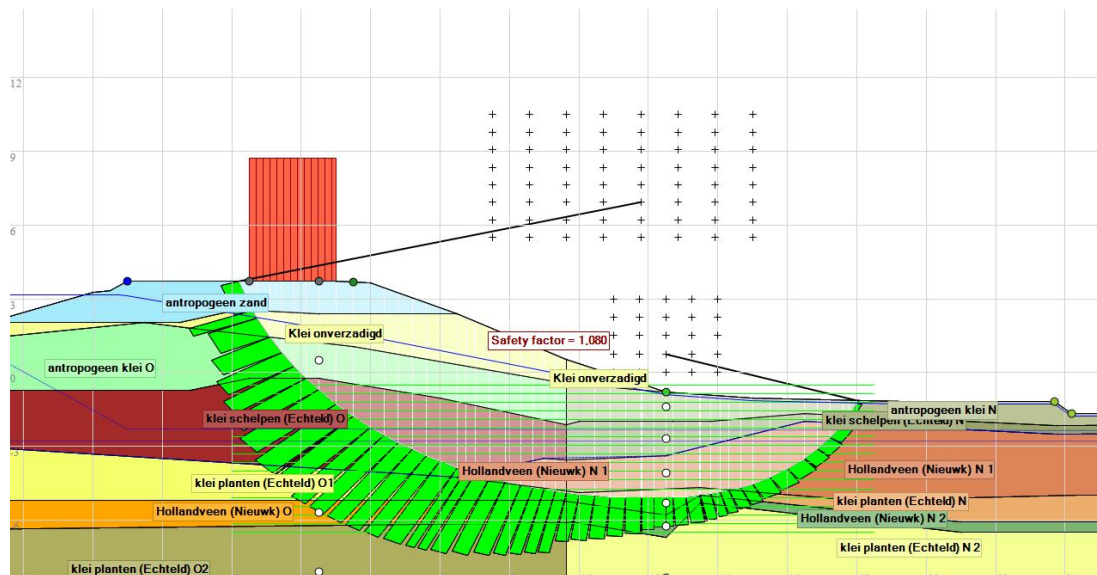


Tabel 8.3. Ter vergelijking zijn ook de rekenwaarden van de grensspanning vermeld voor de sondering ter plaatse van de binnenkruinlijn.

Tabel 8.3 Vergelijking rekenwaarde grensspanning per laag voor sondering op binnentalud en de binnenkruinlijn

Grondlaag	σ'_{vy} sondering BiTa [kPa]	σ'_{vy} sondering BiKR [kPa]
Klei antropogeen (verzadigd)	113,0	81,6
Klei schelpen	118,9	129,5
Klei planten 1	156,4	120,2
Hollandveen	144,3	172,6
Klei planten 2	170,9	148,6
Basisveen	192,4	171,0
Klei Kreftenheye	179,6	176,8

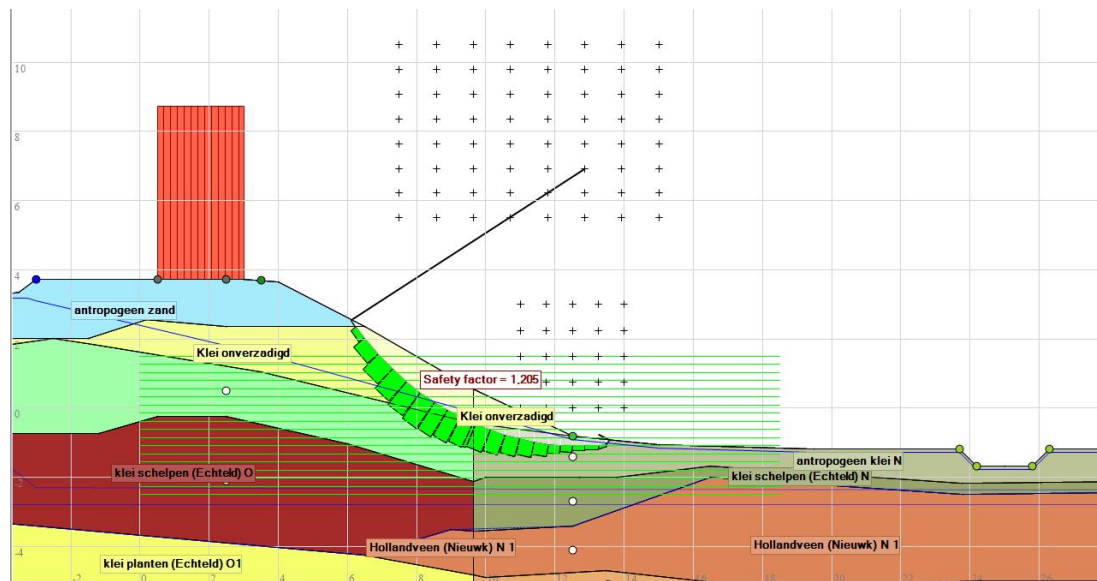
De maatgevende glijcirkel uit de semi-probabilistische analyse met rekenwaarden is weergegeven in Figuur 8.1.



Figuur 8.1 Maatgevende diepe glijcirkel semi-probabilistische analyse met schuifsterktes uit taludsondering

De maatgevende glijcirkel loopt, in tegenstelling tot de analyse met sterktes uit de binnenkruinsondering (Figuur 3.1), niet enkel door de antropogene klei maar ook door de bovenste lagen van het Holocene slappe lagen pakket. Dit kan worden verklaard doordat de sterkte van de klei schelpen laag lager wordt en van de overige lagen juist hoger. De veiligheidsfactor voor de maatgevende glijcirkel bij gebruik van de taludsondering is daarom hoger dan voor de kruinsondering (1,08 vs. 0,98). Ter vergelijking is de maatgevende glijcirkel en bijbehorende stabiliteitsfactor (1,20) van de ondiepe glijcirkel voor de taludsondering weergegeven in Figuur 8.2. De hoge stabiliteitsfactor laat zien dat de antropogene klei aanzienlijk sterker is door gebruik van de taludsondering.

Echter is een stabiliteitsfactor van 1,08 voor de maatgevende diepe glijcirkel ook ruim onvoldoende om aan de semi-probabilistische veiligheidseis van 1,28 te voldoen.



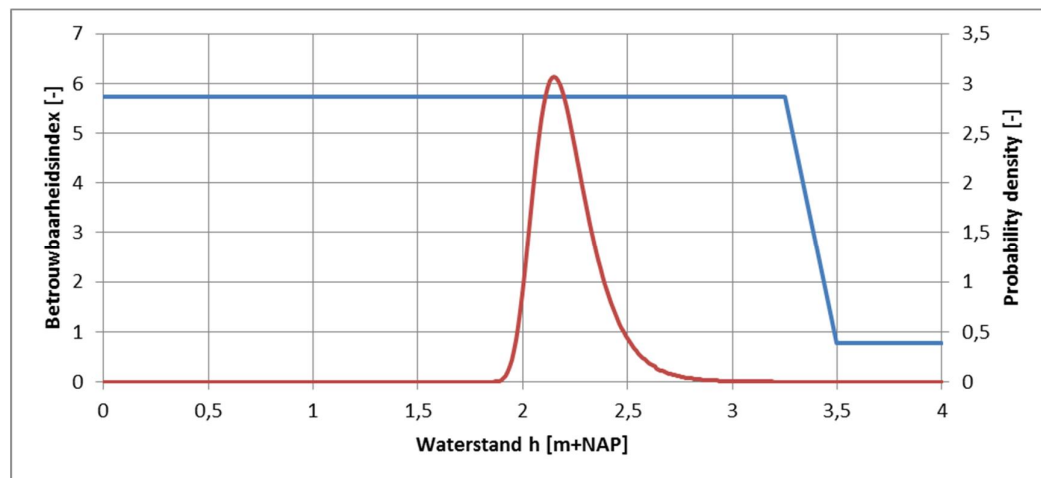
Figuur 8.2 Niet maatgevende ondiepe glijcirkel semi-probabilistische analyses met schuifsterkte uit taludsondering

8.4 Probabilistische analyse

In de probabilistische analyse is alleen de verwachtingswaarde van de grensspanning aangepast in de verdeling voor de grensspanning. Dit is gebeurd door de POP uit de taludsondering per grondlaag op te tellen bij de gemiddelde terreinspanning in de grondlaag voor de 2015 situatie. Verder zijn alle uitgangspunten (ook de grensspanningen die volgen uit de teensondering) hetzelfde gebleven ten opzichte van de normale probabilistische som voor de toets situatie (zie hoofdstuk 2 en 5 van deze rapportage).

8.4.1 Ondiepe glijcirkel

De fragility curve voor de ondiepe glijcirkel (cirkel die enkel door het antropogene dijksmateriaal loopt) is weergegeven in blauw in Figuur 8.3.



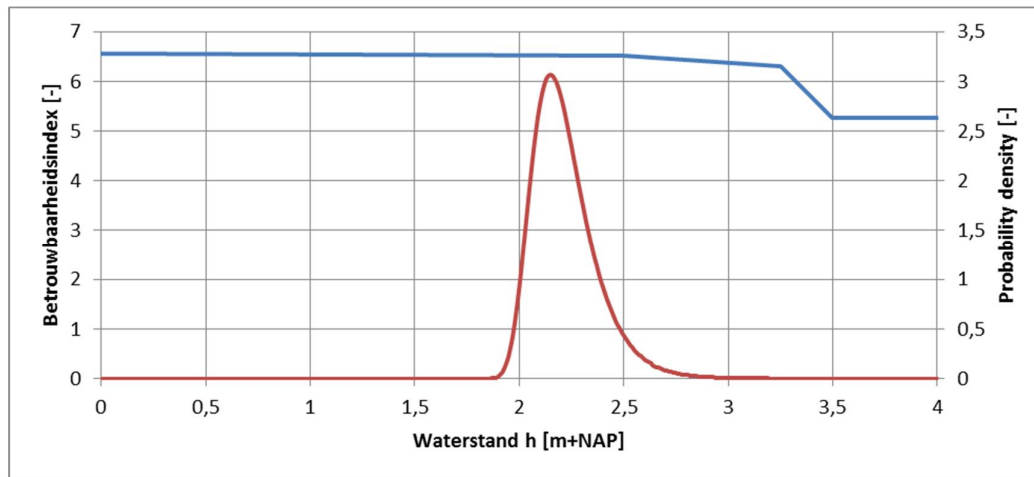
Figuur 8.3 Fragility curve (sterkte) ondiepe glijcirkel toetssituatie met sterkte uit taludsondering in blauw, Gumbel-verdeling waterstand in 2035 (belasting) in rood.

De faalkans voor de ondiepe glijcirkel met sterkte uit de taludsondering, uitgedrukt in de betrouwbaarheidsindex β , bedraagt 4,5. Dit is een hogere betrouwbaarheidsindex dan dezelfde glijcirkel met sterktes uit de sondering t.p.v. de binnenkruinlijn ($\beta=4,3$). Echter, de waarde van de betrouwbaarheidsindex is nog onvoldoende om tot goedkeuring te kunnen komen, want $\beta_{eis}=4,8$.

8.4.2 Diepe glijcirkel

De maatgevende diepe glijcirkel (cirkel die door het Holocene pakket loopt) is weergegeven in Figuur 8.1. Deze glijcirkel blijkt maatgevend in de semi-probabilistische analyse doordat de sterke van de eerste natuurlijke Holocene kleilaag (klei schelpen) afneemt en de sterktes van de overige antropogene en natuurlijke kleilagen toenemen.

De fragility curve voor deze diepe glijcirkel is weergegeven in Figuur 8.4. Deze diepe glijcirkel is de cirkel die halverwege de dijk insnijdt en door de eerste natuurlijke kleilaag loopt.



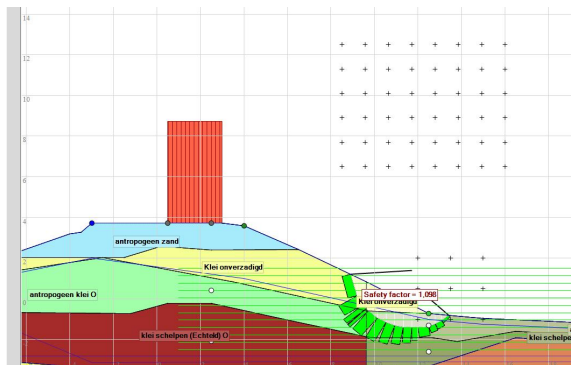
Figuur 8.4 Fragility curve (sterkte) diepe glijcirkel toetsituatie met sterkte uit taludsondering in blauw, Gumbel-verdeling waterstand (belasting) in rood

De faalkans, uitgedrukt in de betrouwbaarheidsindex β , bedraagt 6,5 voor de diepe glijcirkel. Deze waarde van β voldoet ruimschoots aan de eis van 4,8. Hieruit kan worden geconcludeerd dat de diepe glijcirkel voldoet door het uitvoeren van een probabilistische analyse.

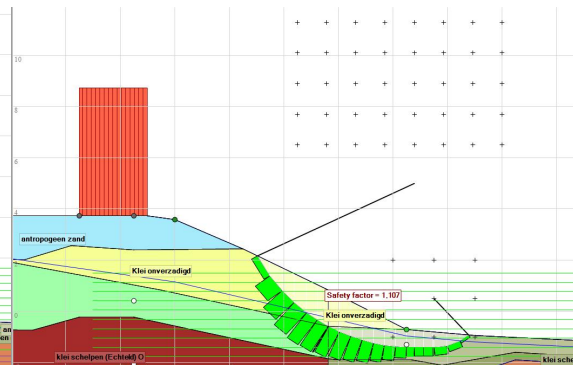
8.5 Interpretatie resultaten

De faalkans voor de ondiepe cirkel die wordt gevonden door sterktes uit de taludsondering ($\beta=4,5$) is slechts beperkt lager dan wanneer sterktes uit de kruinsondering wordt gebruikt ($\beta=4,3$). Dit kleine verschil is opmerkelijk, aangezien voor lage waterstanden een beduidend hogere veiligheid wordt gevonden bij sterktes uit de taludsondering (Figuur 8.9).

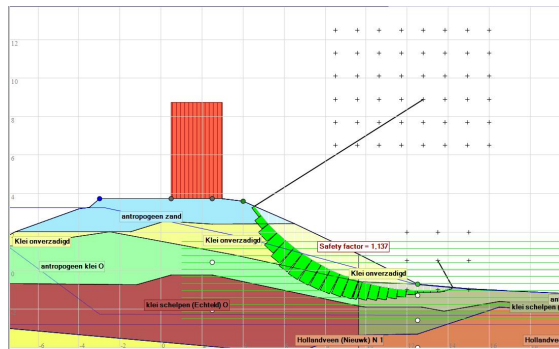
De maatgevende glijcirkels voor de ondiepe glijcirkel in het ontwerp punt voor verschillende waterstanden bij gebruik van de taludsondering zijn weergegeven in Figuur 8.5 tot en met Figuur 8.8. De bijbehorende invloed factoren uit de probabilistische analyse zijn weergegeven in Tabel 8.4.



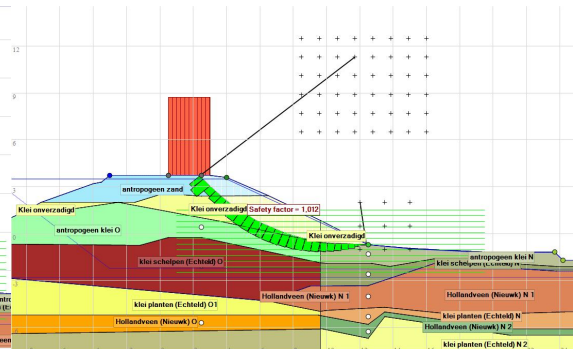
Figuur 8.5 Maatgevende glijcirkel ondiep glijvlak in het ontwerp punt voor een waterstand van NAP+0 m (geen verzadiging)



Figuur 8.6 Maatgevende glijcirkel ondiep glijvlak in het ontwerp punt voor een waterstand van NAP+2,5 m (geen verzadiging)



Figuur 8.7 Maatgevende glijcirkel ondiep glijvlak in het ontwerp punt voor een waterstand van NAP+3,25 m (geen verzadiging)



Figuur 8.8 Maatgevende glijcirkel diep glijvlak in het ontwerp punt voor een waterstand van NAP+3,5 m (volledige verzadiging)

Tabel 8.4 Invloedsfactoren per waterstand uit de probabilistische analyse bij gebruik van de taludsondering

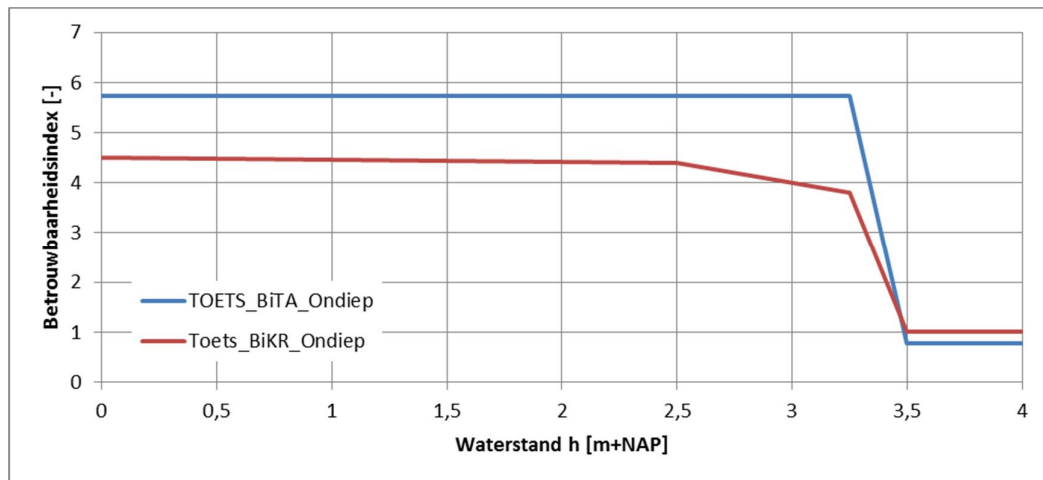
Waterstand [m t.o.v. NAP]	Parameter [-]	Invloedsfactor[%]	Waterstand [m t.o.v. NAP]	Parameter [-]	Invloedsfactor[%]
0,0	Modelfactor	18,6	3,25	Modelfactor	37,8
	Klei_ant.S	20,5		Klei_ant.S	5,4
	Klei_ant_onv.C	21,3		Klei_ant_onv.C	34,5
	POP	40,0		POP	22,4
2,5	Modelfactor	22,0	3,5	Modelfactor	2,9
	Klei_ant.S	11,8		Klei_ant.S	0,0
	Klei_ant_onv.C	34,0		Klei_ant_onv.C	96,8
	POP	32,0		POP	0,3

Uit deze informatie blijkt dat voor lage waterstanden (NAP+0,0 m tot NAP+2,5 m) de POP van de antropogene klei een dominante invloed heeft op de berekende faalkans. De POP is hoger voor de taludsondering in vergelijking met de sondering ter plaatse van de binnenkruinlijn. Dit verklaart waarom de fragility curve *Toets_BiTA_Ondiep* voor lage waterstanden boven de fragility curve *Toets_BiKR_Ondiep* ligt (Figuur 8.9). In het geval van volledige verzadiging (NAP+3,5 m) heeft de POP een te verwaarlozen invloed (Tabel 8.4). De

cohesie van de onverzadigde klei bepaalt in dat geval vrijwel volledig het resultaat van de probabilistische analyse.

Het kleine verschil in faalkans tussen het gebruik van de taludsondering of kruinsondering kan worden verklaard door het feit dat de invloed van de POP afneemt bij hogere waterstanden. De faalkans wordt met name bepaald door de bijdrage bij verzadiging, waarbij de onzekerheid in de effectieve cohesie de faalkans bepaalt. Deze is voor beide situaties gelijk gehouden.

De ondiepe glijcirkel voldoet bij gebruik van de taludsondering in plaats van de sondering op de binnenkruinlijn nog niet aan de gestelde faalkanseis van $\beta=4,8$.



Figuur 8.9 Fragility curves ondiepe cirkel voor analyse met sterktes uit taludsondering en sondering binnenkruinlijn

De diepe glijcirkel voldeed niet in de semi-probabilistische analyse. Door het toepassen van een probabilistische analyse op deze glijcirkel voldoet de dwarsdoorsnede wel ruimschoots aan de gestelde faalkanseis ($\beta=6,5 > \beta_{eis}$).

8.6 Conclusies en aanvullend onderzoek

Uit deze eerste verkenning blijkt dat de conclusies niet veranderen door het gebruik van de taludsondering voor het afleiden van de ongedraineerde schuifsterkte.

Opgemerkt moet worden dat slechts één variatie is beschouwd in het dwarsprofiel. Of de conclusies ook voor variaties van de sterkte in de lengterichting van de dijk stand houden zal verder onderzoek naar de variatie in sterkte langs het dijkvak moeten uitwijzen. Dit kan worden uitgevoerd door het uitvoeren van een soortgelijke analyse als in dit hoofdstuk en dat daarbij de POP-waarden uit meerdere representatieve sonderingen langs het dijktraject met elkaar vergeleken worden.

Ook verdient het de aanbeveling om een soortgelijke analyse uit te voeren voor de variatie van de POP uit de sonderingen ter plaatse van de binnenteen. Deze variabele is constant gebleven in deze analyse omdat het maatgevend glijvlak voor het dwarsprofiel vrijwel niet door de teen/het achterland gaat. Een verandering van POP kan echter wel resulteren in de verandering van het maatgevend glijvlak binnen het dwarsprofiel.

Belangrijke conclusies is dat de kritieke glijvlakken die de faalkans bepalen voor een groot deel door het dijksmateriaal gaan. Het is daarom van groot belang om goed inzicht in deze sterkte parameters te verkrijgen. Hierbij verdient met name de ruimtelijke spreiding aandacht. Omdat het glijvlak alleen door het dijksmateriaal loopt is de uitmiddeling langs het glijvlak beperkt (er wordt slechts een grondlaag doorsneden). Daarnaast is bekend dat dijksmateriaal extreem grillig qua eigenschappen kan zijn. Als lokaal bijv. een zandscheg in het binnentalud aanwezig is kan dit een groot effect op de stabiliteit van de dijk hebben.

9 Conclusies

In dit rapport is Faalkans-Update met de methode 'Fragility Curves' toegepast op profiel Dp 26,2+75 m van dijkversterking KJK voor het faalmechanisme macro-stabiliteit binnenwaarts. Faalkans-Update gaat uit van het reduceren van de faalkans voor de toetsituatie doordat uit een historische observatie blijkt dat bepaalde combinaties van sterkte en belasting niet kunnen zijn opgetreden, omdat deze tot falen zouden hebben geleid, terwijl bekend is dat deze 'overleefd' zijn. De toetsituatie is het maatgevend hoogwater in zichtjaar 2035. Voor profiel 26,2+75 is als overleefde belasting de hoge waterstand van 1953 beschouwd, waarvan bekend is dat er forse overslag is opgetreden maar de dijk op deze locatie niet bezweken is. Daarnaast is een FU-analyse uitgevoerd op basis van de gemiddelde hoogwaterstand in de huidige situatie en is een fictieve situatie beschouwd (gebaseerd op situatie 2015), waarin zowel het huidige MHW als de in 1953 opgetreden hoogwaterstand is overleefd.

Semi-probabilistische analyses

Voor het bepalen van de faalkans (afgeleid uit de gangbare glijvlakanalyse) zijn een aantal aannames gedaan waarvan de invloeden zijn getoetst in een semi-probabilistische gevoeligheidsanalyse. De belangrijkste conclusies hiervan zijn:

- De berekende stabiliteitsfactor van de dwarsdoorsnede voor de situatie van 1953 is hoger dan de in de huidige situatie en de stabiliteitsfactor in de toetsituatie (2035) is ongeveer gelijk aan die van de huidige situatie. Dit wordt veroorzaakt doordat voor zichtjaar 2035 is aangenomen dat de kruin harder zakt dan het achterland en de helling van het (nu al) steile talud een zeer belangrijke parameter is. Voor 1953 wordt de hogere veiligheid t.o.v. 2015 met name veroorzaakt door de aanname dat de kruin dezelfde hoogte had als nu maar het achterland wel 0,6 m hoger lag.
- De verkeersbelasting is een dominantere belasting dan de waterstand (als er geen verzadiging door overslag optreedt). Wanneer de verkeersbelasting afneemt met toenemende waterstand is het netto effect een toename in de stabiliteitsfactor.
- De waterstand waarbij de dijk als 'verzadigd' wordt aangenomen als gevolg van overslag is een zeer belangrijke parameter. De stabiliteitsfactor voor hogere waterstanden neemt significant af door de invloed van de hoge freatische lijn op de maatgevende glijcirkel. Voor lagere waterstanden is slechts een beperkte stijging van de freatische lijn aangenomen en is de stabiliteit vrij ongevoelig voor de buitenwaterstand.

De bovenstaande conclusies zijn geldig voor een glijcirkel die vrijwel compleet door het antropogene dijksmateriaal gaat (ca. 1,5 m diep, lopend van het midden van de kruin tot de binnenteen). Deze cirkel is maatgevend in de stabiliteitsanalyses. Opgemerkt moet echter worden dat ook een diepere cirkel, welke een ca. 8% hogere stabiliteitsfactor heeft, niet aan de stabiliteitseis voldoet.

FU-analyses

Om een eerste indicatie van het effect van Faalkans Update voor de belastingsituatie hoogwater te verkennen is voor de huidige situatie (2015) de faalkans bepaald en vervolgens faalkans update toegepast voor een fictieve situatie, voor twee fictief opgetreden waterstanden, welke 'gisteren' zouden zijn overleefd. Het bepalen van de faalkans laat zien dat de a-priori faalkans met een probabilistische methode ca. 10 keer kleiner is dan de faalkans uit een semi-probabilistische analyse.

De Faalkans Updating analyse is vervolgens uitgevoerd met twee fictief opgetreden waterstanden: het huidige MHW (NAP +3,17 m) en de in 1953 opgetreden hoogwaterstand (NAP+3,75 m). Na uitvoering van de FU-analyse waarbij het huidige MHW gisteren is overleefd wordt er nog niet aan de faalkanseis voldaan. Bij toepassing van faalkans-updating met een gisteren overleefde waterstand van NAP+3,75 m wordt wel aan de faalkanseis voldaan. De resultaten kunnen worden verklaard doordat bij huidige MHW de dijk in 2015 niet verzadigd is aangenomen en bij NAP+3,75 m de dijk in 2015 wel verzadigd is aangenomen.

De fragility curves voor de dwarsdoorsnede worden gedomineerd door de keuze voor de waterstand waarbij de dijk verzadigd is. De stabiliteit bij een verzadigde dijk leidt tot een significante afname in de betrouwbaarheid (knik in de fragility curve). Voor lagere waterstanden is de betrouwbaarheid vrijwel ongevoelig voor de waterstanden en loopt de fragility curve vrijwel recht.

Een geobserveerde waterstand die lager ligt dan de waterstand waarbij de dijk is verzadigd laat een minimaal effect op de faalkans zien, wat bovendien niet tot goedkeuren leidt. Een geobserveerde waterstand die hoger ligt dan de waterstand waarbij de dijk is verzadigd laat een significant effect op de faalkans zien dat wel tot goedkeuren leidt. Hieruit kan worden afgeleid dat het effect van Faalkans Updating groot is als de overleefde belastingsituatie een verzadigde dijk betreft.

Vervolgens is Faalkans Updating toegepast op de faalkans voor de toetsituatie in zichtjaar 2035 met het overleefde hoogwater van 1953 (waterstand NAP + 3,75 m). Bij deze waterstand is de dijk in de geobserveerde situatie, vanuit conservatief uitgangspunt, nog niet verzadigd aangenomen. Het effect van updating is daarom nihil omdat de dwarsdoorsnede in basis een zeer hoge betrouwbaarheid heeft. Als aangenomen wordt dat in 1953 wel verzadiging is opgetreden zou het effect wel groot zijn.

Daarnaast is de situatie beschouwd waarbij de faalkans voor de toetsituatie wordt geüpdatet met een overleefde waterstand (gemiddeld hoogwater) in de huidige situatie van 2015. Het effect is wederom nihil doordat de 'overleefde waterstand' lager ligt dan het knikpunt in de grafiek waarbij verzadiging van het binnentalud optreedt door overslag. De berekende fragility curve en totale faalkans is voor beide situaties ongeveer gelijk.

Uit een beschouwing van het effect van overslag kan worden geconcludeerd dat zelfs als verzadiging door overslag kan worden voorkomen (de fragility curve loopt dan vrijwel horizontaal, ongeacht de waterstand) nog niet aan de faalkanseis voldaan wordt. De berekende betrouwbaarheidsindex bedraagt in dat geval ca. 4,4, wat lager is dan de vereiste 4,76 uitgaande van een faalkansruimtefactor van 0.04 (4%) voor macrostabiliteit van het binnentalud. De a-priori betrouwbaarheidsindex bedroeg 4,3. Uit bovenstaande kan worden geconcludeerd dat het nemen van maatregelen om verzadiging van het binnentalud te voorkomen een gering effect hebben op de faalkans van de dijk.

Uitgaande van een faalkansruimte van 0.24 (24%) voor macrostabiliteit van het binnentalud bedraagt de vereiste betrouwbaarheidsindex 4.4 hetgeen gelijk is aan de berekende waarde waardoor kan worden gesteld dat aan de faalkanseis voldaan wordt.

Doorkijk proefbelasting

Uit een doorkijk naar het effect van een proefbelasting blijkt dat bij volledige correlatie en een proefbelasting wordt overleefd waarbij volledige verzadiging optreedt wordt voldaan aan de faalkanseis. Indien echter bij de proef geen volledige verzadiging optreedt bij het simuleren van een waterstand van NAP +3,6m met bijbehorende overslag wordt nog niet aan de

faalkanseis voldaan, er van uitgaande dat bij een hogere waterstand alsnog verzadiging op zou kunnen treden en uitgaande van een faalkansruimtefactor van 0.04 (4%) voor macrostabiliteit van het binnentalud.

Belangrijkste uitgangspunt blijkt de aanname voor de correlatie tussen de observatie en de toetsituatie te zijn. Indien deze niet volledig gecorreleerd zijn, wordt zelfs met de proefbelasting waarbij volledige verzadiging optreedt, niet aan de faalkanseis voldaan.

Opgemerkt moet worden dat een proefbelasting niet zonder risico's is. Hier dient bij het opzetten van de proefbelasting rekening mee te worden gehouden.

Keuze representatieve sondering

Tevens is onderzocht wat het effect van de keuze van representatieve sondering voor het bepalen van de ongedraineerde schuifsterkte van het dijksmateriaal is. In dit rapport is uitgegaan van de sondering in de binnenkruinlijn. Indien de sondering in de buitenkruinlijn of het binnentalud wordt gehanteerd wordt een significant hogere ongedraineerde schuifsterkte (orde 20-35%) voor het dijksmateriaal gevonden. Uit een eerste verkenning blijkt echter dat de conclusies niet veranderen door het gebruik van de taludsondering voor het afleiden van de ongedraineerde schuifsterkte. Het blijkt dat de faalkans slechts weinig gevoelig is voor deze verandering van de POP-waarde door gebruik van een andere sondering.

Belangrijkste verklaring hiervoor is dat de POP van het dijksmateriaal:

- bij lage waterstanden dominant is en dus zorgt voor een toename in de veiligheid t.o.v. gebruik van de sondering op het binnentalud.
- bij een verzadigde dijk niet meer dominant is, dominant bij verzadiging is de cohesie van de onverzadigde klei. Dit zorgt voor een afname van de veiligheid bij verzadigde dijk ten opzichte van het gebruik van de sondering op het binnentalud.

Opgemerkt moet daarbij worden dat slechts één variatie is beschouwd in het dwarsprofiel. Of de conclusies ook voor variaties van de sterkte in de lengterichting van de dijk stand houden zal verder onderzoek naar de variatie in sterkte langs het dijkvak moeten uitwijzen. Dit kan worden uitgevoerd door het uitvoeren van een soortgelijke analyse als in dit hoofdstuk en dat daarbij de POP-waarden uit meerdere representatieve sonderingen langs het dijktraject met elkaar vergeleken worden. Ook verdient het de aanbeveling om de een soortgelijke analyse uit te voeren voor de variatie van de POP uit de sonderingen ter plaatse van de binnenteen. Deze variabele is constant gebleven in deze analyse omdat het maatgevend glijvlak voor het dwarsprofiel vrijwel niet door de teen/het achterland gaat. Een verandering van POP kan echter wel resulteren in de verandering van het maatgevend glijvlak binnen het dwarsprofiel. Belangrijke conclusies is dat de faalkans van de dijk vrijwel volledig bepaald wordt door de onzekerheid in de effectieve cohesie van het dijksmateriaal. Het is daarom van groot belang om goed inzicht in deze parameter te verkrijgen. Hierbij verdient met name de ruimtelijke spreiding aandacht. Omdat het glijvlak alleen door het dijksmateriaal loopt is de uitmiddeling langs het glijvlak beperkt (er wordt slechts een grondlaag doorsneden). Daarnaast is bekend dat dijksmateriaal extreem grillig qua eigenschappen kan zijn. Zo is bekend dat de eigenschappen van dijksmateriaal extreem grillig kunnen zijn. Als lokaal bijv. een zandscheg in het binnentalud aanwezig is kan dit een groot effect op de stabiliteit van de dijk hebben.

Samenvatting

Samengevat zijn de belangrijkste conclusies uit dit onderzoek:

- Het probabilistisch rekenen leidt tot significante optimalisatie (factor 10 lagere faalkans dan semi-probabilistisch). Bij de huidige uitgangspunten (uitgaande van een faalkansruimtefactor van 0.04 (4%) voor macrostabiliteit van het binnentalud) wordt

echter nog niet tot goedkeuring gekomen. Uitgaande van een faalkansruimte van 0.24 (24%) voor macrostabiliteit van het binnentalud bedraagt de vereiste betrouwbaarheidsindex 4.4 hetgeen gelijk is aan de berekende waarde waardoor kan worden gesteld dat aan de faalkanseis voldaan wordt.

- Op basis van de gekozen uitgangspunten is het effect van de FU-analyse beperkt. Dit wordt veroorzaakt doordat voor de historische situatie in 1953 is aangenomen dat geen verzadiging van het binnentalud is opgetreden. Indien wordt aangenomen dat dit wel het geval is geweest heeft dit een groot effect en wordt wel tot goedkeuring gekomen. Vooralsnog is er echter niet voldoende zekerheid om deze aanname te kunnen onderbouwen.
- De keuze van de representatieve sondering heeft een beperkt effect op de faalkans omdat de cohesie van de onverzadigde klei de dominante parameters is bij een verzadigde dijk. Door de kleine maatgevende glijcirkels is lokale informatie per dwarsprofiel over de cohesie dus essentieel. Het is daarom van belang om bij doorvertaling van de conclusies naar een dijkvak/dijkstrekking te onderzoeken/verifiëren of deze cohesie ook werkelijk overal aanwezig is.
- Een belangrijke onzekerheid in de analyses voor het bepalen van de faalkans is het effect van overslag op de verzadiging van het binnentalud: bij welke waterstand treedt verzadiging van het binnentalud op en wat is het effect van verzadiging op de stabiliteit.
- In de analyse zijn een aantal aspecten nog niet uitgewerkt, zoals: effect van het voldoen t.a.v. hoogte, effect van andere belastingsituaties dan MHW (zoals extreme neerslag of dagelijkse situatie (verkeersbelasting)), effect van afwijkende bodemopbouw, effect van eventuele sterktegradatie van veen, effect van de aanname van gedraineerd gedrag in de lagen boven de dagelijkse grondwaterstand, representativiteit van het dwarsprofiel i.v.m. vertaling van dwarsprofiel naar dijkvak en i.v.m. 3D effecten en bebouwing.
- De faalkans van de dijk wordt met name bepaald door de effectieve cohesie van het dijksmateriaal. Het is daarom van groot belang om goed inzicht in deze parameter te verkrijgen en met name ook in de ruimtelijke spreiding. Het is bekend dat de eigenschappen van dijksmateriaal extreem grillig (sterk heterogeen) kunnen zijn. Als lokaal bijv. een zandscheg in het binnentalud aanwezig is kan dit een groot effect op de stabiliteit van de dijk hebben.
- Het effect van het uitvoeren van een proefbelasting is sterk afhankelijk van de correlatiecoëfficiënt tussen de observatie en de toetssituatie. Alleen bij een zeer hoge correlatie ($> 0,9$) en het zonder schade overleven van een volledige verzadiging van het binnentalud kan tot goedkeuring worden gekomen.

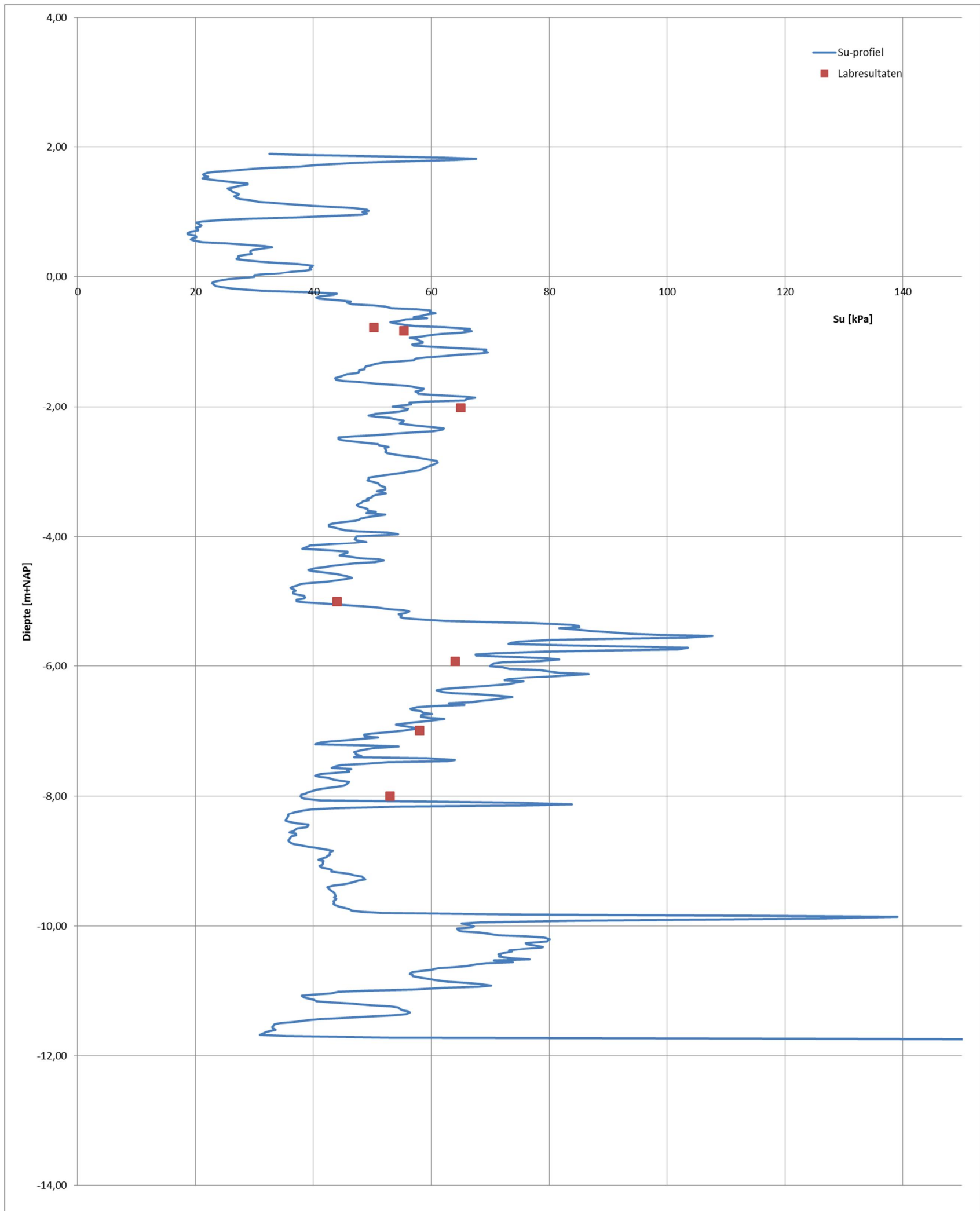
Geadviseerd wordt om de volgende aspecten nader te onderzoeken:

- Nauwkeuriger vaststellen bij welke waterstand verzadiging van het binnentalud optreedt.
- Door het uitvoeren van een FU-analyse kan bij het overleven van deze proefbelasting wellicht tot goedkeuren worden gekomen. Wanneer een proefbelasting overwogen wordt dient de correlatie tussen de observatie en de toetssituatie zorgvuldiger bepaald te worden. Aandachtspunt hierbij is dat in 1953 ten gevolge van overslag en verzadiging op diverse locaties langs de Hollandse IJssel oppervlakkige afschuivingen zijn opgetreden, het uitvoeren van een proefbelasting is dus niet zonder risico.
- Nauwkeurig vaststellen of de cohesie van de onverzadigde klei ook werkelijk overal aanwezig is voor de doorvertaling van de conclusies naar dijkvakniveau.



Bijlage 1: Grondparameters

Bijlage 2 Controle S_u profiel sondering met laboratoriumresultaten



Bijlage 3 Effect van de keuze voor sondering op gemiddelde sterkte in het profiel

