


POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK

Activiteit 6 – Faalkans updating 3 cases
Definitief

POV

MACRO
STABILITEIT



Auteurs: A. Rozing & T. Schweckendiek

Datum: april 2017




Versie: 2

Project
1230804-002

Kenmerk
1230804-002-GEO-0002

Pagina's
31

Samenvatting
zie hoofdstuk 'Samenvatting'.

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	dec 2016	A. Rozing T. Schweckendiek		Theo Stoutjesdijk		Leo Voogt	
2	april 2017	A. Rozing T. Schweckendiek		Theo Stoutjesdijk		Leo Voogt	

Status
Definitief

Inhoud

Samenvatting	1
1 Inleiding	6
1.1 Context en probleemstelling	6
1.2 Scope van de verkenning	7
1.3 Doelstelling	7
1.4 Aanpak	7
1.5 Projectteam en werkwijze	7
1.6 Afbakening	8
1.7 Leeswijzer	8
2 Faalkans analyse en updating	9
2.1 Stappen in een faalkans updating analyse	9
2.2 Concept	10
2.3 Toepassing voor macrostabiliteit	11
3 Resultaten case studies	12
3.1 Belangrijkste uitgangspunten	12
3.2 Overzicht resultaten	13
3.3 Belangrijkste bevindingen per doorsnede	14
3.3.1 Dp 26.2+75m (case 1, bij Krimpen)	14
3.3.2 Dp 36.9+51m (case 2, Gouderak)	15
3.3.3 Dp 40.5+50m (case 3, Gouda)	18
4 Doorvertaling naar dijkvakken en kansrijkheid vervolgonderzoek POVM en KIJK	20
4.1 Algemeen	20
4.2 Representatieve dijkvakken voor de 3 beschouwde dwarsprofielen	20
4.3 Doorvertaling resultaten 3 cases naar dijkvakken voor KIJK	21
4.4 Haalbaarheid actuele sterkteonderzoek voor POVM en KIJK	22
5 Proefbelastingen	24
5.1 Infiltratieproeven	24
5.2 Monitoring	25
5.3 Veiligheid tijdens proefbelasting (uitvoeringsstabiliteit)	25
5.4 Kansrijkheid van proefbelastingen	26
6 Conclusies en aanbevelingen	27
6.1 Conclusies	27
6.2 Handelingsperspectief KIJK	27
6.3 Aanbevelingen	29
6.3.1 Dijkversterking KIJK	29
6.3.2 Hoogwaterbeschermingsprogramma HWBP en POVM	29
7 Referenties	31
A Algemene uitgangspunten	A-1

April 2017, Definitief

A.1	Keuze dwarsprofielen	A-1
A.2	Geometrie en autonome bodemdaling	A-2
A.3	Bodemopbouw	A-6
A.4	Grondparameters	A-10
A.5	Waterstanden en overschrijdingskansen	A-13
A.6	Waterspanningen	A-17
A.7	Verkeersbelasting in toets en ontwerp	A-20
A.8	Zichtperiode	A-26
A.9	Overleefde belastingen	A-26
A.10	Typisch verwaarloosde sterktebijdragen	A-28
A.11	Norm/Betrouwbaarheidseis	A-30
A.12	Software	A-32
B	Gevoelheidsanalyses met volumegewicht als stochast	B-1
B.1	Inleiding	B-1
B.2	Relatie tussen volumegewicht(en) en grensspanning(en)	B-1
B.3	Analyse	B-3
B.4	Conclusie	B-7
C	Gevoelheidsanalyses extra sterkte in de capillaire en onverzadigde zone voor observatie	C-1
C.1	Inleiding	C-1
C.2	Probleemstelling	C-1
C.3	Uitgangspunten en berekeningsresultaten	C-2
C.4	Discussie resultaten	C-2
C.5	Conclusies en aanbevelingen	C-3
D	Verwerken van golfoverslag bij fragility curves	D-1
D.1	Inleiding	D-1
D.2	Invloed golfoverslag op waterspanningen	D-1
D.3	Schematisering kans op golfoverslag gegeven een waterstand	D-5
D.4	Profiel 26.275	D-7
D.5	Profiel 36.951	D-9
D.6	Profiel 40.550	D-12
D.7	Conclusies	D-13
D.8	Literatuur	D-14
E	Proefbelastingen	E-1
E.1	Types proefbelastingen	E-1
E.2	Verhogen freatisch niveau	E-3
E.3	Metingen ter verificatie belastingeffecten	E-7
E.4	Veiligheid tijdens proefbelasting (uitvoeringsstabiliteit)	E-11
F	Doorvertaling dijkvakken en kansrijkheid vervolgonderzoek voor POVM en KIJK	F-1
F.1	Representatieve dijkvakken voor de 3 beschouwde dwarsprofielen	F-1
F.2	Inschatting doorvertaling resultaten naar dijkversterking KIJK	F-3
F.3	Inschatting haalbaarheid van het actuele sterkte onderzoek voor POVM en KIJK	F-7
G	Extrapolatie berekeningsresultaten	G-1
G.1	Inleiding	G-1



April 2017, Definitief

G.2 Conclusie en aanbeveling

G-1

G.3 Data

G-2

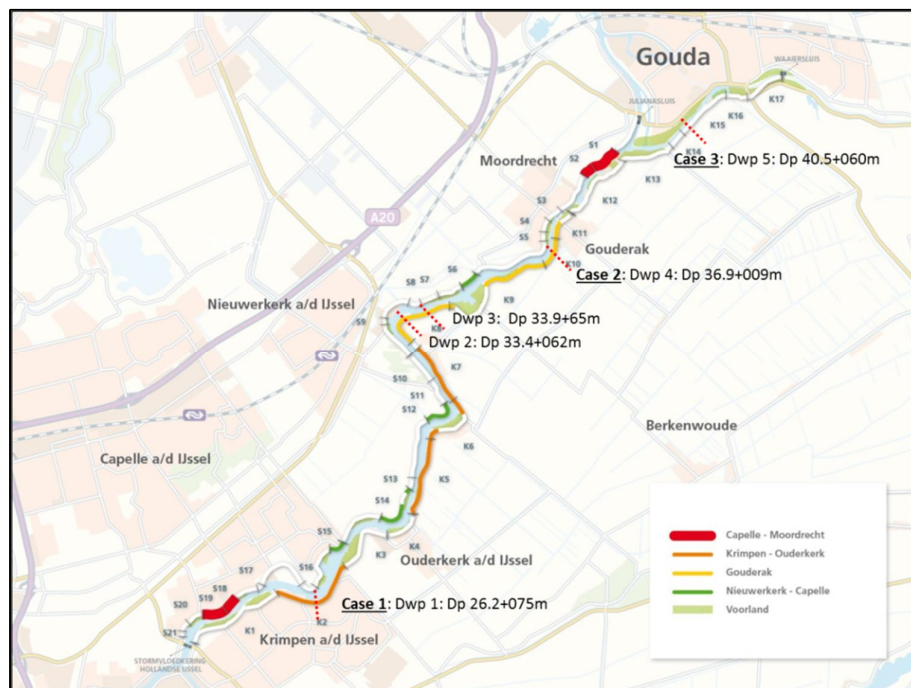
H Giskaarten 1 t/m 16 behorende bij bijlage F

H-1

Samenvatting

Inleiding en scope

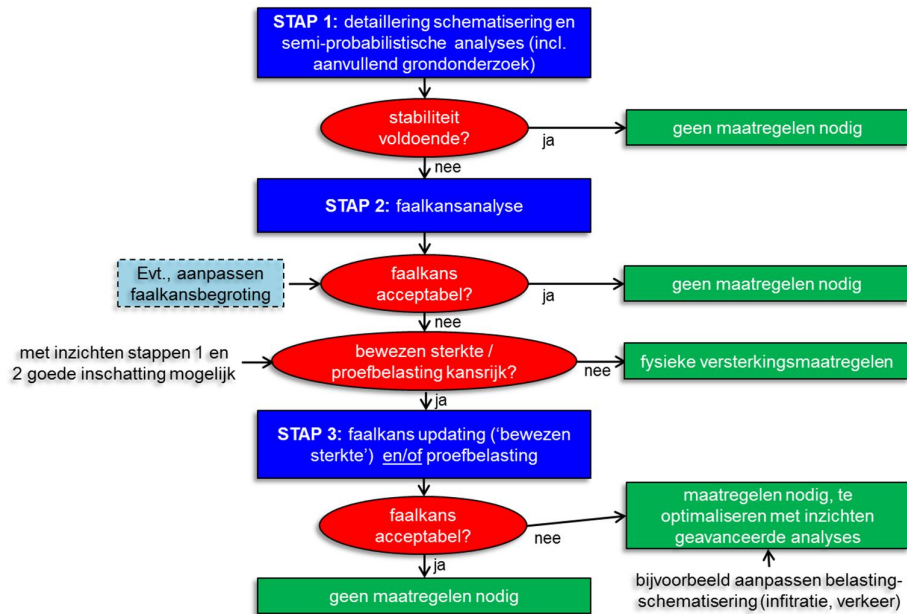
De Project Overstijgende Verkenning Macro stabiliteit (POV-M) heeft tot doel innovaties voor het versterken van dijken toepasbaar te maken. Doel van het POVM-onderzoek 'Beter benutten actuele sterkte' is om het veiligheidsoordeel voor macro stabiliteit aan te scherpen door zowel gericht grondonderzoek en monitoring als geavanceerde rekentechnieken zoals faalkansanalyses en faalkans updating ('bewezen sterkte'). In dit onderzoek wordt 'actuele sterkte' gedemonstreerd aan de hand van een drietal cases langs de Hollandse IJssel in de Krimpenerwaard, merendeels gelegen binnen het referentie-dijkversterkingsproject KIJK (zie Figuur S.1).



Figuur S.1 Dijkversterking KIJK langs de Hollandse IJssel in de Krimpenerwaard (oranje en gele deeltrajecten) en 3 cases van het actuele sterkte onderzoek

Aanpak van het onderzoek

Voor de drie cases, allen afgekeurd in de derde toetsronde, zijn de drie actuele sterkte stappen doorlopen (zie ook Figuur S.2 over het handelingsperspectief KIJK). De werkzaamheden zijn uitgevoerd door een projectteam bestaande uit Fugro, RoyalHaskoningDHV en Deltares, waarvan elk bedrijf één case voor zijn rekening nam, onder leiding van en inhoudelijk begeleid door specialisten van Deltares. In stap 1 zijn de conventionele semi-probabilistische analyses aangescherpt door detaillering van de schematisering, mede op basis van eerder in POV-M kader uitgevoerd grondonderzoek en monitoring. In stap 2 is de stap gemaakt naar een probabilistische faalkansanalyse welke doorgaans een gunstiger veiligheidsbeeld oplevert dan een semi-probabilistische analyse (zie hoofdstuk 2). In stap 3 wordt informatie van overleefde belastingcondities toegevoegd middels faalkans updating ('bewezen sterkte'), wat in geval van significante observaties van dominante belastingen tot verhoging van de betrouwbaarheid leidt.



Figuur S.2 Stroomschema handelingsperspectief geavanceerde analyses, eventueel met proefbelastingen

Kernresultaten (3 cases)

Het overzicht van de belangrijkste resultaten in Tabel S.1 leidt tot de volgende observaties:

1. Alle doorsnedes voldoen duidelijk niet aan de veiligheidseisen in de semi-probabilistische analyse (stap 1, vergelijkbaar met een conventionele toets hoewel hier een bovengemiddeld niveau van grondonderzoek is uitgevoerd).
2. De probabilistische faalkansanalyse (stap 2) geeft voor alle drie beschouwde gevallen een duidelijk gunstiger beeld ten aanzien van de veiligheid. Twee van de doorsnedes voldoen aan de eis, de derde net niet.
3. Faalkans updating op basis van overleefde condities heeft weinig tot geen effect voor deze doorsnedes. Zoals in de gedetailleerde discussie van de case resultaten beschreven is, komt dit door (a) de al hoge a-priori faalkans in stap 2 en (b) de bepalende invloed van infiltratie en verzadiging door overslag, waarvan geen significante observatie beschikbaar is.

Tabel S.1 Overzicht belangrijkste resultaten per doorsnede (* stabiliteitsfactoren met volledige verzadiging door infiltratie bij overslag; ** betrouwbaarheidsindices zonder meenemen van verzadiging door infiltratie, ***range is afhankelijk van aannames t.a.v. overslag en infiltratie tijdens de observatie) (groen =voldoende; oranje = voldoet net niet; rood = onvoldoende)

	Eis	Dp 26.2+75m (case 1)	Dp36.9+51m (case 2)	Dp 40.5+50m (case 3)
Stap 1: Semi-probabilistisch	SF = 1.19	0.98	1.04	1.35
	SF = 1.08*	0.88	0.85	0.71
Stap 2: Faalkansanalyse	$\beta = 4.4$	4.3 (4.6)**	5.0 (8.0)**	4.5 (8.7)**
Stap 3: Faalkans updating	$\beta = 4.4$	4.3 à 4.5***	5.0	4.5

Doorvertaling KJK en kansrijkheid

De analyses hebben betrekking op doorsnedes. Belangrijk is de vraag voor welke dijkvaklengtes van KJK de onderzochte dwarsprofielen representatief zijn. Case 1, 2 en 3 blijken representatief voor vaklengtes van 40m (tot 145m) respectievelijk 450m en 600m. Voor case 1 is de vaklengte vooralsnog beperkt tot minimaal 40m omdat voor goedkeuring op basis van stap 3 nog nader dient te worden onderzocht in hoeverre dit kan worden geëxtrapoleerd. Hierbij wordt voor de 3 cases opgemerkt dat enerzijds de sterktevariatie binnen lagen van dezelfde grondsoort door aanvullend grondonderzoek dient te worden geverifieerd. Anderzijds kunnen deze vaklengtes mogelijk worden uitgebreid door berekeningen met variaties van de ondergrondschematisatie uit te voeren.

Het economische voordeel (kostenbesparing door scopeverkleining) van het actuele sterkteonderzoek kan worden afgezet tegen de kosten van het onderzoek voor de POVM (HWBP) en voor KJK. Uitgaande van slechts een paar procent kans op succes wordt de investering al terugverdiend. Hieruit volgt dat het verantwoord is om het POVM onderzoek te vervolgen met activiteit 7 (Proefbelasting).

Het uitvoeren van analysestappen 1 en 2 is voor KJK zonder meer zinvol. De haalbaarheid van het bewezen sterkteonderzoek (stap 3) voor KJK hangt af van het resultaat van de analysestappen 1 en 2 voor KJK en van het succes van activiteit 7 (proefbelasting) binnen de POVM. Verwachting is dat stap 3 voor circa 1.5 km dijk toepasbaar is.

Conclusies

De belangrijkste conclusies van dit onderzoek zijn:

1. Alle drie beschouwde cases hebben een hoge betrouwbaarheid ten aanzien van de binnenwaartse macrostabiliteit boven of dichtbij de veiligheidseis. De beschouwde doorsnedes zijn representatief voor dijkvakken met een lengte tussen 40 m en 600. De sterktevariatie binnen lagen van dezelfde grondsoort dient door aanvullend grondonderzoek nog te worden geverifieerd. Mogelijk kan door middel van grondonderzoek zelfs worden aangetoond dat ze representatief zijn voor langere strekkingen.
2. De probabilistische stabiliteitsanalyse (stap 2) levert een duidelijk gunstiger veiligheidsbeeld dan de conventionele semi-probabilistische analyse (stap 1).
3. De veiligheid of faalkans wordt sterk beïnvloed door het effect van verzadiging van het dijklichaam door overslag en infiltratie.
4. Faalkans updating (stap 3) heeft voor de beschouwde cases weinig meerwaarde vanwege (a) de al hoge betrouwbaarheid en dus lage faalkans die in stap 2 al is bereikt en (b) de dominante invloed van overslag en infiltratie op de faalkans, waarvoor geen relevante observaties bekend zijn.
5. Proefbelastingen zouden moeten worden gericht op infiltratie en verzadiging. Infiltratieproeven kunnen zo worden ontworpen en uitgevoerd dat er vrijwel met zekerheid een effect op de betrouwbaarheid wordt bereikt, ofwel door aanscherping van de schematisering van de verzadiging, ofwel door het overleven van de proefbelasting.

Deze conclusies leiden tot het hieronder geschetste handelingsperspectief voor project KJK.

Handelingsperspectief KJK

Zonder bovenstaande inzichten zijn voor de hand liggende ontwerpopties voor dijkversterking KJK, constructieve maatregelen in het binnentalud, bijvoorbeeld stabiliteitsschermen. Gezien bovenstaande conclusies bestaat er echter een aanzienlijke kans dat voor dijkvakken binnen KJK de veiligheid ten aanzien van binnenwaartse macrostabiliteit aan kan worden getoond middels geavanceerde analyses. Dat geldt zeker waar overslag en infiltratie kunnen worden

beheerst zodat het effect op de binnenwaartse stabiliteit beperkt of zelfs verwaarloosbaar wordt.

Het handelingsperspectief dat zich aandient is om (a) geavanceerde analyses voor stabiliteit binnenwaarts door te zetten en (b) overslag waar nodig zodanig te beperken dat de veiligheid ten aanzien van macrostabiliteit niet door het effect van infiltratie en verzadiging wordt overheerst. In hoofdstuk 6 worden hiervoor concrete suggesties gedaan, inclusief de rol die proefbelastingen hierbij kunnen spelen.

Aanbevelingen dijkversterking KIJK

Voor dijkversterking KIJK worden de volgende aanbevelingen gedaan op basis van de inzichten opgedaan in deze studie:

1. Actuele sterkte analyses zijn zeer kansrijk voor het verkleinen van de versterkingsopgave voor macrostabiliteit, al dan niet in combinatie met maatregelen ter beheersing van overslag en infiltratie. Analyse van additionele doorsnedes kan verder inzicht geven in de kansrijkheid voor andere dijkvakken of voor het hele project. Het uitvoeren van analysestappen 1 en 2 is zonder meer zinvol. De haalbaarheid van het bewezen sterkteonderzoek (stap 3) voor KIJK hangt af van het resultaat van de analysestappen 1 en 2 voor KIJK en van het succes van activiteit 7 (proefbelasting) binnen de POVM.
2. Houdt er rekening mee dat bij geavanceerde analyses zeer waarschijnlijk (additioneel) geavanceerd grondonderzoek nodig is, voornamelijk ter doorvertaling van de doorsnede resultaten naar dijkvakken.
3. De huidige inschatting van de hoogteopgave is gebaseerd op een kritiek overslagdebiet van 1 l/s/m. Het kan zijn dat voor de taludstabiliteit een verdere beperking van het overslagdebiet noodzakelijk is of dat hierdoor een extra hoogteopgave ontstaat.
4. Neem in de probabilistische stabiliteitsanalyses de kans op overslag en verzadiging per waterstand expliciet mee (robuuster t.o.v. huidige aanpak met illustratiepunten; zie bespreekverslag KPR).
5. De stabiliteit wordt gedomineerd door ondiepe glijvlakken. Richt grondonderzoek (terreinen en laboratorium) in het vervolg ook op het dijksmateriaal en op de gedraineerde eigenschappen hiervan.
6. Overweeg aanpassing van de faalkansruimtes. Door vergroting van de faalkansruimte voor macrostabiliteit (door uitwisseling met die van piping) wordt een lagere veiligheidseis verkregen.
7. De beschouwde doorsnedes zijn representatief voor de gegeven dijkvakken. De sterktevariatie binnen lagen van dezelfde grondsoort dient door aanvullend grondonderzoek in deze vakken te worden geverifieerd. Mogelijk kan door middel van grondonderzoek zelfs worden aangetoond dat ze representatief zijn voor langere strekkingen.

Aanbevelingen Hoogwaterbeschermingsprogramma HWBP en POVM

1. Actuele sterkte technieken zijn succesvol toegepast en kunnen substantiële impact hebben op de scope van dijkversterkingen. Voor bredere toepassing is verdere operationalisering nodig, incl. software en handvatten voor het uitvoeren van probabilistische stabiliteitsanalyses. Dat is nodig omdat nu de methode arbeidsintensief en de software niet voor derden beschikbaar is.
2. Het kan voordelig zijn om geavanceerde analyses al bij ingangstoetsen van het HWBP toe te passen. In dat geval zouden projecten al bij het opstarten meer zekerheid over de scope hebben wat onnodige onrust in de omgeving voorkomt.

3. Probabilistische analyses kunnen naar verwachting nog aanzienlijk worden aangescherpt met een probabilistische restprofielbenadering (d.w.z. alleen meenemen van afschuivingen die ook tot overstroming leiden).
4. Ontwerpen van kruinhoogtes op een kritiek overslagdebiet van 1 l/s/m of zelfs minder, kan problematisch zijn voor het ontwerp van het binnentalud op macrostabiliteit. Met andere woorden, de stabiliteitseisen van het binnentalud kunnen leiden tot een extra hoogteopgave t.o.v. erosie van het binnentalud. Vergelijk het door KPR opgestelde recept (KPR, 2016 2) met de probabilistische methode zoals gebruikt in deze studie en breng de nodige verbeteringen aan (bv. kans op overslag per waterstand) in de modellering en richtlijnen. Dit aspect is nieuw in de nieuwe normering systematiek en wordt waarschijnlijk nog onderschat in projecten.
5. Een cruciaal element in de modellering van stabiliteit bij overslag en infiltratie is de schematisering van de verzadiging (freatisch vlak) in de dijk. Hier is weinig over bekend waardoor meestal de zeer conservatieve aanname van volledige verzadiging wordt gemaakt. Experimenteel onderzoek naar dit fenomeen (laboratorium en/of prototypes) kan tot onderbouwde aanscherping van de schematisering leiden, ook voor andere HWBP projecten dan KIJK.
6. Bij dijken met een significante invloed van overslag en infiltratie op de stabiliteit zijn doorgaans ondiepe glijvlakken maatgevend. Dat betekent dat de sterkte van het dijksmateriaal dominant wordt voor de stabiliteit. De eigenschappen van (antropogeen) dijksmateriaal zijn doorgaans slechter bekend dan die van geologische afzettingen. Relevante proeven-verzamelingen, beter inzicht in het gedrag van dijksmateriaal en ontwikkeling van gerichte grondonderzoekstechnieken zijn nodig om de onzekerheden te verkleinen.
7. Vervolg binnen het POVM Beter benutten actuele sterkte activiteit onderzoek met 7: Het uitvoeren van een proefbelasting.

Tot besluit

De resultaten van dit onderzoek onderstrepen de potentie van geavanceerde gegevensinwinning en analyse voor scherpere scopebepaling van dijkversterkingsprojecten en ondersteunen hiermee het doel van de POV-M om dergelijke optimalisatie mogelijkheden voor bredere toepassing in beoordelen en ontwerpen van dijken beschikbaar te stellen. De bewezen sterkte methode en daarmee ook probabilistische stabiliteitsanalyses zijn door het ENW inmiddels positief beoordeeld, toepassing wordt zelfs aangemoedigd. Het is nu van belang om door te zetten met verankering in de praktijk om hiervan ook daadwerkelijk de vruchten te plukken.

Toepassing van bewezen sterkte bij ontwerpen (i.t.t. beoordelen) is nog niet uitontwikkeld. In 2017 worden na verwachting ontwikkelingen op dit gebied opgevolgd, bijvoorbeeld het aanscherpen van rekenwaarden van grondsterkte met bewezen sterkte informatie. De voorliggende cases illustreren tegelijk dat toepassing van actuele sterkte en bewezen sterkte in ontwerp kader ook nu al mogelijk is zonder gebruik te maken van aangepaste rekenwaarden, namelijk door resterende onzekerheden middels bijvoorbeeld fysieke maatregelen uit te schakelen. In het voorbeeld van KIJK zou dit kunnen betekenen dat overslag en infiltratie door maatregelen worden beperkt waardoor de veiligheid van het binnentalud kan worden aangetoond.

1 Inleiding

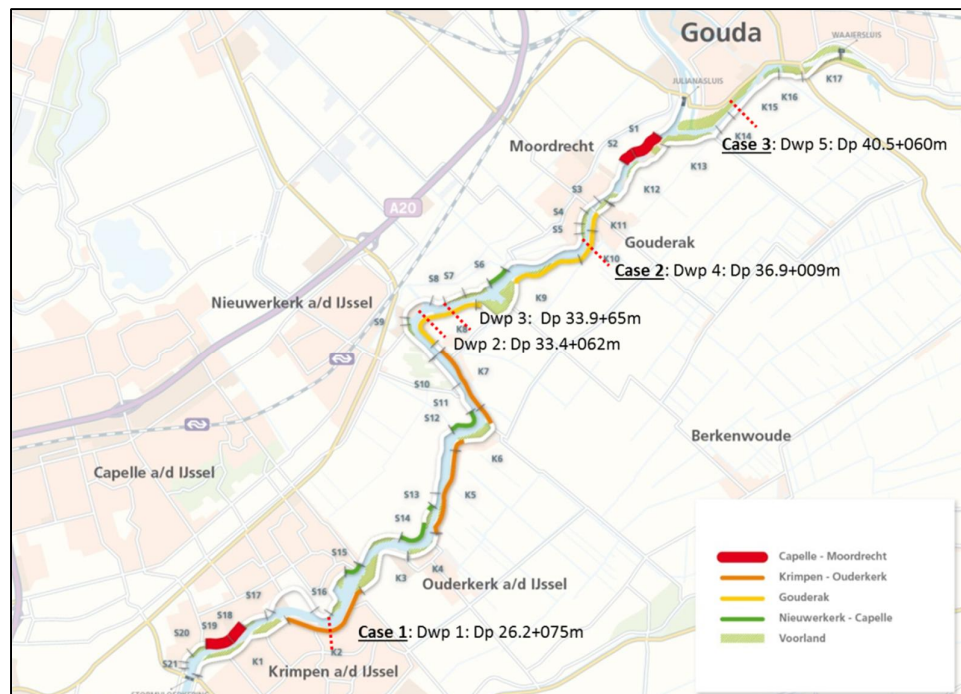
1.1 Context en probleemstelling

De Project Overstijgende Verkenning Macrostabiteit (POVM) heeft ten doel innovaties voor het versterken van dijken praktisch toepasbaar te maken. Een belangrijke factor in het ontwerpen van een dijkversterking is het omgaan met onzekerheden in de sterkte-eigenschappen van de ondergrond en het dijklichaam.

Doel van het POVM-onderzoek 'Beter benutten actuele sterkte' is om de bestaande rekentechnieken voor macrostabiteit van het binnentalud verder te ontwikkelen in combinatie met gericht grondonderzoek en monitoring, zodat er met minder onzekerheden ontworpen kan worden. Met deze verder te ontwikkelen werkwijze wordt meer recht gedaan aan de werkelijke sterkte van dijken.

Centraal in deze studie staan de concepten van **Faalkansanalyse en 'Faalkans Updating'** (FU) (ook 'bewezen sterkte' genoemd, of in het Engels: 'Reliability Updating with Past Performance').

Binnen het HWBP zijn ook te versterken dijken opgenomen die in het verleden belastingen (denkende aan onder andere hoge buitenwaterstanden) hebben weerstaan. Meenemen van dergelijke informatie leidt tot aanscherping van het veiligheidsbeeld. Hiervoor wordt in eerste instantie een faalkansanalyse uitgevoerd, waaraan vervolgens de informatie van overleefde condities wordt toegevoegd. Daarnaast wordt ook gebruik gemaakt van aanvullend terrein- en labonderzoek en monitoring van de waterspanningen om in de schematisering van de dijkstabiteit zo goed mogelijk recht te doen aan de lokale condities. Met name de lokale sonderingen zijn van belang bij ongedraineerd grondgedrag.



Figuur 1.1 Dijkversterking KIJK langs de Hollandse IJssel in de Krimpenerwaard (oranje en gele deeltrajecten) en 3 cases van het actuele sterkte onderzoek

1.2 Scope van de verkenning

De concepten faalkansanalyse en faalkansupdating worden gedemonstreerd aan de hand van een drietal cases langs de Hollandse IJssel in de Krimpenerwaard, merendeels gelegen binnen het dijkversterkingsproject KIJK (zie Figuur 1.1): Case 1: Dp 26.2+75m; Case 2: Dp 36.9+26m; Case 3: Dp 40.5+50m (dit profiel valt buiten de scope van KIJK).

Voor meer informatie en nadere onderbouwing van de keuze voor deze 3 dwarsprofielen wordt verwezen naar bijlage A1 en Rozing (2016 2).

1.3 Doelstelling

Doel van het onderhavige onderzoek is het demonstreren van de toepassing van actuele sterkte, faalkansanalyse en faalkans updating technieken op cases in het POV-M referentieproject KIJK. De resultaten moeten verder inzicht geven in de kansrijkheid van het toepassen van deze technieken op bredere schaal, zowel binnen als buiten het referentieproject. Onderdeel van de doelstelling is tevens om de mogelijke rol van proefbelastingen binnen deze aanpak te verkennen.

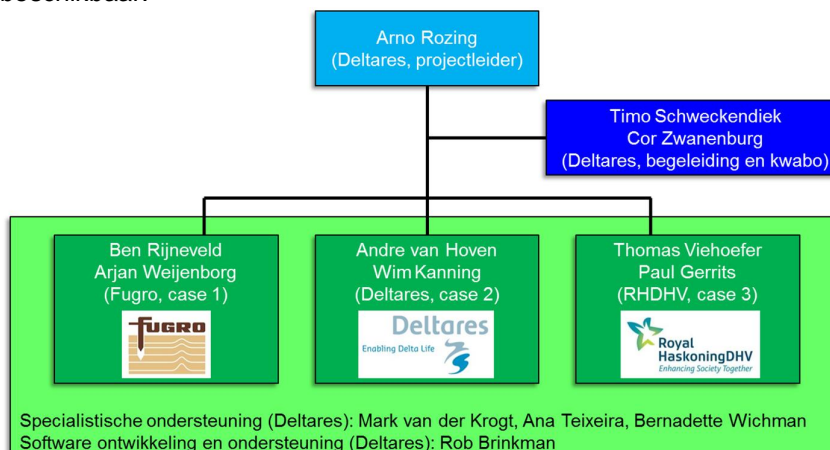
1.4 Aanpak

Actuele sterkte is een verzameling van geavanceerde rekenmethoden al dan niet aangevuld met gedetailleerd grondonderzoek. De te doorlopen stappen op hoofdlijnen staan beschreven in hoofdstuk 2. Er wordt van grof naar fijn gewerkt, waarbij met steeds geavanceerdere technieken wordt geprobeerd de veiligheid aan te tonen. Voor een gedetailleerde beschrijving wordt verwezen naar de Handreiking Faalkansanalyse en Faalkans updating (Kanning & Schweckendiek, 2016).

Na analyse van de drie cases wordt op basis van de resultaten middels het beschikbare grondonderzoek onderzocht voor welke dijkvaklengte de afzonderlijke cases representatief zijn. Vervolgens wordt dit doorvertaald naar de gehele dijkversterking KIJK teneinde de kansrijkheid van de BS analyses voor KIJK in te schatten.

1.5 Projectteam en werkwijze

De cases zijn door drie projectteams uitgewerkt. Fugro, RoyalHaskoningDHV en Deltares hebben hierbij elk een case voor hun rekening genomen, aangestuurd en begeleid door specialisten van Deltares. Fugro en RoyalHaskoningDHV zijn betrokken gezien hun kennis en ervaring binnen het project KIJK en om de kennis van actuele sterkte analyses te verspreiden (POV-M doelstelling). De voor de analyses gebruikte software is nog niet extern beschikbaar.



Figuur 1.2: Werkwijze en projectteam, inclusief teamleden

1.6 Afbakening

Dit onderzoek is uitgevoerd binnen de volgende randvoorwaarden:

- 1 *Macrostabiliiteit van het binnentalud*: Dit onderzoek betreft uitsluitend de macrostabiliiteit van het binnentalud. Uit de Consequentieanalyse RoyalHaskoningDHV (2016) volgt dat een aantal van de overige beoordeelde faalmechanismen ook niet voldoen. Voor dijkversterking KIJK is o.a. ook een hoogte-tekort geconstateerd. Voor deze gevallen is er in dit onderzoek vanuit gegaan dat het hoogtetekort niet zal worden opgelost met een kruinverhoging in grond maar anderszins. Dit betekent dat bij eventuele goedkeuring van de macrostabiliiteit van het binnentalud op een bepaald traject, ervan kan worden uitgegaan dat de benodigde maatregel voor de overige niet goedgekeurde faalmechanismen, hierop geen noemenswaardige invloed heeft.
- 2 *Onderzoek in 3 dwarsprofielen*: Zoals aangegeven heeft dit onderzoek betrekking op 3 dwarsprofielen, waarvan 1 dwarsprofiel buiten de scope van KIJK is gelegen (case 3). In hoofdstuk 4 is aangegeven hoe het behaalde resultaat per dwarsprofiel is vertaald naar een dijkstrekking (dijkvak). De twee cases die vallen binnen de scope van KIJK zijn derhalve slechts representatief voor een klein deel van dijkversterking KIJK. Op basis van deze resultaten is wel een doorvertaling gemaakt naar het gehele dijkversterkingstraject om de kansrijkheid van de BS analyses voor KIJK in te schatten.
- 3 *Overslag en infiltratie*: Binnen de nieuwe normering systematiek is de manier van omgaan met overslag en infiltratie voor macrostabiliiteit veranderd. De effecten worden nu expliciet meegenomen in plaats van impliciet behandeld via een restprofiel benadering. Voor deze studie is met een factsheet van het KPR gewerkt (KPR (2016 2)) en een op dezelfde theorie gebaseerde probabilistische implementatie.

1.7 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 wordt de actuele sterkte aanpak toegelicht om te komen tot stabiliteitsbeoordeling van dijken op maat. Hoofdstuk 3 bevat de belangrijkste uitgangspunten en resultaten. Voor de uitgebreide resultaten wordt verwezen naar de 3 separate deelrapporten:

- Case 1: zie Weijenborg A. en Rijnveld B. (2016) [Fugro].
- Case 2: zie Kanning W. en Teixeira A. (2016) [Deltares].
- Case 3: zie Gerrits P. (2016) [ROYALHASKONINGDHV].

In hoofdstuk 4 worden de dijkvaklengtes van KIJK bepaald waarvoor de onderzochte dwarsprofielen representatief zijn.

Op basis van de berekeningsresultaten blijkt dat proefbelastingen een rol kunnen spelen in het vervolg, waarop in hoofdstuk 5 nader wordt ingegaan. Tevens is hier de kansrijkheid en haalbaarheid van het actuele sterkteonderzoek voor de gehele dijkversterking KIJK aangegeven.

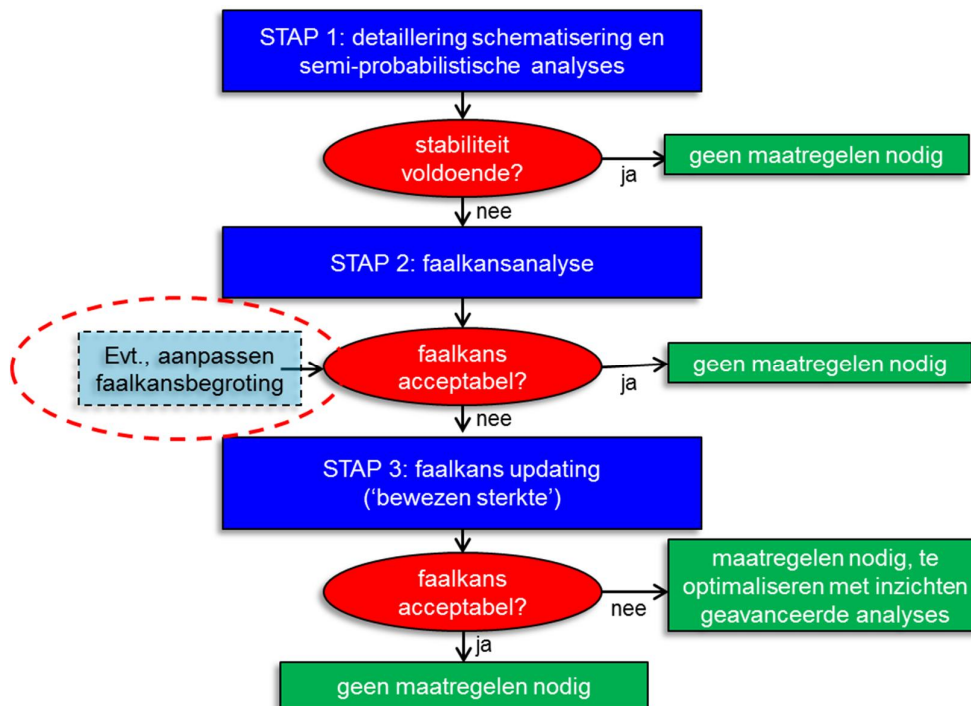
In Hoofdstuk 6 worden de belangrijkste conclusies van het onderzoek samengevat en aanbevelingen gegeven voor zowel het dijkversterkingsproject KIJK als voor de POV-M en het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP).

2 Faalkans analyse en updating

De in het voorliggende rapport toegepaste methodes en concepten zijn bedoeld voor stabiliteitsbeoordeling van dijken op maat, inclusief probabilistische faalkansanalyse en faalkans updating. De betreffende analyses zijn gebaseerd op de concepten beschreven in de “Handreiking Faalkansanalyse en Faalkans Updating – Groene Versie” (Kanning en Schweckendiek, 2016); voor gedetailleerde achtergrondinformatie wordt verwezen naar het achtergrondrapport Schweckendiek en Kanning (2016). In dit hoofdstuk geven we een beknopt overzicht van de analysestappen op hoofdlijnen, de essentie van de methodes en enkele aandachtspunten bij toepassing op macrostabiliteit.

2.1 Stappen in een faalkans updating analyse

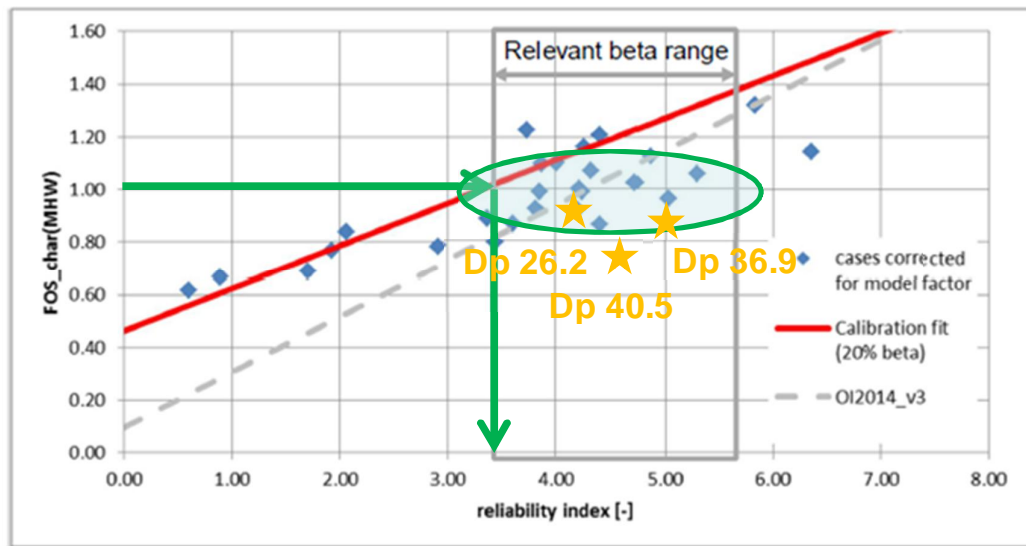
Figuur 2.1 geeft in essentie het stappenplan voor faalkansanalyse en updating weer, waarbij gewerkt wordt van grof naar fijn. Het begint met het aanscherpen van de gewone semi-probabilistische analyses (met veiligheidsfactoren) door schematiseren op maat en eventueel aanscherpen o.b.v. aanvullend terreinonderzoek en/of monitoring gegevens (stap 1). Vervolgens wordt de stap gemaakt naar probabilistische faalkansanalyses, waarbij rekenwaarden van parameters worden vervangen door kansverdelingen (stap 2). Tenslotte, indien nodig, wordt de berekende faalkans bijgesteld d.m.v. in rekening brengen van overleefde belastingcondities ('bewezen sterkte', stap 3).



Figuur 2.1 Hoofdstappen in faalkansanalyse en updating

Vaak wordt al een behoorlijk gunstigere beoordeling verkregen in stap 2. Dat is in de lijn der verwachting, de vereiste partiële stabiliteitsfactoren zijn immers conservatief bepaald om een minimale betrouwbaarheid (of een maximale faalkans) te 'garanderen'. Figuur 2.2 geeft weer

hoe voor WBI2017 de schadefactoren (vereiste stabiliteitsfactoren) zijn afgeleid. Een stabiliteitsfactor (FoS_{char} bij MHW) van 1.0 zegt ons bijvoorbeeld dat er praktisch minimaal een betrouwbaarheidsindex (reliability index) van 3.5 bij hoort (rode lijn). Tegelijk is de verwachte betrouwbaarheidsindex hoger, ergens in de range van 3.5 tot 5.5. Dat een beoordeling met berekende faalkansen doorgaans gunstiger uitpakt is dus inherent aan de conservatieve samenhang tussen faalkanseisen en vereiste stabiliteitsfactoren. Ter illustratie staan de 3 berekende cases (zie Hoofdstuk 3) in de kalibratiegrafiek geplot. Hierbij moet worden aangetekend dat de berekende stabiliteitsfactoren uitgaande van volledige verzadiging zijn gebruikt, wat resulteert in relatief lage stabiliteit. Voor de 3 beschouwde cases blijkt ook dat deze een hogere betrouwbaarheidsindex hebben dan op basis van de conservatieve kalibratielijijn minimaal verwacht mag worden.



Figuur 2.2 Voorlopige kalibratie semi-probabilistische eis macrostabiliteit WBI2017 (Kanning et al 2015)

2.2 Concept

Faalkansanalyse en updating zoals beschreven in Figuur 2.1 betreffen in alle stappen een aanscherping van het veiligheidsbeeld. In stap 1 (detaillering schematisering en semi-probabilistische analyses) worden conservatieve aannames waar mogelijk onderbouwd losgelaten of vervangen door scherpere uitgangspunten, bijvoorbeeld door toevoegen van nieuw laboratorium of terreinonderzoek of door gedetailleerdere modellering van de fysica. In stap 2 (faalkansanalyse) worden karakteristieke en rekenwaarden vervangen door kansverdelingen van bijvoorbeeld grondparameters. Hierdoor wordt een scherper en doorgaans vooral een gunstiger veiligheidsbeeld verkregen door het stapelen van veiligheden te omzeilen dat inherent is aan het werken met rekenwaarden. Het conservatisme dat inherent is aan een semi-probabilistische aanpak zoals hierboven beschreven in paragraaf 2.1 wordt in deze stap vermeden.

In stap 3 (faalkans updating of 'bewezen sterkte') komt de aanscherping van het veiligheidsbeeld door rekening te houden met in het verleden overleefde belastingcondities. Dit kan worden gezien als een proefbelasting die de dijk heeft doorstaan. In dit rapport is dit alleen van toepassing in een probabilistische context, waarin onzekerheid in sterkte en belasting expliciet wordt gemodelleerd door middel van kansverdelingen.

Voorals sterkteparameters zijn doorgaans kennisonzekerheden; de onzekerheid reflecteert ons gebrek aan kennis van de ware sterkte. Deze sterkte zal doorgaans niet in de tijd fluctueren. Dit in tegenstelling tot bijvoorbeeld de maximale buitenwaterstand in een jaar (inherente onzekerheid) welke van jaar tot jaar anders zal zijn. Kennisonzekerheden zijn dus te reduceren door extra kennis. Doordat een dijk een bepaalde situatie heeft overleefd, kan worden uitgesloten dat bepaalde sterkte parameters of parametercombinaties lager zijn geweest dan een bepaalde waarde. Voor meer informatie omtrent deze stap 3 wordt verwezen naar Schweckendiek en Kanning (2016). Opgemerkt wordt dat dit naast een historisch overleefde belastingsituatie ook kan bestaan uit het opleggen van een proefbelasting.

2.3 Toepassing voor macrostabiliteit

Voor de toepassing van faalkansanalyse en faalkans updating voor macrostabiliteit binnenwaarts (STBI) gelden enkele voorwaarden en aandachtspunten. Voor meer informatie wordt verwezen naar de “Handreiking faalkansanalyse en faalkansupdating” (Kanning en Schweckendiek, 2016).

Voor de a-priori faalkansanalyse (stap 2) geldt dat zowel de sterkte- en belastingparameters als stochastische variabelen gemodelleerd dienen te worden (d.w.z. met kansverdelingen). Als de faalkans wordt bepaald door middel van fragility curves (zoals in dit rapport), dienen de waterspanningen per beschouwde buitenwaterstand te worden bepaald. De berekende faalkans dient lager te zijn dan de faalkanseis voor macrostabiliteit binnenwaarts. Er kan in de faalkanseis worden geoptimaliseerd door faalkansruimte uit te wisselen tussen verschillende mechanismen. Zo kan bijvoorbeeld een minder strenge eis voor macrostabiliteit worden gebruikt ten koste van een strengere eis voor piping.

Voor de faalkans updating (stap 3) gelden twee extra analyses. Ten eerste dient de geobserveerde (overleefde) situatie te worden gemodelleerd. Ten tweede wordt de faalkans bijgesteld op basis van de gemodelleerde toetssituatie en observatie. De faalkans updating methode ‘fragility curves’ is op dit moment alleen geschikt voor de beoordeling van een bestaande situatie of bij beperkte aanpassingen van de dijk. Aangezien voor de beschouwde profielen ook een hoogtetekort geldt, is er aangenomen dat het hoogtetekort niet door verhoging van het grondlichaam opgelost wordt, zodat de methode ‘fragility curves’ toepasbaar is.

Na toepassing van faalkansupdating dient de a-posteriori kans kleiner te zijn dan de faalkanseis (eventueel met inbegrip van uitwisseling van faalkansruimte). Mocht dit niet het geval zijn, dan kunnen inzichten door een faalkans updating analyse ook helpen bij het ontwerpen van maatregelen. Zo kan het bijvoorbeeld het geval zijn dat door faalkans updating de kans op diepe glijvlakken aanvaardbaar klein is. Als de kans op ondiepe glijvlakken nog niet acceptabel is, kan een maatregel zich richten op het uitsluiten van ondiepe glijvlakken. Dit is mogelijk een minder ingrijpende maatregel dan het uitsluiten van diepe glijvlakken.

3 Resultaten case studies

Dit hoofdstuk geeft een overzicht van de belangrijkste resultaten van de uitgevoerde actuele sterkte analyses voor de drie gekozen doorsnedes in het gebied van dijkversterkingsproject KIIJK (of vlak ernaast, zie paragraaf 4.2), waarbij per case onderscheid wordt gemaakt tussen de drie analysestappen in actuele sterkte zoals beschreven in hoofdstuk 2 (zie Figuur 2.1).

3.1 Belangrijkste uitgangspunten

Om te beginnen wordt in Tabel 3.1 een overzicht gegeven van de belangrijkste uitgangspunten van de analyses om de resultaten goed te kunnen duiden. De veiligheidseisen ten aanzien van stabiliteit worden hierna behandeld. Voor details en overige uitgangspunten wordt verwezen naar bijlage A.

Tabel 3.1 Belangrijkste uitgangspunten voor de analyses

Uitgangspunt	Invulling / aannames
Zichtjaar	2035 (in overleg met HHSK is voor “herbeoordeling” in eerste instantie een kortere zichtperiode aangehouden dan voor versterking)
Overleefde condities	<ol style="list-style-type: none"> 1 Stormvloed 1953 (incl. / excl. overslag) 2 Zwaar transport (verkeersbelasting bij dagelijkse waterstand) 3 Hevige neerslagperiode 1975 <p>Niet alle a-priori in aanmerking komende overleefde condities zijn uiteindelijk relevant gebleken. Zie voor details rapport historisch onderzoek (Hoven, A. van (2016)).</p>
Verkeersbelasting	15 kN/m² over 2.5 m breedte (KIIJK hanteert verfijnde aannames t.a.v. de verkeersbelasting met lagere waarden voor hogere waterstanden.)
Overslag	<p>De deterministische (gevoeligheids-) analyses (stap 1 conform paragraaf 2.1) volgen de werkwijze beschreven in het betreffende KPR factsheet (KPR, (juli 2016).</p> <p>In de probabilistische analyses zijn in aanvulling hierop de fragility curves opgesteld tot de waterstand in het illustratiepunt voor een overslagdebiet behorende bij een (kritiek) overslagdebiet van 1 l/m/s met normale verzadiging en boven deze waterstand met volledige verzadiging van het dijklichaam.</p> <p>In de analyses wordt uitgegaan van een overslagdebiet bij een situatie met maatregelen voor overslag ('hoogteopgave opgelost'), de dijk geometrie is hier niet op aangepast in de veronderstelling dat andere maatregelen dan dijkverhoging voor het oplossen van de hoogteopgave toepasbaar zijn.</p>
Geometrie/zettingen	De geometrie van maaiveld en slappe lagen (alsmede het polderpeil) is aangepast op basis van zettingsmetingen en prognoses afhankelijk van het beschouwde peiljaar (bv. 2035 voor de toetscondities en 1953 en 2010 en voor de observaties).

Bodemopbouw en (sterkte)parameters	In het kader van het POVM onderzoek (activiteit 3) heeft uitvoerig terrein- en laboratoriumonderzoek plaatsgevonden in de betreffende dwarsprofielen (Förster et.al. 2016). De interpretatie van de (on)gedraineerde (sterkte)parameters afkomstig uit het door Wiertsema&Partners en Deltares uitgevoerde laboratoriumonderzoek (inclusief de sonderingen) is weergegeven in Konstantinou M. (2017).
Waterspanningen	Uitgangspunt voor het bepalen van de waterspanningen zijn de gemeten waterspanningen zoals gerapporteerd in Hoven, A. van (november 2016). In dit rapport zijn tevens de gebruikte schematisaties weergegeven. Zie ook bijlage A6 van onderhavig rapport.

Veiligheidseisen ten aanzien van stabiliteit:

Tabel 3.2 geeft de veiligheidseisen ten aanzien van macrostabiliteit van het binnentalud voor de beschouwde locaties weer. Alle locaties liggen in het traject 15-3 “Lopiker- en Krimpenerwaard”. Voor bepaling van de lokale veiligheidseisen is uitgegaan van uitruilen van de faalkansruimte voor piping en macrostabiliteit, waardoor met een faalkansruimte van 24% voor macrostabiliteit van het binnentalud wordt gewerkt. Dit uitgangspunt wordt ook door KJK overwogen waarbij wordt opgemerkt dat dit dan voor het gehele traject 15-3 dient te worden gekozen. (zie ook bijlage A.11).

Tabel 3.2 Veiligheidseisen binnenwaartse stabiliteit voor beschouwde cases uitgaande van faalkansruimte 24% (voor binnenwaartse macrostabiliteit), modelfactor LiftVan 1.06, en schematiseringsfactor 1.10.

Trajectnorm	1/3000 (afkeurgrens)
Vereiste betrouwbaarheidsindex macrostabiliteit binnentalud (doorsnede)	$\beta = 4.4$
Vereiste stabiliteitsfactor	SF = 1.19 (SF = 1.08 bij verzadiging door overslag)

3.2 Overzicht resultaten

Het overzicht van de belangrijkste resultaten in Tabel 3.3 leidt tot de volgende observaties:

1. Alle doorsnedes voldoen duidelijk niet aan de veiligheidseisen in de semi-probabilistische analyse (stap 1, vergelijkbaar met een conventionele toets hoewel met een bovengemiddeld niveau van grondonderzoek).
2. De probabilistische faalkansanalyse (stap 2) geeft een duidelijk gunstiger beeld t.a.v. van de veiligheidseisen. Twee van de doorsnedes voldoen aan de eis, de derde niet.
3. Faalkans updating o.b.v. van overleefde condities heeft weinig tot geen effect voor deze doorsnedes. Zoals in de gedetailleerde discussie van de case resultaten beschreven komt dit door (a) de al hoge a-priori faalkans in stap 2 en (b) de bepalende invloed van infiltratie en verzadiging door overslag, waarvan geen significante observatie beschikbaar is.

Hierbij wordt opgemerkt dat de analyses betrekking hebben op doorsnedes. Voor welke strekkingen deze doorsnedes representatief zijn wordt in hoofdstuk 4 uiteengezet. Zoals aangegeven betreft dit onderzoek alleen de macrostabiliteit van het binnentalud. Voor dijkversterking KJK is naast een opgave voor macrostabiliteit ook een hoogte-tekort geconstateerd (RoyalHaskoningDHV, 2016). Waar van toepassing is er in dit onderzoek

vanuit gegaan dat het hoogtetekort niet wordt opgelost met een kruinverhoging in grond maar anderszins.

Tabel 3.3 *Overzicht belangrijkste resultaten per doorsnede (* stabiliteitsfactoren met volledige verzadiging door infiltratie bij overslag; ** betrouwbaarheidsindices zonder meenemen van verzadiging door infiltratie, ***range afhankelijk van aannames t.a.v. overslag en infiltratie tijdens de observatie) (groen =voldoende; oranje = voldoet net niet; rood = onvoldoende)*

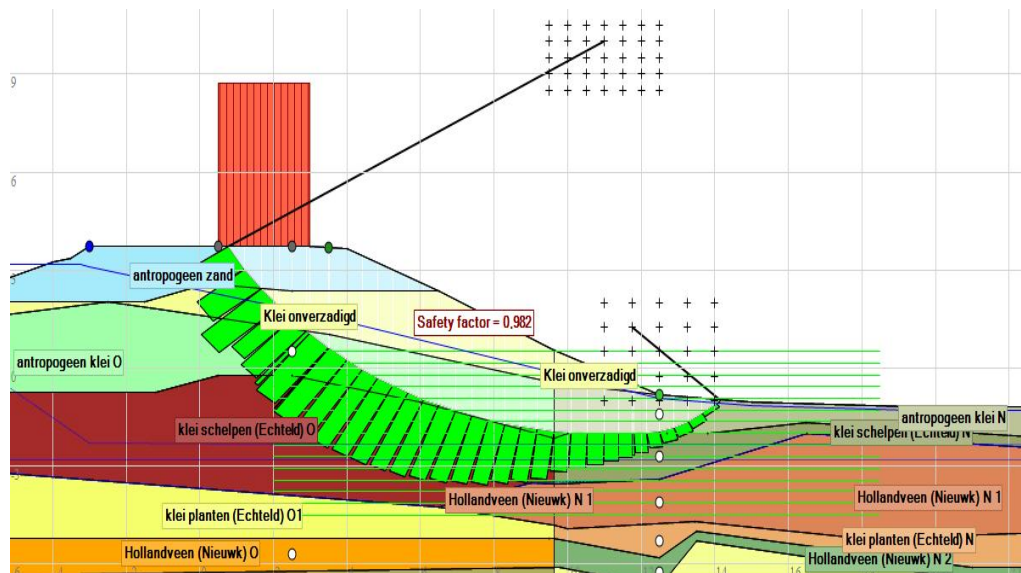
	Eis	Dp 26.2+75m (case 1)	Dp36.9+51m (case 2)	Dp 40.5+50m (case 3)
Stap 1: Semi-probabilistisch	SF = 1.19	0.98	1.04	1.35
	SF = 1.08*	0.88	0.85	0.71
Stap 2: Faalkansanalyse	$\beta = 4.4$	4.3 (4.6)**	5.0 (8.0)**	4.5 (8.7)**
Stap 3: Faalkans updating	$\beta = 4.4$	4.3 à 4.5***	5.0	4.5

3.3 Belangrijkste bevindingen per doorsnede

Deze paragraaf bevat een gedetailleerdere discussie van de belangrijkste resultaten per case en per stap in de actuele sterkte analyse. Voor reproduceerbaarheid en details wat betreft uitgangspunten en resultaten wordt verwezen naar de bijlagenrapporten van de drie cases. In de bijlagerapporten wordt ook uitgebreid stilgestaan bij de factoren die de stabiliteit significant beïnvloeden door middel van de uitgevoerde gevoeligheidsanalyses.

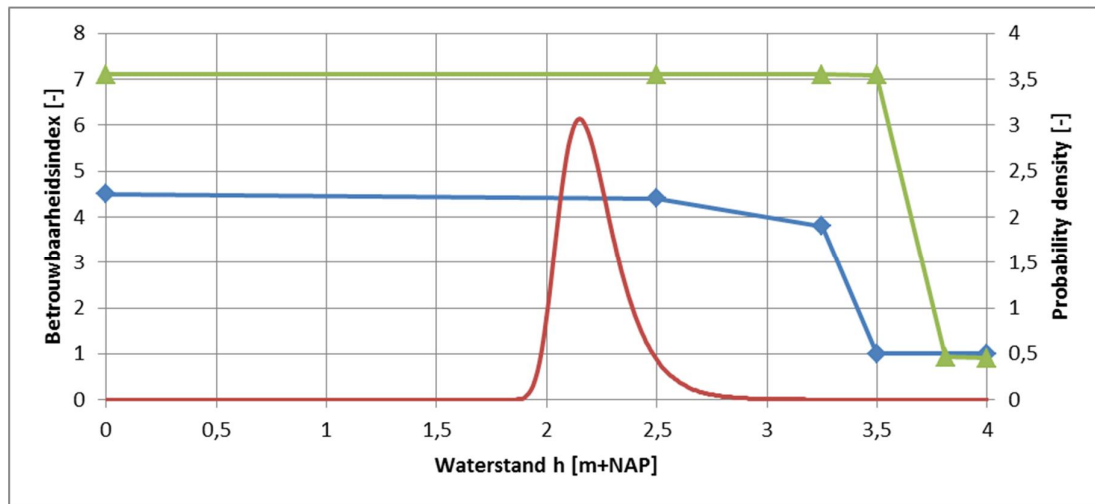
3.3.1 Dp 26.2+75m (case 1, bij Krimpen)

Het dijklichaam bestaat grotendeels uit antropogene klei en bovenin uit zand; het dijklichaam rust verder op een vrij dik pakket slappe lagen. De kritieke glijcirkels voor de verschillende geanalyseerde condities zijn doorgaans relatief ondiep en gaan voor een groot deel door het dijksmateriaal, zo ook voor de toetscondities in peiljaar 2035 zoals is weergegeven in Figuur 3.1.



Figuur 3.1 *Resultaat stabiliteitsberekening Dp 26.2+75m voor toetscondities in peil jaar 2035 (SF = 0.98), bron: Weijnenborg en Rijnveld (2016)*

Faalkans (stap 2): De fragility curves in Figuur 3.2 van zowel de toetscondities als de observatie van het hoogwater in 1953 laten een zeer vlak verloop zien voor waterstanden tot vlak onder de kruin. Dit betekent dat de kritieke glijvlakken geen of nauwelijks invloed van het stijgende buitenwater ervaren. Vanaf circa 2.5 m+NAP is er voor de toetscondities een lichte afname van de stabiliteit en daarmee de betrouwbaarheid door (horizontale) infiltratie van het buitenwater in het zandcunet in de kruin. Vanaf iets boven 3.0 m+NAP daalt de fragility curve scherp door het meenemen van het effect van overslag op de verzadiging van het dijklichaam.



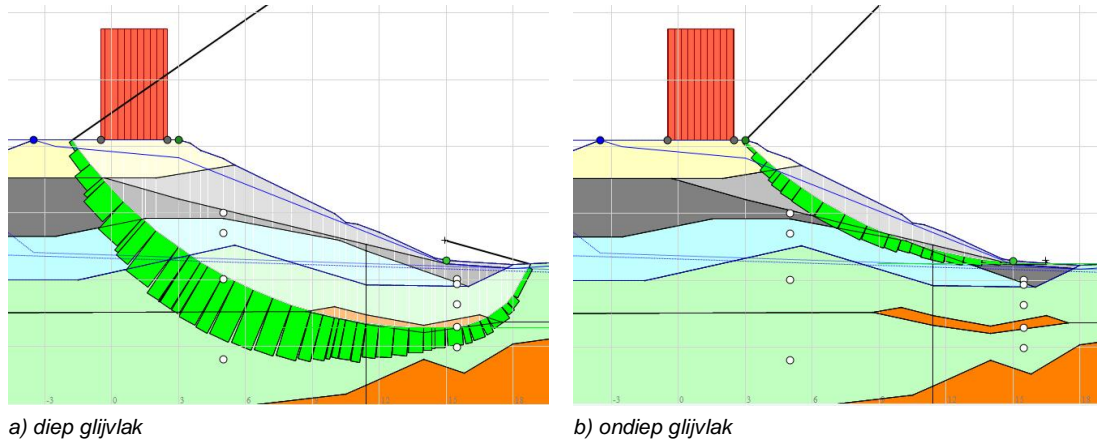
Figuur 3.2: Fragility curves Dp 26.2+75 m voor de toetscondities in 2035 (sterkte in blauw), de observatiecondities van 1953 (sterkte in groen) en de kansverdeling van de waterstand in 2035 (belasting in rood), bron: Weijnenborg en Rijnveld (2016)

Tegelijk is te zien dat de afname van betrouwbaarheid door overslag effect pas optreedt voor waterstanden met een zeer lage kans van voorkomen, waardoor de betrouwbaarheidsindex inclusief kansverdeling van de waterstand van 4.3 (stap 2) hierdoor niet significant wordt beïnvloed.

Faalkans updating (stap 3): Voor deze case is als observatie vooral het hoogwater van 1953 beschouwd. Aangezien het betrouwbaarheidsniveau al zeer hoog is en daarmee de faalkans zeer laag (d.w.z. in de buurt van de veiligheidseis), is het niet verrassend dat het meenemen van overleefde belastingcondities middels faalkans updating het veiligheidsbeeld niet meer wezenlijk verandert. De a-posteriori betrouwbaarheidsindex (stap 3) neemt dat ook niet of nauwelijks toe naar 4.3 bij niet rekening houden met infiltratie tijdens het hoogwater van 1953 en naar 4.5 bij wel rekening houden met volledige verzadiging tijdens te observatie. Gezien het sterke effect van overslag en infiltratie op de stabiliteit hebben vooral observaties van dit fenomeen (of algemeen van een verzadigd dijklichaam) invloed op de betrouwbaarheid.

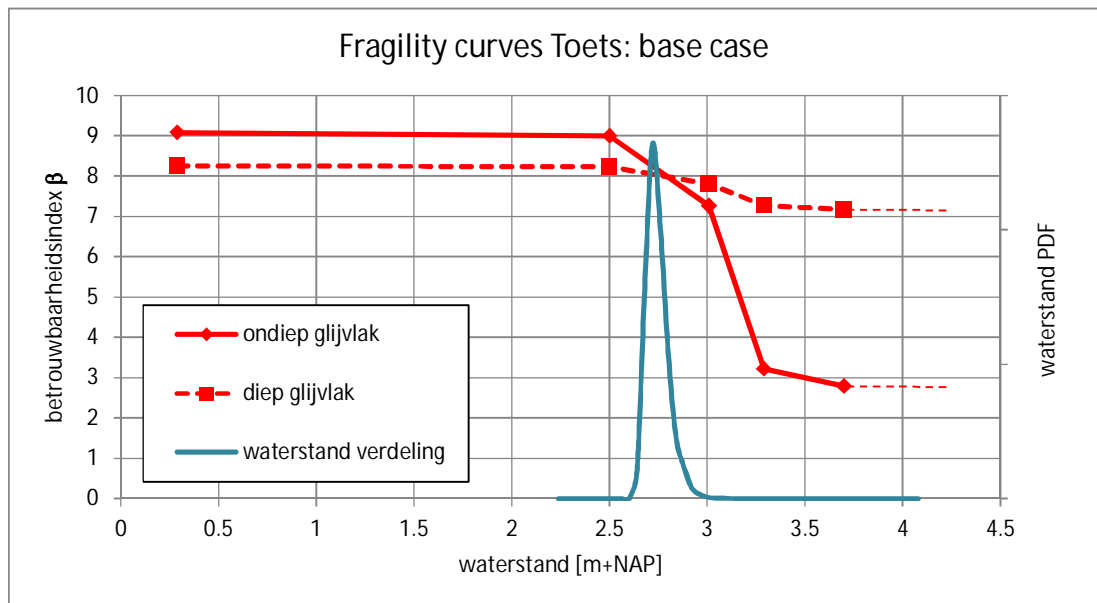
3.3.2 Dp 36.9+51m (case 2, Gouderak)

Het dijklichaam bestaat grotendeels uit antropogene klei en bovenin uit zand; het dijklichaam rust verder op een vrij dik pakket slappe lagen. De kritieke glijcirkels voor de verschillende geanalyseerde condities zijn doorgaans zeer ondiep en gaan bijna uitsluitend door het dijksmateriaal, zo ook voor de toetscondities in peiljaar 2035 (Figuur 3.3). Voor relatief lage waterstanden kunnen ook diepere glijcirkels maatgevend zijn die ook door het slappe lagen pakket gaan en beperkte invloed van de verkeersbelasting ervaren.



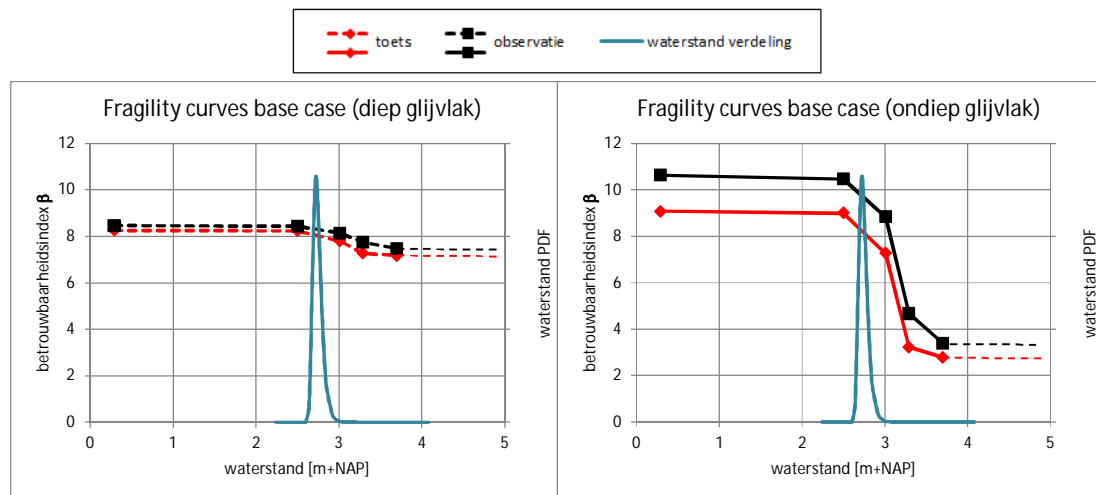
a) diep glijvlak b) ondiep glijvlak
 Figuur 3.3 Kritieke glijvlakken gevonden voor case 2: Dp36,9+51 (SF ondiep = 1.04), bron: Kanning en Teixeira (2016)

Faalkans (stap 2): De fragility curves voor de toetscondities in peiljaar 2015 (Figuur 3.4) voor (maatgevende) ondiepe glijvlakken laten een vergelijkbaar scherpe daling van de betrouwbaarheid vanaf een bepaalde hoge waterstand zien als case 1. Dit wordt wederom in eerste instantie veroorzaakt door (horizontale) infiltratie in het zandcunet en vervolgens door overslag en infiltratie in het dijklichaam, althans voor de uiteindelijk maatgevende ondiepe glijvlakken. In tegenstelling tot case 1 heeft deze sterke daling door overslag en infiltratie een duidelijk effect op de betrouwbaarheidsindex (inclusief waterstandsverdeling) van 5.0 (welke duidelijk lager is dan de waarde van circa 9 voor lagere waterstanden). Dat komt omdat de daling van de berekende betrouwbaarheidsindices al inzet bij waterstanden die nog een aanzienlijke kans van voorkomen hebben.



Figuur 3.4 Fragility curves Dp 36.9+51m voor de toetssituatie in peiljaar 2035 voor Dp36,9+5, bron: Kanning en Teixeira (2016)

Figuur 3.4 toont tevens de fragility curve voor diepe glijvlakken. Deze ervaren beduidend minder effect van overslag en infiltratie (de fragility curve loopt nl. relatief vlak bij waterstanden hoger dan circa 3.0 m+NAP). Uiteindelijk zijn deze glijcirkels dan ook niet maatgevend voor de a-priori betrouwbaarheid. Het is in dit soort gevallen wel raadzaam om de diepe glijcirkels ook in de faalkans updating analyses te beschouwen omdat het mogelijk is dat deze glijvlakken na meenemen van de overleefde belasting condities weer maatgevend worden voor de a-posteriori betrouwbaarheid. Zo is het denkbaar dat de scherpe daling van de betrouwbaarheid voor ondiepe glijvlakken middels de observatie wordt bijgesteld zodat de fragility curve volledig boven die van de diepe glijcirkels komt te liggen. Daarom zijn in dit onderzoek ook beide glijvlakken, diep en ondiep volledig voor alle analyses beschouwd (zie Figuur 3.5).



a) diep glijvlak

b) ondiep glijvlak

Figuur 3.5 Fragility curves toets en observatie situatie voor Dp36,9+51m (diep en ondiep), bron: Kanning en Teixeira (2016)

Faalkans updating (stap 3): Voor deze case is als observatie in eerste instantie een zwaar transport van het jaar 2010 beschouwd bij dagelijkse waterstand (gemiddeld hoogwater). Aangezien het betrouwbaarheidsniveau al zeer hoog is en daarmee de faalkans zeer laag (d.w.z. in de buurt van de veiligheidseis), is ook hier niet te verwachten dat het meenemen van overleefde belastingcondities middels faalkans updating het veiligheidsbeeld nog wezenlijk verandert. Sterker nog, aangezien de ondiepe glijvlakken die uiteindelijk maatgevend blijken voor de faalkans, geen invloed ervaren van de verkeersbelasting is er praktisch geen effect van faalkans updating. In dit geval blijft de a-posteriori betrouwbaarheidsindex 5.0. Ook al had de verkeersbelasting enige invloed op de kritieke glijvlakken gehad, dan nog wordt de faalkans grotendeels gedomineerd door overslag en infiltratie. Dat betekent wederom dat enkel een observatie van dergelijke belastingen of vergelijkbare belastingeffecten in termen van verzadiging een effect op de faalkans en betrouwbaarheid zouden hebben. Dergelijke observaties zijn voor deze case niet bekend, maar zouden (hoewel onnodig gezien het voldoen aan de norm) eventueel kunnen worden gecreëerd middels proefbelastingen in de vorm van infiltratieproeven.

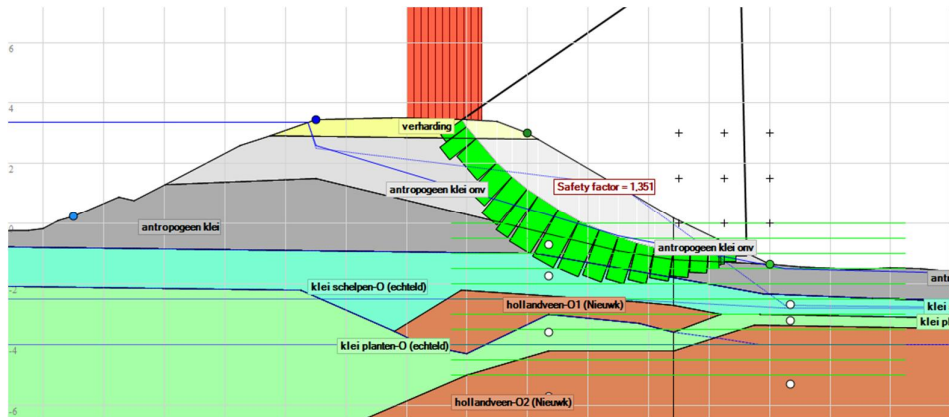
Opmerkingen:

In het kader van het POVM onderzoek Beter benutten actuele sterkte, activiteit 4 'Beter berekeningsmodel EEM' zijn met Plaxis berekeningen uitgevoerd waarbij onder andere ook case 2 is doorgerekend (zie Förster U. (2016)). Hierbij is het Shanssep model gebruikt.

Hieruit volgt dat een ander schuifvlak wordt gevonden (met een lagere SF waarde nl. SF=1.38) voor de situatie tijdens MHW zonder overslag (stap 1) uitgaande van verwachtingswaarden van de sterkte van de sterkte. In DGeoStab wordt een SF berekend van 1.74 (zie Kanning W. en Teixeira A. (2016)). Mogelijke verklaring voor dit verschil is dat niet-cirkelvormige glijvlakken maatgevend zijn, die niet door DGeoStab met de Bishop en UpliftVan methode kunnen worden gedetecteerd. Aanbevolen wordt dit nader te onderzoeken waarbij o.a. met methode Spencer van der Meij zou kunnen worden gebruikt.

3.3.3 Dp 40.5+50m (case 3, Gouda)

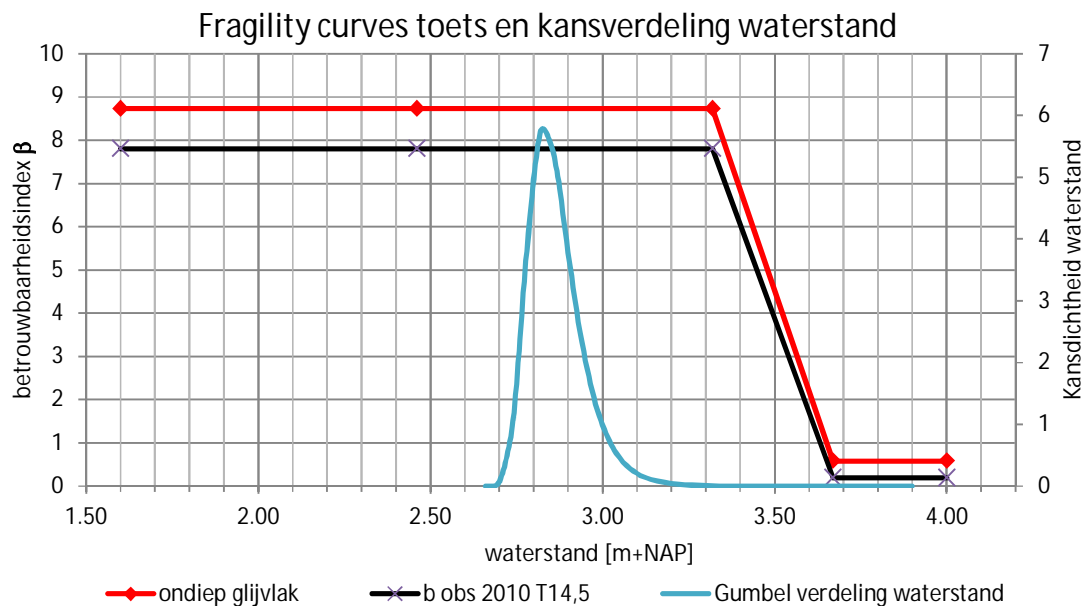
Ook het dijklichaam hier bestaat grotendeels uit antropogene klei met bovenin in verhardingslaag (en beperkt zandcunet), welke in dit geval echter geen invloedrijke rol speelt. Ook dit dijklichaam rust op een vrij dik pakket slappe lagen. De kritieke glijcirkels voor de verschillende geanalyseerde condities zijn relatief ondiep en gaan uitsluitend door het dijkmateriaal, zie toetscondities in peiljaar 2035 (Figuur 3.1 Figuur 3.6).



Figuur 3.6: Kritiek (ondiep) glijvlak voor toetscondities case 3: Dp 40.5+50m (SF = 1.35, zonder overslag en infiltratie), bron: Gerrits (2016)

Voor deze case zou de standaard toetsanalyse aan de veiligheidseis voldoen met een relatief hoge stabiliteitsfactor van 1.35. Bij de controle op overslag en infiltratie daalt de stabiliteit echter hard naar 0.71, welke niet zou voldoen aan de bijbehorende conditionele eis. Het effect van overslag en infiltratie is dus ook voor deze case dominant.

Faalkans (stap 2): De fragility curves in Figuur 3.7 voor ondiepe glijvlakken tonen een soortgelijk verloop als in case 2: vlak tot een waterstand vlak onder de kruin, vervolgens een scherpe daling, welke in dit geval vrij extreem is van een betrouwbaarheidsindex rond 8 naar een waarde duidelijk kleiner dan 1. Het feit dat deze daling alleen voor waterstanden met kleine kans van voorkomen optreedt maakt dat de uiteindelijk berekende betrouwbaarheidsindex inclusief waterstandsverdeling van 4.5 midden tussen de twee extremen zit.



Figuur 3.7 Fragility curves toets en observatie situatie voor: Dp40.5+50m (diep en ondiep), bron: Gerrits (2016)

Faalkans updating (stap 3): Ook voor deze case is een zwaar transport van het jaar 2010 beschouwd bij dagelijkse waterstand (gemiddeld hoogwater). Aangezien het betrouwbaarheidsniveau al zeer hoog is en daarmee de faalkans zeer laag (d.w.z. in de buurt van de veiligheidseis), is ook hier niet te verwachten dat het meenemen van overleefde belastingcondities middels faalkans updating het veiligheidsbeeld nog wezenlijk verandert. Ook hier worden de maatgevende ondiepe glijvlakken nauwelijks beïnvloed door de verkeersbelasting en blijft de a-posteriori betrouwbaarheidsindex 4.5. Dezelfde redenering als voor case 2 is ook hier van toepassing: enkel een observatie van sterke verzadiging van de dijk zou een significant effect op de faalkans en betrouwbaarheid hebben. Dergelijke observaties zijn ook voor deze case niet bekend, maar zouden (hoewel onnodig gezien het voldoen aan de norm) eventueel kunnen worden gecreëerd middels proefbelastingen in de vorm van infiltratieproeven.

4 Doorvertaling naar dijkvakken en kansrijkheid vervolgonderzoek POVM en KIJK

4.1 Algemeen

Doel van het POVM-onderzoek 'Beter benutten actuele sterkte' is om de bestaande rekentechnieken verder te ontwikkelen in combinatie met gerichte monitoring, zodat er met minder onzekerheden ontworpen kan worden. Hierdoor is er kans op verkleining van de versterkingsopgave (scope verkleining), dan wel het beperken van de versterkingsmaatregel (ontwerp optimalisatie).

Omdat het onderzoek kostbaar is en omdat niet op voorhand kan worden gesteld dat een vervolgfase zinvol is, is afgesproken om aan het einde van elke fase de technische en economische haalbaarheid van het vervolg in te schatten. Dit geeft dus input voor een gefundeerde keuze van een eventueel vervolg van het POVM onderzoek.

Eerder was al een haalbaarheidsonderzoek uitgevoerd. (Rozing 2016).

Bovenal is het resultaat van de haalbaarheid van dit onderzoek van belang voor het dijkversterkingsproject KIJK. Vooralsnog is binnen het dijkversterkingsproject KIJK gepland om medio 2018 een besluit te nemen over het voorkeursalternatief (VKA). Vooruitlopende hierop is al ten behoeve van het project KIJK in november 2016 een beslissing genomen actuele sterkte technieken voorlopig mee te nemen in het dijkversterkingsproject.

Uit het eerdere haalbaarheidsonderzoek volgde dat het verantwoord was om het POVM onderzoek te vervolgen. De reductie van de versterkingskosten voor macro-stabiliteit van het binnentalud is ook bij een geringe kans van slagen van het actuele sterkteonderzoek aanzienlijk, terwijl de kosten voor het vervolg onderzoek relatief gering waren.

Gesteld werd dat als blijkt dat het toepassen van de actuele sterkte technieken voor de 3 dwarsprofielen binnen de POVM, succesvol is (activiteit 6), een besluit door de POVM kan worden genomen om het POVM onderzoek te vervolgen (activiteit 7 en verder) en een besluit door HHSK kan worden genomen om dit al dan niet voor het dijkversterkingsproject KIJK uit te werken/ toe te passen.

In paragraaf 4.2 is eerst bepaald voor welke dijkvaklengtes de onderzochte dwarsprofielen representatief zijn. Vervolgens is in paragraaf 4.3 een inschatting van de doorvertaling van de resultaten naar dijkversterking KIJK gegeven.

In paragraaf 4.4 is de kansrijkheid van het onderzoek weergegeven en is daarmee een nadere invulling voor het bepalen van de haalbaarheid van het BS onderzoek voor POVM en KIJK.

Belangrijk is de vraag hoe representatief de onderzochte doorsnedes zijn voor de betreffende dijkvakken.

4.2 Representatieve dijkvakken voor de 3 beschouwde dwarsprofielen

Belangrijk is de vraag hoe representatief de onderzochte doorsnedes zijn. Voor welke dijkvaklengtes de onderzochte dwarsprofielen representatief. De analyses hiervan zijn in bijlage F.1 weergegeven.

De resultaten van de analyses geven aan dat hierbij onder andere onderscheid dient te worden gemaakt per analysestap (stap 1, 2 of 3):

Voor analysestap 1 en 2 geldt:

- Profiel 26.2+75 m: Representatief voor de strekking tussen ca. 26.1+75m tot 26.3+20m (traject lengte 145m).
- Profiel 36.9+51 m: Representatief voor de strekking tussen ca. 36.5+50m tot 37.0+00m (traject lengte 450m).
- Profiel 40.5+58 m: Representatief voor de strekking tussen ca. 40.2+00m tot 40.8+00m (traject lengte 600m).

Voor analysestap 3 geldt:

Voor profielen die op basis van de bewezen sterkte methode zijn goedgekeurd dient nader te worden onderzocht in hoeverre dit geëxtrapoleerd kan worden naar profielen die conventioneel (op basis van (semi-) probabilistische analyses) gezien gunstiger zijn. Vooralnog is er vanuit gegaan dat het beschouwde dwarsprofiel minimaal representatief is voor het dijkgedeelte waarbij sprake is van groene dijk zonder opritten en bebouwing in de teen. Dit is een conservatieve aanname. Minder conservatieve aanname, die zoals hierboven in aangegeven dus nog dient te worden onderzocht, is dat het traject gelijk is als voor analysestappen 1 en 2 (deze waarde is hieronder tussen haakjes aangegeven:

- Profiel 26.2+75 m: representatief voor trajectlengte van 40m (uitgaande van analysestappen 1 en 2 representatief voor ca. 26.1+75m tot 26.3+20m; trajectlengte 145m).
- Profiel 36.9+51 m: Analysestap 3 blijkt niet nodig om tot goedkeuren van het dwarsprofiel te komen.
- Profiel 40.5+58 m: Ook hier blijkt analysestap 3 niet nodig om tot goedkeuren van het dwarsprofiel te komen.

Opmerkingen (geldig voor alle analysestappen en profielen):

- De sterktevariatie binnen lagen van dezelfde grondsoort dient door aanvullend grondonderzoek te worden geverifieerd. Hierbij wordt vooralnog gedacht aan het uitvoeren van klasse 1 sonderingen op het talud of de kruin. Er wordt vooralnog vanuit gegaan dat ter plaatse van de binnenteen voldoende informatie beschikbaar is
- Bovengenoemde zones kunnen mogelijk worden uitgebreid door berekeningen met variaties van de ondergrondschematisatie uit te voeren.

4.3 Doorvertaling resultaten 3 cases naar dijkvakken voor KIJK

Uit de analyses voor doorvertaling van de resultaten in de 3 dwarsprofielen naar de gehele dijkversterking KIJK (weergegeven in bijlage F2) volgt o.a. dat analyse-stappen 1 en 2 in principe zinvol zijn voor nagenoeg de gehele strekking van dijkversterking KIJK (zijnde circa 6 tot 8 km). Verwachting is dat hiermee voor een aantal vakken tot goedkeuren voor macrostabiliteit van het binnentalud wordt gekomen.

Daar waar semi-probabilistische (stap 1) en probabilistische analyses (stap 2) zinvol worden geacht in combinatie met de dijkvakken waar faalkans updating (Bewezen Sterkte stap 3) kansrijk wordt geacht is de kans op succes (goedkeuren macrostabiliteit binnentalud) het hoogst. In totaal betreft dit:

- 19 vakken met een gemiddelde lengte van circa 50m (totaal 950m) bestaande uit een groene dijk met een lengte van minimaal 35 m waarbij de afstand van binnenteen tot bebouwing meer dan 5 m is.
- 9 vakken met een gemiddelde lengte van circa 50m (totaal 500m aangegeven bestaande uit een groene dijk met een lengte van minimaal 35 m waarbij de afstand van binnenteen tot bebouwing minder is dan 5 m, veelal tot in de binnenteen).

Verwachting is dat hiermee voor een aantal vakken tot goedkeuren voor macro-stabiliteit van het binnentalud wordt gekomen. Daarbij wordt het volgende opgemerkt:

1. Verwachting is dat door het uitvoeren van alleen de analyses volgens Stap 1 en 2 in een aantal gevallen al tot goedkeuren wordt gekomen. De analyses worden uitgevoerd in een dwarsprofiel binnen het aangegeven vak van gemiddeld 50m lengte. De resultaten zullen echter maatgevend /representatief zijn voor een grotere dijk lengte. Hierbij kan worden gedacht aan circa 200m of meer hetgeen per vak door het uitvoeren van extra grondonderzoek en gevoeligheidsanalyses kan worden vastgesteld.
2. Voor de resterende vakken is de verwachting dat in een aantal gevallen tot goedkeuren kan worden gekomen middels analyses volgens stap 3 waarbij een proefbelasting in een aantal gevallen nodig zal zijn. Resultaat is afhankelijk van de oplossing voor het hoogtetekort. Als het hoogtetekort zodanig wordt opgelost zodanig dat infiltratie bij overslag kan worden uitgesloten heeft dit een groot effect op het resultaat. De resultaten zullen maatgevend /representatief zijn voor in ieder geval het aangegeven vak van gemiddeld 50m lengte. Verwachting is dat het resultaat van de Bewezen sterkte analyse minder makkelijk kan worden geëxtrapoleerd buiten dit vak. Vooralsnog wordt ingeschat (arbitrair) dat het resultaat kan worden geëxtrapoleerd over een dijk lengte van 100 m. Dit zal per vak door het uitvoeren van extra grondonderzoek en gevoeligheidsanalyses moeten worden vastgesteld.
3. Voor de bovengenoemde vakken wordt verwacht dat na het uitvoeren van de proefbelasting de eerder gemaakte modelschematisatie voor de a-priori stabiliteitsanalyses (toets) kan worden geoptimaliseerd. Dit betekent dat door aanscherping van de analysestappen 1 en 2 tot goedkeuren kan worden gekomen. Voordeel hiervan is dat analysestap 3 niet nodig is en dat het resultaat maatgevend /representatief is voor een grotere dijk lengte (dan het vak met een gemiddelde lengte van 50 of 100 m).

4.4 Haalbaarheid actuele sterkteonderzoek voor POVM en KIJK

In deze paragraaf is de haalbaarheid van het actuele sterkte onderzoek ingeschat voor POVM (HWBP) en dijkversterking KIJK. Ten behoeve van het uitvoeren van deze haalbaarheidsstudie is de volgende informatie benodigd:

1. Werkwijze waarmee de analyses kunnen worden uitgevoerd.
2. Gegevens voor toepassing van de methode.
3. Economisch voordeel bij een positief actuele sterkte resultaat.
4. Kosten van het actuele sterkte onderzoek (POVM en KIJK).

Een werkwijze (1) is beschikbaar en er zijn voldoende betrouwbare gegevens voorhanden (2) waarmee de actuele sterkte analyses kunnen worden uitgevoerd. Deze punten zijn in Rozing (2016) reeds behandeld.

In bijlage F.3 is het economisch voordeel (kostenbesparing) ingeschat uitgaande van een positief resultaat van de actuele sterkteanalyses. Tevens zijn de kosten van het actuele sterkteonderzoek voor de POVM en voor KIJK ingeschat.

Het economische voordeel kan worden afgezet tegen de kosten van het onderzoek waarbij al met een veilige inschatting van de kans op een positief resultaat van het actuele sterkte onderzoek rekening wordt gehouden.

Ervan uitgaande dat in bijvoorbeeld 15% van de gevallen met analysestappen 1 en/of 2 tot goedkeuring wordt gekomen voor macrostabiliteit van het binnentalud en dat voor bijvoorbeeld 7.5% van de vakken met analysestap 3 tot goedkeuring wordt gekomen, bedraagt de kostenbesparing voor dijkversterking KIJK door het actuele sterkteonderzoek **15 m€**

De kosten voor de eerstvolgende vervolgactiviteit binnen de POVM (activiteit 7) bedraagt naar schatting 1.3 m€(uitgaande van 2 proefbelastingen).



Uitgaande van slechts een paar procent kans op succes wordt de investering dus terugverdiend. Hieruit volgt dat het verantwoord is om het onderzoek te vervolgen met activiteit 7. Activiteit 7 bestaat uit het toepassen van een proefbelasting. Hiervoor is al een PVA opgesteld. Op basis van de voorbereidende werkzaamheden van deze proefbelasting wordt verwacht dat de haalbaarheid inzichtelijker wordt.

Haalbaarheid actuele sterkteonderzoek voor dijversterkingsproject KIJK:

Het uitvoeren van analysestappen 1 en 2 is zonder meer zinvol.

De haalbaarheid van het bewezen sterkteonderzoek (stap 3) voor KIJK hangt af van het resultaat van de analysestappen 1 en 2 voor KIJK en van het succes van activiteit 7 binnen de POVM. Als blijkt dat het toepassen van de proefbelasting(en) binnen de POVM, succesvol is (activiteit 7), zal een besluit kunnen worden genomen om dit al dan niet voor het dijkversterkingsproject KIJK uit te werken. Er wordt hierbij vanuit gegaan dat voldoende tijd voor de uitvoering daarvan beschikbaar is.

5 Proefbelastingen

Uit de resultaten volgt dat de veiligheid of faalkans sterk wordt beïnvloed door het effect van verzadiging van het dijklichaam door overslag en infiltratie. Hierdoor zijn er de volgende handelingsperspectieven. Enerzijds zou kunnen worden ingezet op het beperken van overslag en infiltratie door bijvoorbeeld fysieke maatregelen denkende aan bijvoorbeeld een keermuur ter plaatse van de buitenkruin. Anderzijds zou een proefbelasting kunnen worden ontworpen en uitgevoerd waarbij het effect van deze overslag en infiltratie wordt onderzocht. Met dit laatste kan een aanscherping van de schematisering van verzadiging worden bereikt (zinnig voor stap 1 en 2). Daarnaast kan, door het overleven van de proefbelasting, dit resultaat ook worden gebruikt bij faalkans update analyses (stap 3).

Hoewel uit de resultaten volgt dat de faalkans minder wordt beïnvloed door verkeersbelasting is op dit moment niet uit te sluiten dat deze dominantier wordt als de invloed (onzekerheid) van overslag en infiltratie wordt beperkt (alleen relevant indien stap 3 nodig).

In bijlage E van dit rapport worden de proefbelastingen nader uitgewerkt, inclusief eventueel aanvullende bovenbelasting. Daarnaast worden ook andere mogelijkheden van proefbelastingen toegelicht. Tevens wordt ingegaan op de metingen die nodig zijn ter verificatie van het belastingen effect en de veiligheid tijdens de proefbelasting en de kansrijkheid van een proefbelasting. In dit hoofdstuk worden de belangrijkste aspecten samengevat.

5.1 Infiltratieproeven

Uit de faalkansanalyses blijkt dat verzadiging van de dijk als gevolg van golfoverslag belangrijk is, terwijl hierover juist veel onzekerheden zijn. Golfoverslag heeft effect op drie faalmechanismen:

- 1 Erosie kruin en binnentalud.
- 2 Stabiliteit van de bekleding op het binnentalud.
- 3 Macrostabiliteit binnenwaarts.

Deze paragraaf gaat in op een proefbelasting gericht op het faalmechanisme afschuiven van het dijktaalud door infiltratie (2 en 3) en niet over erosie (1).

Een proefbelasting door middel van infiltratie moet over enkele tientallen meters plaatsvinden, waardoor het vanwege praktische overwegingen een overloopproef zal worden. Hiermee wordt dus geen erosie als gevolg van golfoverslag beproefd. Voorgesteld wordt om de belastingtijdsduur in termen van infiltratietijd, voor proef gelijk te houden als bij de maatgevende belasting, allicht met een zekere toeslag.

Infiltratie van water op het talud kan plaatsvinden door een geperforeerde pijp aangesloten op een pomp, al dan niet met tussenkomst van een buffervat. De geperforeerde buis ligt langs het hele te infiltreren talud (ca. 35 m) en geeft een zodanig debiet dat het talud continu is voorzien van een waterlaagje. Een voorbeeld van de proefopstelling op de Afsluitdijk staat in Figuur 5.1.

De duur van de infiltratieproef kan waarschijnlijk beperkt blijven tot één werkdag. Er zal nog nader moeten worden gekeken naar de overlooptijd onder maatgevende omstandigheden, echter deze zal in de orde van 5 uur zijn.



Figuur 5.1 Voorbeeld infiltratie van water binnentalud Afsluitdijk, links op de kruin van geperforeerde buis, onderaan het talud de meetkeet

5.2 Monitoring

Monitoring tijdens een proefbelasting heeft drie hoofdoelen:

- Bepalen van de opgetreden belastingeffecten in termen van verzadiging en spanningen.
- Herkennen van naderende instabiliteit om maatregelen te kunnen treffen om de instabiliteit te voorkomen of de gevolgen te beperken.
- Vertaling van de resultaten naar andere dijkvakken. Begrijpen van de fysica, het kunnen maken van een postdictie.

De monitoring die nodig is voor doel b. een grote overlap heeft met de monitoring voor doel c. In bijlage E zijn bovenstaande monitoringdoelen nader uitgewerkt.

5.3 Veiligheid tijdens proefbelasting (uitvoeringsstabiliteit)

De belangrijkste onderkende risico's en maatregelen worden gegeven in Tabel 5.1. Belangrijk onderdeel van de maatregelen is de sturing van de belastingproef op basis van monitoring.

Tabel 5.1 Ongewenste gebeurtenis, gevolg en maatregelen bij proefbelasting IJsseldijk Krimpenerwaard

Ongewenste gebeurtenis	Gevolg	Mogelijke maatregelen
Bres (grote afschuiving + hoogwater)	Overstroming Krimpenerwaard	<ul style="list-style-type: none"> Geen proef bij hoogwater. Monitoring prognose buitenwaterstand van RWS bij Krimpen a/d IJssel. Monitoring respons dijk op belasting, draaiboek met grenswaarden, temporiseren aanbrengen belasting, stoppen belasting en protocol escalatie (in draaiboek vastleggen). Noodmaatregelen paraat, waakvlam overeenkomst met aannemer voor levering materiaal en materieel (gegevens aannemer vastleggen in draaiboek). Combineren proef met calamiteiten oefening. Stormvloedkering Hollandse IJssel Stand by, of

Ongewenste gebeurtenis	Gevolg	Mogelijke maatregelen
		combineren van piek proefbelasting met sluitoefening Stormvloedkering (contact SVK dienst of Waterkamer in draaiboek).
Afschuiving dijk	Schade dijk. Schade particulier eigendom. Langere tijd afsluiting dijk	<ul style="list-style-type: none"> • Monitoring respons dijk op belasting, draaiboek met grenswaarden, temporiseren aanbrenge belasting, stoppen belasting en protocol escalatie. • Noodmaatregelen paraat, waakvlam overeenkomst met aannemer voor levering materiaal en materieel.

5.4 Kansrijkheid van proefbelastingen

De kansrijkheid van infiltratieproeven als proefbelasting hangt primair af van:

1. Haalbaarheid van het belastingniveau:
infiltratie proeven zijn eerder uitgevoerd in Nederland (o.a. Wissenkerke 1994, IJsselmeerdijk 2002, Waddenzeedijk 2008 en Afsluitdijk 2009).
2. Voldoende belastingeffect:
Voor de infiltratieproef wordt voorgesteld om de belastingtijdsduur, in termen van infiltratietijd, voor de proef gelijk te houden als bij de maatgevende belasting, allicht met een zekere toeslag. Als het belastingeffect niet verder oploopt kan ook de schematisatie worden aangepast. Tevens dient de belasting over voldoende breedte (>35m) te worden aangebracht teneinde 3D effecten te voorkomen).
3. Veiligheid / faalkans tijdens uitvoering proef:
Er zijn risico's aan de uitvoering van een dergelijke proef verbonden. Er zijn diverse risico's onderkend en mogelijke maatregelen voorgesteld (bijlage E). Ter voorbereiding van de mogelijke uitvoering van de proef zullen al deze risico's in kaart zijn gebracht en gekwantificeerd. Op basis hiervan zal dan een overwogen beslissing kunnen en worden genomen over de doorgang van de proef.

Conclusie is dat Infiltratieproeven als proefbelasting zeer kansrijk zijn. De veiligheid tijdens proef is belangrijk aandachtspunt. Ter voorbereiding van de mogelijke uitvoering van de proef zullen diverse aspecten moeten worden uitgewerkt. Zie bijlage E van dit rapport en het Plan van Aanpak Proefbelasting IJsseldijk (Van Hoven, november 2 2016).

6 Conclusies en aanbevelingen

In dit hoofdstuk wordt naast de hoofdconclusies van het uitgevoerde onderzoek ingegaan op het handelingsperspectief voor project KIJK dat zich naar onze mening opent, en worden er concrete aanbevelingen gegeven wederom voor het project KIJK maar ook breder voor het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP) op basis van de observaties bij het uitvoeren van de analyses.

6.1 Conclusies

De belangrijkste conclusies van dit onderzoek zijn:

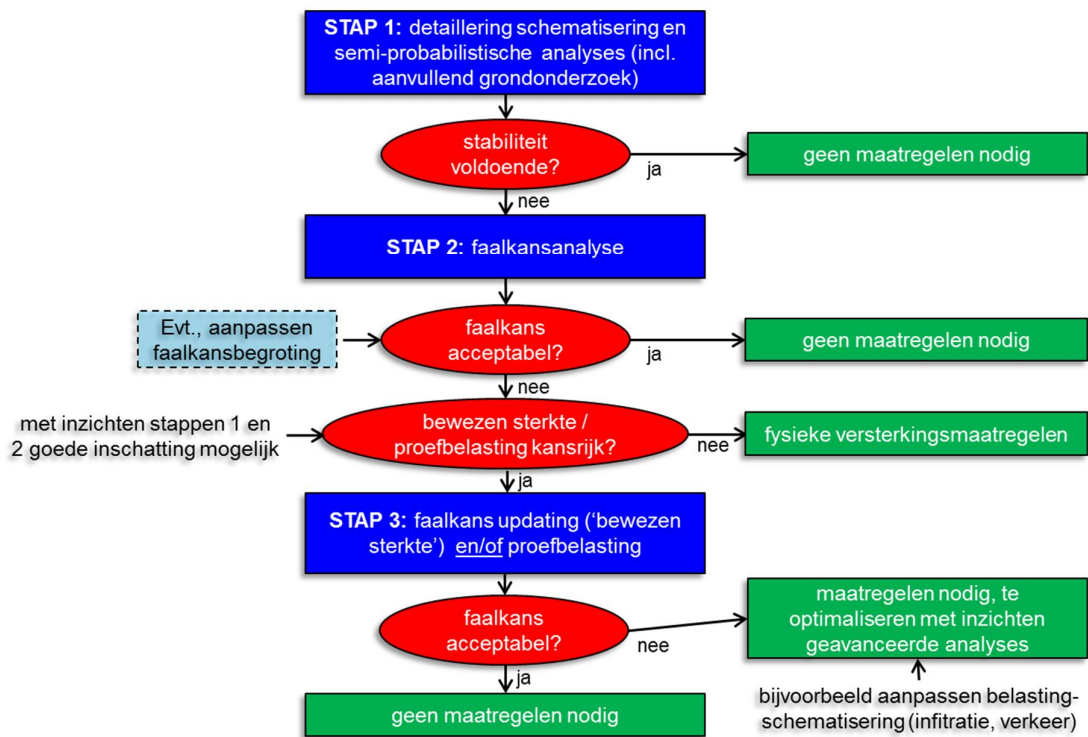
1. Alle drie beschouwde cases hebben een hoge betrouwbaarheid ten aanzien van binnenwaartse macrostabiliteit boven of dichtbij de veiligheidseis. De beschouwde doorsnedes zijn representatief voor dijkvakken met een lengte tussen 40 m en 600, zoals weergegeven in paragraaf 4.2. De sterktevariatie binnen lagen van dezelfde grondsoort dient door aanvullend grondonderzoek in deze vakken nog te worden geverifieerd.
2. De probabilistische stabiliteitsanalyse (stap 2) levert een duidelijk gunstiger veiligheidsbeeld dan de conventionele semi-probabilistische analyse (stap 1).
3. De veiligheid of faalkans wordt sterk beïnvloed door het effect van verzadiging van het dijklichaam door overslag en infiltratie.
4. Faalkans updating (stap 3) heeft voor de beschouwde cases weinig meerwaarde vanwege (a) de al hoge betrouwbaarheid en dus lage faalkans die in stap 2 al is bereikt, en (b) de dominante invloed van overslag en infiltratie op de faalkans, waarvoor geen relevante observaties bekend zijn.
5. Proefbelastingen zouden moeten worden gericht op infiltratie en verzadiging. Infiltratieproeven kunnen zo worden ontworpen en uitgevoerd dat er vrijwel met zekerheid een effect op de betrouwbaarheid wordt bereikt, ofwel door aanscherping van de schematisering van de verzadiging, ofwel door het overleven van de proefbelasting.

Deze conclusies leiden tot het in paragraaf 6.2 geschetste handelingsperspectief voor project KIJK.

6.2 Handelingsperspectief KIJK

Zonder bovenstaande inzichten zijn voor de hand liggende ontwerpopties voor dijkversterking KIJK, constructieve maatregelen in het binnentalud, bijvoorbeeld stabiliteitsschermen. Gezien bovenstaande conclusies bestaat er echter een aanzienlijke kans dat voor dijkvakken binnen KIJK voldoende veiligheid ten aanzien van binnenwaartse macrostabiliteit aan kan worden getoond middels geavanceerde analyses. Dat geldt zeker waar overslag en infiltratie kunnen worden beheerst zodat het effect op de binnenwaartse stabiliteit beperkt of zelfs verwaarloosbaar wordt.

Het handelingsperspectief dat zich aandient is om (a) geavanceerde analyses voor stabiliteit binnenwaarts door te zetten en (b) overslag waar nodig zodanig te beperken dat de veiligheid ten aanzien van macrostabiliteit niet door het effect van infiltratie en verzadiging wordt overheerst. Op beide aspecten wordt hieronder nader ingegaan.



Figuur 6.1 Stroomschema handelingsperspectief geavanceerde analyses, eventueel met proefbelastingen

Geavanceerde (actuele sterkte) analyses: Uitvoeren van verdere geavanceerde analyses is voor de hand liggend volgens de actuele sterkte stappen zoals beschreven in de Handreiking Faalkansanalyse en Faalkans Updating (Kanning en Schweckendiek, 2016). Zoals in Figuur 6.1 aangegeven is, komt bij het standaard stappen plan de afweging erbij of proefbelastingen zinvol en kansrijk zijn. Dat besluit kan het beste worden genomen met de inzichten uit een faalkansanalyse (stap 2) omdat dan de belangrijkste invloedsfactoren duidelijk zijn inclusief welk effect ze op de faalkans hebben. Zelfs als na doorlopen van de analysestappen de veiligheid niet voldoende kan worden aangetoond kunnen mogelijk de inzichten worden gebruikt voor ontwerptimalisatie.

Overslag beperken of beheersen: Waar voldoende veiligheid kan worden bereikt door overslag te beperken of door de onzekerheden in effect van overslag op de stabiliteit te reduceren kan aan de volgende handelingsopties worden gedacht:

1. Beïnvloeden **hydraulische randvoorwaarden** (bv. via sluitpeil stormvloedkering).
2. **Reduceren golven** en golfloop, bijvoorbeeld door meenemen van voorlanden.
3. **Infiltratieproeven (proefbelastingen)** kunnen helpen door:
 - a) aanscherpen van de schematisering van infiltratie (werkt in stap 1 en 2).
 - b) rekening houden met overleven van proefbelasting ('bewezen sterkte' stap 3).
4. **Fysieke maatregelen:**
 - a) aanpassen van het **buitentalud** (geometrie, ruwheid).
 - b) plaatsen van overslagmuren, tijdelijke waterkeringen.
 - c) overslagbestendig maken (innovatief, bv. met drainagesystemen om infiltratie in het dijklichaam zelf te voorkomen).

Ook zijn combinaties van bovenstaande opties denkbaar. Een kanttekening hierbij is dat na aantonen van de veiligheid voor stabiliteit binnenwaarts, afhankelijk van de maatregelen,

andere faalmechanismen een rol kunnen spelen Dit zijn bijvoorbeeld erosie en instabiliteit van de klei/gras bekleding. Hier moet bij de uitwerking van de strategie rekening worden gehouden.

6.3 Aanbevelingen

De aanbevelingen hieronder zijn gesplitst in aanbevelingen voor het project KIJK en voor de bredere toepassing in het HWBP.

6.3.1 Dijkversterking KIJK

1. Actuele sterkte analyses zijn zeer kansrijk voor het verkleinen van de versterkingsopgave voor macrostabiliteit, al dan niet in combinatie met maatregelen ter beheersing van overslag en infiltratie. Analyse van additionele doorsnedes kan verder inzicht geven in de kansrijkheid voor andere dijkvakken of voor het hele project. Het uitvoeren van analysestappen 1 en 2 is zonder meer zinvol. De haalbaarheid van het bewezen sterkteonderzoek (stap 3) voor KIJK hangt af van het resultaat van de analysestappen 1 en 2 voor KIJK en van het succes van activiteit 7 (proefbelasting) binnen de POVM.
2. Houdt er rekening mee dat bij geavanceerde analyses zeer waarschijnlijk (additioneel) geavanceerd grondonderzoek nodig is, met name ter doorvertaling van de doorsnede resultaten naar dijkvakken.
3. De huidige inschatting van de hoogteopgave is gebaseerd op een kritiek overslagdebiet van 1 l/s/m. Het kan zijn dat voor de taludstabiliteit een verdere beperking van het overslagdebiet noodzakelijk is of dat hierdoor een extra hoogteopgave ontstaat. Houdt hier rekening mee in de planstudie.
4. Neem in een eventueel vervolg met probabilistische stabiliteitsanalyse de kans op overslag en verzadiging per waterstand expliciet mee (robuuster t.o.v. huidige aanpak met illustratiepunten; zie bespreekverslag KPR).
5. De stabiliteit wordt gedomineerd door ondiepe glijvlakken. Richt het grondonderzoek (terrein- en laboratorium) in het vervolg op het dijksmateriaal en ook op de gedraineerde eigenschappen hiervan.
6. Overweeg aanpassing van de faalkansruimtes. Door vergroting van de faalkansruimte voor macrostabiliteit (door uitwisseling met die van piping) wordt een gunstiger norm verkregen.
7. De beschouwde doorsnedes zijn representatief voor de gegeven dijkvakken. De sterktevariatie binnen lagen van dezelfde grondsoort dient door aanvullend grondonderzoek in deze vakken te worden geverifieerd. Mogelijk kan door middel van grondonderzoek zelfs worden aangetoond dat ze representatief zijn voor langere strekkingen.

6.3.2 Hoogwaterbeschermingsprogramma HWBP en POVM

1. De actuele sterkte technieken zijn succesvol toegepast en kunnen substantiële impact hebben op de scope van HWBP projecten en daarmee op het hele programma. Voor bredere toepassing is verdere operationalisering nodig, incl. software en handvatten voor het uitvoeren van probabilistische stabiliteitsanalyses.
2. Het kan voordelig zijn om geavanceerde analyses al bij ingangstoetsen van het HWBP toe te passen. In dat geval zouden projecten al bij het opstarten meer zekerheid over de scope hebben wat onnodige onrust in de omgeving voorkomt.
3. Probabilistische analyses kunnen naar verwachting nog aanzienlijk worden aangescherpt met een probabilistische restprofielbenadering (d.w.z. alleen meenemen van afschuivingen die daadwerkelijk tot overstroming leiden). Dit concept is nog niet onderwerp van lopende onderzoeksprogramma's.
4. Ontwerpen van kruinhoogtes op een kritiek overslagdebiet van 1 l/s/m of zelfs minder, kan problematisch zijn voor het ontwerp van het binnentalud op macrostabiliteit.

Met andere woorden, de stabiliteitseisen van het binnentalud kunnen leiden tot een extra hoogteopgave ter opzichte van erosie van het binnentalud. Het KPR heeft hierover een recept voorgesteld (KPR, 2016 2). Vergelijk dit recept met de probabilistische methode zoals gebruikt voor dit onderzoek en breng de nodige verbeteringen aan (bv. kans op overslag per waterstand) in de modellering en richtlijnen. Dit aspect is nieuw in de nieuwe normering systematiek en wordt waarschijnlijk nog niet onderkend door veel HWBP projecten.

5. Een cruciaal element in de modellering van stabiliteit bij overslag en infiltratie is de schematisering van de verzadiging (freatisch vlak) in de dijk. Hier is weinig over bekend waardoor meestal de zeer conservatieve aanname van volledige verzadiging wordt gemaakt. Experimenteel onderzoek naar dit fenomeen (laboratorium en/of prototypes) kan tot onderbouwde aanscherping van de schematisering leiden, ook voor andere HWBP projecten dan KIJK.
6. Bij dijken met een significante invloed van overslag en infiltratie op de stabiliteit zijn doorgaans ondiepe glijvlakken maatgevend. Dat betekent dat de sterkte van het dijksmateriaal dominant wordt voor de stabiliteit. De eigenschappen van (antropogeen) dijksmateriaal zijn doorgaans slechter bekend dan die van geologische afzettingen. Relevante proeven-verzamelingen, beter inzicht in het gedrag van dijksmateriaal en ontwikkeling van gerichte grondonderzoekstechnieken zijn nodig om de onzekerheden te verkleinen.
7. Vervolg binnen het POVM Beter benutten actuele sterkte onderzoek met activiteit 7: Het uitvoeren van een proefbelasting.

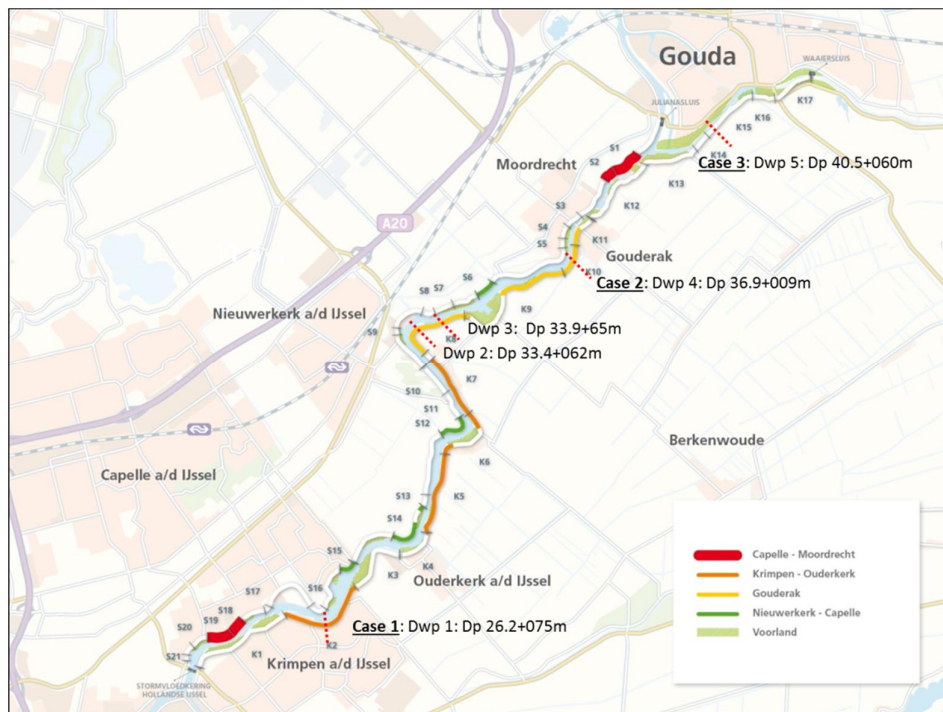
7 Referenties

- ENW (2009). Technisch Rapport Actuele sterkte van dijken. Expertise Netwerk Waterveiligheid, 27 maart 2009.
- Förster U. (2017) POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK, Activiteit 4 - Toepassen betere schematisatie en beter berekeningsmodel EEM, Deltares, maart 2017.
- Fugro/RHDHV (2016). Consequentieanalyse Krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard, Uitgangspuntennotitie, Referentie: RDCBE2432R001F03, Versie: 03/Finale versie, Datum: 5 januari 2016.
- Gerrits P. (2017). POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK, Activiteit 6 – deelrapport Case 3 Dp40.5+50m Definitief, rapport 1220518-005, RoyalHaskoningDHV, april 2017.
- HHSK (2016). Notitie (HHSK 2016) Ontwerpkaders en uitgangspunten Krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard, HHSK, Versie: Definitief 1.0, Rotterdam, 24 mei 2016.
- Hoven, A. van (2016). POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK, activiteit 5 – deel Historische gegevens. Deltares rapport 1220518-005.
- Hoven, A. van (okt. 2016). POV-M Beter benutten actuele sterkte KIJK, Notitie verwerken van golfoverslag bij fragility curve. Deltares, 11 oktober 2016. (zie ook bijlage D van onderhavig rapport.
- Hoven, A. van (november 2016) POV-M Beter benutten actuele sterkte KIJK, Schematisering waterspanningen. Deltares, november 2016.
- Hoven, A. van (november 2 2016). POVM Plan van aanpak Proefbelasting IJsseldijk, concept versie 1, Deltares projectnummer 1230445.
- Kanning, W. et al (2015). Derivation of the semi-probabilistic safety assessment rule for inner slope stability. Deltares rapport 1220080-003.
- Kanning W. en Teixeira A. (2017). POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK , Activiteit 6 – Faalkans updating Appendix Case 2 – Dp 36,9+51m Definitief, rapport 1220518-005, Deltares april 2017.
- Kanning, W. en Schweckendiek, T. (2016). Handreiking Faalkansanalyse en Faalkans Updating – Groene Versie – Macrostablieit Binnenwaarts. Deltares rapport 1230090-032.
- Konstantinou, M. (2017) POVM: Soil Parameters assessment, Deltares, Maart 2017 Definitief.
- KPR (juli 2016 1). Verkeersbelasting en macrostablieit, Kennis Platform Risicobenadering, 21 juli 2016.
- KPR (2016 2). Voorlopige werkwijze macrostablieit met overslag, Kennis Platform Risicobenadering, 28 juli 2016.
- Rozing (2015). POVM, PvA Beter benutten actuele sterkte', Deltares kenmerk 1220518-000-GEO-0007, 25 juni 2015
- Rozing (2016). POVM Beter benutten actuele sterkte, Activiteit 2 – Haalbaarheid actuele sterkte, Deltares Rapport (definitief) 1220518-005-GEO-0002. Augustus 2016.
- Rozing (2016 2). POVM Beter benutten actuele sterkte, Activiteit 2 – Keuze van het proeftraject en gevoeligheidsanalyses, Deltares Rapport (concept) 1220518-005-GEO-0002, mei 2016.
- RoyalHaskoningDHV (2016). Rapport Consequentieanalyse Krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard, Referentie: WATBE2432R002F02, Versie: 02/Finale versie, Datum: 13 mei 2016.
- 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.
- Weijenborg A. en Rijneveld B. (2017). POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK, activiteit 6 – Case 1 Dp26.2+75m definitief, rapport 1220518-005, Fugro april 2017.

A Algemene uitgangspunten

A.1 Keuze dwarsprofielen

Binnen de POVM wordt het actuele sterkteonderzoek uitgevoerd voor een beperkt (representatief) deel van het referentieproject KIJK (Krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard) (zie figuur A.1).



Figuur A.1 Dijkversterking KIJK langs de Hollandse IJssel in de Krimpenerwaard (oranje en gele deeltrajecten) en 3 cases van het bewezen sterkte onderzoek

Op basis van een aantal criteria en overwegingen, is een keuze gemaakt uit een aantal locaties (dwarsprofielen), zodanig dat wordt verwacht dat de activiteiten zoals genoemd in het PvA voor het actuele sterkteonderzoek kunnen worden doorlopen en dat de kans op verkleining van de versterkingsopgave, dan wel het beperken van de versterkingsmaatregel groot is.

Uit het POVM onderzoek van activiteit 2 'Keuze van het proeftraject en gevoeligheidsanalyses (Rozing (2016) volgt dat de volgende 5 dwarsprofielen het beste in aanmerking komen voor het onderzoek:

- Dwp 1: Dp 26.2+75 m.
- Dwp 2: Dp 33.4+62 m. (Opgemerkt wordt dat wel dient te worden onderzocht hoe diep de keermuur zit).
- Dwp 3: Dp 33.9+65m.
- Dwp 4: Dp 36.9+26m.
- Dwp 5: Dp 40.5+50m (valt buiten de scope van KIJK).

Aanvankelijk waren deze 5 dwarsprofielen geselecteerd voor dit onderzoek. Tijdens het uitvoeren van het onderzoek bleek het in een van deze vijf profielen niet mogelijk om onderzoek te verrichten (toestemming eigenaren) waardoor dit profiel (profiel 3) is afgefallen. Uit (Hoven, A. van, 2016) volgt dat voor een van de resterende vier dwarsprofielen wordt verwacht dat het BS-onderzoek naar de macrostabiliteit van het binnentalud weinig kans op succes heeft gezien de aanwezigheid van een keermuur in het binnentalud waarvan met name de diepte en fundatiewijze (nog) onbekend is, (profiel 2).

Onderhavig onderzoek is dus uitgevoerd in de volgende 3 dwarsprofielen of cases:

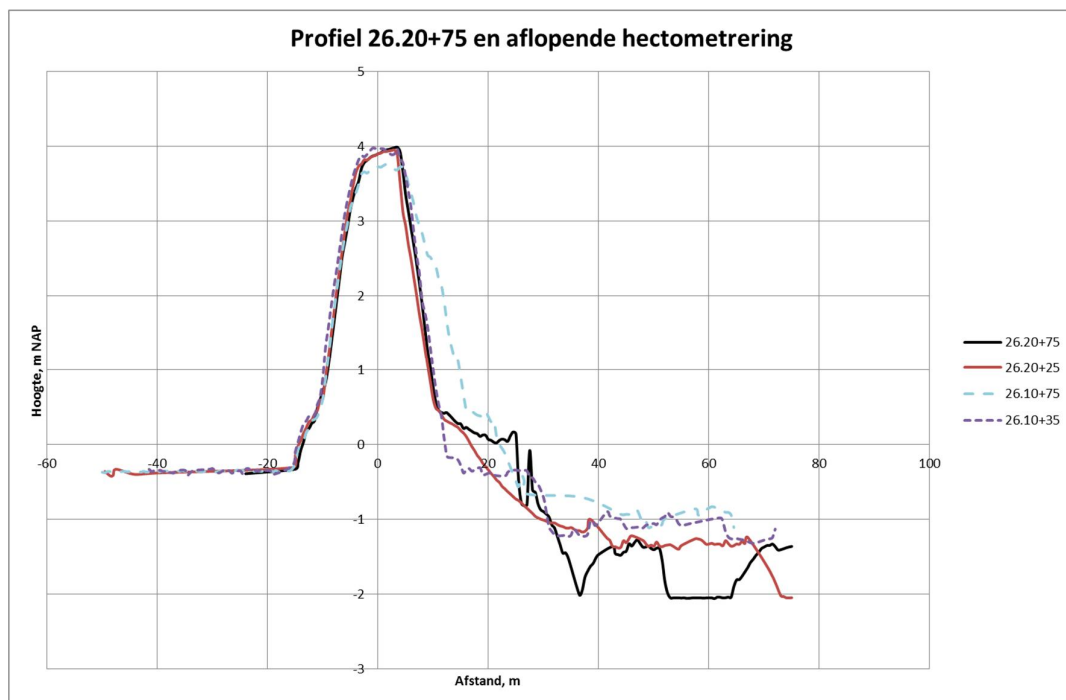
- Case 1: Dp 26.2+75 m.
- Case 2: Dp 36.9+26m.
- Case 3: Dp 40.5+50m (dit profiel valt buiten de scope van KIJK).

A.2 Geometrie en autonome bodemdaling

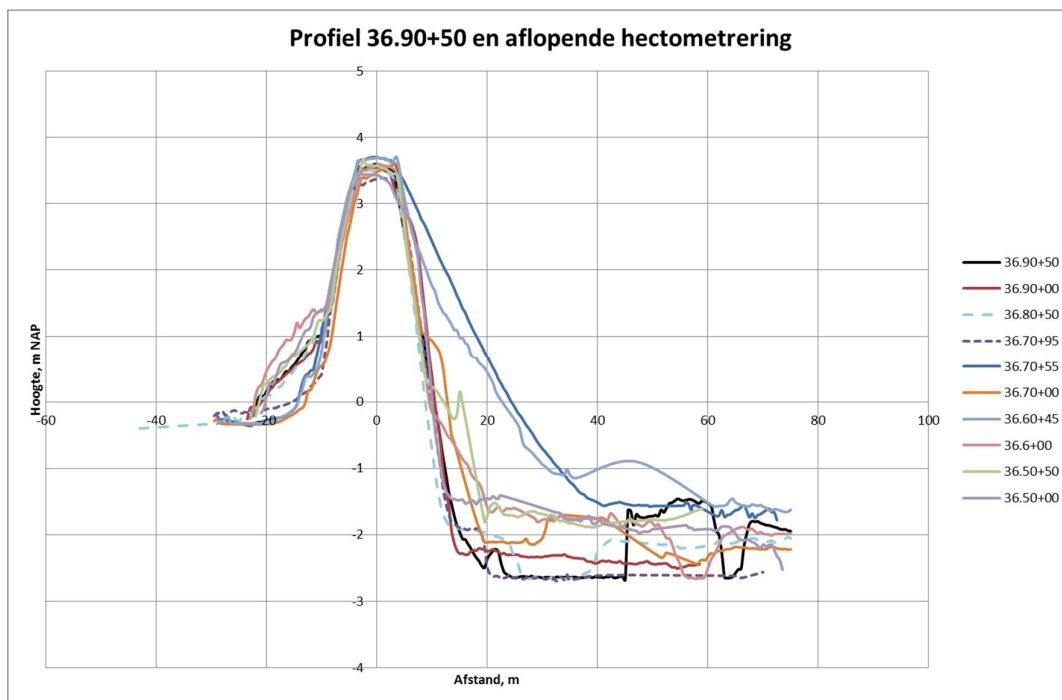
A.2.1 Huidige geometrie (2015)

De huidige geometrie is gebaseerd op inmetingen uitgevoerd in 2015 en weergegeven in de figuren A.2, A.3 en A.4. Hieruit volgt:

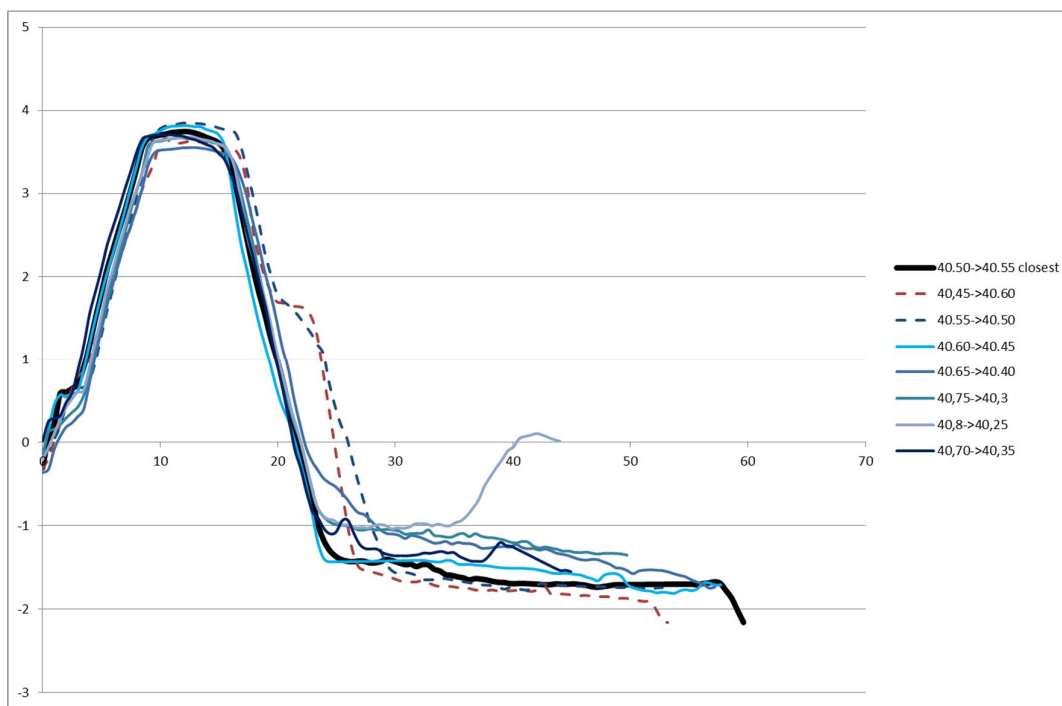
- Case 1: De kruin ligt op NAP +3,95m en het achterland op ca. 7m uit de binnenteen ligt op ca. NAP -1,07m. De taludhelling van het binnentalud is ca. 1v:1,9h.
- Case2: De kruin van de dijk ligt op ongeveer NAP +3,52m en het achterland op ongeveer NAP -2,05m.
- Case 3: De kruin ligt op NAP +3,74m en het achterland op ca. 7m uit de binnenteen op ca. NAP -1,51m. De taludhelling van het binnentalud is ca. 1v:1,75h.



Figuur A.2 Dwarsprofiel 26.2+75m



Figuur A.3 Dwarsprofiel 36.9+50m



Figuur A.4 Dwarsprofiel 40.5+50m

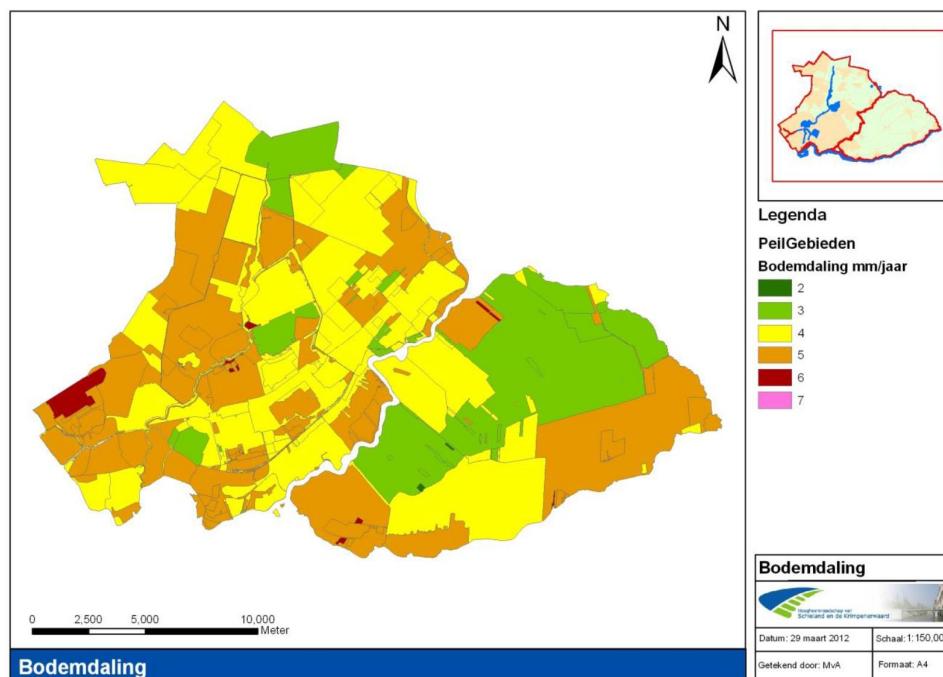
A.2.2 Autonome bodemdaling

De geometrie tijdens de observaties in 1953 en de toets in 2035 is niet exact bekend. Om tot een (conservatieve) inschatting te kunnen komen van de geometrie voor deze situatie dient onder andere de autonome bodemdaling ter plaatse van de kruin en het achterland te worden beschouwd.

Er zijn verschillende waarden voor de autonome bodemdaling bekend, welke zijn samengevat in Tabel A.1.

Tabel A.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 Zie figuur A.5
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



Figuur A.5 Bodemdaling per peilgebied voor Schieland en de Krimpenerwaard (Afdeling watersystemen, d.d. 29 maart 2012)

Op basis van bovengenoemde en teneinde aan te sluiten bij de ontwerpkeaders van KIIJK is uitgegaan van de volgende waarden:

Kruin: 11mm/jr.

Achterland:

- o Dp 26.2+75m: 5 mm/jr.
- o Dp 36.9+51m: 4 mm/jr.
- o Dp 40.5+50m: 3 mm/jr.

In de stabiliteitanalyses dient dit verdisconteerd in de maaiveldlijn. Tevens is het polderpeil met eenzelfde hoogte gecompenseerd. De zetting wordt verdisconteerd in de bovenste slappe veenlagen.

A.2.3 Geometrie observatie 1953

Alleen voor case 1 is uitgegaan van de observatie van het Hoogwater van 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).

A.2.4 Geometrie observatie (2010)

Voor de cases 2 en 3 is uitgegaan van de observatie van 2010 waarbij (extreem) zwaar transport over de dijk heeft gereden. Voor de berekening van de overleefde observatie in

2010 (met zwaar transport op de dijk) is de geometrie eveneens gecorrigeerd t.o.v. de huidige situatie. De geometrie ligt hier dus hoger dan in 2015 (meting) of 2035 (toets).

Case 2.

Voor case 2 en 3 is voor de 2010 observatie de kruin is 0,055 m hoger aangenomen t.o.v. 2015 en het achterland 0,02 m hoger. Veroorzaakt door de 11 mm/jaar en 4 mm/jaar zettingen ter plaatse van de kruin respectievelijk achterland.

Hierbij is er van uitgegaan dat de kruinhoogte niet is gecorrigeerd tussen 2010 en 2015 bijvoorbeeld door aanleg van extra asfalt.

A.2.5 Geometrie 2035

Case 3:

Om de geometrie voor 2035 vast te stellen is voor de bodemdaling uitgegaan van 22 cm zakking van de kruin tussen 2015 tot 2035 (11 mm per jaar). In de teen is uitgegaan van de in paragraaf A.2.2 gegeven maaiveldzakking van 5, 4 en 3 mm per jaar voor cases 1, 2 respectievelijk 3.

Hierbij wordt verondersteld dat het hoogtetekort voor 2035 wordt opgelost door een andere maatregel dan ophogen, bijvoorbeeld middels een keermuur in de buitenkruin.

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 zijn gevoeligheidsanalyses uitgevoerd voor Case 1 waarbij verschillende scenario's zijn beschouwd om de maatgevende situatie te bepalen. Uit de analyses (zie Weijnenborg A. en Rijnveld B. (2016)) volgt dat het verschil zeer beperkt is waardoor van bovengenoemde aannames kan worden uitgegaan.

A.3 Bodemopbouw

In het kader van het POVM onderzoek (activiteit 3) is de bodemopbouw in de betreffende dwarsprofielen uitvoerig onderzocht. Hoewel dit onderzoek al is uitgevoerd maakt de rapportage hiervan onderdeel uit van activiteit 4, waarvoor de rapportage nog moet plaatsvinden in dec 2016 (Förster et.al. 2016).

Omdat deze rapportage op dit moment nog niet beschikbaar is en omdat de bodemopbouw niet alledaags is en mogelijk vragen oproept is navolgend een samenvatting gegeven van de belangrijkste informatie betreffende de bodemopbouw.

A.3.1 Geologie Hollandse IJsseldijken

Algemeen

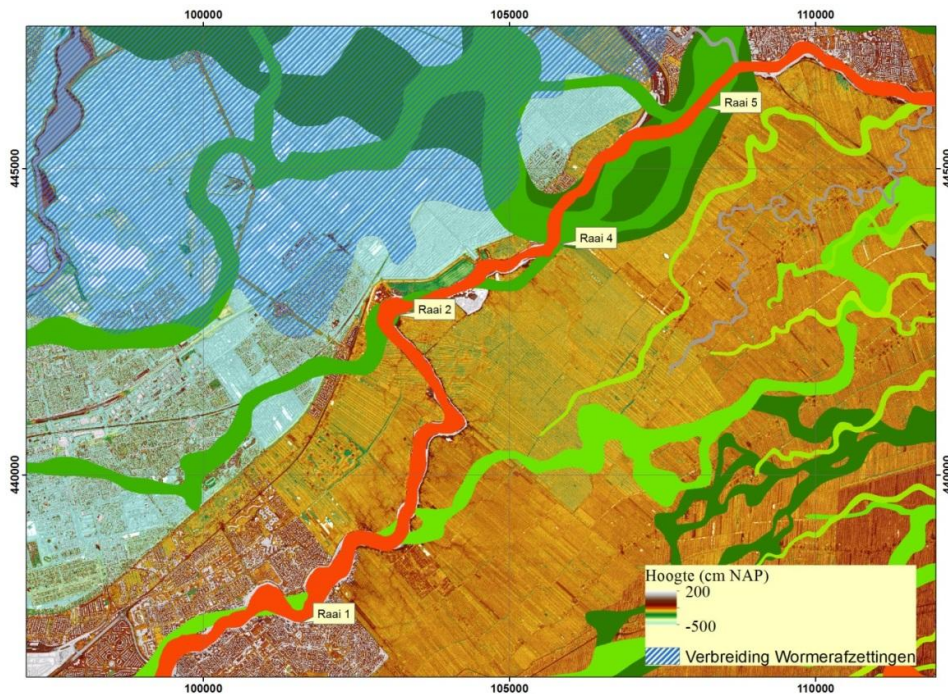
Het studiegebied ligt al vele honderdduizenden jaren in het rivierengebied van de Rijn en de Maas. De ondergrond bestaat daarom uit een afwisseling van afzettingen die typisch in een rivierengebied voorkomen, zoals zandige geulafzettingen, meer kleiige oeverafzettingen en komafzettingen als klei en organische klei. In gebieden die lang niet onder directe invloed van een rivier stonden begon vaak op grote schaal veengroei. Voor de POV-M is een onderscheid in de slappe Holocene afzettingen, van de laatste 11700 jaar, en de stevigere, oudere Pleistocene afzettingen relevant.

De Pleistocene afzettingen beginnen op een diepte tussen de -8 m en -14 m NAP en bestaan meestal uit matig grof tot grof rivierzand van de Kreftenheye Formatie uit de laatste ijstijd, het Weichselien. Deze formatie loopt in het gebied door tot dieptes van -20 tot -30 m NAP. Het

zand is goed geconsolideerd en vormt vaak het eerste watervoerende pakket en het pakket waarin gefundeerd wordt. In sommige gevallen wordt het zand nog afgedekt door een stijve, lemige kleilaag, de Laag van Wijchen, die afgezet is door rivieren van de Kreftenheye Formatie.

In de ijstijd stond de zeespiegel meer dan 100 m lager, maar vanaf circa 20000 jaar geleden begon de zeespiegel weer te stijgen. In het vroeg-Holoceen, 11700-8500 jaar geleden, begon het grondwater in het studiegebied onder invloed van zeespiegelstijging ook te stijgen. Hierdoor vond vernatting plaats en ontstonden er veel moerasgebieden waarin het Basisveen vormde. Door latere bedekking is dit veen vaak sterk gecompacteerd en hooguit enkele decimeters dik. Waar ten tijde van de Basisveenvorming rivieren lagen is geen Basisveen gevormd. Het Holocene veen is ingedeeld in de Formatie van Nieuwkoop.

Rond 8500 jaar geleden verdrong het gebied door snelle zeespiegelstijging. In een riviermondingsgebied werd op het Basisveen op grote schaal klei afgezet. Rond 6000 jaar geleden stopte de verdrinking van het gebied, de kustlijn stabiliseerde en er ontstond een beschermend duingebied. De Maas en Rijn hadden grote mondingen bij respectievelijk Hoek van Holland en Katwijk. Het tussenliggende gebied, waarin ook het studiegebied ligt, was een groot moeras waar in vele duizenden jaren het Hollandveen vormde. Het moerasgebied werd hier en daar doorkruist door kleinere Rijntakken. Deze situatie veranderde pas toen de Hollandse IJssel ontstond, ongeveer 2200 jaar geleden (Figuur A.6). De Hollandse IJssel erodeerde plaatselijk het veen en op het veen werden oever- en komafzettingen afgezet. De rivierafzettingen worden gerekend tot de Formatie van Echteld.

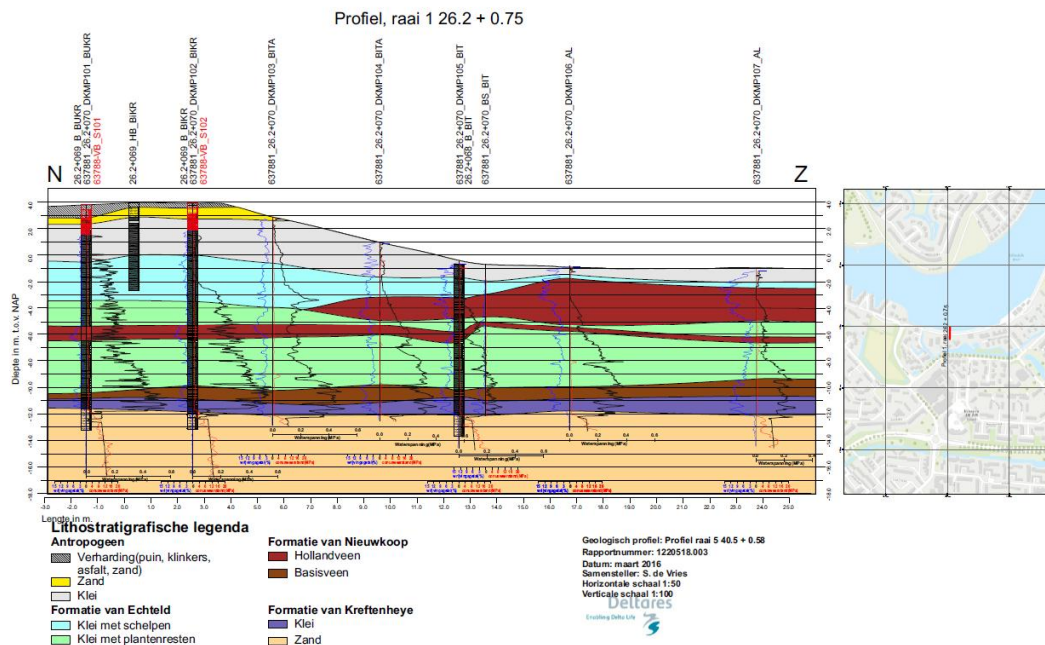


Figuur A.6 *Overzicht van het studiegebied met de ligging van de raaien. De Hollandse IJssel wordt aangegeven door de rode meanderende slinger. Duidelijk zichtbaar is dat de Hollandse IJssel op de grens ligt tussen een laaggelegen droogmakerij (links, Zuidplaspolder) en het hoger gelegen veenweidegebied van de Krimpenerwaard (rechts). De groene meanders laten de ligging zien van oudere zandbanen in de ondergrond. Het gearceerde gebied laat zien tot hoe ver landinwaarts de brakke, getijdenafzettingen van het Laagpakket van Wormer (Formatie van Naaldwijk) reiken.*

Geotechnische dwarsprofielen

Raai 1, case 1, Dp 26.2+75m:

Raai 1 wordt gekenmerkt door relatief dikke Laag van Wijchen die bedekt is door een duidelijke Basisveenlaag. Het veen wordt bedekt door een kleilaag van circa 4 meter dik die naar boven toe organischer wordt. Boven circa -6,5 m NAP komen de eerste veenlagen voor, zowel onder als naast de dijk. De eerste veenlaag wordt bedekt door een relatief dunne kleilaag. Vanaf ongeveer halverwege het binnentalud en verder polderwaarts komt een tweede, dikkere, veenlaag voor. Onder het talud is deze veenlaag door het gewicht van de dijk gecompacteerd, waarbij de onderkant van de veenlaag niet veel lager is komen te liggen. Tussen het veen en de duidelijke antropogene ophooglaag komt nog een schelpenhoudende kleilaag voor. Het onderscheid tussen de ophoogklei en de *in situ* klei is gebaseerd op de boorbeschrijvingen en algemene geologische principes. De boorbeschrijvingen omschrijven de antropogene klei vaak met termen als 'opgebracht' of 'puinhoudend', terwijl bij de *in situ* klei vaak sprake is van schelpfragmenten. De *in situ* kleilaag is afgezet vanuit de Hollandsche IJssel en is onderdeel van de oeverwal van de rivier. Deze strekt zich binnendijs beperkt uit. Op de oeverwal is later de dijk aangelegd.

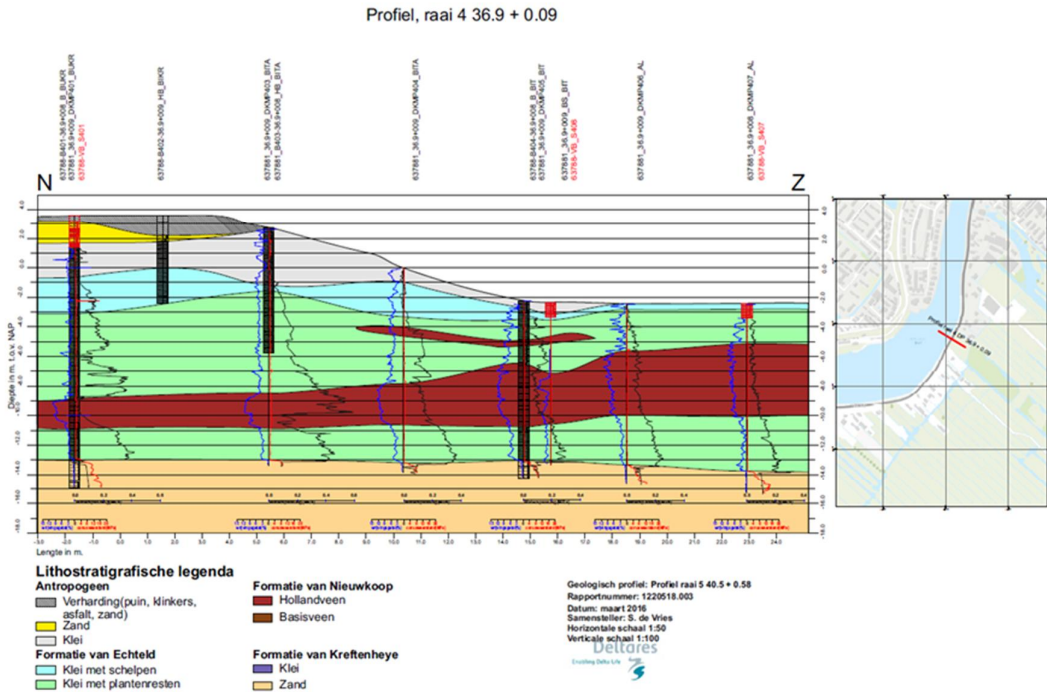


Figuur A.7 Geotechnisch dwarsprofiel Dp 26.2+75m

Raai 4, case 2, Dp 36.9+51m:

De top van het Pleistocene zand ligt opvallend diep bij raai 4. Dit komt door de aanwezigheid van een actieve riviergeul ten tijde van de overgang Pleistoceen-Holoceen (donkergroen riviersysteem in Figuur 1). Vanuit en naast deze riviergeul werd de Laag van Wijchen afgezet, waardoor deze laag niet voorkomt in Raai 4. Er komt een duidelijke en dikke veenlaag voor. Onder de dijk ligt deze diep en is hij dun, verder polderwaarts komt hij relatief ondiep voor en is hij dik. Het dikteverschil zal deels veroorzaakt zijn door het gewicht van de bovenliggende

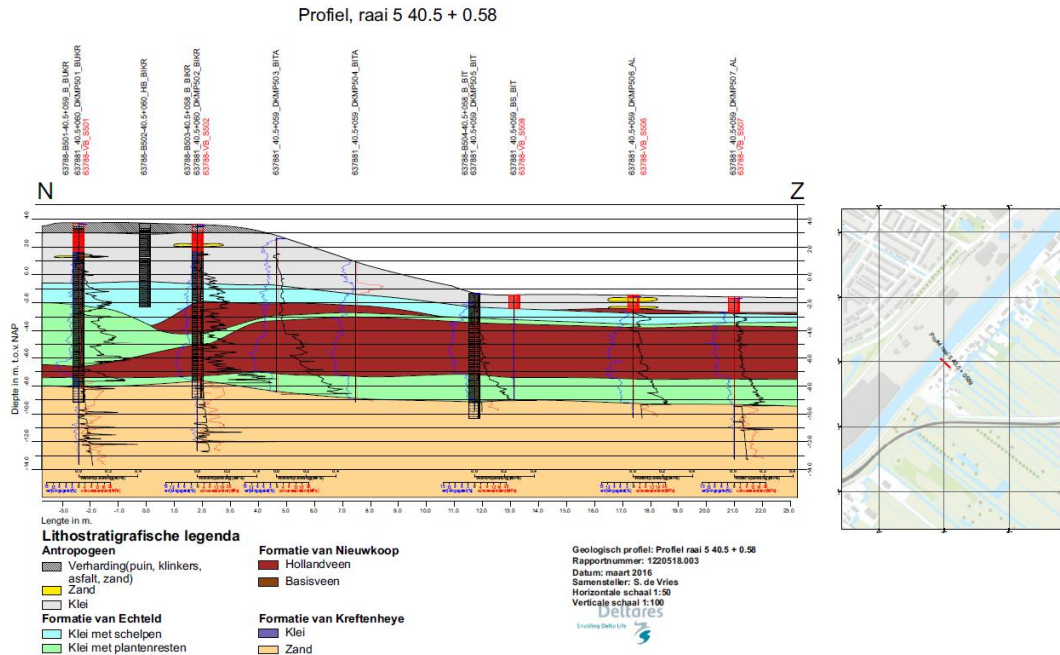
natuurlijke klei en in mindere mate van de ophooglaag, maar ook de oorspronkelijke dikte kan dunner geweest zijn.



Figuur A.8 Geotechnisch dwarsprofiel Dp 36.9+009m

Raai 5, case 3, Dp 40.5+50m:

Raai 5 wordt gekenmerkt door de afwezigheid van zowel de Laag van Wijchen als de Basisveenlaag. Wat opvalt is dat de Hollandveenlaag aan de rivierzijde van de kruin erg dun is, maar polderwaarts en nog onder de kruin, snel dikker wordt. Dit geeft aan dat de veenlaag al voor het aanleggen van de dijk flink gecompacteerd is door een dik pakket rivierklei, maar waarschijnlijk ook dat de veenlaag in het noordelijk deel van raai 5 aanvankelijk al wat dunner was. De ophooglaag lijkt weinig differentiële compactie van de veenlaag veroorzaakt te hebben.



Figuur A.9 Geotechnisch dwarsprofiel Dp 40.5+58m

A.4 Grondparameters

In het kader van het POVM onderzoek (activiteit 3) heeft uitvoerig terrein- en laboratoriumonderzoek plaatsgevonden. De resultaten van dit onderzoek. Voor de resultaten van dit onderzoek, dat is uitgevoerd onder activiteit 3, wordt verwezen naar Konstantinou M. (2017). Deze rapportage bevat een interpretatie van de (sterkte)parameters afkomstig uit het door Wiertsema&Partners en Deltares uitgevoerde laboratoriumonderzoek (inclusief de sonderingen).

A.4.1 Sterkteparameters

In het kader van dit project dienen zowel semi-probabilistische als probabilistische analyses te worden 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).

Ongedraineerde sterkteparameters S en m :

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].

Voor de afleiding van de deterministische en probabilistische parameterwaarden voor m , S , c , φ wordt verwezen naar Konstantinou (2017).

In tabel A.2 zijn de gehanteerde ongedraineerde sterkte parameters S en m met lognormale verdelingsparameters, inclusief uitmiddeling over de laag (regionale verzameling) weergegeven.

Tabel A.2: Gehanteerde ongedraineerde sterkte parameters S en m

	S-ratio (Lognormaal)		m-exponent [-] (Lognormaal)	
	mu	sigma	mu	sigma
Klei (Ant, Sch, Pla)	0.317	0.014	0.918	0.012
Veen (Hv, Bv)	0.383	0.013	0.881	0.011
Klei (Kre) *	0.250	0.024	0.800	0.042

* voor Klei Kreftenheye (Klei, Kre) zijn de parameters afgeleid van de proevenverzameling van KIJK (zie Fugro/RHDHV (2016)).

Noot: er is geen significant verschil tussen de parameters voor de verschillende klei-soorten (antropogeen, schelpen, planten) en ook niet voor de verschillende veen-soorten (hollandveen, basisveen). Daarom zijn alle proeven voor klei en alle proeven voor veen bij elkaar genomen.

Grensspanningen:

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. De grensspanningen voor de lagen in het achterland zijn afgeleid uit het S_u -profiel van de sondering die gemaakt is op de binnenteen. Hierbij is de S_u bepaald door de netto conusweerstand te delen door de N_{kt} factor (Konstantinou (2017)).

Er is voor case 1 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 van Weijenburg A. en Rijnveld B. (2016). De vergelijking toont een zeer goede overeenkomst tussen het S_u -profiel uit de sondering en de S_u -waarden uit de laboratoriumproeven.

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.

Voor de gehanteerde sterkteparameters per case wordt verwezen naar de betreffende case rapporten.

De gedraineerde sterkte parameters (c- ϕ) voor antropogene klei boven het freatisch vlak (onverzadigde zone):

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.

Bovengenoemde betekent dat voor situaties zoals tijdens MHW, 1953 of extreme neerslag, een gedeelte van de klei onder de nieuwe freatische lijn gedraineerd grondgedrag heeft. Door structuurvorming e.d. is het aannemelijk dat hier door de grotere doorlatendheid gedraineerd gedrag aanwezig is tijdens deze kortdurende verzadigde situatie.

Voor de onverzadigde antropogene klei zijn de gedraineerde parameters bepaald bij grote rekken (25 % rek ins de Triaxiaal tests (CAU)):

$\varphi_{average, 25\% \text{ shear strains}} = 31.3^{\circ}$ met een standard deviatie van $\sigma_{(\tan\varphi)} = 0.001$

$\varphi_{kar, 25\% \text{ shear strains}} = 31.3^{\circ}$ (student-T verdeling) en

$c_{average, 25\% \text{ shear strains}} = 7.32 \text{ kPa}$ met een standard deviatie van $\sigma_{(c')} = 4.56 \text{ kPa}$ (Lognormale verdeling)

$c_{kar, 25\% \text{ shear strains}} = 0 \text{ kPa}$ of $c'_{kar, 25\% \text{ strain}} = 2,0 \text{ kPa}$ (lognormal distribution).

Voor zand zijn geen proefresultaten beschikbaar. Hiervoor zijn de standaardwaarden uit de NEN aangehouden. Dit houdt in:

- Los zand: Voor semi-probabilistische analyse $\varphi_{rep} = 30^{\circ}$. De variatiecoëfficiënt van de steekproef van $\tan\varphi$ van 0,1 en voor het laaggemiddelde 0,06. Hierdoor bedraagt de gemiddelde waarde $32,5^{\circ}$ en de standaardafwijking ca. $1,5^{\circ}$.
- Matig vast zand: $\varphi_{rep} = 32,5^{\circ}$, variatiecoëfficiënt van de steekproef van $\tan\varphi$ van 0,1 en voor het laaggemiddelde 0,06. Hierdoor bedraagt de gemiddelde waarde 35° en een standaardafwijking van ca. $1,5^{\circ}$.

Materiaalfactoren voor semi-probabilistische toets:

Voor de materiaal factoren is uitgegaan van het OI2014v3. Hier worden voor c' en ϕ geen waarden gegeven voor de lagen die zich gedraineerd gedragen bij toepassing van het CSSM model. Voor $\tan\varphi$ is dezelfde factor toegepast als de factor op de su -ratio. Dit wordt (dit wordt overigens ook geïmpliceerd in het OI doordat er ook voor zand een partiële factor voor de su -ratio wordt gegeven). Voor de cohesie is teruggevallen op de 'oude' factoren uit het Addendum TRWG, ofwel 1,25 voor klei en 1,5 voor veen. Dit laatste is naar verwachting conservatief.

A.4.2 Volumegewichten

De te hanteren volumegewichten zijn gebaseerd op het in de betreffende dwarsprofielen uitgevoerde grondonderzoek (Boringen met gestoken bussen). Voor de volumegewichten worden de in het laboratorium bepaalde gemiddelde waarden gehanteerd (conform de vigerende richtlijnen). Ook in de probabilistische analyses is het volumegewicht als een deterministische variabele geïmplementeerd. Ook voor het is uiteraard sprake van onzekerheid.

Om de gevoeligheid af te tasten van hogere of lagere volumegewichten zijn conform de aanbeveling vanuit het Markermeerdijkenonderzoek (MMD) (zie Schweckendiek et al. (2016)). gevoeligheidsanalyses uitgevoerd in een dwarsprofiel. Hierbij zijn de volumegewichten als random variabelen ingevoerd.

Hierbij is dezelfde werkwijze als voor de MMD gevolgd (zie bijlage D van het eerdergenoemde rapport (Schweckendiek et.al. (2016)), waarbij met een variatiecoëfficiënt van 5% of 10% voor de volumegewichten is gerekend (afhankelijk van de gevonden variatie per profiel, deze nl. kan best groot zijn).

In de gevoeligheidsanalyses is het volumegewicht als stochast gemodelleerd en is de POP of Grensspanning aangepast (approach (a) - model train approach and γ as a stochast). De resultaten van dit onderzoek zijn weergegeven in bijlage B van dit rapport.

Uit de resultaten volgt dat variatie van het volumegewicht weinig invloed heeft. De berekende faalkans gaat bij met een variatiecoëfficiënt van 10% slechts een factor 1.48 omhoog ten opzichte van de analyse met gemiddelde volumegewichten (verschil in $\beta = 4.33 - 4.24 = 0.09$).

Op basis van deze resultaten is (evenals bij het Markermeerdijken onderzoek) geconcludeerd dat de invloed van de variatie van het volumegewicht zeer gering is. Gezien de berekende faalkansen voor de 3 hier beschouwde dwarsprofielen in relatie met de norm is het in dit geval niet nodig om het volumegewicht als stochast mee te nemen voor de 3 cases langs de Hollandse IJssel.

A.5 Waterstanden en overschrijdingskansen

A.5.1 Buitenwaterstand huidige situatie

De buitenwaterstand is het resultaat van twee processen: de rivierafvoer vanaf bovenstreams (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 (zie paragraaf A.5.4). 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 (geüpdate) faalkans voor de toets situatie heeft dit echter geen effect.

A.5.2 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.

Voor de opgetreden buitenwaterstand in 1953 wordt verwezen naar Hoven, A. van (november 2016).

A.5.3 Buitenwaterstand 2010

Ook voor de situatie in 2010 wordt dezelfde frequentielijn gebruikt als voor de situatie in 2035. Eventuele verschillen in zeespiegelstijging tussen 2010 en 2035 worden niet beschouwd.

A.5.4 Buitenwaterstand 2035

In Tabel A3 is het overzicht van de buitenwaterstanden gegeven voor zichtjaar 2035 met overschrijdingskansen van 1/1.000, 1/3.000, 1/10.000 en 1/25.000 per jaar uit

RoyalHaskoningDHV (2016) inclusief 30 cm onzekerheidstoelag. Voor een onderbouwing van de keuze van het zichtjaar 2035 wordt verwezen naar bijlage A.9.

Tabel A.3: Waterstanden (incl. 30 cm onzekerheidstoelag) voor zichtjaar 2035 met overschrijdingskansen van 1/1.000, 1/3.000, 1/10.000 en 1/25.000 per jaar.

Tabel 2 Waterstanden (incl. 30 cm onzekerheidstoelag) voor zichtjaar 2035 met overschrijdingskansen van 1/1.000, 1/3.000, 1/10.000 en 1/25.000 per jaar.

Herhalingstijd [jaar]	Waterstand [m + NAP]			
	1.000	3.000	10.000	25.000
Hectometerpaal				
37,65	3,18	3,30	3,42	3,51
36,60	3,15	3,28	3,41	3,49
35,60	3,14	3,27	3,40	3,48
34,20	3,11	3,25	3,38	3,46
33,30	3,07	3,21	3,34	3,43
32,25	3,09	3,24	3,37	3,45
30,85	3,11	3,25	3,38	3,47
29,90	3,10	3,25	3,38	3,47
26,70	3,06	3,21	3,34	3,42
25,60	3,04	3,18	3,31	3,39

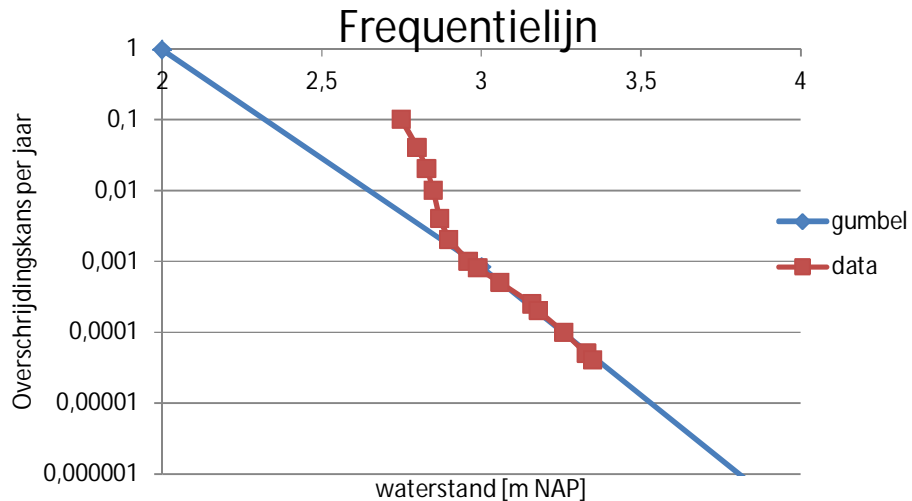
Voor het mechanisme macrostabiliteit binnenwaarts zijn de waterstanden met een overschrijdingskans van 1/3.000 per jaar gehanteerd. De maatgevende buitenwaterstand behorend bij de te beschouwen profielen wordt bepaald door lineair te interpoleren tussen de bovenstaande hectometerpalen.

Het dwarsprofiel 40,550 valt buiten de scope van het project KIJK. Voor dwarsprofiel 40,550 is de waterstand in 2035 afgeleid met Hydra-BS op dezelfde manier als de waarden in de bovenstaande tabel. Deze bedraagt inclusief 30 cm onzekerheidstoelag NAP +3,34 m.

Opgemerkt wordt dat de autonome bodemdaling niet zoals bij RoyalHaskoningDHV (2016) in rekening wordt gebracht door deze op te tellen bij de waterstanden uit bovengenoemde tabel. In de POVM berekeningen wordt de autonome bodemdaling ter plaatse van de kruin, binnenteen en achterland in het maaiveldprofiel en de ondergrond verdisconteerd (zie paragraaf A.2.2 in dit rapport). Tevens wordt het polderpeil verlaagd met dezelfde waarde van de verwachte mv-daling van het achterland.

Frequentielijn Dp 26.2+75m:

Voor de frequentielijn van de buitenwaterstand wordt gebruik gemaakt van de aangeleverde gegevens van HHSK. De maatgevende hoogwaterstand 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 A.11.



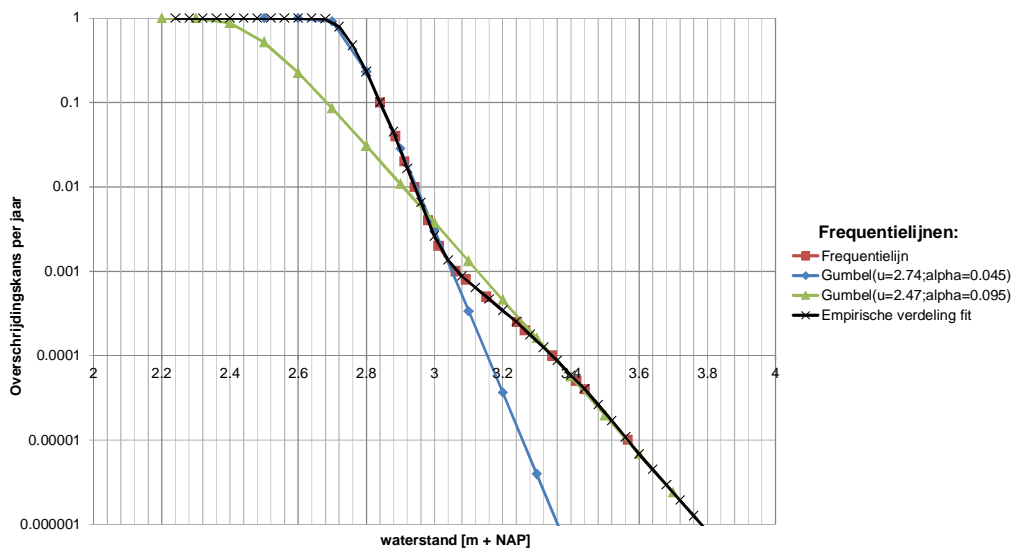
Figuur A.10 Resultaat fit gumbelverdeling aan data HHSK case 1 Dp 26.2+75m

Uit Figuur A.10 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.

Frequentielijn Dp 36.9+51m:

De maatgevende hoogwaterstand is NAP +3,28 m. Dit uitgangspunt wordt gebruikt voor de semi-probabilistische gevoeligheidsanalyses. Ook voor Dp 36.9+ 51m is de beschikbare frequentielijn gebruikt als kansverdeling voor de waterstand, waarbij geëxtrapoleerd is door twee Gumbel-fits, zoals in Figuur A.11 gepresenteerd.



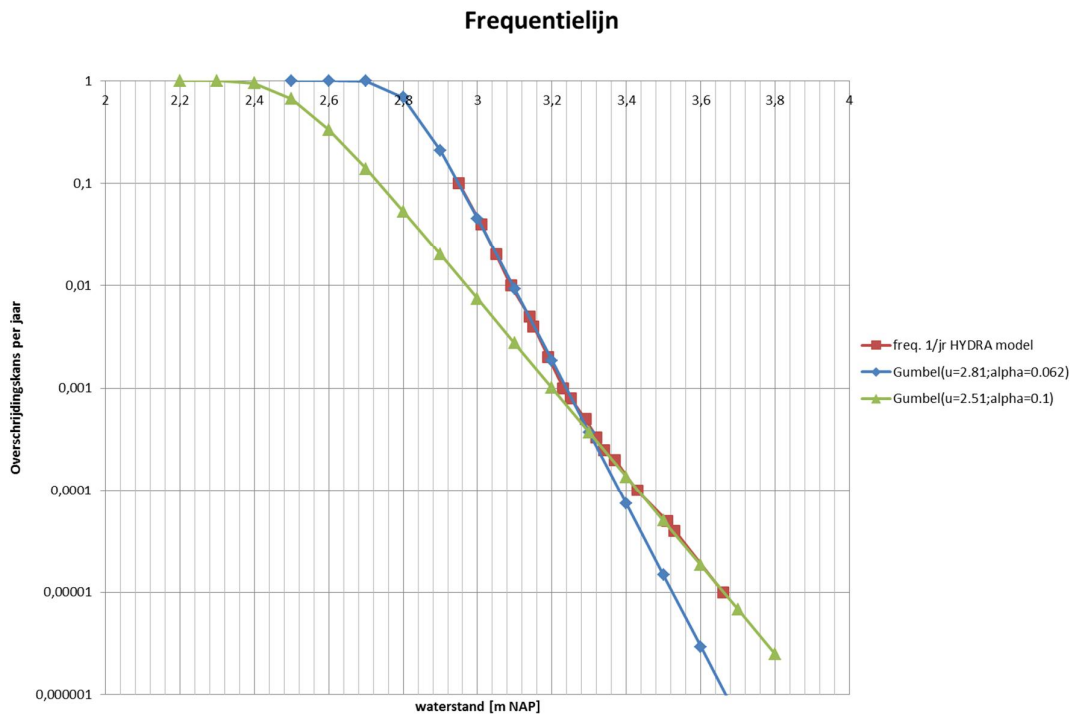
Figuur A.11 Resultaat fit gumbelverdelingen aan data HHSK (rode punten) case 2: Dp36,9+51

Frequentielijn Dp 40.5+50m:

De maatgevende hoogwaterstand ter plaatse van het profiel Dp 40.5+050m is in 2035 NAP +3,36 m. Dit uitgangspunt wordt gebruikt voor de semi-probabilistische gevoeligheidsanalyses. Deze waarden wijken gering af van de waarden van nieuwe Hydra-NL berekeningen die zijn uitgevoerd (van Hoven, okt 2016). Omdat het verschil voor MHW maar 4 cm bedraagt is het niet nodig om de semi-probabilistische sommen aan te passen op basis van de resultaten van het nieuwe Hydra-model. De MHW-waarde toegepast bij de deterministische sommen is NAP +3,36 m inclusief een onzekerheidstoeslag van 0.30 m. Bij een overstromingskans 1/3000 behoort volgens het nieuwe Hydra-NL model een waterstand van NAP +3,32 m.

Voor de kansverdeling voor de waterstand wordt wel gebruik gemaakt van de uitvoer van het nieuwe Hydra-NL model, zie van Hoven (okt 2016). Dit is inclusief een onzekerheidstoeslag van 0,3 m

De beschikbare frequentielijn wordt gebruikt als kansverdeling voor de waterstand, waarbij geëxtrapoleerd wordt door twee Gumbel-fits, zie Figuur A.12.



Figuur A.12 Resultaat fit gumbelverdelingen aan data HHSK (rode punten) case 3: Dp40.5+50m

Polderpeil:

Het huidige polderpeil bedraagt voor case 1 bedraagt circa NAP -2.05m (zie Hoven, A. van (november 2016)), voor case 2 NAP -2,63 m en voor case 3 NAP -2.2. Voor 2035 is de verwachting dat het polderpeil verlaagd wordt gelijk aan de autonome bodemdaling. Deze grootte en invloed zijn echter zeer beperkt. Voor de situatie van 1953 is het polderpeil voor case 1 circa NAP -1.97m

A.6 Waterspanningen

A.6.1 Algemeen

Het uitgangspunt voor het bepalen van de waterspanningen zijn de gemeten waterspanningen in de dwarsprofielen (cases) zoals gerapporteerd in Hoven, A. van (november 2016). Dit onderzoek (monitoring waterspanningen) is uitgevoerd in het kader van het POVM onderzoek 'Beter benutten actuele sterkte - Activiteit 3' en interpretatie en analyse van deze resultaten is uitgevoerd onder Activiteit 4.

Deze rapportage behandelt de schematisering van de waterspanningen in vier profielen langs de Hollandse IJssel in de Krimpenerwaard voor de situatie onder dagelijkse omstandigheden en voor de situatie bij extreme neerslag en maatgevend hoogwater.

Op basis van de bekende gegevens over dijkopbouw, polderpeilen, buitenwaterstand en de gemiddelde grondwaterstand in het eerste watervoerende pakket bestaat er een verwachting van de waterspanningen in het dwarsprofiel onder dagelijkse omstandigheden.

De vier profielen betreffen een dijk hoofdzakelijk bestaande uit klei (slechts de toplaag in de kruin bestaat uit min of meer doorlatend materiaal (zand puin e. d.) met een dikte van 1 a 2,5 m, op een slappe lagenpakket van veen en klei op het pleistocene zand. Het pleistocene

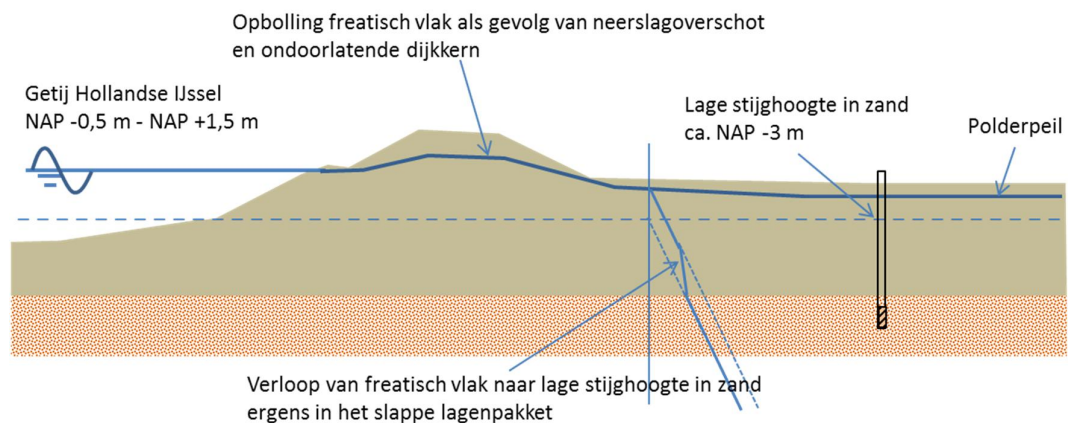
zand is het eerste watervoerende pakket. De bovenkant hiervan ligt op ca. NAP – 10 à -15 m. De stijghoogte in het eerste watervoerende pakket wordt bepaald door de diepe polders westelijk van de IJssel enerzijds en de rivier de Lek anderzijds. De stijghoogte onder de dijk is vrij laag.

De geul van de Hollandse IJssel snijdt niet in het eerste watervoerende pakket. Indringing van het getij op de Hollandse IJssel in dit watervoerende pakket is daardoor gering. Het buitenwater heeft een getijslag tussen ca. NAP -0,5 m en NAP +1,5 m en de gemiddelde buitenwaterstand is circa NAP +0,3 m. Dit geldt voor zowel Gouda als voor Krimpen a/d IJssel.

Binnendijks wordt in de huidige situatie gestreefd naar de volgende polderpeilen:

Profiel 1 case 1	26.275	Peilgebied Krimpen	NAP -2,05 m
Profiel 4 case 2	36.951	Peilgebied Kattendijkblok en Achterbroek	NAP -2,60 m
Profiel 5 case 3	40.55	Peilgebied Stolwijk en Berkenwoude	NAP -2,20 m

Dit leidt tot het onderstaande globale beeld van de waterspanningen onder dagelijkse omstandigheden.



Figuur A.13 Schematische weergave verwachting waterspanningen in typisch profiel langs de Hollandse IJssel

De waterspanningen worden zo goed mogelijk gerepresenteerd in de gebruikte modellering, ter bepaling van de macro-stabiliteit van het binnentalud, op basis van de Waternet Creator (WNC). De gemeten waterspanningen worden zowel voor toets (2035) als observaties (2010 en 1953) gebruikt. Er wordt van uitgegaan dat alleen de waterstand in de polder verandert in de toets ten opzichte van de observatie, doordat deze meezakt met het maaiveld. De gemiddelde buitenwaterstand verandert niet. Voor de rest blijven de stijghoogtes gelijk in relatie tot NAP tussen toets en observatie, aangezien deze door de niet autonome bodemdaling wordt veranderd.

De waterspanningen in het dijklichaam worden beïnvloed door:

- Buitenwaterstand (WL).
- Overslag.

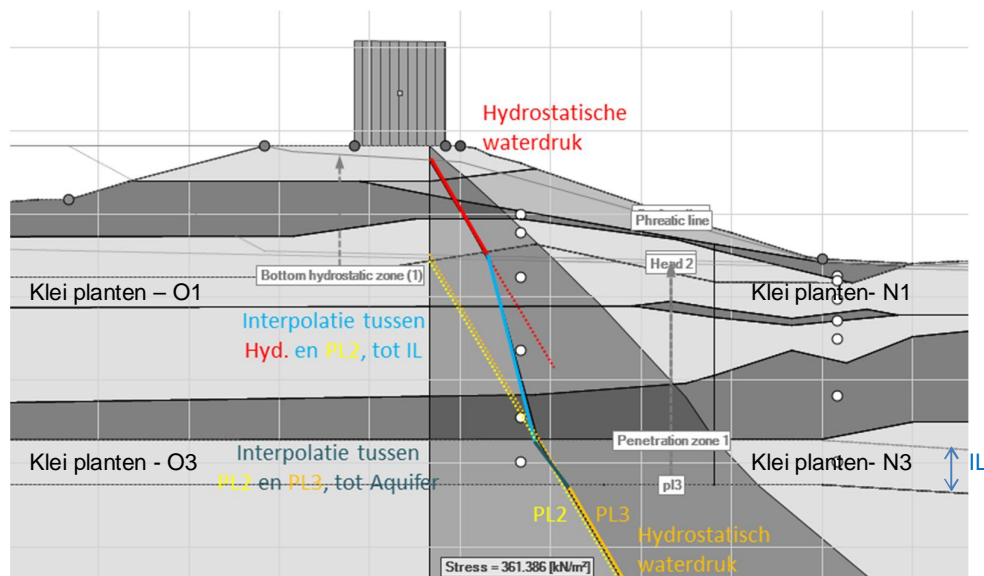
Ook regen heeft een invloed de waterspanningen, maar dit wordt niet expliciet meegenomen. De verschillende invloeden van de waterspanningen worden eerst apart beschouwd, maar hierna gecombineerd door de stijghoogtes als functie van de buitenwaterstand te modelleren.

Het algemene waterspanningsverloop als gevolg van een toenemende buitenwaterstand is zoals eerder aangegeven gemodelleerd op basis van de Waternet Creator (WNC). 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. Hierin wordt onderscheiden PL1 (freatisch vlak), PL2 (waterspanningen in diepe zandlaag bij dagelijkse omstandigheden) en PL3 (toename waterspanningen door hoogwater).

Ter illustratie is navolgend aan de hand van de schematisatie voor case 2 aangegeven welke aannames hierbij zijn gehanteerd. Dit is vervolgens geïllustreerd in figuur A.14:

- In de watervoerende zandlaag geldt PL3.
- Aan de bovenkant van laag 'Klei planten - O3' en 'Klei planten - N3' geldt PL2 (waterspanningen bij dagelijkse omstandigheden); dit is gemodelleerd door de indringingslengte.
- De indringingslengte (IL) is constant, omdat de invloed van MHW hierop verwaarloosbaar is.
- Tussen PL3 en PL2 geldt een lineaire interpolatie.
- Boven de laag 'klei planten - O1' en 'klei planten - N1' geldt een hydrostatische druk vanaf PL1 niveau (zie 'Bottom hydrostatic zone (1)' en 'Phreatic line' in Figuur A.14).
- Tussen de hydrostatische druk (Boven de laag 'klei planten - O1' en 'klei planten - N1') en PL2 (bovenkant van laag 'Klei planten - O3' en 'Klei planten - N3') is sprake van een lineaire interpolatie.



Figuur A.14 Schematische Drukverloop op basis van de WaterNet Creator – case 2: Dp36.9+51

Horizontale indringing zandlaag in de kruin:

De drie profielen betreffen een dijk hoofdzakelijk bestaande uit klei (slechts de toplaag in de kruin bestaat uit min of meer doorlatend materiaal (zand puin e. d.) met een dikte van 1 a 2,5 m. Voor de analyses is van de conservatieve aanname uitgegaan dat de (klei)bekleding op het buitentalud door structuurvorming relatief doorlatend is. Hierdoor zal het buitenwater bij waterstanden hogere dan de onderzijde van de genoemde toplaag min of meer in direct contact staan met deze doorlatende toplaag en relatief gemakkelijk horizontaal indringen. Hiermee is rekening gehouden in de stabiliteitanalyses voor het binnentalud.

Voor de per case gehanteerde waterspanningen en stijghoogten wordt verwezen naar de diverse deelrapporten:

- Case 1: Weijnenborg A. en Rijnveld B. (2016).
- Case 2: Kanning W. en Teixeira A. (2016).
- Case 3: Gerrits P. (2016).

A.6.2 Effect golfoverslag op freatisch vlak (modellering verzadiging)

Bij een hoge waterstand, bij een kleine kans van voorkomen, zal een hoge waterstand gepaard kunnen gaan met golfoverslag. Als dit optreedt, dan zullen de waterspanningen in de dijk extra snel toenemen, waardoor de faalkans extra snel toeneemt.

In de notitie Verwerken van golfoverslag bij fragility curves Hoven, A. van (okt. 2016) is aangegeven hoe hiermee op een praktische en conservatieve manier rekening kan worden gehouden. Voor de duidelijkheid is deze notitie in zijn geheel in bijlage D van dit rapport opgenomen.

Uit de notitie Verwerken van golfoverslag bij fragility curves (zie bijlage D van onderhavig rapport) volgt hoe het waterspanningsbeeld in de dijk (voor de 3 cases) conservatief kan worden gemodelleerd bij een overslag van 1 l/s/m en 10 l/s/m.

Tevens volgt uit de notitie bij welke waterstanden op 1 l/s/m en 10 l/s/m moet worden gerekend.

Uitgangspunt daarbij is dat het hoogtetekort wordt opgelost in een maatregel, bijvoorbeeld golfremming op het buitentalud of een keermuur ter plaatse van de buitenkruinlijn. Hierbij is er tevens uit gegaan van een kruindaling van nu tot 2035 van 22 cm.

Voor de per case gehanteerde modellering van de waterspanningen en de bijbehorende waterstanden wordt ok verwezen naar de diverse deelrapporten:

- Case 1: Weijnenborg A. en Rijnveld B. (2016).
- Case 2: Kanning W. en Teixeira A. (2016).
- Case 3: Gerrits P. (2016).

A.7 Verkeersbelasting in toets en ontwerp

A.7.1 Te hanteren verkeersbelasting bij ontwerpsituatie

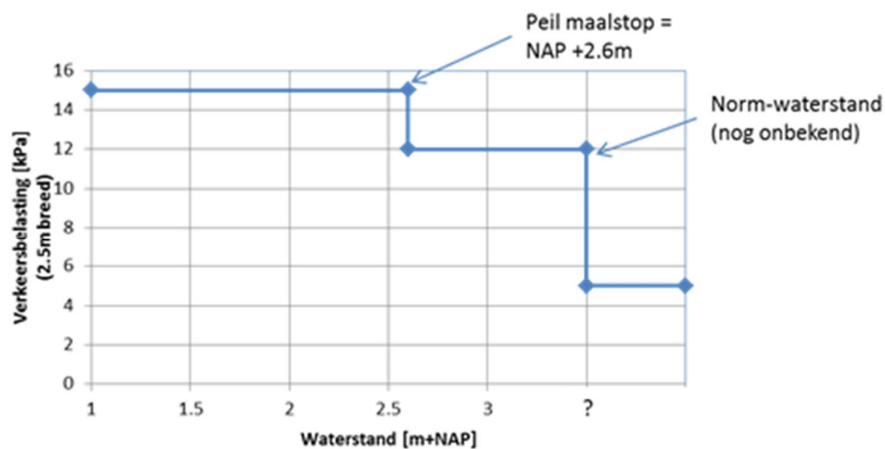
Voor dijkversterkingsontwerp is door het KPR een werkwijze opgesteld hoe met verkeersbelasting bij macrostabiliteit kan worden omgegaan (zie KPR (juli 2016 1)).

Daar waar hoogwaters afvoer gedomineerd zijn zoals bij de Hollandse IJsseldijken, lijken herstelwerkzaamheden (maatregelen bij hoge buitenwaterstanden) met zwaar materieel alleen realistisch bij waterstanden met overschrijdingskansen die groter zijn dan grofweg 1/100 per jaar. Het lijkt onwaarschijnlijk dat bij buitenwaterstanden met kleinere overschrijdingskansen zwaar materieel op een dijk wordt toegelaten zonder een kritische beoordeling vooraf.

Afhankelijk van de hoogte van de buitenwaterstand zal dus met een bepaalde kans op het voorkomen van verkeersbelasting rekening moeten worden gehouden. (Bij hoge waterstanden een lage kans).

Op basis hiervan is door HHSK te hanteren verkeersbelasting bepaald:

1. Bij normomstandigheden is er vrijwel geen verkeer op de dijk nodig of mogelijk. We houden rekening met een maximale bovenbelasting van 5 kPa. Dit is gebaseerd op voertuigen die vlak voor of na hoog water toch over de dijk rijden.
2. Bij peil maalstop (en gesloten SVK) NAP +2.60m is het 'business as usual'. Er is geen beperking. Het is echter niet reëel dat we in deze omstandigheden extreem zwaar vervoer toestaan. We houden rekening met een maximale bovenbelasting van 12kPa.
3. Onder dagelijkse omstandigheden zou een maximale belasting van 15 kPa mogelijk zijn. Zoals jullie weten is deze in het verleden wel eens gepasseerd (100 ton). Zoals aangegeven door Marco bestaat ook de situatie dat de dijk wordt geasfalteerd bij normaal hoog water, of misschien zelfs bij een hoogwater dat een keer per jaar voorkomt. Voor het asfalteren staan de asfaltwagens ook opgesteld en langere tijd (ca. 2 tot 3 uur) op één plek bij elkaar vergelijkbaar met het scenario uit de KPR factsheet met 15 kN/m² over 50 m (breedte 2,5 m). Deze belasting dus reëel tot peil maalstop NAP +2.6m).



Figuur A.16: te hanteren verkeersbelasting voor POVM cases KIJK

In de base case voor de toetssituatie is hier geen rekening mee gehouden. De genoemde differentiatie in verkeerbelasting leidt tot een oplopende betrouwbaarheidsindex bij hogere waterstanden (en lage verkeersbelasting), wat leidt tot onoverkomelijke problemen bij een FU analyse. Om dit te voorkomen is bij berekeningen bij een hogere waterstanden dan de maaltop toch uitgegaan van een verkeersbelasting van 15kPa. Dit is een conservatieve aanname.

A.7.2 Te hanteren zwaar transport voor observatie

In 2010 heeft een extreem zwaar transport plaatsgevonden zoals weergegeven in bijlage A.9.1. Dit is als observatie gebruikt voor case 2 en 3. Dit geeft een gemiddelde belasting van 14,5 kPa aangrijpend op rand asfalt bij de binnenkruin. Deze waarde is gebaseerd op een belasting van 100 ton verspreid over een lengte van 27 m met breedte van 2,5 m, zoals vermeld in het verslag van de vergunning.

Uit verkeerstellingen blijkt ook dat (normaal) zwaar verkeer veelvuldig gebruik maakt van de weg. Verkeer van 50 ton (vrachtwagens en trekkers met opleggers) en 60 ton (zelfrijdend materieel) kunnen ontheffingsvrij gebruik maken van deze weg.

In de base case voor de observatie is met bovengenoemde belastingen rekening gehouden.

- A.7.3 Modelleren verkeersbelasting en zwaar transport bij ontwerp respectievelijk observatie
Zowel voor de toetsituatie als de observatie is deze belasting gemodelleerd met 0% aanpassing van de wateroverspanning in de ondergrond als gevolg van de belasting. Voor een onderbouwning van dit uitgangspunt wordt verwezen naar paragraaf A.7.4. In de doorlatende funderingslaag/zandlaag is met 100% aanpassing van de wateroverspanning gerekend. In de klei boven het freatisch vlak onder dagelijkse omstandigheden worden weliswaar gedraineerde schuifsterkteparameters gebruikt, maar wordt ook een aanpassingspercentage van 0% aangehouden.
Zowel voor de toetsituatie als de observatie is niet gerekend met spreiding van de verkeerslast in de ondergrond. Voor een onderbouwning van dit uitgangspunt wordt verwezen naar paragraaf A.7.4.

Mogelijke 3D-effecten:

Voor de verkeersbelasting in de toets wordt verondersteld dat deze tweedimensionaal (2D) mag worden beschouwd. Dit is een conservatieve aanname.

Voor het opgetreden zwaar transport tijdens de observaties is die niet evident en dient afhankelijk van de lengte van het transport met 3D effecten rekening te worden gehouden. Dit is in bijlage A.10.2 weergegeven.

- A.7.4 Aanpassing en spreiding van de belasting in de ondergrond

In de stabiliteitsanalyse van de overleefde belastingsituatie moet de verkeersbelasting conservatief worden geschematiseerd. Dit wijkt af van de conservatieve werkwijze bij het toetsen op veiligheid en bij de werkwijze bij ontwerp. Een lagere berekende faalkans of hogere stabiliteitsfactor is een conservatieve benadering voor de observatie.

Voor de ontwerpsituatie wordt normaliter met een gering percentage aanpassing van de wateroverspanning in de ondergrond als gevolg van de bovenbelasting (verkeer) gerekend. Dit is een conservatief uitgangspunt.

Over de spreidingshoek is minder bekend. De meningen hierover zijn verdeeld, maar daarbij dient te worden opgemerkt dat de invloed hiervan met name bij geringe aanpassingspercentages zeer klein is. Meestal wordt deze spreidingshoek op 0% gesteld.

Naar bovengenoemde effecten is in het verleden onderzoek gedaan zoals Stowa rapport 2015-15A, "Aanvullende verkeersbelasting-proeven 2014", en in de Leidraad Toetsen op Veiligheid regionale waterkeringen zijn aanbevelingen gedaan. Hieruit blijkt dat het niet eenvoudig is om een goed onderbouwde keuze te doen voor aanpassing en spreiding. Dit is de reden dat in eerste instantie is onderzocht wat kwantitatief gezien de invloed van deze parameters is.

- A.7.4.1 *Aanpassing wateroverspanning in ondergrond:*

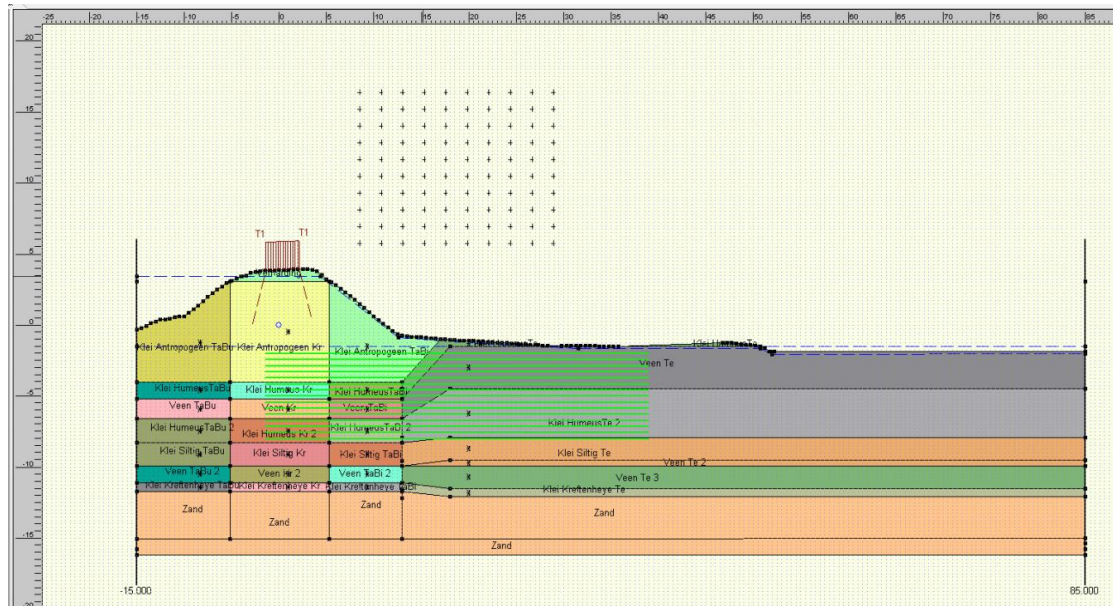
Teneinde de invloed van de aanpassingspercentages op de mate van stabiliteit in te schatten zijn voor profiel Dp 26.2+75 m (case 1) berekeningen uitgevoerd. (In deze analyses is gerekend met de proevenverzameling van sterkteparameters zoals deze door Fugro-RHDHV is gemaakt voor dijkversterking KJK (zie onderstaande tabel A.4 en de bijbehorende figuren). Hieruit volgt dan het verschil in stabiliteitsfactor bij 10% of 50% aanpassing 0,003 a 0,004 is.

Spreidingshoek en aanpassingspercentage in cohesieve lagen	13 kN/m ² 2,5 m breed	20 kN/m ² 2,5 m breed	14,2k N/m ² 3,52m breed (*)	13kN/m ² 2.5m breed, DO (**)
0° en 0%				0,904
0° en 100%				0,907
20° en 0%				0,898
20° en 100%				0,902
0° en 10%	0,884	0,861	0,870	
0° en 50%	0,887		0,874	
0° en 100%	0,891	0,870	0,878	
20° en 10%	0,883		0,869	
20° en 50%	0,886			
20° en 100%			0,878	

Tabel A.4.: SF-waarden uit gevoeligheidsberekeningen voor profiel Dp 26.2+75 m. (In deze berekeningen is gerekend met de proevenverzameling van sterkteparameters zoals deze door Fugro-RHDHV is gemaakt voor dijkversterking KIJK). Uitgangspunt is file DP_26_275_Basis.

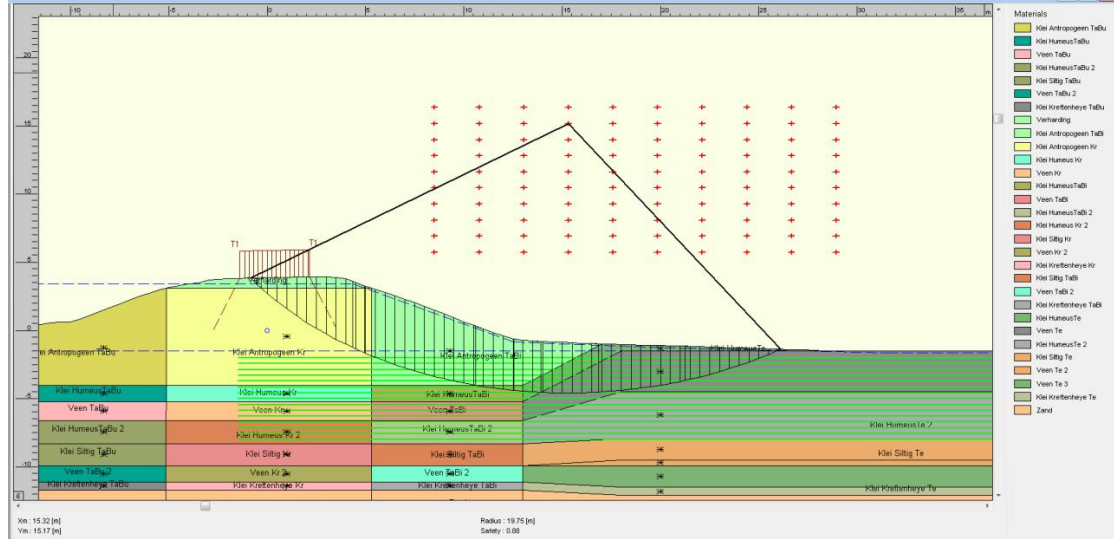
(*) Hier is een last van 20 kN/m² op een breedte van 2,5 m (Uitgaande van een last van 100 ton met lengte 20 m en breedte 2,5 m) gespreid in een funderingslaag / zandlaag van 1 m dik, waarbij de spreidingshoek 27° is. Dit geeft een belasting van 14,2 kN/m² over 3,52 m breedte, welke op de kruin van de dijk is gezet, zie figuren A.17 en A.18 hieronder.

(**) Met freatische lijn onder dagelijkse omstandigheden (ontleend aan file: 26.2+0.75hov_drained_Bishop. Boven het freatisch vlak is uitgegaan van gedraineerde parameters c' en phi (0 respectievelijk 30°). De glijcirkel blijkt niet of nauwelijks te veranderen, zie figuur A.19.



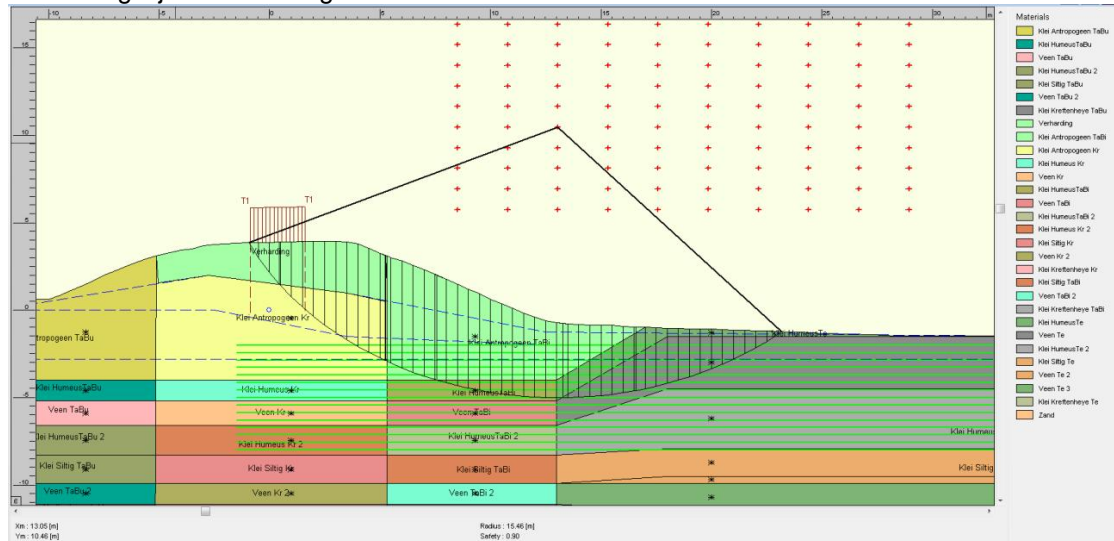
Figuur A-17 Dwarsprofiel en ondergrondopbouw Dp 26.2+75 m

De glijcirkel is als volgt:



Figuur A. 18: Maatgevende glijcirkel MHW omstandigheden Dp 26.2+7 5m

Onder dagelijkse omstandigheden wordt dit:



Figuur A. 19: Maatgevende glijcirkel onder dagelijkse omstandigheden Dp 26.2+75 m

A.7.4.2 Spreiding van de belasting in de ondergrond:

Als er een weg met fundering (puin en zand) op de dijk ligt, dan wordt de last hierdoor gespreid. Om de invloed hiervan te bepalen is een bredere lagere belasting aangenomen. Hiermee wordt gesimuleerd dat de last is gespreid in de funderingslaag, die in profiel 26.2+75m 1 tot 1,5 m dik is). Ook is een hogere smallere belasting (op de kruin van de dijk zonder spreiding in de funderingslaag aangenomen.

Hieruit volgt dat het verschil in stabiliteitsfactor zonder of met spreiding in de funderingslaag orde 0,009 is Dat wil zeggen de stabiliteitsfactor wordt hoger bij het meenemen van de spreiding in het wegcunet (bredere maar kleinere belasting, zie bovengenoemde tabel).

Ook is afgetast wat het effect überhaupt is van de keuze van de spreidingshoek, door voor profiel Dp 26.2+75 m berekeningen uit te voeren met een spreidingshoek van 0 en 20 graden. Hieruit volgt dan het verschil in stabiliteitsfactor bij 0 of 20 graden spreiding 0,001 is bij zowel 10% als 50% aanpassing.

Er zijn ook berekeningen uitgevoerd met de freatische lijn onder dagelijkse omstandigheden, zie bovengenoemde tabel. Voor de in het wegcunet gespreide belasting van $14,2 \text{ kN/m}^2$ volgt dat het effect van de spreidingshoek (0° of 20°) op SF 0,001 is. Het aanpassingspercentage van 0% ten opzichte van 100% geeft een verschil van 0,004.

A.7.4.3 Conclusies:

Aanpassing:

Teneinde de invloed van de aanpassingspercentages op de mate van stabiliteit in te schatten zijn voor profiel Dp 26.2+75m berekeningen uitgevoerd. Hieruit volgt dan het verschil in stabiliteitsfactor bij 10 of 50% aanpassing 0,003 a 0,004 is. Dit is zeer gering.

Spreidingshoek:

Te verwachten is dat de mate van stabiliteit afhankelijk is van de spreidingshoek. Opgemerkt wordt dat de spreidingshoek er minder toe doet als er geen aanpassing van de wateroverspanning in de ondergrond wordt gemodelleerd in DGeostability. Alleen in het momenten evenwicht wordt dit dan meegenomen. Spreiding van de belasting in het wegcunet moet mogelijk wel in de beschouwing worden meegenomen.

Spanningsspreiding in de ondergrond is in de gebruikte stabiliteitsmodellen binnen D-Geostability (Bishop en LiftVan) niet aanwezig. Belangrijkste en eerste argument om geen spreiding aan te houden is dat in model Bishop en LiftVan gebruik wordt gemaakt van de lamellenmethode om stabiliteit te berekenen. Hier zit geen spannings spreiding in. De overweging om dan uit te gaan van 0 graden is dat we geen lamellen willen die wel de lusten, maar niet de lasten krijgen. D.w.z., wel een verhoging van de effectieve spanningen, maar niet de bovenbelasting die meedoet in het momentenevenwicht.

In de adviespraktijk binnen GeoDelft/Deltares was het dan ook gebruikelijk om voor de spreidingshoek 0 graden op te geven. Dit is dan ook de reden om spreiding van de bovenbelasting dan ook niet in de stabiliteitsanalyse binnen de WBI Kernel op te nemen.

Ondanks bovengenoemde is ook afgetast wat het effect überhaupt is van spreiding:

Uit de berekeningsresultaten met spreidingshoeken variërende tussen 0 en 20 graden volgt dan het verschil in stabiliteitsfactor 0,001 is, zowel bij 10% als 50% aanpassing. Dit is dus verwaarloosbaar.

Als er een weg met fundering (puin en zand) op de dijk ligt, dan wordt de last hierdoor echter wel gespreid. Uit de gevoeligheidsanalyses waarbij de spreiding handmatig is gemodelleerd volgt dat het verschil in stabiliteitsfactor orde 0,009 is, waarbij de stabiliteit hoger is bij een bredere en lagere belasting. Het niet meenemen van deze spreiding lijkt voor de observatie dus een iets te optimistische aanname. Hierbij dient wel te worden opgemerkt dat deze methode van schematiseren conservatief is vanwege het feit dat de belasting niet ter hoogte van de onderkant van de fundering maar op de kruin wordt aangebracht. Hierdoor wordt een te groot deel van de belasting(effecten) in het glijvlak opgenomen. In DGeoStability is het modelleren van een belasting in de geometrie (het dijklichaam) niet mogelijk (alleen op het maaiveld).

Bovengenoemde analyses zijn uitgevoerd met ongedraineerde sterkteparameters. Voor de hier te beschouwen cases zal boven het freatisch vlak met gedraineerde parameters worden gerekend. Door een toename van de effectieve spanning boven het freatische vlak wordt hierdoor een iets grotere sterkte-toename verwacht dan bij gebruik van ongedraineerde sterkteparameters. Uit de analyses volgt dat het verschil is stabiliteitsfactor bij 0 of 20 graden

spreiding 0,006 (bij 0% aanpassing) á 0,005 is (bij 100% aanpassing). Het niet meenemen van spreiding geeft een hogere stabiliteitsfactor. Dit is dus een conservatieve aanname voor de observatie. Het niet meenemen van deze spreiding is voor de observatie dus een conservatieve aanname.

A.8 Zichtperiode

In overleg met HHSK is voor de 'herbeoordeling' in het kader van dit onderzoek in eerste instantie een kortere zichtperiode aangehouden dan voor versterking en is uitgegaan van het zichtjaar 2035. De onderbouwing hiervan is als volgt:

Voor een formele toetsing zou een beperkte zichtperiode kunnen worden gehanteerd. De eerste toetsing dient in 2023 te worden opgeleverd. Een zichtperiode van 8 jaar (t.o.v. 2015 als startpunt). (opgemerkt wordt dat hiervan uitgaande er een hoogtetekort voor vermoedelijk 50% van KIJK is).

Voor de zichtperiode is ten behoeve van de consequentieanalyse (RoyalHaskoningDHV (2016)) het jaar 2035 aangehouden. Hierbij is de max. toelaatbare faalkans gehanteerd (niet de signaalwaarde). Doel van de consequentieanalyse is om de scope van dijerversterking KIJK te bepalen. Als hieruit zou volgen dat een dijkvak voldoet zou de conclusie zijn dat niet wordt versterkt en valt dit dijkvak dus buiten de scope van KIJK. Uit de consequentie analyse volgt dat alle dijkvakken binnen de scope blijven.

Voor dijerversterking wordt in het algemeen een grotere zichtperiode gehanteerd, nl. 50 jaar voor oplossingen in grond en 100 jaar voor constructies. Omdat dijerversterking voor KIJK complex is en elke maatregel lastig is in te passen overweegt HHSK om voor dijerversterking een kortere zichtperiode te nemen. Wellicht wordt dit 2050 (dus zichtperiode 35 jaar). Mogelijk dat voor dijkhoogte een nog kortere periode wordt gekozen als voor bepaalde dijkvakken blijkt dat de benodigde verhoging voor zichtperiode 2050 niet haalbaar is zonder 'extreme' maatregelen.

De actuele sterkte analyses zijn bedoeld als scope bepaling en dus dient het zichtjaar 2035 te worden gehanteerd net als bij de consequentieanalyse.

Opgemerkt wordt dat ongeacht het eventueel goedkeuren van de macrostabiliteit van het binnentalud op basis van dit actuele sterkteonderzoek dijkverhoging wel zal moeten plaatsvinden. Afhankelijk van het resultaat van de stabiliteitanalyses zal dan discussie volgen of het betreffende dijkvak dan dient te worden versterkt voor zichtperiode 2035 of bijvoorbeeld 2050. Hiervoor zullen dan aanvullende analyses nodig zijn.

A.9 Overleefde belastingen

Voorafgaand aan de faalkans update analyses is onderzoek gedaan naar belastingsituaties in het verleden (Van Hoven, 2016). Deze paragraaf bevat een korte samenvatting van het rapport ten aanzien van de overleefde belastingen die zijn gebruikt voor de FU analyses.

- A.9.1 Zwaar transport (verkeersbelasting bij dagelijkse omstandigheden en extreem transport)
Over de kruin van de dijk ligt een weg welke voor veel bedrijven en particulieren aan de dijk de enige ontsluiting vormt. Verkeer van 50 ton (vrachtwagens en trekkers met opleggers) en 60 ton (zelfrijdend materieel) kunnen ontheffingsvrij gebruik maken van deze weg. Uit verkeerstellingen blijkt dat dit zware verkeer veelvuldig gebruik maakt van de weg, ook in Noordelijke richting, waarbij het verkeer aan de binnenkant van de dijk rijdt. Dit is voor macrostabiliteit binnenwaarts de ongunstige kant. Gezien de intensiteit van het verkeer en de redelijk smalle weg is de kans groot dat zware vrachtwagens bij de drie uitgewerkte locaties hebben stilgestaan of stapvoets gereden.

Naast het ontheffingsvrij verkeer zijn er diverse malen ontheffingen afgegeven. Voor case 2 en 3 geldt dat hier in 2012 transporten van 100 ton zijn langsgekomen, met een lengte van 27 m en een spoorbreedte van 2,5 m. Dit geeft een gemiddelde belasting van $14,5 \text{ kN/m}^2$. Dit betreft ook transport in Noordelijke richting. Voor deze cases zijn deze overleefde belastingen gebruikt voor de FU analyses.

Voor case 1 zijn geen ontheffingen van zwaar transport beschikbaar.

A.9.2 1953 hoogwater

Tijdens de stormvloed van 1953 is het waterpeil in de Hollandse IJssel zeer hoog geweest, ca. NAP +3,75 m bij Gouda en ca. NAP +3,72 m bij Krimpen a/d IJssel.

De hoge waterstand ging gepaard met harde wind en golven. Dit heeft op enkele plekken op het buitentalud geleid tot afslag van het dijkprofiel. Ook is er op grote schaal golfoverslag opgetreden wat heeft geleid tot erosieschade en soms oppervlakkig afschuiven van de bekleding van het binnentalud. Net ten zuiden van HM 29.1 is de dijk doorgebroken.

Ter plaatse van de drie cases was echter geen significante schade als gevolg van instabiliteit. De hoeveelheid overslag bij de drie cases is onzeker. Het is wel waarschijnlijk dat er overslag is geweest. Bij case 3 is het zelfs zeer aannemelijk dat er overslag was, of zelfs overloop (Echter, de mate van verzadiging van het dijklichaam ten tijde van de historische situatie is onbekend). Kruinhoogtemetingen in 1943 en 1953 laten zien dat de kruinhoogte bij case 3 iets lager was dan de hoogste waterstand in 1953 van NAP +3,75 m.

In de weken tot enkele maanden voorafgaand aan de stormvloed was er relatief weinig neerslag.

Voor Case 1 is deze overleefde belasting gebruikt voor de FU analyses terwijl voor case 3 is verkend in hoeverre deze belasting relevant is voor de FU analyses.

A.9.3 Zware regenval met verhoging freatische lijn (1975 en 2016)

Vanaf 1953 tot heden zijn voor verschillende meetpunten in de regio van de IJssel neerslaggegevens bekend.

Een extreme neerslaggebeurtenis is gemeten op 24 juni 1975 toen er in één dag 145 mm regen werd gemeten en 403 mm in 7 dagen rondom deze piek. Dit is gemiddeld 58 mm per dag. Er werden ten tijde van deze neerslag geen waterspanningen in de dijk gemeten, zodat niet kan worden vastgesteld wat de respons destijds was.

Sinds begin 2016 worden waterspanningsmetingen uitgevoerd. De metingen zijn gerapporteerd in Van Hoven (november 2016). In juni 2016 viel relatief veel neerslag. In meetstation Rotterdam werd een maximale dagsom van 37 mm gemeten en over 7 dagen 80 mm. Dit is gemiddeld 11 mm per dag, ofwel de helft van wat in de dijkpraktijk wordt gezien als extreme neerslag (22 mm per dag over 7 dagen). De respons van de waterspanningen op deze hoge neerslag is gemeten en verwerkt tot een schematisering van de toename van de waterspanningen in het dijkprofiel (november 2016).

De waterspanningen in de dijk vertonen een geringe reactie op neerslag. Het lijkt daardoor minder zinvol om extreme neerslag als observatie te beschouwen. Er is meer waarde gehecht aan de observaties van zwaar transport en het hoogwater van 1953.

A.10 Typisch verwaarloosde sterktebijdragen

A.10.1 Extra sterkte in de capillaire en onverzadigde zone voor observatie

De (extra) schuifsterkte boven het freatisch vlak in de onverzadigde zone en (extra) sterkte door wateronderspanningen in de capillaire zone kunnen in principe een belangrijke rol spelen in de macrostabiliteit. In bijlage C is deze invloed onderzocht waarbij onderscheid dient te worden gemaakt tussen de effecten voor de analysestappen 1+2 en analysestap 3.

Analysestappen 1 en 2:

Voor de analysestappen 1 en 2 kunnen deze worden verwaarloosd. Dit is een conservatieve aanname.

Analysestap 3 (faalkans updating):

In de studie naar bewezen/actuele sterkte Faalkans Updating speelt de vraag in hoeverre de extra sterkte als gevolg van capillaire spanningen en onverzadigde sterkte een verborgen veiligheid in de geobserveerde situatie is. Het meenemen van een verborgen veiligheid in een observatie kan onterecht zijn en hiermee het effect van bewezen sterkte overschatten.

Als blijkt dat deze extra sterkte voor de observatie aannemelijk is, deze in basis ook aannemelijk is voor de situatie tijdens MHW. Dit kan het geval zijn als observatie een situatie tijdens extreem hoog water betreft (in onderhavig geval de situatie van 1953) en de toets bij MHW. Voor deze gevallen behoeft de extra sterkte in basis dan ook niet te worden beschouwd omdat het effect tijdens de observatie dan nl. wegvalt tegen het effect tijdens de Toetssituatie.

Als voor de observatie het waterspanningsbeeld significant afwijkt ten opzichte van de toets (in onderhavig geval wordt voor de toets uitgegaan van volledige verzadiging door overslag terwijl dit voor de observatie niet het geval is) kan de invloed significant zijn. Voor deze gevallen wordt aanbevolen de extra sterkte in de observatie te beschouwen.

Kanttekeningen:

- Voor grote glijvlakken is de invloed kleiner. Dit kan van geval tot geval verschillen.
- Als op basis van de faalkansanalyses (fragility-curves) blijkt dat de situatie met verzadiging door overslag plaatsvindt bij buitenwaterstanden met geringe kans van voorkomen, is de invloed minder (Dit is het geval voor de cases 1 en 2, zie paragraaf 3.3).

A.10.2 3D effecten door opritten en verkeersbelasting

Er zijn verschillende 3D effecten waar afhankelijk van de beschouwde analysestap rekening mee dient te worden gehouden ter bepaling van de macrostabiliteit. Navolgend is de invloed van deze effecten beschouwd.

Invloed van beperkingen van het rekenmodel:

Het gebruikte rekenmodel is 2D terwijl een schuifvlak eindig is. In het algemeen wordt veelal gesteld dat schuifvlakken waarbij opdrijven speelt voor een rivierdijk een breedte hebben van circa 50 m. Als opdrijven niet speelt (zoals in onderhavig project) mag worden verondersteld dat schuifvlakken minder groot zijn (minder volume) en dat daardoor de breedte van het schuifvlak ook minder is. Veelal wordt breedte van het schuifvlak verondersteld van circa 30 m voor een rivierdijk.

De werkelijke breedte van een schuifvlak is van vele factoren afhankelijk maar duidelijk is ook dat er een verband zit tussen de grootte van het schuifvlak in het dwarsprofiel gezien (2D) en de breedte in lengterichting van de dijk. Als de stabiliteit wordt berekend met een 2D model dient hiermee dus rekening te worden gehouden. Dit wordt gedaan middels de modelfactor die afhankelijk is van het gebruikte berekeningsmodel zie bijlage A.11.

Invloed van opritten:

Binnen de scope van KIJK zijn veelvuldig opritten binnendijks aanwezig met soms relatief korte onderlinge afstanden. Deze opritten beïnvloeden de macrostabiliteit. Een oprit haaks op de dijk zorgt voor een hogere (lokale) stabiliteit. Als de afstanden tussen de opritten relatief gering zijn zal dit een positief effect kunnen hebben op de stabiliteit tussen de opritten. Met dit positieve effect wordt in het algemeen geen rekening gehouden bij toets- en ontwerpberekeningen, hetgeen een conservatief uitgangspunt is.

Voor analysestap 3 ligt dit echtere genuanceerder.

Voor bewezen sterkte (Faalkans Updating) speelt de vraag in hoeverre de extra sterkte een verborgen veiligheid in de geobserveerde situatie is. Het meenemen van een verborgen veiligheid in een observatie kan onterecht zijn en hiermee het effect van bewezen sterkte overschatten.

Voor de volledigheid wordt opgemerkt dat deze problematiek dus niet speelt voor de analyse stappen 1 en 2.

Teneinde deze invloed te bepalen is de verhouding van de trajectlengte tussen de opritten en de grootte van het glijvlak van belang. Dit is hieronder voor 3 cases beschouwd:

- Case 1: Dp 26.2+75m:
Over 35m breedte is binnendijks geen bebouwing binnendijks aanwezig. De afstand tussen de opritten is groter dan 50m. De straal R van de grootste maatgevende glijvlakken is circa 15m (zie paragraaf 3.3.1) en de lengte van het glijvlak is circa 20m.
- Case 2: Dp 36.9+51m:
Over 40m breedte is geen bebouwing binnendijks aanwezig. De lengte tussen de opritten is groter dan 45m. De straal R van de grootste maatgevende glijvlakken is kleiner dan 20 m (zie paragraaf 3.3.2) en de lengte van het glijvlak is circa 20m
- Dp 40.5+50m (zelfde als 40.5+60m): Over 50m breedte is geen bebouwing binnendijks aanwezig van km 40.52 tot 40.57. De lengte tussen de opritten is groter dan 40m. De straal R van de grootste maatgevende glijvlakken is kleiner dan 20 m en de lengte van het glijvlak is kleiner dan 20m (zie paragraaf 3.3.3).

Uit bovenstaande volgt dat de grootste maatgevende glijvlakken voor de 3 cases aanmerkelijk kleiner zijn dan de trajectlengten tussen de opritten. De 3D effecten van de opritten voor de stabiliteit tussen de opritten kunnen dan ook als verwaarloosbaar worden beschouwd.

Invloed van zwaar transport uit het verleden:

Extreem zwaar transport 100 ton (2010):

Een van de te beschouwen observaties betreft opgetreden zwaar verkeer. In 2010 is nl. ontheffing gegeven voor een transport van circa 100 ton. De breedte van dit transport was 3.7m (2.5m op de verharding) met een breedte van 27m. Dit transport is zonder schade aan de dijk opgetreden en heeft plaatsgevonden ter plaatse van o.a. Dp 36.9+26m (case 2) en Dp 40.5+50m (case 3).

Uit bovenstaande volgt dat de grootte van de grootste maatgevende glijvlakken voor de 2 cases aanmerkelijk kleiner is dan de lengte van het transport. Voorzichtige conclusie hieruit is dat 3D effecten van het zwaar transport voor de stabiliteit tussen de opritten kan worden verwaarloosd.

Zwaar transport 50 tot 60 ton):

Verder volgt uit verkeerstellingen dat er grote kans is dat transport van 50 tot 60 ton op alle voor het bewezen sterkteonderzoek beschouwde locaties heeft stilgestaan hetgeen niet tot problemen (grote vervormingen/ begin van afschuiven) heeft geleid. Deze belasting heeft echter een lengte van 12 tot 20m.

Uit bovenstaande volgt dat de grootte van de grootste maatgevende glijvlakken voor de cases vergelijkbaar of groter zijn dan de lengte van het transport waardoor 3D effecten van het zwaar transport voor de macro stabiliteit niet in alle gevallen kan worden verwaarloosd. Uit de resultaten in tabel A.5 volgt dat voor deze case dan met een belasting van 9.8 kN/m² over een breedte van 2.5 m kan worden gerekend. Indien rekening wordt gehouden met de lengte van het glijvlak kan een 3D-effect factor worden berekend waarmee een belasting kan worden berekend als ware die aanwezig over de gehele lengte van het glijvlak.

Tabel A.5: Bepaling 3D effect factor en gecorrigeerde belasting

massa voertuig	lengte	breedte	belasting	lengte glijvlak	3D effect factor	gecorrigeerde belasting	lengte glijvlak	3D effect factor	gecorrigeerde belasting
[kg]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[m]	[-]	[kN/m ²]	[m]	[-]	[kN/m ²]
50000	12	2.55	16.03	30	0.4	6.4	20	0.6	9.6
60000	20	3.00	9.81	30	0.666667	6.5	20	1	9.8
50000	16.5	2.55	11.66	30	0.55	6.4	20	0.825	9.6
12500	10	2.50	4.91	30	0.333333	1.6	20	0.5	2.5
3000	5	2	2.94	20	0.25	0.7	20	0.25	0.7

A.11 Norm/Betrouwbaarheidseis

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.

Zonder overslag:

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

- $P_{e_{is};d_{sn};HW} = 9,7E-07$ per jaar, of $\beta = 4,76$ per jaar (afgerond 4.8)
- $P_{e_{is};d_{sn};NHW} = 5,9E-06$ per jaar, of $\beta = 4,38$ per jaar (afgerond 4.4)

Waarin $P_{e_{is};d_{sn};HW}$ de eis is voor de belastingsituaties samenvallend met hoogwater en $P_{e_{is};d_{sn};NHW}$ de eis is voor situaties niet samenvallend met hoogwater (zoals extreme neerslag).

Zoals in paragraaf 2.1 van dit rapport is aangegeven bestaat de mogelijkheid om in de faalkanseis te optimaliseren door faalkansruimte uit te wisselen tussen verschillende mechanismen. Zo kan bijvoorbeeld een minder strenge eis voor macrostabiliteit worden gebruikt ten koste van een strengere eis voor piping. Met name voor de hier beschouwde IJsseldijken is dit een bijzonder gunstige optimalisatie mogelijkheid. Het faalmechanisme piping is nl. nauwelijks of niet relevant voor deze dijken waardoor het stellen van een strengere eis nauwelijks tot geen consequenties heeft voor dit mechanisme. Versoepeling van de eis voor macrostabiliteit geeft echter significante optimalisatie.

Uitgaande van een faalkansbudget van 0,24 (24%) voor macrostabiliteit, kan de faalkanseis op doorsnede niveau kan worden berekend als:

- $P_{e_{is};d_{sn};HW} = 5,8E-06$ per jaar, of $\beta = 4,4$ per jaar (afgerond 4.4).

In onderhavig onderzoek is hier dan ook vanuit gegaan. Dit uitgangspunt wordt ook door KIJK overwogen waarbij wordt opgemerkt dat dit dan voor het gehele traject 15-3 dient te worden gekozen.

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:

- $\gamma_{n,HW} = 1,10$ [-] voor faalkansbudget van 0,04 (4%) voor macrostabiliteit.
- $\gamma_{n,NHW} = 1,02$ [-] voor faalkansbudget van 0,24 (24%) voor macrostabiliteit.

Voor de modelfactor (semi-probabilistische analyses) geldt voor UpliftVan een waarde van $\gamma_d = 1,06$ en voor Bishop $\gamma_d = 1,11$. Voor de probabilistische analyses is voor model UpliftVan een modelfactor aangehouden conform WBI van 0.995 (gemiddelde waarde) met een standaardafwijking van 0.033.

Voor de schematiseringsfactor (in de semi-probabilistische analyse) vooralsnog van een waarde van $\gamma_s = 1,10$ uitgegaan. Deze waarde kan als vrij conservatief worden bestempeld gezien het vele grondonderzoek en monitoring.

De schematiseringonzekerheid voor probabilistische analyses voor wat betreft ondergrondopbouw en waterspanningen dient bij probabilistische analyses vooralsnog handmatig (middels het beschouwen van scenario's) te worden meegenomen. Omdat de grondlagenopbouw en grensspanningen zijn gebaseerd op het vele onderzoek dat in het betreffende dwarsprofiel is uitgevoerd is de schematiseringonzekerheid op dwarsprofielniveau erg klein en verwaarloosd. Voor vertaling van het resultaat van dwarsprofiel naar dijkvak dient hiermee rekening te worden gehouden. Dit is in H4 en bijlage F weergegeven. Dit is dan ook de reden dat de analyses vooralsnog alleen betrekking hebben doorsnedeniveau. Opgemerkt wordt wel dat voor de waterspanningen een conservatieve schematisering is aangehouden.

Voor de gehanteerde materiaalfactoren wordt verwezen naar bijlage A.4.1.

Met overslag:

Op basis van KPR factsheet "Voorlopige werkwijze macrostabiliteit met golfoverslag" KPR (2016 2) volgt voor de situatie met overslag.

De faalkanseis is gelijk als die voor zonder overslag.

De kans op overslag grotere van 1 l/s/m is gelijk aan de faalkanseis en is $1/25,000$ ($4 \cdot 10^{-5}$)

De faalkanseis voor macro-instabiliteit gegeven significante golfoverslag bedraagt:

- $P_{T,stbi,q} = 9.7 \cdot 10^{-7} / 4 \cdot 10^{-5} = 2.4 \cdot 10^{-2}$ (1/40)
- $b_{T,stbi,q} = 2.0$

De berekende schadefactoren zijn als volgt:

- $\gamma_{n,HW} = 1,00$ [-] voor faalkansbudget van 0,04 (4%) voor macrostabiliteit.
- $\gamma_{n,NHW} = 0.94$ [-] voor faalkansbudget van 0,24 (24%) voor macrostabiliteit.

Voor de modelfactor (semi-probabilistische analyses) geldt voor UpliftVan een waarde van $\gamma_d = 1,04$. Voor de modelfactor voor de probabilistische analyses is dezelfde waarde aangehouden als die voor zonder overslag.

De schematiseringsfactor is gelijk als die voor zonder overslag en voor de gehanteerde materiaalfactoren wordt eveneens verwezen naar bijlage A.4.1.

De gehanteerde waarden zijn in onderstaande tabel samengevat.

Tabel A.6. Veiligheidseisen binnenwaartse stabiliteit voor beschouwde cases uitgaande van faalkansruimte 24%, modelfactor LiftVan 1.06, en schematiseringsfactor 1.10.

Trajectnorm	1/3000 (afkeurgrens)
Vereiste betrouwbaarheidsindex macrostabiliteit binnentalud (doorsnede)	$\beta = 4.4$
Vereiste stabiliteitsfactor	SF = 1.19 (SF = 1.08 bij verzadiging door overslag)

A.12 Software

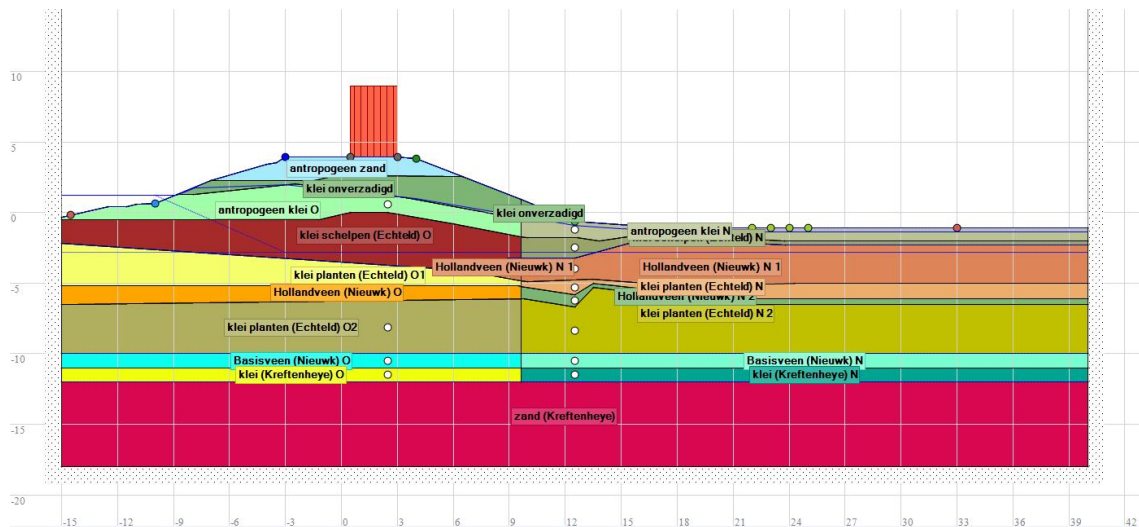
Voor het berekenen van de stabiliteitsfactor voor binnenwaartse macro-stabiliteit is gebruik gemaakt van een ontwikkelversie (bèta-versie) van D-GeoStability (-rto) dd. 14 april 2016. Voor het berekenen van fragility curves en het berekenen van de faalkans is gebruik gemaakt van de Probabilistic Toolkit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

B Gevoeligheidsanalyses met volumegewicht als stochast

B.1 Inleiding

De te hanteren volumegewichten zijn gebaseerd op het in de betreffende dwarsprofielen uitgevoerde grondonderzoek (Boringen met gestoken bussen). Voor de volumegewichten worden de in het laboratorium bepaalde gemiddelde waarden gehanteerd (conform de vigerende richtlijnen). Ook in de probabilistische analyses is het volumegewicht als een deterministische variabele geïmplementeerd. Ook voor het volumegewicht is uiteraard sprake van onzekerheid.

Deze bijlage presenteert de resultaten van een gevoeligheidsanalyse voor de betrouwbaarheid van een geschematiseerde dwarsdoorsnede voor dijkversterking KIJK (zie figuur B.1). Hiervoor is de dwarsdoorsnede ter plaatse van Dp 26,2+075 m geselecteerd.



Figuur B.1 Schematische weergave dwarsdoorsnede Dp 26,2+075 m

Deze gevoeligheidsanalyse betreft de invloed van de variatie in volumegewichten van de grondlagen op de betrouwbaarheid van de beschouwde dwarsdoorsnede. De gevoeligheidsanalyse is uitgevoerd door het volumegewicht van alle lagen als een stochastische variabele mee te nemen in de analyse. In paragraaf B2 wordt de gehanteerde methode toegelicht, waarna in paragraaf B3 de uitgevoerde analyse en de resultaten worden gepresenteerd.

B.2 Relatie tussen volumegewicht(en) en grensspanning(en)

Elke verandering in volumegewicht van een of meerdere grondlagen heeft een effect op de grensspanning(en), sinds geldt dat: $\sigma'_{vy} = \sigma'_v + POP$. De dikte en volumegewichten van de aanwezige grondlagen bepalen samen met de waterspanning de effectieve spanning. Hierdoor heeft het volumegewicht een directe relatie met de grensspanning. Om te bepalen wat een verandering in volumegewichten heeft op de verandering in grensspanningen, moet de verandering in effectieve spanning berekend worden.

B.2.1 Verandering in effectieve spanning

Voor elk grensspanningspunt zijn de bovenliggende laagdiktes bepaald. De grensspanningen zijn afgeleid onder dagelijkse omstandigheden in 2015 en dus is de laagindeling van de huidige situatie gebruikt bij het bepalen van de laagdiktes. In tabel B1 en B2 zijn per grensspanningspunt de in rekening te brengen laagdiktes van de bovenliggende lagen aangegeven. De laag waarin het grensspanningspunt aanwezig is wordt voor de helft in rekening gebracht, aangezien het grensspanningspunt in het midden van de laag wordt geplaatst.

Tabel B1: in rekening te brengen laagdiktes per grensspanningspunt onder de kruin

	d zand ant [m]	d klei onv [m]	d klei ant [m]	d klei schelp [m]	d klei plant [m]	d holl. veen1 [m]	d klei plant [m]	d basis- veen [m]	d klei Kref [m]
Punt 1 (klei antropogeen)	1,35	1,4	0,6						
Punt 2 (klei schelpen)	1,35	1,4	1,2	1,87					
Punt 3 (klei planten)	1,35	1,4	1,2	3,75	0,72				
Punt 4 (hollandveen)	1,35	1,4	1,2	3,75	1,45	0,5			
Punt 5 (klei planten)	1,35	1,4	1,2	3,75	1,45	1,0	1,9		
Punt 6 (basisveen)	1,35	1,4	1,2	3,75	1,45	1,0	3,8	0,5	
Punt 7 (Klei Kreftenheye)	1,35	1,4	1,2	3,75	1,45	1,0	3,8	1,0	0,5

Tabel B.2: in rekening te brengen laagdiktes per grensspanningspunt onder de teen

	d klei onv >PL [m]	d klei ant <PL [m]	d klei schelp [m]	d holl.- veen 1 [m]	d klei plan 2 [m]	d holl.- veen 2 [m]	d klei plant [m]	d basis- veen [m]	d klei Kref [m]
Punt 1 (klei antropogeen)	0,3	0,3	-	-	-	-	-	-	-
Punt 2 (klei schelpen)	0,3	0,9	0,7	-	-	-	-	-	-
Punt 3 (hollandveen)	0,3	0,9	1,4	0,77	-	-	-	-	-
Punt 4 (klei planten)	0,3	0,9	1,4	1,55	0,5 2	-	-	-	-
Punt 5 (hollandveen)	0,3	0,9	1,4	1,55	1,0 5	0,45	-	-	-
Punt 6 (klei planten)	0,3	0,9	1,4	1,55	1,0 5	0,9	1,65	-	-
Punt 7 (basisveen)	0,3	0,9	1,4	1,55	1,0 5	0,9	3,3	0,5	-
Punt 8 (klei Kreftenheye)	0,3	0,9	1,4	1,55	1,0 5	0,9	3,3	1,0	0,5

De waterspanningen blijven gelijk voor de situatie waarbij de grensspanningen veranderen. Daarom zal een verandering in (totale) grondspanning resulteren in een identieke verandering in de effectieve spanning. Dus door voor alle grensspanningspunten wordt de verandering in effectieve spanning berekend volgens formule:

$$\Delta\sigma'_v = \sum(d_i * \Delta\gamma_i) \quad (\text{vgl. 1})$$

Waarin d_i de laagdikte van laag i is en $\Delta\gamma_i$ de verandering van het volumegewicht van laag i.

B.2.2 Verandering in grensspanning

Wanneer het volumegewicht wordt gemodelleerd als een stochast resulteert dit in extra spreiding van de grensspanning. De verdeling van de grensspanning is in dit geval een functie van:

- De initiële gemiddelde grensspanning $\sigma'_{vy,basecase}$
- De intrinsieke onzekerheid van de grensspanning $\varepsilon_{\sigma'_{vy,basecase}}$
- De verandering in effectieve spanning door aanname volumegewicht als een stochast $\Delta\sigma'_v$

De verandering in grensspanning kan dan vervolgens worden berekend met:

$$\sigma'_{vy,NEW} = \sigma'_{vy,basecase} + \Delta\sigma'_v + \varepsilon_{\sigma'_{vy,basecase}} \quad (\text{vgl. 2})$$

B.3 Analyse

B.3.1 Variaties in volumegewichten

De in het hoofdrapport gehanteerde volumegewichten zijn gemiddelde waarden van de boringen en zijn weergegeven in de eerste twee kolommen van tabel B3. Uit de monsterlijsten (B103 voor kruin, B104 voor teen) blijkt daarnaast dat er voor elke grondlaag ca. 1-1,5 kN/m³ boven en onder de gemiddelde waarde monsters voorkomen. Uitgedrukt in percentages betekent dit grofweg tussen de 5 en 15% van het volumegewicht van de grondlagen. Daarom lijkt het realistisch om als bandbreedte 10% hogere en lagere volumegewichten te hanteren voor de gevoeligheidsanalyse. Voor klei en veenlagen geldt dat $Y_{unsat} = Y_{sat}$. De gemiddelde volumegewichten en de volumegewichten voor de twee verschillende scenario's zijn vermeld in tabel B3.

Tabel B3 – Gemiddelde waarden van de volumegewichten voor kruin en teen (case 1)

Grondlaag KRUIN	Gemiddelde		+10%		-10%	
	Y _{unsat} [kN/m ³]	Y _{sat} [kN/m ³]	Y _{unsat} [kN/m ³]	Y _{sat} [kN/m ³]	Y _{unsat} [kN/m ³]	Y _{sat} [kN/m ³]
ANTROPOGEEN ZAND	18,00	20,00	19,80	22,00	16,20	18,00
ANTROPOGEEN KLEI O/ KLEI ONVERZADIGD	18,70	18,70	20,75	20,75	16,83	16,83
KLEI SCHELLEN O	18,30	18,30	20,13	20,13	16,47	16,47
KLEI PLANTEN O1	16,10	16,10	17,71	17,71	14,49	14,49
HOLLANDVEEN O	10,70	10,70	11,77	11,77	9,86	9,86
KLEI PLANTEN O2	15,50	15,50	17,05	17,05	13,95	13,95
BASISVEEN O	12,30	12,30	13,53	13,53	11,07	11,07
KLEI KREFTENHEYE O	15,50	15,50	17,05	17,05	13,95	13,95
ZAND	18,00	20,00	19,80	22,00	16,20	18,00

Grondlaag TEEN	Gemiddelde		+10%		-10%	
	Y _{unsat} [kN/m ³]	Y _{sat} [kN/m ³]	Y _{unsat} [kN/m ³]	Y _{sat} [kN/m ³]	Y _{unsat} [kN/m ³]	Y _{sat} [kN/m ³]
ANTROPOGEEN KLEI N	16,40	16,70	18,04	18,37	14,76	15,03
KLEI SCHELLEN N	14,80	14,80	16,28	16,28	13,32	13,32
HOLLANDVEEN N1	10,20	10,20	11,22	11,22	9,86	9,86
KLEI PLANTEN N1	15,50	15,50	17,05	17,05	13,95	13,95

HOLLANDVEEN N2	12,00	12,00	13,20	13,20	10,80	10,80
KLEI PLANTEN N2	14,90	14,90	16,39	16,39	13,41	13,41
BASISVEEN N	10,60	10,60	11,66	11,66	9,86	9,86
KLEI KREFTENHEYE N	15,30	15,30	16,83	16,83	13,77	13,77
ZAND	18,00	20,00	19,80	22,00	16,20	18,00

Doordat de volumegewichten voor elke grondlaag ca. 5-15% kan variëren, zal ook de grensspanning variëren. Per grensspanningspunt is berekend wat de bandbreedte van de waarde van de grensspanning is op basis van 10% variatie in volumegewichten. Hierbij is uitgegaan van de twee meest 'extreme' scenario's waarbij:

1. De volumegewichten van **alle** lagen met 10% toe is genomen ten opzichte van de basecase.
2. De volumegewichten van **alle** lagen met 10 % af is genomen ten opzichte van de basecase.

De resultaten van deze scenario's geven dus de range aan tot welke grensspanningspunten deze extreme scenario's kunnen leiden. In werkelijkheid zijn deze scenario's echter zeer onwaarschijnlijk, omdat het niet waarschijnlijk is dat de volumegewichten van **alle** lagen overschat of onderschat zijn. De resultaten zijn weergegeven in tabel B.4

Tabel B.4 – Berekening aanpassing grensspanningen extreme scenario's volgens vgl. 2

Z coördinaat grensspanningspunt kruin	Gemiddelde $\sigma'_{vy,basecase}$	$\Delta\sigma'_v$ +/-10% [kPa]	Intrinsieke onzeker- heid	$\sigma'_{vy,NEW}$ (vol.gew. scenario+10 %)	$\sigma'_{vy,NEW}$ (vol.gew. scenario-10 %)
0,6	110	+/- 6,17	0	116,17	103,83
-1,9	177,9	+/- 10,71	0	188,61	167,19
-4,5	153,8	+/- 15,31	0	169,11	138,49
-5,7	229,8	+/- 17,24	0	247,04	212,56
-8,1	178,3	+/- 20,50	0	198,80	157,80
-10,5	200,6	+/- 24,06	0	224,66	176,54
-11,5	210,8	+/- 32,43	0	243,23	178,37

Z coördinaat grensspanningspunt teen	Gemiddelde $\sigma'_{vy,basecase}$	$\Delta\sigma'_v$ +/-10% [kPa]	Intrinsieke onzeker- heid	$\sigma'_{vy,NEW}$ (vol.gew. scenario+10 %)	$\sigma'_{vy,NEW}$ (vol.gew. scenario-10 %)
-1,2	17,31	+/- 0,99	0	18,30	16,32
-2,7	71,11	+/- 3,03	0	20,14	68,08
-4,1	51,07	+/- 4,85	0	55,92	46,22
-5,3	39,21	+/- 6,45	0	45,66	32,76
-6,3	85,92	+/-7,82	0	93,74	78,1
-8,4	103,06	+/-10,81	0	113,87	92,25
-10,5	158,77	+/-13,80	0	172,57	144,97
-11,5	203,14	+/-15,10	0	218,24	188,04

Uit de tabellen volgt dat de toe- of afname van de grensspanning ca. 5-15 % is. Zowel voor de teen als voor de kruin geldt dat de verandering in grensspanning procentueel gezien groter is voor lager gelegen grensspanningspunten. Dit is te verklaren vanwege de extreme scenario's, waarin voor lager gelegen grensspanningspunten het effect 'gestapeld' wordt.

B.3.2 Opzet analyse

Enkel de ondiepe glijcirkel door het antropogene dijksmateriaal wordt beschouwd in de analyse.

In tabel B.5 zijn per grondlaag de grondeigenschappen aangegeven die als stochastisch aangenomen worden. De kansverdeling waarmee deze stochastische variabelen beschreven worden zijn identiek aan de gebruikte waarden in de cases (Rozing e.a. 2016). De lagen in de diepte zijn hierbij niet gecorreleerd. De modelfactor is aangenomen als een lognormale verdeelde stochastische variabele met gemiddelde 0,995 en standaardafwijking 0,033.

Tabel B.5 Grondeigenschappen beschouwd als stochast

Soil layer	Random variables	Soil layer	Random variables
Zand antropogeen	ϕ		
Klei onverzadigd	c, ϕ	Klei antropogeen N	m, S-ratio
Klei antropogeen O	m, S-ratio	Klei Schelpen N	m, S-ratio
Klei schelpen O	m, S-ratio	Hollandveen N1	m, S-ratio
Klei planten O1	m, S-ratio	Klei planten N1	m, S-ratio
Hollandveen O	m, S-ratio	Hollandveen N2	m, S-ratio
Klei planten O2	m, S-ratio	Klei planten N2	m, S-ratio
Basisveen O	m, S-ratio	Basisveen N	m, S-ratio
Klei Kreftheneye O	m, S-ratio	Klei Kreftheneye N	m, S-ratio
Zand Kreftheneye	ϕ	Zand	ϕ

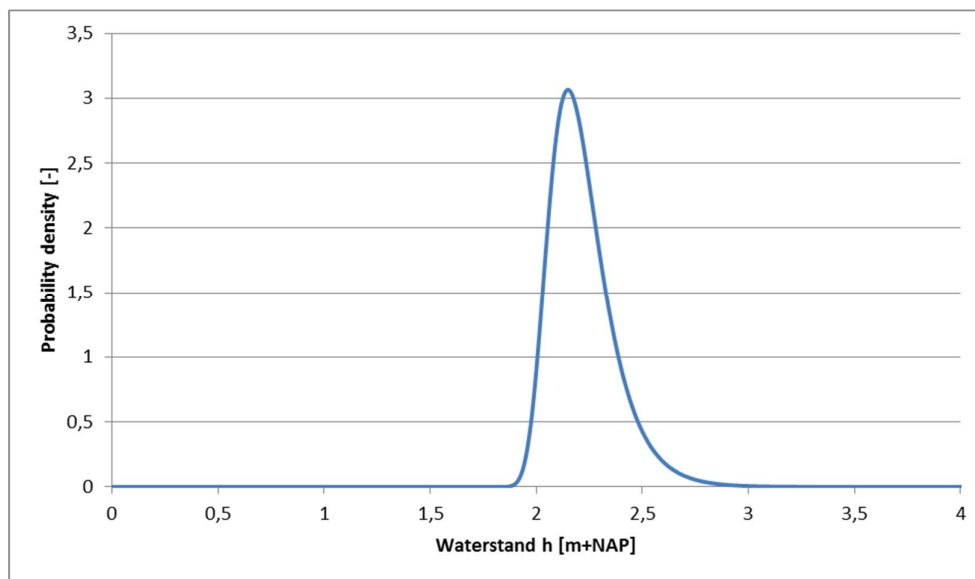
Het volumegewicht van elke grondlaag is gemodelleerd als een lognormale verdeling die wordt beschreven met:

- Het gemiddeld volumegewicht per grondlaag uit de boringen, zie tabel 3.
- Een variatiecoëfficiënt (CoV). De analyse is uitgevoerd voor twee verschillende variatiecoëfficiënten van respectievelijk 5 % en 10%.

De grensspanningen zijn gemodelleerd als een stochastische variabele waarvan de verdeling wordt bepaald door de individuele bijdragen uit vgl. 2.

- De huidige grensspanning uit de basecase ($\sigma'_{vy,basecase}$) is een deterministische waarde (zie Rozing et al, 2016 voor de waarde per grensspanningspunt).
- $\Delta\sigma'_v$ wordt bepaald door de onderliggende variaties in volumegewichten volgens vgl. 1.
- De intrinsieke onzekerheid van de grensspanning wordt gemodelleerd als een lognormale verdeling met de gemiddelde grensspanning en variatiecoëfficiënt gelijk als (Rozing e.a. 2016) en hier de 'base case' grensspanning af te halen. Dit is gelijk aan een transformatie naar lognormale verdeling met gemiddelde 0.

De waterspanningen voor de toetsituatie zijn met de Waternet Creator op identieke wijze gemodelleerd als in de basecase. De buitenwaterstand is beschouwd als een stochastische variabele met een Gumbel verdeling met een alpha van 0,12 en een shift van 2,15 (zie figuur B.2).



Figuur B.2 Gefitte Gumbel verdeling voor de buitenwaterstand voor de situatie van 2035

De bovenbelasting is aangenomen als een deterministische variabele met 15 kPa over 2,5 m.

B.3.3 Resultaten analyse

De fragility curves voor de probabilistische analyses zijn gepresenteerd in tabel B.6 en tabel B.7. Uit de resultaten is het duidelijk dat de variatie in het volumegewicht weinig invloed heeft op de berekende fragility curve. Dit kan worden verklaard doordat:

1. De grensspanning (POP) van de antropogene klei en de cohesie van de onverzadigde klei de dominante parameters in de probabilistische analyse zijn.
2. De variaties in volumegewichten zorgen voor weinig invloed op de grensspanningen omdat het zeer onwaarschijnlijk is dat de volumegewichten van alle grondlagen allemaal tegelijk lager zijn. Hierdoor zal de glijcirkel dus ook slechts minimaal veranderen.

Uit de resultaten komt tevens naar voren dat meer variatie in de volumegewichten van de grondlagen wel zorgt voor een geringe afname in de betrouwbaarheid van de ondiepe glijcirkel.

Tabel B.6 Fragility curves ondiepe glijcirkel bij volumegewicht als stochast

	γ deterministic (mean values)	CoV(γ) = 5%	CoV(γ) = 10%
Waterstand [m+NAP]	β [-]	β [-]	β [-]
0,00	4,5	4,46	4,35
2,50	4,49	4,45	4,35
3,25	4,40	4,36	4,25
3,50	0,80	0,78	0,76
>3,75	0,80	0,78	0,76

Tabel B.7 Betrouwbaarheid en faalkansen ondiepe glijcirkel bij volumegewicht als stochast

Waterstand [m+NAP]	γ deterministic (mean values)	CoV(γ) = 5%	CoV(γ) = 10%
Beta	4,33	4,30	4,24
Totale faalkans	7,59E-06	8,38E-06	1,12E-5
Verhogingsfactor faalkans t.o.v. mean values	[-]	1,1	1,48

B.4 Conclusie

Uit de resultaten kan worden geconcludeerd dat het meenemen van het volumegewicht als een stochastische variabele, volgens de hierboven beschreven methodiek, een te verwaarlozen effect heeft op de faalkans. De belangrijkste verklaring ligt in het feit dat de onzekerheden in de POP (grensspanning) van de antropogene klei en de cohesie van de onverzadigde klei dominant zijn.

C Gevoeligheidsanalyses extra sterkte in de capillaire en onverzadigde zone voor observatie

C.1 Inleiding

De (extra) schuifsterkte boven het freatisch vlak in de onverzadigde zone en (extra) sterkte door wateronderspanningen in de capillaire zone kunnen in principe een belangrijke rol spelen in de macrostabiliteit.

In het kader van Het POVM onderzoek 'Beter benutten actuele sterkte' (zie Rozing (2016)) is hier al onderzoek naar gedaan.

Voor ontwerp en toets berekeningen wordt over het algemeen de eventuele extra schuifsterkte niet meegenomen. De grootte hiervan is uiterst onzeker. In de adviespraktijk wordt veiligheidshalve niet met deze effecten rekening gehouden.

C.2 Probleemstelling

In de studie naar bewezen/actuele sterkte (Faalkans Updating) speelt de vraag in hoeverre de extra sterkte als gevolg van capillaire spanningen en onverzadigde sterkte een verborgen veiligheid in de geobserveerde situatie is. Het meenemen van een verborgen veiligheid in een observatie kan onterecht zijn en hiermee het effect van bewezen sterkte overschatten. Voor de volledigheid wordt opgemerkt dat deze problematiek dus niet speelt voor de analyse stappen 1 en 2.

Uit de gevoeligheidsanalyses (zie Rozing (2016 2)) volgde echter dat de invloed van de extra sterkte in de onverzadigde zone zeer gering is 1 a 2%. Dit betreft dan overigens specifiek de dwarsprofielen die ook binnen onderhavig onderzoek zijn beschouwd. Dit kwam met name doordat de maatgevende cirkels intraden in de kruin ter plaatse van het cunet. Het cunet (dikte 1 á 2 m) bestaat uit niet cohesief materiaal waarvan kan worden aangenomen dat de capillaire zone en onverzadigde sterkte gering is. Voorgesteld werd derhalve om dit effect binnen het actuele sterkteonderzoek dan ook niet verder te beschouwen.

In aanvulling op bovengenoemde werd in het rapport ook aangegeven dat als blijkt dat deze extra sterkte voor de observatie (beschouwde historische situatie in de BS analyse) aannemelijk is, deze ook aannemelijk is voor de situatie tijdens MHW. Dit was derhalve een extra onderbouwing om dit effect niet verder te beschouwen.

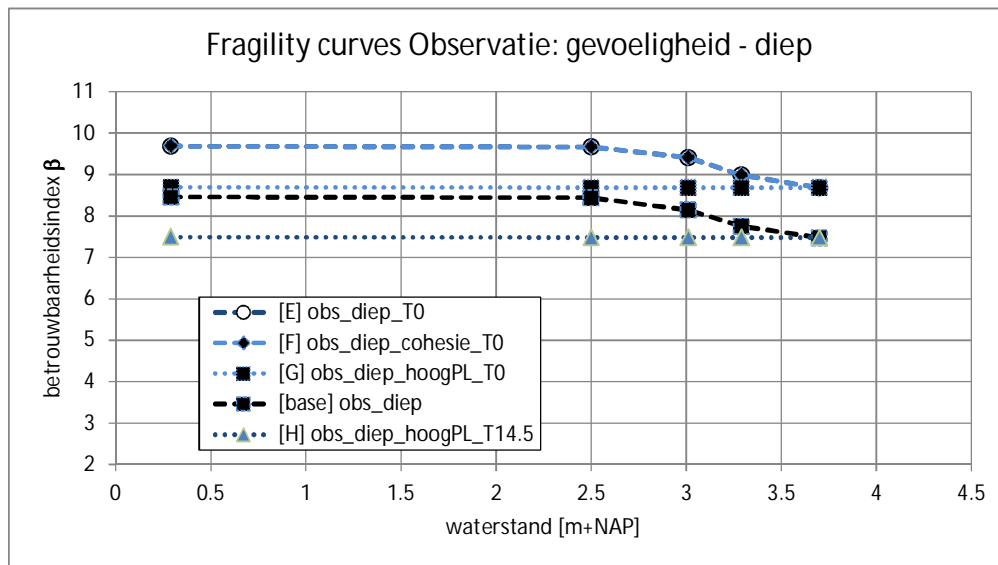
Deze keuze is gerechtvaardigd ingegeven het feit dat het waterspanningsbeeld, met name het freatisch vlak voor de observatie (1953) en de toets (bij MHW) min of meer gelijk is. Voor het onderhavige onderzoek wordt voor de observaties echter niet alleen de situatie tijdens het hoogwater van 1953 beschouwd. Ook de situatie ten tijde van het zwaar transport (2010) met een ander waterspanningsbeeld (lager freatisch vlak) dan tijdens de toetsituatie. Daarnaast blijken de maatgevende glijvlakken voor de toets relatief kleine glijvlakken te zijn dei voor een groot deel door de onverzadigde zone gaan.

Daarom wordt voorgesteld om deze gevoeligheid af te tasten door het uitvoeren van een faalkansanalyses voor alleen de base case van de observaties waarbij het freatisch vlak relatief laag blijft.

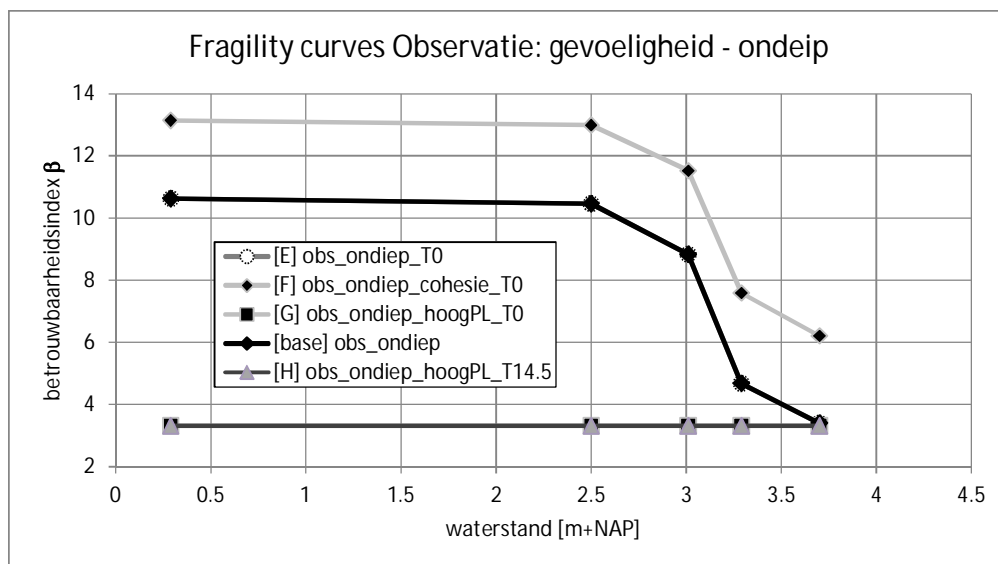
C.3 Uitgangspunten en berekeningsresultaten

Voor case 2 in de gevoeligheid afgetast door een hogere sterkte te modelleren boven het freatisch vlak onder dagelijkse omstandigheden. De cohesie van de antropogene klei is hiertoe eenvoudigweg met 5kPa verhoogd.

Dit verdere uitgangspunten zijn in het caserapport (zie Kanning W. en Teixeira A. (2016)) weergegeven in paragraaf 4.3.1. De berekeningsresultaten zijn in paragraaf 4.3.2 van eerder genoemd rapport gegeven maar voor de overzichtelijkheid tevens hieronder in de figuren C.1 a en b weergegeven.



a) diep glijvlak



b) ondiep glijvlak

Figuur C.1 Fragility curves gevoeligheidsanalyse [E,F,G,H] voor de observatiesituatie 2010 – case 2: Dp36,9+51m

C.4 Discussie resultaten

Analyses [E] (basisberekening) en [F] (berekening met 5kPa hogere cohesie) geven hetzelfde resultaat voor een diep glijvlak. De berekende betrouwbaarheidsindices (of faalkans) voor de

diepere glijvlakken gelijk zijn. De maatgevende glijvlakken gaan namelijk nauwelijks door de antropogene kleilaag boven het freatisch vlak. Dit sluit aan bij de resultaten van de semi-probabilistische berekeningen die eerder waren uitgevoerd in Rozing (2016).

Dit is anders voor een ondiep glijvlak, waar een significante deel van de cirkel gaat door de laag met een sterkere hogere cohesie [F]. Voor de kleine glijvlakken is de invloed niet verwaarloosbaar. Voor de IJsseldijken gaan de maatgevende glijvlakken erg ondiep waardoor de extra schuifsterkte in de antropogene kleilaag boven het freatisch meer invloed heeft.

Opgemerkt wordt evenwel dat de extra sterkte is gemodelleerd door eenvoudigweg de cohesie te verhogen met 5kPa. Dit is mogelijk erg veel. Zoals ook in Rozing (2016) is weergegeven zal de bovenste meter vanaf het maaiveld (talud) gestructureerde klei zijn (in ieder geval voor de dijken langs de Hollandse IJssel) door bodemleven en uitdroging. Door deze ontstane structuren (waaronder scheuren) zal de (extra) sterkte gering zijn. De ontstane scheuren zullen dichttrekken (zwel) tijdens een natte periode maar deze structuren verdwijnen niet en ook de sterkte zal dan niet toenemen (irreversibel proces).

C.5 Conclusies en aanbevelingen

Analysestappen 1 en 2:

De (extra) schuifsterkte in de onverzadigde zone en (extra) sterkte door water-onderspanningen in de capillaire zone kunnen in principe een belangrijke rol spelen in de macrostabiliteit. Voor de analysestappen 1 en 2 kunnen deze worden verwaarloosd. Dit is een conservatieve aanname.

Analysestap 3 (faalkans updating):

Als blijkt dat deze extra sterkte voor de observatie aannemelijk is, dan is deze in basis ook aannemelijk voor de situatie tijdens MHW. Dit kan het geval zijn als de observatie een situatie tijdens extreem hoog water betreft (in onderhavig geval de situatie van 1953) en de toets bij MHW. Voor deze gevallen behoeft de extra sterkte in basis dan ook niet te worden beschouwd omdat het effect tijdens de observatie dan nl. wegvalt tegen het effect tijdens de toetsituatie.

Als voor de observatie het waterspanningsbeeld significant afwijkt ten opzichte van de toets (in onderhavig geval wordt voor de toets uitgegaan van volledige verzadiging door overslag terwijl dit voor de observatie niet het geval is) kan de invloed significant zijn. Voor deze gevallen wordt aanbevolen de extra sterkte in de observatie te beschouwen.

Kanttekeningen:

- Voor grote glijvlakken is de invloed kleiner. Dit kan van geval tot geval verschillen.
- Als op basis van de faalkansanalyses (fragility-curves) blijkt dat de situatie met verzadiging door overslag plaatsvindt bij buitenwaterstanden met geringe kans van voorkomen, is de invloed minder (Dit is het geval voor de cases 1 en 2, zie paragraaf 3.3).

D Verwerken van golfoverslag bij fragility curves



Memo

Aan
FU- analyse team KIJK

Datum
11 oktober 2016

Aantal pagina's
16

Van
Andre van Hoven

Doorkiesnummer
+31(0)88335 7372

E-mail
andre.vanhoven@deltares.nl

Onderwerp
Verwerken van golfoverslag bij fragility curve v2

D.1 Inleiding

Fragility curves voor faalkans update analyses (FU) naar macrostabiliteit binnenwaarts hebben de waterstand op de horizontale as. Bij een hoge waterstand, bij een kleine kans van voorkomen, zal een hoge waterstand gepaard kunnen gaan met golfoverslag. Als dit optreedt, dan zullen de waterspanningen in de dijk extra snel toenemen, waardoor de faalkans extra snel toeneemt.

Dit memo geeft aan hoe hiermee op een praktische en conservatieve manier rekening kan worden gehouden.

Hierbij wordt opgemerkt dat de hier beschreven methode niet helemaal correct is. Voor een nauwkeuriger beschrijving ontbreekt op dit moment de goede software, namelijk de Q-variant voor de Hollandse IJssel, of een aanpassing in de code van Hydra-NL. Dit laatste is mogelijk, maar ligt op dit moment buiten de scope van deze FU-analyse. Bij de schematisering van het effect zijn daarom een paar conservatieve aannames gedaan. Let op dat in eerste instantie veilig is opgevat als veilig voor de toetsituatie. Bij het schematiseren van een observatie zal juist omgekeerd moeten worden gedacht.

In dit memo is zowel op de waterstand als op het hydraulisch belastingniveau (HBN) een onzekerheidstoeslag van 0,30 m gezet.

D.2 Invloed golfoverslag op waterspanningen

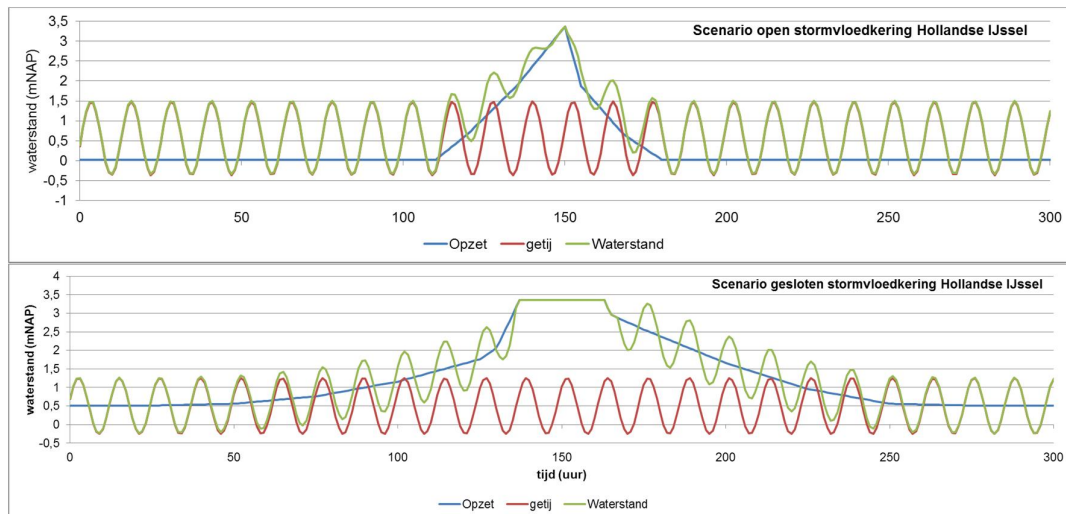
D.2.1 Inleiding

Bij het over de dijk slaan van golven zal een deel van dit water in de dijk infiltreren en aldus zorgen voor een extra toename van de waterspanningen in de dijk. Dit heeft een negatieve

invloed op de stabiliteit van de dijk. In het kader van WBI2017 is hiernaar onderzoek uitgevoerd. In het kader van OI2014v3 is een samenvatting geschreven over hoe hiermee kan worden omgegaan bij schematiseren in het kader van een dijkontwerp [1]. De toename van de waterspanningen blijkt voor een groot deel afhankelijk van het dijksmateriaal (klei of zand) en de duur en intensiteit van de overslag. Hierbij zijn zowel het gemiddelde overslagdebiet q (l/m/s) als de golfhoogte van belang.

D.2.2 Infiltratietijd als gevolg van golfoverslag

Golfoverslag treedt op tijdens de piek van een stormopzet. De tijd dat er water over de kruin slaat is afhankelijk van diverse aspecten, maar in het algemeen in de orde van 5 à 6 uur. Het golfoverslagdebiet q (l/s/m) wordt gegeven voor de piek van de storm. De uren voor en na de piek is het golfoverslagdebiet lager. De duur van het hoogwater langs de Hollandse IJssel is afhankelijk van het al dan niet sluiten van de stormvloedkering Hollandse IJssel en de Europoortkering [2] (Figuur D.1). Bij het scenario van een gesloten stormvloedkering Hollandse IJssel moet worden uitgegaan van een langduriger aanwezigheid van een hoge waterstand, echter de piek van de storm en daarmee de golfhoogte is vergelijkbaar met de andere scenario's. Overigens is voor HBN's en waterstanden vooral bij een kleine kans van voorkomen het scenario met een open stormvloed kering Hollandse IJssel dominant en zal het waterstandverloop eerder het bovenste plaatje in Figuur D.1 volgen.



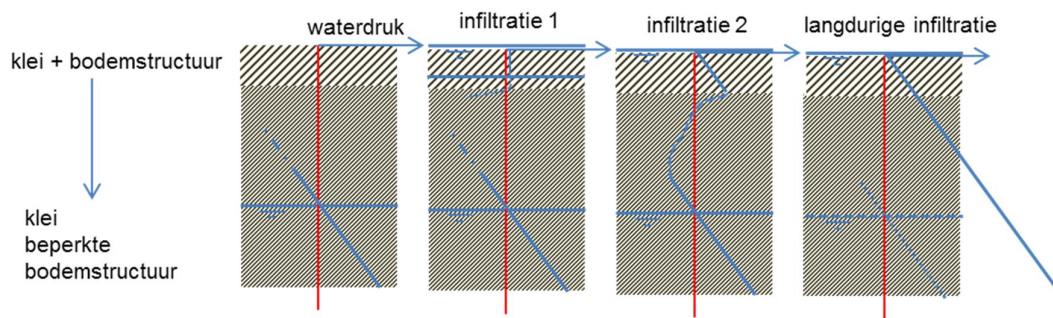
Figuur D.1 Waterstandverlooptlijnen bij scenario's open/ gesloten kering Hollandse IJssel (zie verder [2])

Indien, zonder dit overigens in detail uit te werken, de methode voor de bepaling van de infiltratietijd wordt gevolgd zoals beschreven in [1], dan volgt bij een piek overslagdebiet van 1 l/s/m een infiltratietijd van circa 2,5 uur en bij 10 l/s/m circa 5 uur.

Hierbij wordt in acht genomen dat het bij de Hollandse IJssel gaat om relatief lage golven van 0,5 à 1 m hoog, waardoor bij een overslagdebiet van 1 l/s/m en meer het talud een groot deel van de tijd nat zal zijn en er dus een groot deel van de tijd water zal infiltreren. Dit in tegenstelling tot overslag veroorzaakt door hoge golven, waarbij gedurende een storm slechts enkele, maar zeer grote, overslagvolumes over de dijk slaan. Deze enorme overslagvolumes stromen echter snel af en zorgen maar gedurende beperkte tijd voor een wateraanbod op het talud.

D.2.3 Schematisering verhoging waterspanningen door infiltratie

De dijken langs de Hollandse IJssel hebben een kern van klei, waarbij in sommige gevallen een dikke laag (oude) wegfunderingen aanwezig is. Deze opbouw zorgt ervoor dat vooral de bovenste laag, zowel de wegfundering als de klei met bodemstructuur in de bovenste meter onder maaiveld snel kan verzadigen als gevolg van golfoverslag. In de onverzadigde klei onder deze doorlatende lagen, maar boven het freatisch vlak, kan een zone blijven bestaan die gedeeltelijk onverzadigd blijft. Als de golfoverslag lang genoeg aanhoudt zal ook deze zone uiteindelijk kunnen verzadigen en ontstaat (bij benadering) een hydrostatisch drukverloop vanaf het maaiveld. Een schematische weergave is het verloop van de waterdruk in de dijk als gevolg van infiltratie staat in figuur D.2.



Figuur D.2 Schematische weergave invloed infiltratie op waterdruk in de dijk

Als gevolg van infiltratie zal onder invloed van zwaartekracht, doorlatendheid, aanwezige verzadiging, (zuig)spanningen en porositeit een infiltratiefront in de dijk zakken (infiltratie 1). Achter het front zijn in elk geval de macroporiën verzadigd, de druk is echter nog nul. Als het infiltratiefront de minder doorlatende kern bereikt, dan neemt achter het front de waterdruk toe tot bijna hydrostatisch, infiltratie 2. Tussen de klei met bodemstructuur en het oorspronkelijke freatische vlak ligt nog een zone die gedeeltelijk is verzadigd en gedeeltelijk is onverzadigd, maar waar in elk geval nog een lage druk aanwezig is en zelfs zuigspanningen. Pas na verloop van tijd zal ook in deze zone de grond volledig verzadigen en zal een hydrostatisch waterspanningsverloop ontstaan, zoals aangegeven in het laatste plaatje.

Bekend is dat de fase tot 'infiltratie 2' vrij snel kan gaan, in de orde van enkele uren [3]. Dit is bij een aantal golfoverslagproeven gemeten. In [3] wordt een conservatieve schatting gegeven van de benodigde hoeveelheid water die hiervoor nodig is, namelijk 125 l/m^2 , in veel gevallen zal echter een groter volume per m^2 nodig zijn. Bij een gemiddelde infiltratiecapaciteit van klei met bodemstructuur van $2,5 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s/m}^2$ [3] is hiervoor een infiltratietijd nodig van ruim 1 uur, wat zowel voor 1 l/s/m als voor 10 l/s/m wordt overschreden (paragraaf 2.2). Let op dat het hiermee aannemelijk is dat de macroporiën worden verzadigd (ruimte tussen aggregaten met een losse pakking, scheuren en wormgangen), echter de aggregaten zullen waarschijnlijk nog wel zuigspanningen bevatten.

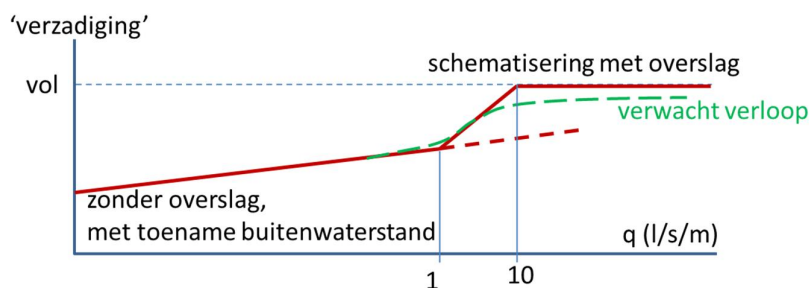
Bij sommige dwarsprofielen bestaat de bovenkant van de dijk uit zand. De effectieve porositeit, de holle ruimtes tussen de korrels waarin nog water kan worden geborgen, is in de orde van 0,3 (-); er is $0,3 \text{ m}^3 (=300 \text{ l})$ water nodig om 1 m^3 veld vochtig zand te verzadigen. Voor de verzadiging van de bovenste laag zand is waarschijnlijk meer water nodig dan in een laag klei met bodemstructuur, maar het is in dezelfde orde van grootte. Door het wegdek van asphalt zal geen infiltratie van water kunnen optreden. Ook dit kan in een geavanceerde berekening worden gemodelleerd, echter in dit geval wordt hiermee geen rekening gehouden.

De tijd die nodig is tot de situatie onder 'langdurige infiltratie' (Figuur D.2) is onbekend. Hieraan kan met geavanceerde modellen worden gerekend, als er voldoende bekend is over het gedrag van de grond in verzadigde en onverzadigde condities. Bij gangbare pF-curves (relatief zuigspanning vs verzadiging) voor klei in combinatie met de lage doorlatendheid van klei in de kern, wordt verwacht dat dit lang duurt, langer dan een stormduur. Om dit precies uit te zoeken is een studie op zich en niet haalbaar binnen de scope van de FU analyses. Bekend is wel dat bij veel dijken die in 1953 heel veel overslag hebben verwerkt, gedurende een vergelijkbare tijd (ca. 6 uur), oppervlakkig zijn afgeschoven. Hierbij zijn vaak gladde afschuifvlakken te zien welke de indruk wekken dat deze grond zuigspanningen bevat. De grond is stevig en niet (veel) door het overslaande water na afschuiven van de bekleding, aangetast [5]. In [4] is te zien dat dit oppervlakkig afschuiven waarschijnlijk ook langs de Hollandse IJssel is opgetreden.

Resumerend:

- Een goede modelmatige beschrijving van de overgangen tussen de verschillende fasen in Figuur D.2 ontbreekt, zodat gebruik moet worden gemaakt van conservatieve schattingen en expert judgement.
- 0,1 l/s/m overslag is niet significant. Er is nauwelijks wateraanbod op het talud tijdens deze overslagconditie.
- 1 l/s/m, er is gedurende ca. 2,5 uur wateraanbod op het talud. Het is aannemelijk dat de situatie tot 'infiltratie 2' (Figuur D.2) optreedt. De situatie van een hydrostatisch verloop tot maaiveld wordt onwaarschijnlijk geacht.
- 10 l/s/m, er is gedurende ca. 5 uur wateraanbod op het talud. Het is aannemelijk dat 'infiltratie 2' (Figuur D.2) optreedt. Het wordt nog steeds onwaarschijnlijk geacht dat er een volledig hydrostatisch verloop optreedt, maar veiligheidshalve wordt hiervan uitgegaan.

Dit leidt tot de volgende schematische weergave van de mate van 'verzadiging' tegen het golfoverslagdebiet (Figuur D.3).



Figuur D.3 Schematische weergave verzadiging vs golfoverslagdebiet

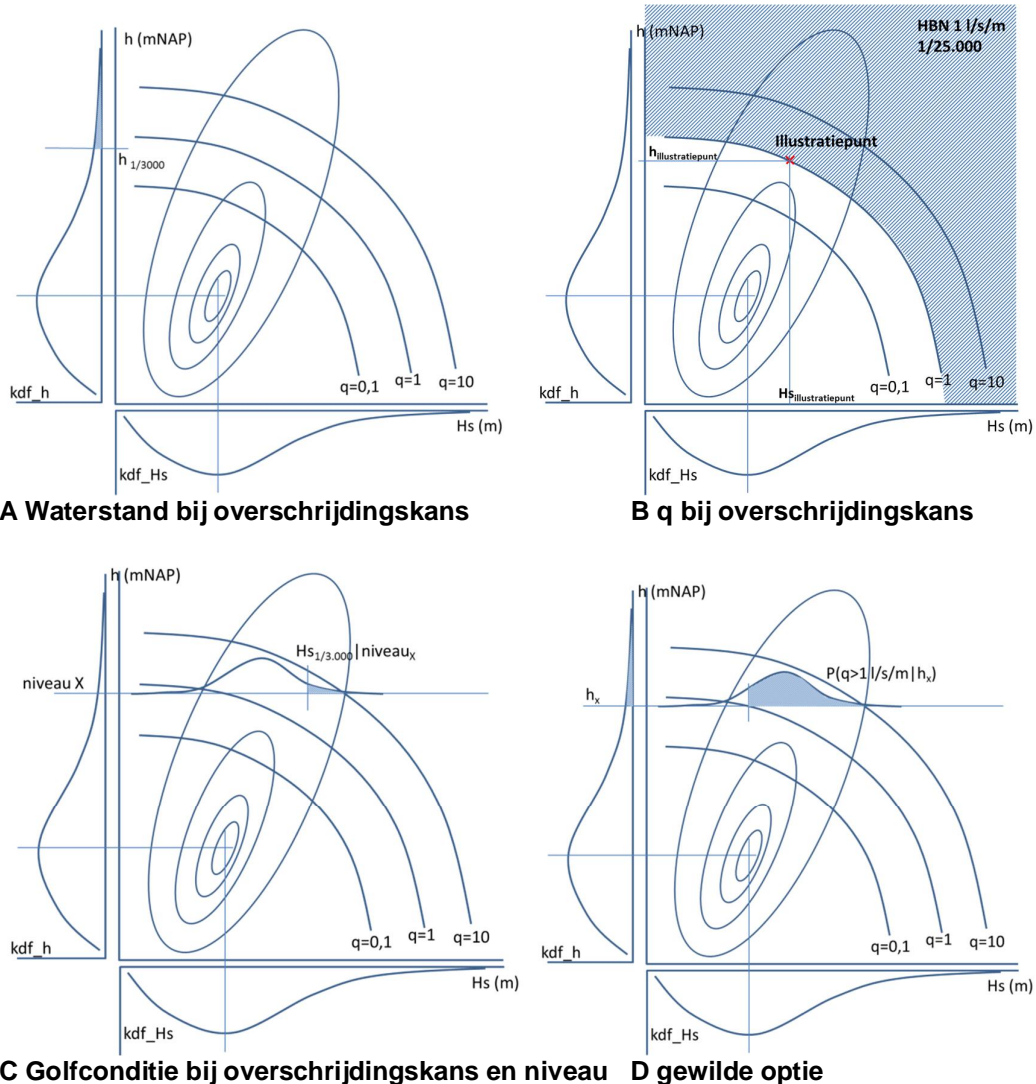
D.3 Schematisering kans op golfoverslag gegeven een waterstand

De hydraulische randvoorwaarden worden bepaald met behulp van Hydra-NL. Hiermee kunnen normaliter drie soorten berekeningen worden gemaakt:

- A. Waterstand vs overschrijdingskans (voor beoordeling geotechnische mechanismen).
- B. Hydraulische belasting niveau (bv $q=1$ l/s/m) vs overschrijdingskans (voor beoordeling dijkhoogte).
- C. Golfcondities per niveau vs overschrijdingskans, zogenaamde Q-variant (voor beoordeling bekledingen).

Helaas is voor de Hollandse IJssel geen Q-variant beschikbaar en is optie C daarom niet mogelijk.

De drie opties worden onderstaand schematisch weergegeven (Figuur D.4). De letters van de bullets corresponderen met de letters bij de figuren. Op de verticale as staat de waterstand (met kans van voorkomen) en op de horizontale as de golfcondities in dit geval gekarakteriseerd door alleen de golfhoogte. De 'eieren' in de grafiek geven de gecombineerde kansdichtheid van waterstand en golfcondities (in dit geval alleen golfhoogte). De ei-vorm is vanwege de correlatie tussen waterstand en golfhoogte. In het vlak zijn tevens lijnen van gelijk overslagdebiet gegeven. Een overslagdebiet van bv 1 l/s/m kan worden veroorzaakt door een hoge waterstand en lage golven, maar ook door een relatief lage waterstand met hoge golven, hetgeen leidt tot de gekromde lijnen van gelijke q .



Figuur D.4 Schematische weergave rekenopties A, B en C in Hydra-NL en gewilde kans op overschrijding van overslagdebiet q gegeven een waterstand h (optie D)

Voor het meenemen van het effect van golfoverslag zou idealiter inzicht worden verkregen in de kans op een overslagdebiet groter dan een kritische waarde van bijvoorbeeld 1 l/s/m, gegeven een niveau of waterstand (zie plaatje D). Vanaf een bepaalde waterstand zal de kans op overschrijding op een bepaald overslagdebiet groter worden, tot een theoretische kans van 1 gegeven een waterstand die boven kruinniveau ligt. Vanwege het ontbreken van optie C voor de Hollandse IJssel is dit echter niet mogelijk.

Er zijn enkele opties om overslag toch mee te nemen bij de FU- analyse:

- In rekenoptie A, waterstand bij overschrijdingskans, wordt voor de illustratiepunten eveneens de windsnelheid en richting gegeven. Hiermee kan bij de waterstand een schatting worden gemaakt van de optredende golven en golfoverslag. Deze benadering leidt waarschijnlijk tot een onderschatting van het overslagdebiet, maar een correcte waterstand (gegeven de overschrijdingskans).

- Met rekenoptie B wordt berekend wat bij een reeks van overschrijdingskansen het HBN bij 1 en 10 l/s/m is. Er wordt gekeken bij welke overschrijdingskans het HBN hoger is dan de kruin. Bij deze overschrijdingskansen wordt de waterstand in het hoofdillustratiepunt bepaald en deze waterstand wordt vervolgens gebruikt als kritische waarde van de waterstand waarboven al dan niet wordt uitgegaan van golfoverslag. Omdat de waterstand in de illustratiepunten bij een HBN berekening enkele decimeters lager ligt dan de waterstand op basis van de marginale statistiek, leidt dit tot een conservatieve benadering. De kans op overslag, gegeven de waterstand in het illustratiepunt, zal nog beperkt zijn.

Elk van de opties is slechts een benadering. Geadviseerd wordt om gebruik te maken van optie 2, omdat deze aan de veilige kant is, en indien noodzakelijk geacht later kan worden geoptimaliseerd. Opgemerkt dat ook rekenoptie D, indien deze beschikbaar zou zijn voor de Hollandse IJssel, niet direct 'het goede antwoord' geeft. Ook de rekenresultaten bij deze optie zouden vereenvoudigd moeten worden voor implementatie in de fragility curves.

Optie 2 is voor de drie profielen nader uitgewerkt, waarbij wordt uitgegaan van twee opties:

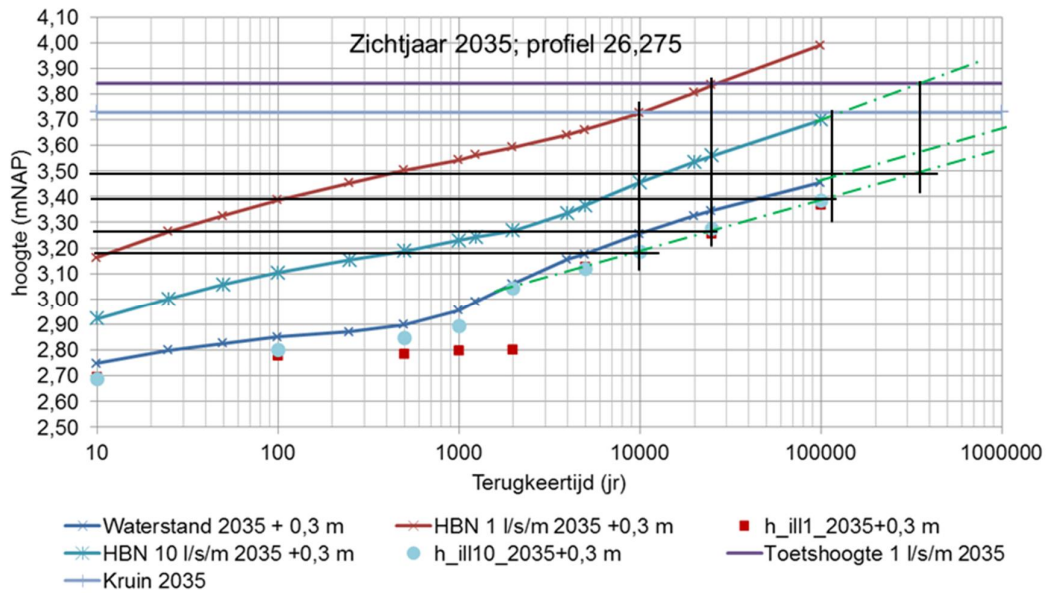
- Er wordt niets gedaan aan de kruinhoogte of andere maatregelen om de overslag te beperken. De kruin daalt in de periode tot en met 2035 met 22 cm.
- Er worden maatregelen getroffen waardoor er in 2035 wordt voldaan aan een overslagdebiet van 1 l/s/m (bij een doelfaalkans op doorsnedeniveau van 1/25.000). Deze maatregelen kunnen bijvoorbeeld bestaan uit golfremming op het buitentalud al dan niet in combinatie met een (nood)keerwandconstructie op de (buiten)kruin.

Door HHSK zijn de Hydra-NL berekeningen geleverd van de waterstand en het hydraulisch belastingniveau (HBN) van 1 en 10 l/s/m bij verschillende terugkeertijden. De berekeningen zijn voor het zichtjaar 2015 en 2050. De resultaten voor het zichtjaar 2035 worden verkregen door lineaire interpolatie. Bij de berekende waterstand op basis van marginale statistiek van waterstanden en de HBN is handmatig 0,3 m onzekerheidstoeslag opgeteld.

D.4 Profiel 26.275

D.4.1 Kritische waterstanden

De waterstand en HBN bij 1 en 10 l/s/m staan in Figuur D.5. In de grafiek staan tevens de waterstanden bij het hoofdillustratiepunt voor de HBN berekening. Let op: HBN en waterstand inclusief 0,3 m onzekerheidstoeslag.



Figuur D.5 HBN 1 en 10 l/s/m en waterstand bij verschillende kansen voor 26.275

Afhankelijk van het uitgangspunt voor de kruinhoogte en de aan te houden HBN wordt gekozen voor de bijhorende waterstanden als kritische waarden voor de schematisering van de waterspanningen bij overslag:

Kruinhoogte	HBN bij .. l/s/m	Waterstand Illustratiepunt (m NAP)	Terugkeertijd waterstand (jr.)
NAP +3,73 m Verwacht 2035	1	3,19	Ca. 5.000
	10	3,39*	Ca. 45.000
NAP + 3,84 m Ontwerp HBN 1 l/s/m	1	3,26	Ca. 10.000
	10	3,49*	Ca. 100.000

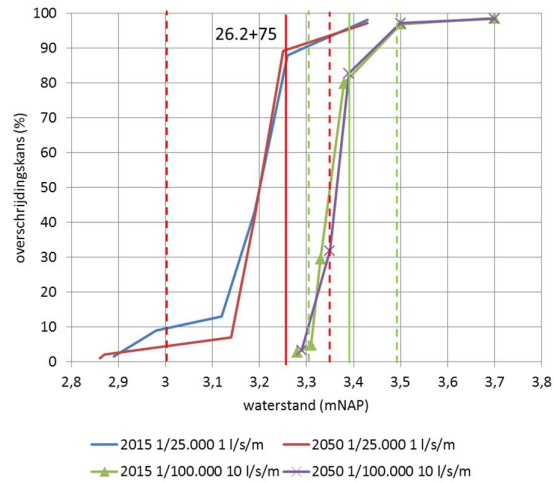
* extrapolatie Hydra-NL berekening

Voor de FU-analyse voor macrostabiliteit binnenwaarts wordt aangenomen dat het hoogtetekort wordt opgelost in een maatregel, bijvoorbeeld golfremming op het talud al dan niet in combinatie met een beperkte (mogelijk tijdelijke) barrière aan de buitenkant van het profiel. In de stabiliteitsberekeningen wordt dan uitgegaan van de onderste twee waterstanden, terwijl de schematisering van de kruin op de geprognosticeerde hoogte in 2035 ligt (de waarde linksboven in de tabel).

D.4.2 Waterstanden voor gevoeligheidsanalyse

Naar aanleiding van overleg met KPR (Kennisplatform Risicobenadering) is de bandbreedte van de waterstand in de illustratiepunten bepaald, gegeven een HBN niveau gelijk aan de ontwerpkuinhoogte bij 1 l/s/m. Met deze bandbreedte kan een gevoeligheidsanalyse worden uitgevoerd. De waarden in de bovenstaande tabel (paragraaf D.4.1) zijn de hoofdillustratiepunten. In onderstaande grafiek en tabel zijn de overige waterstanden gegeven (|Figuur D.6).

1 l/s/m 1/25.000					
2015			2050		
h (mNAP)	bijdrage	scenario	h (mNAP)	bijdrage	scenario
2,89	1,5	open/dicht	2,86	1	open/dicht
2,98	7,5	open/dicht	2,87	1,1	open/dicht
3,12	4,1	open/open	3,14	5	open/open
3,19	29,9	open/open	3,19	34,3	open/open
3,26	44,9	open/open	3,25	47,8	open/open
3,29	1,8	dicht/open	3,43	8,1	open/open
3,43	8,4	open/open			
10 l/s/m 1/100.000					
2015			2050		
h (mNAP)	bijdrage	scenario	h (mNAP)	bijdrage	scenario
3,28	2,7	open/dicht	3,29	3,3	open/dicht
3,31	2	dicht/open	3,35	28,6	open/open
3,33	24,8	open/open	3,39	50,9	open/open
3,38	50,4	open/open	3,5	14,4	open/open
3,5	17	open/open	3,7	1,2	open/open
3,7	1,7	open/open			



Figuur D.6 Bandbreedte waterstand in illustratiepunt, gegeven de ontwerpkuinhoogte bij HBN gelijk aan 1 l/s/m, voor 2015 en 2050.

Omdat de waarde voor 10 l/s/m een extrapolatie is en hier dus geen berekende waarden van het illustratiepunt voorhanden zijn (zie Figuur D.6), is de bandbreedte aangehouden bij de kleinste berekende kans: 1/100.000 jr^{-1} . De resultaten zijn samengevat in Tabel D.1.

Tabel D1 Bandbreedte waterstand illustratiepunten gegeven ontwerp kuinhoogte bij 1 l/s/m

HBN	Hoofdillustratiepunt 2035 (mNAP)	Laag (mNAP)	Hoog (mNAP)
1 l/s/m	3.26	3.00	3.35
10 l/s/m*	3.49	3.40	3.60

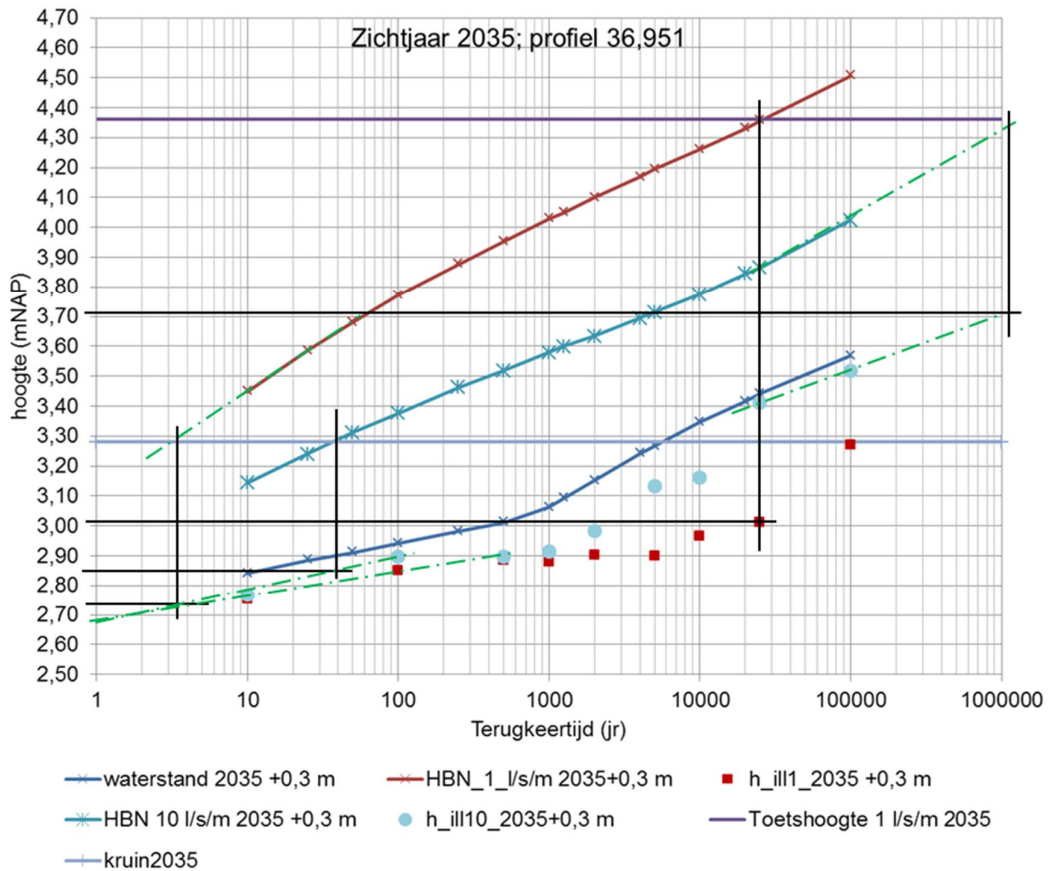
* Extrapolatie

Illustratiepunten met een hoge waterstand (en dus met relatief weinig golfoploop) gaan gepaard met het scenario open/open (Open Maeslantkering/ Open stormvloedkering Hollandse IJssel), wat eveneens het dominante scenario dat bij de waterstandberekening bij hoge waterstanden c.q. lage overschrijdingskansen.

D.5 Profiel 36.951

D.5.1 Kritische waterstanden

De waterstand en HBN bij 1 en 10 l/s/m staan in Figuur D.7. In de grafiek staan tevens de waterstanden bij het hoofdillustratiepunt voor de HBN berekening. Let op: HBN en waterstand inclusief 0,3 m onzekerheidstoelag.



Figuur D.7 HBN 1 en 10 l/s/m en waterstand bij verschillende kansen voor 36.951

In het zichtjaar 2035 is de kans op overschrijding van een overslagdebiet van 1 l/s/m zeer hoog gegeven de geprognostiseerde kruinhoogte van NAP +3,28 m (uitgaande van 22 cm daling tot 2035). De kans op overschrijding van 1 l/s/m is meer dan $1/10 \text{ jr}^{-1}$. Bij de huidige kruinhoogte van NAP +3,50 m is deze berekende kans tussen $1/10$ en $1/20 \text{ jr}^{-1}$.

Afhankelijk van het uitgangspunt voor de kruinhoogte en de aan te houden HBN wordt gekozen voor de bijhorende waterstanden als kritische waarden voor de schematisering van de waterspanningen bij overslag:

Kruinhoogte	HBN bij .. l/s/m	Waterstand Illustratiepunt (m NAP)	Terugkeertijd waterstand (jr.)
NAP +3,28 m Verwacht 2035	1	2,72*	<10*
	10	2,85*	10
NAP + 4,27 m Ontwerp HBN 1 l/s/m	1	3,01	Ca. 500
	10	3,71	Ca. 500.000

* extrapolatie Hydra-NL berekening

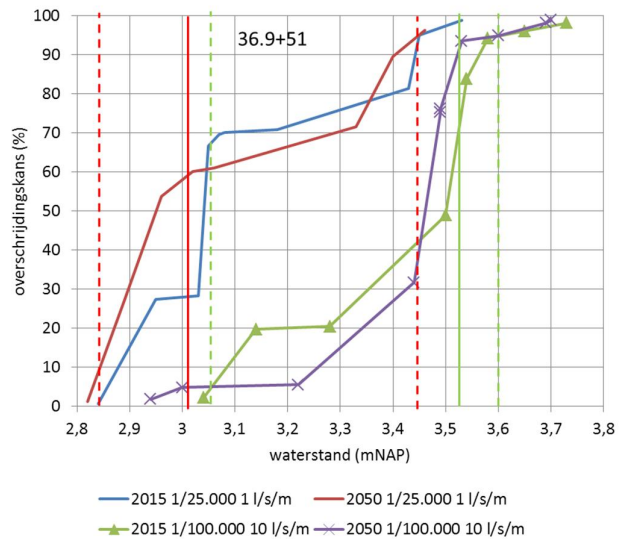
Voor de FU-analyse voor macrostabiliteit binnenwaarts wordt aangenomen dat het hoogtetekort wordt opgelost in een maatregel, bijvoorbeeld golfremming op het talud al dan niet in combinatie met een beperkte (mogelijk tijdelijke) barrière aan de buitenkant van het

profiel. In de stabiliteitsberekeningen wordt dan uitgegaan van de onderste twee waterstanden, terwijl de schematisering van de kruin op de geprognosticeerde hoogte in 2035 ligt (de waarde linksboven in de tabel).

D.5.2 Waterstanden voor gevoeligheidsanalyse

Naar aanleiding van overleg met KPR (Kennisplatform Risicobenadering) is de bandbreedte van de waterstand in de illustratiepunten bepaald, gegeven een HBN niveau gelijk aan de ontwerpkruihoogte bij 1 l/s/m. Met deze bandbreedte kan een gevoeligheidsanalyse worden uitgevoerd. De waarden in de bovenstaande tabel zijn de hoofdillustratiepunten. In onderstaande tabel en grafiek zijn de overige waterstanden gegeven (Figuur D.8).

1 l/s/m 1/25.000					
2015			2050		
h (mNAP)	bijdrage	scenario	h (mNAP)	bijdrage	scenario
2,84	0,6	dicht/dicht	2,82	1,2	dicht/dicht
2,95	26,8	dicht/dicht	2,89	26,1	dicht/dicht
3,03	0,9	open/dicht	2,96	26,4	dicht/dicht
3,05	38,4	dicht/dicht	3,02	6,4	open/dicht
3,07	2,8	open/dicht	3,06	1	dicht/open
3,08	0,7	dicht/open	3,33	10,5	open/open
3,18	0,7	dicht/open	3,4	18	open/open
3,43	10,5	open/open	3,46	6,7	open/open
3,45	13,7	open/open			
3,53	3,8	open/open			
10 l/s/m 1/100.000					
2015			2050		
h (mNAP)	bijdrage	scenario	h (mNAP)	bijdrage	scenario
3,04	2,2	dicht/dicht	2,94	1,8	dicht/dicht
3,14	17,5	dicht/dicht	3	3	dicht/dicht
3,28	0,7	dicht/open	3,22	0,7	dicht/open
3,5	28,5	open/open	3,44	26,2	open/open
3,54	35	open/open	3,49	43,6	open/open
3,58	10,4	open/open	3,49	0,9	dicht/open
3,65	1,8	open/open	3,53	17,3	open/open
3,73	2,1	open/open	3,6	1,4	open/open
			3,69	3,3	open/open
			3,7	0,7	open/open



Figuur D.8 Bandbreedte waterstand in illustratiepunt, gegeven de ontwerpkruihoogte bij HBN gelijk aan 1 l/s/m, voor 2015 en 2050.

Omdat de waarde voor 10 l/s/m een extrapolatie is en hier dus geen berekende waarden van het illustratiepunt voorhanden zijn (zie Figuur D.8), is de bandbreedte aangehouden bij de kleinste berekende kans: 1/100.000 jr^{-1} . De resultaten zijn samengevat in tabel D.2.

Tabel D.2 Bandbreedte waterstand illustratiepunten gegeven ontwerp kruihoogte bij 1 l/s/m

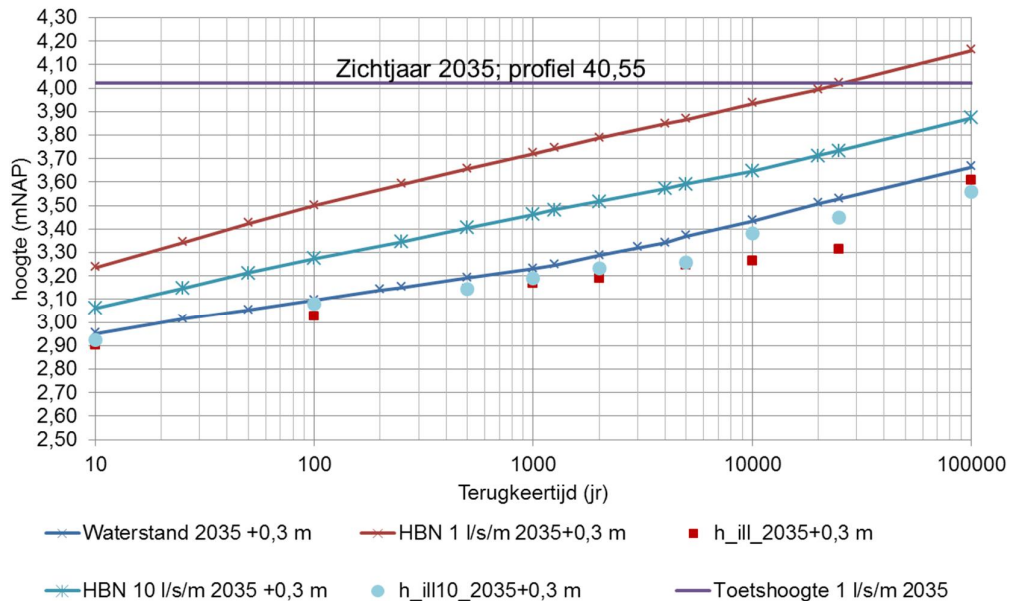
HBN	Hoofdillustratiepunt 2035 (mNAP)	Laag (mNAP)	Hoog (mNAP)
1 l/s/m	3.01	2.85	3.45
10 l/s/m*	3.71	3.24	3.79

* Extrapolatie

D.6 Profiel 40.550

D.6.1 Kritische waterstanden

De waterstand en HBN bij 1 en 10 l/s/m staan in Figuur D.9. In de grafiek staan tevens de waterstanden bij het hoofdillustratiepunt voor de HBN berekening. Let op: HBN en waterstand zijn inclusief 0,3 m onzekerheidstoeslag.



Figuur D.9 HBN 1 en 10 l/s/m en waterstand bij verschillende kansen voor 40.55

In het zichtjaar 2035 is bij de verwachte kruinhoogte van NAP +3,52 m (incl. 22 cm zetting) de kans op overschrijding van een overslagdebiet van 1 l/s/m zeer hoog, 1/100 à 1/200 jr⁻¹.

Afhankelijk van het uitgangspunt voor de aan te houden kruinhoogte en het aan te houden HBN wordt gekozen voor de bijhorende waterstanden als kritische waarden bij de schematisering van de waterspanningen, rekening houdend met golfoverslag:

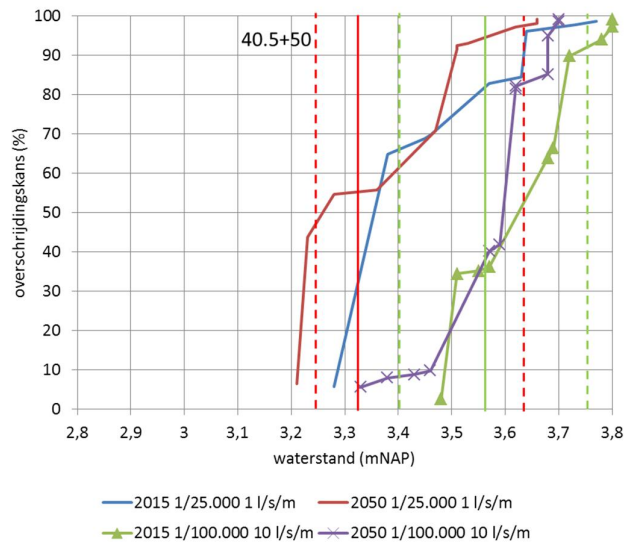
Kruinhoogte	HBN bij .. l/s/m	Waterstand Illustratiepunt (m NAP)	Terugkeertijd waterstand (jr.)
NAP +3,52 m Verwacht 2035	1	3,03	Ca. 40
	10	3,23	Ca. 1000
NAP + 4,02 m Ontwerp HBN 1 l/s/m	1	3,32	Ca. 3000
	10	3,67	Ca. 100.000

Voor de FU-analyse voor macrostabiliteit binnenwaarts wordt aangenomen dat het hoogtetekort wordt opgelost in een maatregel, bijvoorbeeld golfremming op het talud al dan niet in combinatie met een beperkte (mogelijk tijdelijke) barrière aan de buitenkant van het profiel. In de stabiliteitsberekeningen wordt dan uitgegaan van de onderste twee waterstanden, terwijl de schematisering van de kruin op de geprognosticeerde hoogte in 2035 ligt (de waarde linksboven in de tabel).

D.6.2 Waterstanden voor gevoeligheidsanalyse

Naar aanleiding van overleg met KPR (Kennisplatform Risicobenadering) is de bandbreedte van de waterstand in de illustratiepunten bepaald, gegeven een HBN niveau gelijk aan de ontwerpkruihoogte bij 1 l/s/m. Met deze bandbreedte kan een gevoeligheidsanalyse worden uitgevoerd. De waarden in de bovenstaande tabel zijn de hoofdillustratiepunten. In onderstaande grafiek zijn de overige waterstanden gegeven (Figuur D.10).

1 l/s/m 1/25.000				
2015		2050		
h (mNAP)	bijdrage	scenario	h (mNAP)	bijdrage scenario
3,28	5,7	dicht/dicht	3,21	6,4 dicht/dicht
3,38	59,1	dicht/dicht	3,23	37,3 dicht/dicht
3,45	4	open/dicht	3,28	10,9 open/dicht
3,46	1	dicht/open	3,36	1,2 dicht/open
3,57	13,1	open/open	3,47	15 open/open
3,63	1,6	dicht/dicht	3,51	20,7 open/open
3,64	11,6	open/open	3,51	1 dicht/dicht
3,73	1,6	open/open	3,53	0,6 dicht/open
3,77	0,9	open/open	3,62	4,1 open/open
			3,66	0,9 open/open
			3,66	1,1 open/open
10 l/s/m 1/100.000				
2015		2050		
h (mNAP)	bijdrage	scenario	h (mNAP)	bijdrage scenario
3,48	2,6	dicht/dicht	3,33	5,6 dicht/dicht
3,51	31,8	dicht/dicht	3,38	2,4 dicht/dicht
3,55	0,8	open/dicht	3,43	0,8 open/dicht
3,57	1	dicht/open	3,46	1 dicht/open
3,68	27,7	open/open	3,57	30,4 open/open
3,69	2,5	dicht/dicht	3,59	1,7 dicht/dicht
3,72	23,4	open/open	3,62	39,6 open/open
3,78	4,2	open/open	3,62	0,7 dicht/open
3,8	3,3	open/open	3,68	3 open/open
3,8	1,8	open/open	3,68	9,7 open/open
			3,7	3,6 open/open
			3,7	0,7 open/open



Figuur D.10 Bandbreedte waterstand in illustratiepunt, gegeven de ontwerpkruihoogte bij HBN gelijk aan 1 l/s/m, voor 2015 en 2050.

Omdat de waarde voor 10 l/s/m een extrapolatie is en hier dus geen berekende waarden van het illustratiepunt voorhanden zijn (zie figuur D.10), is de bandbreedte aangehouden bij de kleinste berekende kans: 1/100.000 jr^{-1} . De resultaten zijn samengevat in Tabel D.3.

Tabel D.3 Bandbreedte waterstand illustratiepunten gegeven ontwerp kruihoogte bij 1 l/s/m

HBN	Hoofdillustratiepunt 2035 (mNAP)	Laag (mNAP)	Hoog (mNAP)
1 l/s/m	3.32	3.25	3.65
10 l/s/m*	3.67	3.51	3.86

* Extrapolatie

D.7 Conclusies

Op basis van de beschikbare mogelijkheden binnen Hydra-NL, zonder Q-variant voor de Hollandse IJssel, is een methode gepresenteerd voor het rekening houden met golfoverslag bij het opstellen van fragility curves in een FU analyse. De resultaten hiervan worden per profiel gegeven in de voorgaande hoofdstukken. Hierbij is zowel bij de waterstanden als bij de HBN een onzekerheidstoeslag van 0,3 m opgeteld.

Uit de berekeningen blijken de volgende hoogte tekorten, uitgaande van een ontwerp overslagdebiet van 1 l/s/m en een kruindaling van nu tot 2035 van 22 cm:

Profiel 26.275	0,1 m
Profiel 36.951	1,1 m
Profiel 40.550	0,5 m.

Er wordt voor de FU-analyse vanuit gegaan dat dit hoogtetekort wordt opgelost met een maatregel, bijvoorbeeld golfremming op het talud (in de vorm van taludverruwing) in combinatie met een keermuur ter plaatse van de buitenkruinlijn).

Naast de gegeven waarden van de kritische waterstanden waarbij rekening wordt gehouden met een overslagdebiet van 1 en 10 l/s/m, de waterstand van de hoofdillustratiepunten van de HBN berekeningen, is een range aangegeven van de overige illustratiepunten. Met deze range van waterstanden kan een gevoeligheidsanalyse worden uitgevoerd.

D.8 Literatuur

- [1] Memo Schematisering freatisch vlak bij golfoverslag v3, Deltares kenmerk 1230090-020-GEO-0008, Deltares, d.d. 31 augustus 2016.
- [2] Memo Waterstandverlooplijnen Hollandse IJssel, Deltares kenmerk 1230090-009-GEO-0001, 14 maart 2016.
- [3] Handreiking toetsen grasbekledingen ten behoeve van de onderbouwing van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde, Rijkswaterstaat, 2012.
- [4] POVM Beter benutten actuele sterkte, Activiteit 5 – deel Historische gegevens, augustus 2016, Definitief.
- [5] VERSLAG OVER DE STORMVLOED VAN 1953, Rijkswaterstaat en het Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut, STAATSDRUKKERIJ. EN UITGEVERIJBEDRIJF 'S-GR AVENHAGE 1961.

E Proefbelastingen

E.1 Types proefbelastingen

Op basis van de uitkomsten van de Faalkans-update analyses ligt het op dit moment voor de hand te denken aan de volgende proefbelastingen:

1. Infiltratie (a.g.v. golfoverslag) van overlopend water in het talud.
2. Een bovenbelasting op de kruin van de dijk.
3. Een combinatie van beiden.

In de volgende sub-paragrafen worden de belastingtypes nader toegelicht. Meer informatie over een mogelijke proefbelasting staat in het Plan van Aanpak Proefbelasting IJsseldijk (Van Hoven, november 2 2016).

E.1.1 Bovenbelasting (verkeersbelasting)

Een bovenbelasting kan bestaan uit:

- A 1. Rijdende belasting (zwaar transport) die tijdelijk, op de binnenste helft van de kruin op rijplaten kan worden geparkeerd. De wagen wordt geladen tot het gewenste gewicht, op een weegbrug kan de last vrij nauwkeurig worden bepaald.
- A 2. Belasting, bestaande uit met water vulbare containers al dan niet in combinatie met een gestapelde rijplaat of stelconplaat belasting.

Rijdende belasting

Met rijdend materiaal dat tijdelijk wordt geparkeerd kan een belasting van 10 tot maximaal 20 kPa over een breedte van ca. 2,5 à 3 m worden bewerkstelligd. Met maximaal beladen zandwagens, bumper aan bumper geparkeerd (tot 1 meter ertussen), kan een belasting van 17 à 18 kPa worden gehaald. Er zal moeten worden gekeken in hoeverre rijplaten nodig zijn om de belasting te spreiden.

Een getrapt oplopende belasting is mogelijk door de belading van de vrachtwagens te veranderen. Gedacht kan worden aan 3 à 4 vrachtwagens (30 à 40 m):

- Rijplaten en onbeladen wagens (ca. 8 kPa).
- Half beladen (ca. 14 kPa) en
- Vol beladen (ca. 19 kPa).

Het ligt voor de hand om de vrachtwagens zelf hun lading te laten halen, gevolgd door weging op de weegbrug. De mobiliteit van een rijdende belasting is een groot voordeel. Er kan op gewenste tijden worden aangevoerd en afgevoerd. De proefduur is zo kort mogelijk, omdat er verder, naast de monitoring geen omvangrijke installaties nodig zijn. Het uitvoeren van de proefbelasting tussen de spitsmomenten op de dijk is misschien ook mogelijk. Het is niet de bedoeling dat de vrachtwagens in colonne naar de proefbelasting rijden, omdat anders de dijk over het hele rijtraject wordt belast.

Een van de nadelen is het gevaar tijdens het uitvoeren van de belasting. Het is niet verantwoord om de chauffeurs bloot te stellen aan het risico dat de dijk afschuift terwijl de

chauffeur in de wagen zit. Bij deze methode belasting is het dus extra belangrijk dat de kans op een werkelijke afschuiving binnen het acceptabele ligt op persoonlijk risico, of dat op een andere manier maatregelen worden getroffen die veiligheid van personeel waarborgt. De methode van een zwaar transport kan vooral een kans bieden als de benodigde belasting niet al te groot is.

Vulbare containers

Een tweede optie is een gedeeltelijke belasting bestaande uit stelconplaten (b.v. koop met mogelijkheid van terug levering) en of huur van stalen rijplaten. Hierop kunnen waterdichte (landbouw) containers worden gezet die met behulp van een pomp worden gevuld met water uit de IJssel. Deze opzet is eerder bij grootschalige bezwijkproeven gebruikt (IJKdijk en Markermeerdijken). De waterdichte containers zijn 20 m³ tot 40 m³ en voorzien van een koppelstuk voor een leiding onderin de container. Hierdoor (of van bovenaf) kunnen de containers worden gevuld en geleegd. Het waterniveau in de containers, en daarmee het gewicht, kan worden gemonitord door ze te voorzien van een diver die het waterniveau meet. De 20 m³ containers zijn 6,2 m lang, 2,5 m breed en 1,75 m hoog (buitenmaten), waardoor er in een enkele rij 5 of 6 nodig zijn. Er kan bijvoorbeeld worden gedacht aan de volgende belasting:

- Stelconplaten 15 cm, 3 m breed (2x2 naast 1x2) over 36 m, ofwel 18 platen lang. Per laag 3,5 kPa, twee lagen 7 kPa.
- 5x 20 m³ containers in een lijn op de stelconplaten. Lege containers ca. 4 kPa (totaal met stelconplaten 11 kPa).
- Vullen van de containers ca. 12,5 kPa (totaal ca. 23,5 kPa).

De containers worden niet aan elkaar gekoppeld, maar blijven afzonderlijk vul- en ledigbaar. Hiermee wordt voorkomen dat bij een kleine zetting van één van de containers het water naar die container stroomt leidend tot een verdere verhoging van de belasting aldaar. De belasting is op die manier progressief bij een naderende instabiliteit, wat uiteraard ongewenst is.

Door de containers te vullen met water kan de belasting nauwkeurig worden ingesteld en opgevoerd. Er kan bij het aanbrengen van de belasting worden ingespeeld op metingen die op dat moment worden uitgevoerd. Bij toenemende vervorming kan de toename van de belasting tijdelijk worden gestaakt of verlaagd. Een tweede voordeel is dat bij een naderende instabiliteit de belasting snel kan worden verminderd door het afdalen van water in de IJssel door een afsluiter aan de (veilige) IJsselkant van de dijk. Het is dan op dat kritieke moment niet nodig om een afweging te moeten maken of het nog veilig is om vrachtwagens weg te rijden.

De overlast voor de omgeving zal bij deze belasting van platen en containers groter zijn dan bij het gebruik van vrachtwagens. De containers zijn permanent gedurende langere periode aanwezig. Rondom de containers zijn leidingen naar de IJssel, een pomp, powerpack en milieutank aanwezig.

Tijdsduur van de belasting

De duur van de belasting moet voldoende lang zijn om te bewijzen dat de dijk sterk genoeg is om de bovenbelasting te dragen. Discussie achteraf dat de dijk niet is bezweken, omdat de belasting te snel is weggehaald moet worden voorkomen.

Grofweg wordt op dit moment voorzien dat het aanbrengen van een getrapte belasting ca. 4 dagen duurt. Voor de inrichting en opruimen van het werkterrein en faciliteiten (zoals

monitoring) zullen nog één of enkele dagen voor en na de proef nodig zijn. De tijdsduur wordt nader toegelicht in Van Hoven (november 2 2016).

E.2 Verhogen freatisch niveau

Verschil mechanisme erosie en instabiliteit door golfoverslag

Uit de faalkans update analyse blijkt dat verzadiging van de dijk als gevolg van golfoverslag belangrijk is, terwijl hierover juist veel onzekerheden zijn. Ten eerste over de kans op een bepaald overslagdebiet gegeven het optreden van een waterstand en ten tweede over het effect van een bepaald overslagdebiet over de stijging van het freatisch vlak in de dijk. Voor het tweede aspect kan een proefbelasting in de vorm van overslag, of overloop zeer effectief zijn.

Golfoverslag heeft effect op drie faalmechanismen:

- 1 Erosie kruin en binnentalud.
- 2 Stabiliteit van de bekleding op het binnentalud.
- 3 Macrostabiliteit binnenwaarts.

Ad 1

Als gevolg van golfoverslag kan erosie van de kruin en het binnentalud optreden. Dit wordt bij het ontwerp en de toetsing van een dijk als apart mechanisme beschouwd en heeft een eigen stuk van de faalkansbegroting. Ontwerpwaarden van het overslagdebiet zijn bijvoorbeeld 0,1 l/s/m als er geen grasmat aanwezig is (bijvoorbeeld tuintjes vallen hier onder) en 10 l/s/m als er een goede grasmat aanwezig is, dat wil zeggen met de kwaliteit 'gesloten zode'. Hiertussen liggen nog ontwerpwaarden van 1 en 5 l/s/m met eigen voorwaarden. Een proefbelasting voor golfoverslag kan worden uitgevoerd met de golfoverslagsimulator (zie Figuur E.1).



Figuur E.1 Proefbelasting erosie met de 4 m brede golfoverslagsimulator (links op de dijk bij Millingen, rechts op de dijk bij Nijmegen)

Ad 2 en 3

Bij golfoverslag zal een deel van het water in de dijk infiltreren en zorgen voor hogere waterspanningen en lagere korrelspanningen. Dit heeft een negatief effect op de stabiliteit van de bekleding op het binnentalud en op de macrostabiliteit. Dit zijn aparte mechanismen, echter de grens tussen beide is op dit moment diffuus te noemen. Bij de stabiliteit van de bekleding gaat het in het geval van kleidijken, zoals bij KJK, om het afschuiven van de bovenste kleilaag met bodemstructuur over de kleikern met minder ontwikkelde

bodemstructuur. Het gaat om een laagdikte van ca. 0,5 tot 1,5 m, meestal wordt uitgegaan van een dikte van 1 m, welke parallel aan het talud afschuift. Het mechanisme wordt ook wel het Edelman – Joustra mechanisme genoemd. Uitgangspunt in deze formule is een grondwaterstroming parallel aan het talud, door de bovenste grondlaag die als gevolg van bodemstructuur een orde doorlatender is dan de kern van de dijk. Het faalmechanisme heeft geen specifiek eigen deel van de faalkansbegroting van de dijk.

De toename van de waterspanningen in de dijk door golfoverslag heeft ook invloed op grotere glijvlakken, ofwel macrostabiliteit binnenwaarts. De grens tussen macrostabiliteit (grote glijvlakken) en stabiliteit van de bekleding van het binnentalud (oppervlakkige glijvlakken) is niet eenduidig gedefinieerd. Voor macrostabiliteit binnenwaarts zijn glijvlakken relevant als ze intreden in de kruin of de bovenste helft van het binnentalud. Oppervlakkige glijvlakken kunnen hieraan echter ook voldoen. Een proefbelasting voor dit mechanisme kan helaas niet worden uitgevoerd met de golfoverslagsimulator, omdat deze niet breed genoeg is. Een proefbelasting door middel van infiltratie moet over enkele tientallen meters plaatsvinden, waardoor het vanwege praktische overwegingen een overloopproof zal worden. Hiermee wordt dus geen erosie als gevolg van golfoverslag beproefd.

Deze paragraaf gaat in op een proefbelasting gericht op het faalmechanisme afschuiven van het dijktalud door infiltratie (2 en 3) en niet over erosie (1). Het is overigens wel mogelijk dat lokaal erosie optreedt als er geen grasmat aanwezig is. Een overloopdebiet van 10 l/s/m is (helaas) niet representatief voor de erosiebelasting van 10 l/s/m bij golfoverslag (tenzij het gaat om heel kleine golfjes, maar dat is bij KJK niet het geval). Er kunnen bij een overloopproof met 10 l/s/m dus geen 'twee vliegen in één klap' worden geslagen.

Omvang en vorm van de infiltratiebelasting

Met een infiltratiebelasting van het binnentalud wordt het effect van golfoverslag op de waterspanningen in de dijk gesimuleerd. In de FU-analyse blijkt het optreden van relatief oppervlakkige glijvlakken, aangedreven door een hoge waterspanning in de dijk door golfoverslag, dominant. Binnen de FU-analyse is specifiek voor de IJsseldijk uitgegaan van een 'volle dijk'; freatisch vlak nagenoeg op het maaiveld, bij een overslagdebiet van 10 l/s/m of meer. Bij een overslagdebiet tot en met 1 l/s/m is het effect van golfoverslag niet meegenomen bij de schematisering van waterspanningen. Er is aangenomen dat dit voor de toets/ontwerp-omstandigheid een conservatieve aanname is. Over wat er werkelijk gebeurt met de waterspanningen bij verschillende golfoverslagdebieten en golfhoogtes is echter grote onzekerheid.

Een vraag die moet worden beantwoord bij het gebruik van infiltratie van het talud als belasting is welke van onderstaande uitgangspunten (of mengvorm) wordt aangehouden:

- 1 De belasting c.q. de infiltratietijd wordt zodanig langdurig aangebracht dat de geschematiseerde situatie van een 'volle dijk', zoals aangehouden in de FU-analyse, wordt bereikt.
- 2 De belasting in termen van infiltratietijd wordt gelijk gesimuleerd aan de maatgevende belasting, allicht met een zekere toeslag.

Ad 1) Overslag wordt net zo lang gesimuleerd totdat de waterspanningen in de dijk, zowel vlak onder het binnentalud als in de kern, geschematiseerd kunnen worden door een freatisch vlak dat ongeveer op het maaiveld ligt. De benodigde belastingduur is onbekend, maar zal naar verwachting in de orde van 24 uur en mogelijk veel langer zijn. Voor de FU –

analyse is dit een waardevolle observatie met een goede kans op goedkeuren als de dijk deze situatie overleeft.

Ad 2) In de toetssituatie zal de infiltratietijd in de orde van 5 uur zijn. Hierbij zal naar verwachting nog geen 'volle dijk' zijn opgetreden. Er zal bij toepassing van deze belasting nog goed moeten worden gekeken naar de schematisering van de waterspanningen in de toetssituatie. Kan deze minder conservatief worden geschematiseerd dan 'volle dijk' op basis van de proefbelasting en hoever kan daarin worden gegaan? Het benodigde debiet om het talud nat te houden is ca. 1 l/s/m, indien er (veel) meer, bijvoorbeeld 10 l/s/m, over de dijk stroomt, dan zal een groot deel van dit water onverrichter zake over het maaiveld afstromen.

Optie 1 levert een bovengrens van de belasting, onafhankelijk van de lokale opbouw van het dijk materiaal, aanwezigheid van zandlenzen, zandlaagjes, lokale afwijkingen in de bodemstructuur en dergelijke aspecten die van invloed zijn op de geohydrologie. Bij het uitvoeren van optie 2 bestaat er meer onzekerheid of er op een andere dijkstrekking met een iets andere opbouw geen significant ander beeld van de waterspanningen ontstaat, gegeven dezelfde maatgevende overslagbelasting. Bij optie 2 zal ook voor de toetssituatie in 2035 (of later) moeten worden nagegaan in hoeverre de gemeten waterspanningen bij de proefbelasting representatief zijn.

Samengevat levert optie 2 meer onzekerheden bij de interpretatie (vooral doorvertaling naar andere dijkstrekkingen), echter het levert een lager risico op daadwerkelijk afschuiven en een compactere, goedkopere, snellere proef. De voorkeur gaat momenteel uit te gaan naar optie 2.

Infiltratie van water op het talud kan plaatsvinden door een geperforeerde pijp aangesloten op een pomp, al dan niet met tussenkomst van een buffervat. Deze opzet is ook bij enkele eerdere grootschalige proeven gebruikt (o.a. Wissenkerke 1994, IJsselmeerdijk 2002, Waddenzeedijk 2008 en Afsluitdijk 2009). De geperforeerde buis ligt langs het hele te infiltreren talud (ca. 35 m) en geeft een zodanig debiet dat het talud continu is voorzien van een waterlaagje. Een voorbeeld van de proefopstelling op de Afsluitdijk staat in Figuur E.2.



Figuur E.2 Voorbeeld infiltratie van water binnentalud Afsluitdijk, links op de kruin van geperforeerde buis, onderaan het talud de meetkeet

Het overstromdebiet moet zodanig worden geregeld dat er overal op het talud aanbod van water is voor infiltratie, ofwel dat het debiet groter is dan de infiltratiecapaciteit van het talud. De infiltratiecapaciteit van een gemiddeld dijktaald in Nederland is ca. $2,5 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}^2$, maar kan in uitzonderlijke gevallen ook $1 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}^2$ zijn. Met een taludlengte van 12 m leidt dit tot een minimaal benodigd debiet van 0,3 à 1,2 liter/s/m. Voor een vak van 35 m is een minimaal debiet nodig van 10-40 liter per seconde. Voor het bestellen van pompen, debietmeters, slangen, buffervat, afsluiters et cetera moet worden uitgegaan van enige marge, bijvoorbeeld materieel dat kan worden ingesteld van 10 tot 200 l/s.

Om een belasting van 10 l/s/m te halen over een heel proefvak, moet de proefopstelling (pomp, buizen, debietmeter) ca. 400 l/s aankunnen. Vanuit overtuigingskracht van de proef kan worden overwogen om zover te gaan, echter fysisch gezien is dit voor deze stabiliteitsproef geen noodzaak. Het zal leiden tot meer wateroverlast onderaan het talud en mogelijk versturende lokale erosieverschijnselen die de proef hinderen als deze schades tussentijds moeten worden gerepareerd. Tussentijds stoppen van het overloopdebiet is ongewenst, omdat onbekend is hoeveel tijd nodig is om weer op het eerdere belastingniveau te komen.

Een deel van het water zal echter in ieder geval over het talud afstromen en zich onderaan het talud verzamelen, ook als wordt gekozen voor een kleiner debiet dan 10 l/s/m. Afhankelijk van de specifieke situatie van het te kiezen dijkvak zal een voorziening moeten worden getroffen om het overtollige water gecontroleerd af te voeren. Dit kan bijvoorbeeld bestaan uit een greppel afwaterend naar een meer binnenwaarts gelegen sloot.

Onder maatgevende situaties zal niet alleen het binnentalud worden overstromd door golfoverslag, maar ook het buitentalud door golfoploop en een hoge waterstand. Dit effect kan worden verkregen door het aanleggen van een damwandkuip aan de buitenzijde van de dijk en deze te vullen met water. Het water dat bovenaan het binnen- en buitentalud infiltreert, kan mogelijk door de relatief doorlatende wegfundering zijdelings afstromen, waardoor de verzadiging van water in de dijk minder snel gaat dan gewenst en wat het proefresultaat minder bruikbaar maakt. Dit kan bijvoorbeeld worden voorkomen door het aanbrengen van een tijdelijke afdichting (kunststof)damwand. Waarschijnlijk zijn er ook andere oplossingen mogelijk, dit zal bij de nadere uitwerking van de proefbelasting moeten worden uitgewerkt.

De op deze manier verkregen verhoging van de waterspanning in de dijk zorgt voor een verlaging van de schuifsterkte en dus voor een verminderde stabiliteit. Voor ongedraineerde overgeconsolideerde grondlagen is deze afname relatief gering (niet nul), echter voor dijksklei met bodemstructuur en de zandlagen bovenin de dijk neemt de schuifsterkte af recht evenredig met de toename van de waterspanningen.

Het bovengenoemde moet worden afgezet tegen het feit dat de dijk (ook voor het zichtjaar 2035) een hoogtetekort heeft dan bij de dijkversterking moet worden opgelost. Als de oplossing voor dit hoogtetekort wordt gecombineerd met het voorkomen van infiltratie aan de buitenzijde van de dijk (met bijvoorbeeld een kunststof damwand of kleikist), dan kan in de proefbelasting infiltratie door het buitentalud achterwege worden gelaten.

Duur van de infiltratiebelasting

Uitgaande van optie 2, kan de duur van de infiltratieproef beperkt blijven tot één werkdag. Er zal nog beter moeten worden gekeken naar de overlooptijd onder maatgevende omstandigheden, echter deze zal in de orde van 5 uur zijn. De exacte tijd is afhankelijk van

het beschouwde scenario (open of gesloten stormvloedkering Hollandse IJssel) en het aan te houden verloop van de golfcondities tegen tijd.

De infiltratie moet gedurende de proef continu zijn. Het tijdelijk stoppen van de infiltratie zorgt voor extra onzekerheden ten aanzien van de representativiteit van de belasting.

Dit betekent dus 's morgen beginnen en doorgaan tot het einde van de proef. Vijf uur continu kan als minimum worden gezien, met 10 uur continu wordt een behoorlijke marge aangehouden. Voor de voorbereiding, opbouwen van de proefopstelling en demobilisatie zijn ook een aantal dagen nodig. De monitoring wordt ca. één week van tevoren geplaatst, waarbij opgemerkt dat de overlast van de plaatsing van de monitoring relatief beperkt is.

E.2.1 Andere mogelijkheden

Zoals aangegeven kan de belasting ook bestaan uit een combinatie van een bovenbelasting en een infiltratiebelasting.

Verder kan nog worden gedacht aan andere manieren om zowel de bovenbelasting als de infiltratiebelasting vorm te geven. Te denken valt aan:

- Aanvullende infiltratie door een infiltratiebuis of infiltratieputten in het weg cunet.
- Aanvullende infiltratie door middel van een hoge waterstand tegen het buitentalud. bijvoorbeeld door een damwandkuip. Door het waterniveau hierin op te zetten kan ook worden gezorgd voor overloop, zonder dat een geperforeerde buis nodig is.
- Bovenbelasting door middel van big bags.
- Strategische ontgraving van het maaiveld binnendijks.

Deze opties zijn in het kader van het Plan van Aanpak proefbelasting op het eerste gezicht niet als kansrijk gezien en daarom ook niet verder uitgewerkt.

E.3 Metingen ter verificatie belastingeffecten

[wat moet worden gemeten?, bij welke meetwaarden is de proefbelasting geslaagd?]

Meer informatie over monitoring bij een proefbelasting is te vinden in Van Hoven, november 2 2016. Monitoring heeft drie hoofddoelen:

- a. Controle of de vereiste belastingsituatie vanuit de FU-analyse wordt gehaald..
- b. Herkennen van naderende instabiliteit om maatregelen te kunnen treffen om de instabiliteit te voorkomen of de gevolgen te beperken.
- c. Vertaling van de resultaten naar andere dijkvakken. Begrijpen van de fysica, het kunnen maken van een postdictie.

Het ligt voor de hand dat de monitoring die nodig is voor doel b. een grote overlap heeft met de monitoring voor doel c.

Ad a) – Controle bereikte belastingsituatie

De controle of de vereiste belastingsituatie wordt behaald hangt af van de gekozen belasting.

In het geval van een bovenbelasting in de vorm van (beton)platen, zand en/of vrachtwagens, dan zal de bereikte belasting worden bepaald op basis van bekende massa (betonplaten/containers) en/of weegbrug data van vrachtwagens. De monitoring bestaat in dat geval uit het bijhouden van het logboek. Er zal een tabel moeten worden gemaakt met tijden (gesynchroniseerde klok), de aangebrachte / verwijderde belasting in kPa's en in plaats in het vak (op voorhand een plaatsaanduiding in het vak maken c.q. genummerde strepen

en/of paaltjes). Het aanbrengen en verwijderen van de belasting moet achteraf te koppelen zijn aan de metingen van waterspanningen en vervormingen.

Indien daarnaast gebruik wordt gemaakt van vulbare containers dan zal het watergewicht worden gemonitord met divers in elk van de containers. Ook deze moeten verbonden zijn aan een gesynchroniseerde klok.

In het geval van een infiltratieproef, dan zal voor de controle van de bereikte belasting de waterspanning in de dijk moeten worden gemonitord. Door de waterspanning te converteren naar de stijghoogte ten opzichte van maaiveld kan direct worden gekeken of wordt voldaan aan het criterium 'volle dijk'. Naast de monitoring van de waterspanningen in de dijk zal ook het debiet dat over de dijk stroomt, moeten worden gemonitord. Periodiek wordt de debietmeter afgelezen en wordt het debiet en de tijd genoteerd in het logboek. Daarnaast wordt visueel gecontroleerd of er nog overal een waterlaagje op het talud aanwezig is. Indien niet, dan wordt het debiet aangepast (met vermelding in het logboek).

Bij een gecombineerde proef van een bovenbelasting en een infiltratiebelasting geldt dat beide typen monitoring moeten worden uitgevoerd.

Ad b) en c) – herkenning naderende instabiliteit en vergroten begrip mechanisme

Het is nadrukkelijk de bedoeling dat de dijk de belasting overleeft, zonder significante schade. Omdat er voor een succesvolle faalkans update waarschijnlijk een flinke belasting moet worden aangebracht zal dit getrapt moeten gebeuren. De respons van de dijk op de belastingstappen wordt gemonitord. De gemeten respons wordt bij afwijking van de verwachte respons leidend bij het (eventueel) verder opvoeren van de belasting. De handelwijze hieromtrent moet worden vastgelegd in het draaiboek.

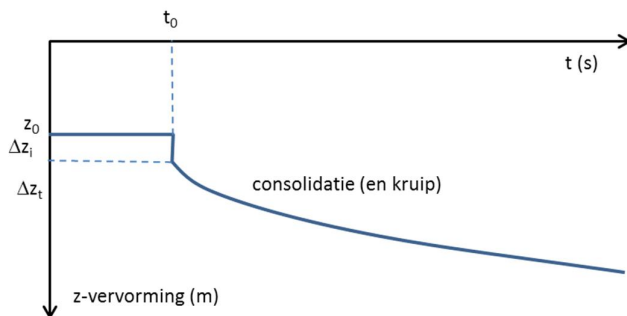
In de praktijk is het zeer moeilijk gebleken om vooraf een afschuiving te zien aankomen. Grofweg zijn er twee praktisch meetbare indicatoren voor een aankomende instabiliteit:

- Toenemende vervormingen, meer dan mag worden verwacht zonder plastische herverdeling van spanningen.
- Toenemende waterspanningen, meer dan mag worden verwacht zonder plastische herverdeling van spanningen.

Let op dat indicatoren nog geen 'garantie' geven voor afschuiven. Bij het maken van de predictieberekeningen en het opstellen van het draaiboek zal moeten worden nagedacht welke grenswaarden van de indicatoren of combinaties hiervan leiden tot afwijking van de geplande belastingstappen en of escalatie.

Monitoring vervormingen

Als gevolg van het aanbrengen van een bovenbelasting zal de dijk een beetje inzakken. In theorie zal de dijk aanvankelijk, instantaan met het aanbrengen van de belasting, een beetje zetten. Een gedeelte van de belasting zal door een toename van waterspanningen worden gedragen welke met verloop van tijd dissipeert. Als gevolg van deze consolidatie zal de verplaatsing met de tijd nog toenemen. Schematisch is dit weergegeven in Figuur E.3. Op t_0 wordt de belasting aangebracht, gevolgd door een initiële zetting met Δz_i en vervolgens door een toenemende maar vertragende zetting in tijd z_t .



Figuur E.3 Kruinzetting z (m) vs t (s) als gevolg van het aanbrengen van een bovenbelasting op t_0 .

Een dergelijke lijn kan op schaal worden vervaardigd door het uitvoeren van een predictieberekening met bijvoorbeeld PLAXIS. De berekening geeft een indicatie van de verwachting, zonder het optreden van een afschuiving. Indien uit monitoring blijkt dat de vervorming afwijkt, bijvoorbeeld toeneemt in tijd (versnelt) dan duidt dit op mogelijk afschuiven.

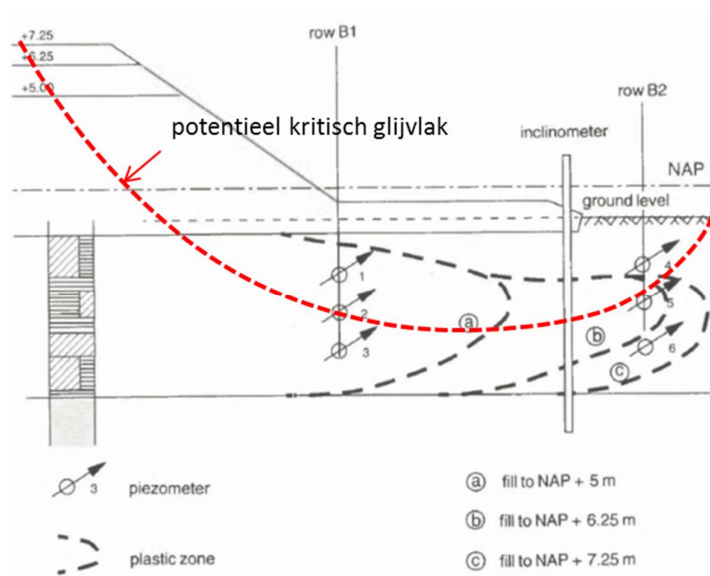
Ook dieper in de ondergrond en bij de binnenteen van de dijk zullen vervormingen optreden. Daarom moet ook monitoring plaatsvinden van het hele talud en de teen van de dijk. Dit kan met bijvoorbeeld hellingmeetbuizen, zichtlijnen met jalons, of een 'total station' (elektronische theodoliet).

Monitoring waterspanningen

Een onverwachte toename van waterspanningen is een indicator voor stabiliteitsverlies.

In CUR 162 staat een richtlijn voor uitvoeringsbegeleiding, het temporiseren van een ophoging op slappe grond op basis van waterspanningsmetingen. In dit geval kan het echter worden gebruikt voor het voorspellen en voorkomen van een instabiliteit. De methode houdt grofweg het volgende in:

- Met een stabiliteitsprogramma, EEM, Spencer, Bishop, LiftVan, wordt het veronderstelde kritische glijvlak bepaald in het dwarsprofiel van de dijk, bij de opgelegde belastingvorm.
- In de zone rondom het veronderstelde glijvlak wordt een aantal waterspanningsmeters geplaatst (Figuur E.4).



Figuur E.4 Voorbeeld schematische weergave potentieel kritisch glijvlak bij ophoging op slappe grond en uitbreiding van plastische zone met strategisch geplaatste waterspanningsmeters (uit CUR 162)

- Met behulp van bekende grondgewichten van de verschillende grondlagen, (gemeten) waterspanningen en spanningsverspreidingsformules (dit kan ook met EEM) worden de effectieve spanningen in de punten van de waterspanningsmeetpunten bepaald.
- Met behulp van de schuifsterkteparameters van de grond wordt gekeken of de grond in deze punten op het bezwijkomhullende liggen (zich plastisch gedraagt).
- Er wordt vanuit gegaan dat voorafgaand aan het optreden van afschuiven, onder het talud, een plastische zone ontstaat die naarmate de ophoging vordert groter wordt in de richting van de teen. Aangenomen wordt dat als de plastische zone een kritische omvang heeft gekregen er geen herverdeling van spanningen meer mogelijk is en het mechanisme optreedt.
- Bij het aanbrengen van ophoogslagen, of een bovenbelasting, wordt met behulp van de spanningsverspreidingsformules berekend welke toename van de waterspanningen wordt verwacht. Op basis van de verwachte, berekende, waterspanningstoename en de gemeten waterspanningstoename en op basis van de een update van de spanningstoestand van de grond (op de omhullende of niet) wordt gekeken of de plastische zone zich heeft uitgebreid voorbij het waterspanningsmeetpunt.

In het kader van de POVM proefbelasting wordt ervan uitgegaan dat de spanningsverspreiding niet met analytische formules wordt gedaan maar met EEM, bv PLAXIS.

Daarnaast is in de praktijk waargenomen dat vlak voor of aan het begin van afschuiven pieken in de waterspanningen optreden. Dit zou een direct criterium kunnen worden voor escalatie en stoppen belastingverhoging en wegnemen van de belasting voor zover mogelijk.

Voor de proefvakken langs de Hollandse IJssel worden ook relatief ondiepe glijvlakken voorspeld, met een diepte van 1 à 2 m onder het maaiveld, uittredend in de teen. De plaatsing van de waterspanningsmeters en het type waterspanningsmeter (tensiometer voor gebruik in onverzadigde zone) moet hierop worden aangepast, als wordt gekozen voor een locatie waar dit speelt.

E.4 Veiligheid tijdens proefbelasting (uitvoeringsstabiliteit)

In Van Hoven, november 2 2016 staat meer informatie over de veiligheid tijdens de proef. De belangrijkste onderkende risico's en maatregelen worden gegeven in Tabel E.1. Belangrijk onderdeel van de maatregelen is de sturing van de belastingproef op basis van monitoring (zie paragraaf E.3).

Tabel E.1 Ongewenste gebeurtenis, gevolg en maatregelen bij proefbelasting IJsseldijk Krimpenerwaard

Ongewenste gebeurtenis	Gevolg	Mogelijke maatregelen
Bres (grote afschuiving + hoogwater)	Overstroming Krimpenerwaard	<ul style="list-style-type: none"> • Geen proef bij hoogwater. Monitoring prognose buitenwaterstand van RWS bij Krimpen a/d IJssel. • Monitoring respons dijk op belasting, draaiboek met grenswaarden, temporiseren aanbrengen belasting, stoppen belasting en protocol escalatie (in draaiboek vastleggen). • Noodmaatregelen paraat, waakvlam overeenkomst met aannemer voor levering materiaal en materieel (gegevens aannemer vastleggen in draaiboek). • Combineren proef met calamiteiten oefening. • Stormvloedkering Hollandse IJssel Stand by, of combineren van piek proefbelasting met sluitoefening Stormvloedkering (contact SVK dienst of Waterkamer in draaiboek).
Afschuiving dijk	Schade dijk. Schade particulier eigendom. Langere tijd afsluiting dijk	<ul style="list-style-type: none"> • Monitoring respons dijk op belasting, draaiboek met grenswaarden, temporiseren aanbrengen belasting, stoppen belasting en protocol escalatie. • Noodmaatregelen paraat, waakvlam overeenkomst met aannemer voor levering materiaal en materieel.

F Doorvertaling dijkvakken en kansrijkheid vervolgonderzoek voor POVM en KIJK

In deze bijlage is de doorvertaling van de resultaten van dit onderzoek (activiteit 6, het daadwerkelijk uitvoeren van BS analyses in 3 dwarsprofielen), naar representatieve dijkvakken uitgewerkt

F.1 Representatieve dijkvakken voor de 3 beschouwde dwarsprofielen

Belangrijk is de vraag hoe representatief de onderzochte doorsnedes zijn voor de betreffende dijkvakken.

Beschouwde doorsnede/dwarsprofiel:

Het onderzoek in het kader van de POVM is gericht op de specifieke doorsnede. In de 3 beschouwde doorsnedes is uitvoerig onderzoek verricht bestaande uit sonderingen en boringen ter bepaling van de grondopbouw. Tevens zijn peilbuizen en waterspanningsmeters geplaatst ter bepaling van de stijghoogte van het grondwater en waterspanningen in de dijk. Daarnaast is laboratoriumonderzoek uitgevoerd ter bepaling van de volume gewichten van de kenmerkende grondlagen en ongedraineerde sterkteparameters (in combinatie met de sonderingen). Met dit onderzoek zijn per profiel modelschematisaties opgesteld.

Doorvertaling van doorsnede naar dijkvak:

Hierbij dient onder andere onderscheid te worden gemaakt per analysestap (stap 1, 2 of 3). Dit is hieronder uitgewerkt.

Semi probabilistische analyse (stap 1):

Voor de semi-probabilistische analyses is met rekenwaarden van de ongedraineerde sterkte gerekend. Voor de waterspanningen, ondergrondopbouw en volumegewichten is zoals gebruikelijk van verwachtingswaarden uitgegaan.

Er zijn uiteraard resterende onzekerheden in de doorsnede en er zijn onzekerheden als het resultaat in de doorsnede wordt vertaald naar een dijkvak met bepaalde lengte. Deze onzekerheden worden verdisconteerd met de zogenaamde schematiseringsfactor. Voor de schematiseringsfactor is in dit onderzoek van een conservatieve waarde van 1.10 uitgegaan. Verwachting is dat deze factor kan worden geoptimaliseerd omdat het berekende dwarsprofiel voor een relatief kleine strekking representatief/maatgevend wordt verondersteld en veel grondonderzoek is uitgevoerd.

Probabilistische analyse (stap 2):

Voor de ondergrondopbouw en waterspanningen worden evenals bij de semi-probabilistische analyse verwachtingswaarden gehanteerd. Zo ook voor het volumegewicht hoewel middels gevoeligheidsanalyses (zie bijlage B) is aangetoond dat de invloed hiervan verwaarloosbaar is. De ongedraineerde sterkte is als stochast gemodelleerd.

Er zijn ook hier uiteraard resterende onzekerheden in de doorsnede en er zijn onzekerheden als het resultaat in de doorsnede wordt vertaald naar een dijkvak met een bepaalde lengte.

Voor de in dit onderzoek uitgevoerde probabilistische analyses kan een dergelijke factor niet worden gehanteerd. Dit kan echter worden ondervangen door de overige onzekerheden die mogen worden verwacht binnen het dijkvak, in de probabilistische analyse nader te beschouwen.

Deze resterende onzekerheden hebben mogelijk betrekking op:

- Dwarsprofiel: Is het maatgevende dwarsprofiel binnen het dijkvak beschouwd?
- Grondopbouw: Is er een aannemelijke kans op een ongunstiger grondopbouw?
- Waterspanningen: Is er een aannemelijke kans op een ongunstiger waterspanningsbeeld?

Opgemerkt wordt wel dat het beschouwen van alle bovengenoemde restonzekerheden in een analyse tot stapeling van onzekerheden kan leiden.

In bijlage G 'Extrapolatie berekeningsresultaten' is gekeken naar de mate waarin op basis van de probabilistische berekeningen een uitspraak gedaan zou kunnen worden over de grootte van het representatieve dijkvak.

Op basis van de geometrie van de profielen en de bodemopbouw (variaties in sterkte van grondlagen zijn hier niet meegenomen) zijn de berekeningen representatief/ maatgevend¹ voor de volgende dijkvakken (Tevens is hierbij naar de invloed van de hoogteligging van het watervoerende pakket op de waterspanningen in de ondergrond gekeken):

- Profiel 26.2+75 m voor de strekking tussen ca. 26.1+75m tot 26.3+20m; 145m.
- Profiel 36.9+51 m voor de strekking tussen ca. 36.5+50m tot 37.0+00m; 450m.
- Profiel 40.5+58 m voor de strekking tussen ca. 40.2+00m tot 40.8+00m; 600m.

Om daadwerkelijk de sterkte resultaten te kunnen extrapoleren is het van belang om ook naar de sterktevariatie binnen lagen van dezelfde grondsoort te kijken, aangezien deze kan variëren. Gezien de ondiepe glijcirkels zijn vooral ondiepe lagen in de kruin en in het binnentalud hierbij van belang. Opgemerkt wordt echter dat de sterkte van de antropogene klei in de dijk, gelegen boven het onder dagelijkse omstandigheden aanwezig freatische vlak, niet met ongedraineerde sterkte is gemodelleerd maar met gedraineerde sterkteparameters c' en ϕ' . Daar waar sprake is van ondiepe maatgevende glijcirkels, zal een groot gedeelte van het glijvlak door deze laag gaan. In de drie hier beschouwde profielen is sprake van ondiepe maatgevende glijvlakken (met name als gevolg van volledige infiltratie bij overslag). Gesteld kan worden dat deze gedraineerde sterkte conservatief is voor de gehele range. Hierdoor, en ook doordat dat er relatief weinig informatie ter plaatse van de kruin aanwezig is (voor het dijkvak) om extrapolatie op te baseren is het nodig om aanvullend grondonderzoek binnen het dijkvak, in de kruin of het binnentalud uit te voeren om de bovenstaande ranges te verifiëren.

Hierbij wordt vooralsnog gedacht aan het uitvoeren van klasse 1 sonderingen op het talud of de kruin. Er wordt vooralsnog vanuit gegaan dat ter plaatse van de binnenteen voldoende informatie beschikbaar is.

Om de zones waarover resultaten geëxtrapoléerd worden verder uit te breiden zijn in de eerder genoemde bijlage G voorstellen gedaan voor berekeningen met variaties op de ondergrond schematisatie. (hierbij geldt wederom dat ook de sterkte binnen dezelfde laag kan variëren en dat hier ook naar gekeken dient te worden):

- Case 1 Dp 26.2+075m:
Een veilige extrapolatie op basis van bodemopbouw² **alleen** zou zijn van ca. Dp 26.1+75m en Dp 26.3+20m. Een gevoeligheidsanalyse naar het effect van een dieper liggend watervoerend pakket zou de zone van ca. 26.1+75m tot 26.3+20m mogelijk uit kunnen breiden naar 26.1+20m
- Dp 36.9+51m:

¹ Maatgevend in de zin dat de bodemopbouw en het dwarsprofiel alsmede de waterspanningen in de berekening vergelijkbaar of ongunstiger zijn voor de macro-stabiliteit van het binnentalud.

² De geometrie van het dwarsprofiel en de lokale sterkte van de ondergrond zijn nog niet meegenomen, en kunnen deze bandbreedte nog verkleinen.

een veilige extrapolatie op basis van bodemopbouw **alleen** zou zijn van Dp 36.5+50m en Dp 37.0. Om de conclusies van het profiel uit te breiden van 37.0 tot 37.2, van waaraf het traject tot 37.4 is goedgekeurd, zou een gevoeligheidsanalyse met een ondiepere veenlaag relevant zijn, eventueel in combinatie met een ondieper watervoerend pakket. Een gevoeligheidsanalyse naar het effect van de diepte van de veenlaag zou deze range mogelijk kunnen uitbreiden zuidelijk van Dp 36.5+50m.

- Dp 40.5+50m:
Een veilige extrapolatie op basis van bodemopbouw **alleen** zou zijn van 40.2+00m tot 40.8+00m. Een gevoeligheidsanalyse naar het effect van een dunnere kleilaag (en daardoor dikkere veenlaag) kan overwogen worden om de conclusies van het profiel uit te kunnen breiden zuidelijk van 40.2.

Faalkans updating (stap3):

Voor profielen die op basis van de bewezen sterkte methode zijn goedgekeurd dient nader te worden onderzocht in hoeverre dit geëxtrapolerd kan worden naar profielen die conventioneel (op basis van (semi-) probabilistische analyses) gezien gunstiger zijn. De meerwaarde van de bewezen sterkte is namelijk minder voor een profiel dat van zichzelf sterker is. Het netto effect van een gunstiger profiel en een kleinere winst op basis van bewezen sterkte is nu nog onduidelijk. Daarbij lijkt het dat een profiel (vergelijkbaar of gunstiger qua ondergrond, waterspanningen, belastingen, et. cetera. dat een aantoonbaar (met (semi-)probabilistische analyses aangetoond) hogere stabiliteitsfactor of lagere faalkans heeft, dan het met FU analyses goedgekeurde profiel, ook kan worden goedgekeurd.

Vooralsnog is er vanuit gegaan dat het beschouwde dwarsprofiel minimaal representatief is voor het dijkgedeelte waarbij sprake is van groene dijk zonder opritten en bebouwing in de teen. Dit is een conservatieve aanname. Minder conservatieve aanname, die zoals hierboven in aangegeven dus nog dient te worden onderzocht, is dat het traject gelijk is als voor analysestappen 1 en 2 (deze waarde is hieronder tussen haakjes aangegeven):

- Profiel 26.2+75 m: representatief voor trajectlengte van 40m (uitgaande van analysestappen 1 en 2 representatief voor ca. 26.1+75m tot 26.3+20m; trajectlengte 145m).
- Profiel 36.9+51 m: Analysestep 3 blijkt niet nodig om tot goedkeuren van het dwarsprofiel te komen.
- Profiel 40.5+58 m: Ook hier blijkt analysestep 3 blijkt niet nodig om tot goedkeuren van het dwarsprofiel te komen.

F.2 Inschatting doorvertaling resultaten naar dijkversterking KJK

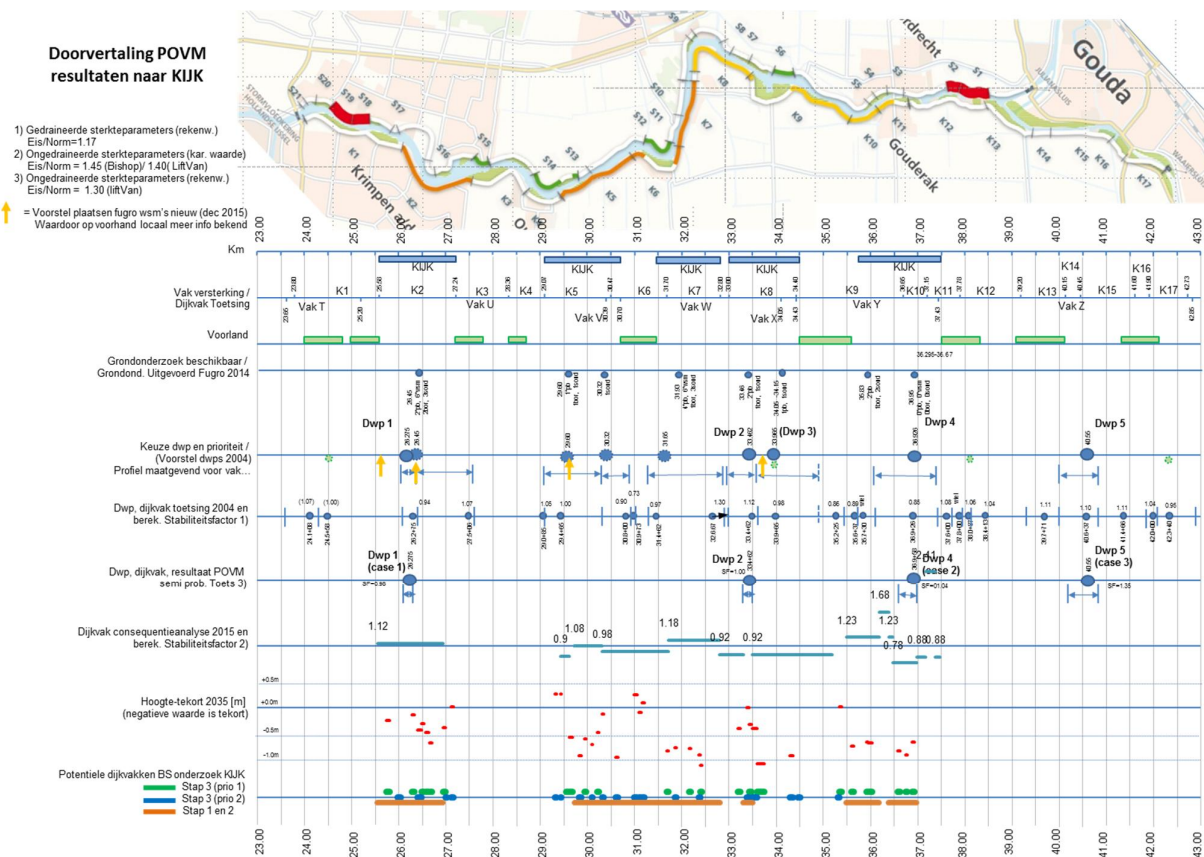
Afhankelijk van lokale condities vereist het aantonen van veiligheid (voldoen aan de norm) meer of minder analysestappen. Deze stappen zijn in paragraaf F.1 weergegeven. Navolgend is een inschatting gegeven van de doorvertaling van de resultaten uit de 3 dwarsprofielen naar gehele dijkversterking KJK waarbij onderscheid is gemaakt in deze 3 stappen.

Analysestep 1 en 2: Semi-probabilistische en probabilistische analyses:

Gesteld kan worden dat het uitvoeren van de actuele sterkte stappen 1 en 2 voor dijkversterkingstraject KJK zinvol is. Met name daar waar eerder relatief hoge stabiliteitsfactoren zijn berekend die niet tot goedkeuren hebben geleid. De meeste kans op succes geldt voor de dijktrajecten met berekende stabiliteitsfactoren groter zijn dan circa 1.0. Deze waarde is gekozen op basis van de resultaten van de uitgevoerde analyses in de 3 dwarsprofielen. Deze keuze is vrij arbitrair omdat er uiteraard geen direct verband is tussen berekende stabiliteitsfactor en faalkans. In figuur F.1 is een grafische samenvatting gegeven van de berekeningsresultaten uit de consequentieanalyse. (Zie de 3^e 'regel' van onderen). In

dezelfde figuur is op de onderste 'regel' aangegeven voor welke dijktrajecten de stappen 1 en 2 sowieso zinvol wordt geacht (Oranje lijn, totaal circa 6.000m).

De overweging wordt echter gegeven om het gehele dijktraject van KIJK te beschouwen. Immers, voor case 2 (Dp 36.9+26m) is in het kader van de consequentieanalyse een stabiliteitsfactor berekend van 0.78 en in het kader van de POVM volgde uit de semi-probabilistische analyse een stabiliteitsfactor van 1.04 (zonder overslag) en 0.85 (met volledige infiltratie dooroverslag).



Figuur F.1: Grafische weergave informatie dijkvakken

Step 3: Faalkans updating (Bewezen Sterkte):

Uit de analyses in de 3 dwp's volgt dat faalkans updating in 1 van de 3 gevallen een opwaardering geeft van de macrostabiliteit.

Als overslag/infiltratie door (extra) maatregelen aan de buitenkant wordt voorkomen en op basis van de stappen 1 en 2 niet tot goedkeuren wordt gekomen bestaat de mogelijkheid dat op basis van het toepassen van een proefbelasting wel tot goedkeuren wordt gekomen.

Als overslag/infiltratie niet kan worden voorkomen bestaat de mogelijkheid dat door het aanbrengen van een proefbelasting (infiltratie en overslag al dan niet in combinatie met verkeersbelasting) een gunstiger resultaat wordt verkregen. In eerste instantie doordat a.g.v. de proefbelasting (infiltratie en overslag) een beter en vermoedelijk gunstiger waterspanningsbeeld wordt verkregen. Door het uitvoeren van de stappen 1 en 2 kan a.g.v. deze gunstiger schematisatie de stabiliteit mogelijk al aan de norm voldoen. Lukt dit niet dan kan juist hier step 3 (een FU analyses) uitkomst bieden.

Faalkans Updating kan in beginsel alleen worden toegepast voor een dijktraject van voldoende lengte en verstoringen als bebouwing, opritten e.d. dienen afwezig te zijn.

Binnen de scope van KIJK zijn echter veelvuldig opritten binnendijks aanwezig met soms relatief korte onderlinge afstanden. Deze opritten beïnvloeden de stabiliteit (3D-effect, zie bijlage A). Van een oprit min of meer haaks op de dijk, kan worden verondersteld dat dit zorgt voor een hogere stabiliteit. Als de afstanden tussen de opritten relatief gering zijn zal dit een positief effect kunnen hebben op de stabiliteit tussen de opritten.

Voor de faalkans analyse (stap 2) kan, voor de a-priori situatie, het positieve effect van een dergelijke oprit worden verwaarloosd. Dit is dan een conservatieve aanname. Bij Faalkans Updating (Bewezen sterkte) ligt dit anders. Voor de observatie is het verwaarlozen van een oprit geen conservatieve aanname (de dijk op dit traject is in werkelijkheid immers sterker dan berekend) en zou het effect hiervan moeten worden beschouwd. Hoewel deze invloed mogelijk kan worden beschouwd is dit nog onontgonnen terrein waarvoor op dit moment geen onderzoekspoor loopt. Hetzelfde geldt in basis ook voor bebouwing hoewel voor op staal gefundeerde bebouwing in het kader van het Markermeerdijken-onderzoek al enig onderzoek is verricht om dit effect mee te nemen. Hiervan kan waarschijnlijk gebruik worden gemaakt voor het Bewezen Sterkte onderzoek van KIJK.

Om een inschatting van trajectlengten te verkrijgen is gezien bovengenoemde in eerste instantie gekeken naar de dijktrajecten van voldoende lengte waarvoor kan worden gesteld dat de 3D-effecten van opritten niet spelen. Dit zijn de groene dijktrajecten met een minimale lengte van 35 m tussen de opritten en waar bebouwing buiten de invloedssfeer van stabiliteit ligt. Hiervoor is gesteld dat binnendijkse panden minimaal 5 m uit de teen moeten liggen (voor onderbouwing van dit 3D effect zie bijlage A).

Verder wordt ervan uitgegaan dat op bovengenoemde trajecten in principe een proefbelasting (Infiltratie en overslag al dan niet in combinatie met verkeersbelasting) mogelijk is.

In Figuur F1 (zie onderste 'regel') en tabel F.1 zijn bovengenoemde dijkvakken aangegeven:

- Met een groene lijn (stap 3 prio 1) zijn de dijktrajecten aangegeven bestaande uit een groene dijk met een lengte van minimaal 35 m waarbij de afstand van binnenteen tot bebouwing meer dan 5 m is (circa 1.250m).
- Met een blauwe lijn (stap 3 prio 2) zijn de dijktrajecten aangegeven bestaande uit een groene dijk met een lengte van minimaal 35 m waarbij de afstand van binnenteen tot bebouwing minder is dan 5 m, veelal tot in de binnenteen (ca. 850m)

Tevens zijn deze dijkvakken door HHSK weergegeven in giskaarten (zie bijlagen H1 t/m H16). In de kaarten H1 t/m H8 is van elk traject naast het id. tevens de lengte van het traject aangegeven. Op de kaart is op basis van bewerking van AHN data middels de rode kleur de helling van de binnentaluds aangegeven (donkerder kleur rood = steilere taludhelling).

In de kaarten H7 t/m H16 zijn de genoemde dijktrajecten aangegeven met de luchtfoto als ondergrond.

id	HMP start	Object start	HMP eind	Object eind	Lengte prio 1 (m)	lengte prio 2 (m)	lengte prio 3 (m)	Minimale afstand teen / bebouwing (m)	Hoogte tekort 2035 1 l/m/s (m)	Prio	Verwerkt in GIS	opmerking
1	25.6	afrit loodrecht	25.616	afrit loodrecht			16		-0.08	3	ja	
2	25.7	afrit schuin	25.763	afrit schuin	63			18	-0.24	1	ja	
3	25.935	inrit loodrecht	26	inrit loodrecht		65		2	nb	2	ja	
4	26.1	afrit loodrecht	26.124	afrit loodrecht			24		-0.19	3	ja	
5	26.172	afrit loodrecht	26.184	afrit loodrecht			12		-0.37	3	ja	
6	26.24	bebouwing dichtbij	26.28	afrit schuin	40			nvt	-0.14	1	ja	
7	26.35	bebouwing teen	26.45	inrit loodrecht		100		3	-0.41	2	ja	
8	26.45	inrit loodrecht	26.5	inrit loodrecht	50			7	-0.30	1	ja	
9	26.53	afrit schuin	26.6	afrit loodrecht	70			12	-0.45	1	ja	
10	26.6	afrit	26.616	afrit			16		-0.30	3	ja	
11	26.616	huis in teen	26.666	bebouwing teen	50			nvt	-0.64	1	ja	
12	26.845	afrit loodrecht	26.88	afrit loodrecht			35		-0.50	3	ja	
13	26.9	afrit loodrecht	26.95	afrit loodrecht	50			1	-0.37	1	ja	
14	26.95		26.98			30				2	nee	
15	27.065	afrit loodrecht	27.125	afrit loodrecht		60		0	0.00	2	ja	
16	29.28	bebouwingsterp	29.315	afrit schuin/bebouwing		35		10	0.23	2	nee	
17	29.34	brede schuine afrit	29.37	prio 1			30	nvt	0.23	3	nee	
18	29.37	afrit schuin	29.4	afrit loodrecht			30	nvt	0.23	3	ja	
19	29.4	prio 1	29.415	afrit loodrecht		15		nvt	0.23	2	nee	
20	29.45	bebouwing dichtbij	29.52				70	20	-0.05	3	nee	
21	29.52		29.57		50					1	nee	
22	29.586	huis in teen	29.656	afrit schuin	70			8	-0.54	1	ja	
23	29.8	afrit schuin	29.85	afrit schuin		50		8	-0.86	2	nee	1)
24	29.89	afrit loodrecht	29.911	bebouwing dichtbij			21	4	-0.71	3	nee	
25	29.911	bebouwing dichtbij	29.946	afrit loodrecht	35			8	-0.57	1	ja	
26	29.946	prio 1	30.016	afrit schuin			70	3	-0.55	3	nee	
27	30.065	huis in teen	30.09	afrit loodrecht		25		nvt	-0.66	2	ja	
28	30.09	prio 1	30.14	afrit schuin			50	2	-0.61	3	nee	
29	30.19	afrit schuin	30.23	hoog plateau	50			30	-0.46	1	nee	
30	30.265	afrit schuin	30.295	prio 1			30	1	-0.33	3	nee	
31	30.295	afrit loodrecht	30.323	afrit schuin		28		13	-0.13	2	ja	
32	30.58	bebouwing dichtbij	30.63	afrit loodrecht		50		15	-0.90	2	nee	
33	30.98	afrit schuin	31.05	afrit schuin		70		4	0.22	2	nee	
34	31.08	afrit schuin	31.135	bebouwing in dijk		55		5	-0.09	2	nee	
35	31.15	bebouwing in dijk	31.19	afrit loodrecht		40		1	0.07	2	nee	
36	31.668	afrit schuin	31.705	bebouwing dichtbij	37			10	-0.78	1	ja	
37	31.835	afrit schuin	31.87	afrit schuin		35		2	-0.73	2	nee	
38	32.145	afrit loodrecht	32.183	bebouwing teen	38			9	-0.73	1	ja	
39	32.2	bebouwing in dijk	32.27	bebouwing in dijk			70	10	-0.86	3	nee	
40	32.353	afrit schuin	32.383	bebouwing teen		30		6	-0.86	2	ja	
41	32.383	bebouwing dichtbij	32.425	afrit loodrecht	42			6	-1.03	1	ja	
42	32.425	prio 1	32.52	afrit schuin			95	1	-0.65	3	nee	
43	32.54	muur in dijk	32.61				70	nvt	-0.70	3	nee	
44	33.189	afrit schuin	33.239	afrit schuin	50			9	-0.39	1	ja	
45	33.38	bebouwing in dijk	33.42	prio 1		40		1	-0.02	2	nee	
46	33.42	bebouwing dichtbij	33.47	bebouwing dichtbij	50			6	-0.32	1	ja	
47	33.5	bebouwing in dijk	33.6	prio 1		100		1	-0.39	2	nee	
48	33.6	afrit loodrecht	33.745	sloot	145			8	-1.01	1	ja	
49	34.3	afrit schuin	34.37	afrit schuin		70		2	-0.86	2	nee	
50	34.47	afrit schuin	34.52	afrit schuin		50		0	nb	2	nee	
51	34.7	bebouwing in dijk	34.8	afrit schuin			100	1	nb	3	nee	
52	35.13	afrit schuin	35.23	bebouwing in dijk			100	2	nb	3	nee	
53	35.315	bebouwing in dijk	35.35	prio 1		35		nvt	nb	3	nee	
54	35.35	afrit loodrecht	35.4	afrit loodrecht	50			14	nb	1	ja	
55	35.4	prio 1	35.415	bebouwing in dijk			15	nvt	nb	3	nee	
56	35.485	afrit schuin	35.56	afrit schuin			75		-0.57	3	nee	
57	35.61	afrit schuin	35.66	afrit loodrecht	50			14	-0.69	1	ja	
58	35.93	afrit schuin	35.965	afrit schuin	35			8	-0.62	1	ja	
59	35.97	afrit schuin	36.05	bebouwing teen	80			9	-0.64	1	ja	
60	36.26	situatie onduidelijk	36.325	prio 1			65		-0.58	3	nee	
61	36.325	afrit loodrecht	36.355	afrot loodrecht			30	25	-0.52	3	ja	
62	36.355	prio 1	36.43	afrit schuin			75		-0.66	3	nee	
63	36.6	afrit schuin	36.65	afrit schuin	50			nvt	-0.77	1	ja	
64	36.73	bebouwing in dijk	36.765	prio 1			35		-0.53	3	nee	
65	36.765	bebouwing dichtbij	36.8	afrit schuin	35			15	-0.85	1	ja	
66	36.9	afrit schuin	36.95	afrit loodrecht	50			nvt	-0.62	1	ja	
				totaal per prio	1240	983	1153	m				

1) Twijfelachtig of hier in het binnentalud een muurtje aanwezig is

2) Tussenafstand is bepaald van teen v/d inrit of bebouwing, of in de teen van de dijk

Tabel F.1 Analyse lengte potentiële dijkvakken t.b.v. Faalkans Updating (Bewezen Sterkte)

Combinatie stappen 1, 2 en 3:

Daar waar semi-probabilistische (stap 1) en probabilistische analyses (stap 2) zinvol worden geacht in combinatie met de dijkvakken waar faalkans updating (Bewezen Sterkte stap 3) kansrijk wordt geacht is de kans op succes (goedkeuren macrostabiliteit binnentalud) het hoogst. In totaal betreft dit circa 1.450m (950m prio 1 (19 vakken) en 500m prio 2 (9 vakken)).

Zoals ook in paragraaf F.1 is weergegeven dient voor profielen die op basis van de bewezen sterkte methode zijn goedgekeurd te worden onderzocht in hoeverre dit geëxtrapoleerd kan worden naar profielen die conventioneel (op basis van (semi-) probabilistische analyses) gezien gunstiger zijn. De meerwaarde van de bewezen sterkte is namelijk minder voor een profiel dat van zichzelf sterker is. Het netto effect van een gunstiger profiel en een kleinere winst op basis van bewezen sterkte is nu nog onduidelijk.

Daarbij lijkt het dat een profiel (vergelijkbaar of gunstiger qua ondergrond, waterspanningen, belastingen et. cetera, dat een aantoonbaar (met (semi-) probabilistische analyses aangetoond) hogere stabiliteitsfactor of lagere faalkans heeft dan het met Faalkans Updating (Bewezen Sterkte) goedgekeurde profiel, ook kan worden goedgekeurd.

Opmerkingen:

Aanvankelijk werd ervan uitgegaan dat de mate van hoogtetekort invloed zou hebben op de mogelijkheden om met Bewezen Sterkte (faalkans Updating) tot goedkeuring te komen. Hierbij was echter van de onjuiste veronderstelling uitgegaan dat de dijk op conventionele wijze (met grond) zou kunnen worden verhoogd en dat een 'geringe' verhoging (tot 0.5m) daarbij fysiek mogelijk zou zijn.

Bij een niet geringe dijkverhoging is namelijk de veronderstelling dat de a-priori glijvlakken (toets) niet meer vergelijkbaar (lage correlatie) zijn met die van de observatie waardoor Faalkans Updating weinig effect heeft.

Veronderstelling is nu dat dijkverhoging middels grond voor het overgrote deel van KIJK fysiek nauwelijks tot niet mogelijk is. In de hier gepresenteerde doorvertaling is er vanuit gegaan dat dijkverhoging anderszins wordt opgelost. Hierdoor kan gesteld worden dat de a-priori glijvlakken van de toets wel vergelijkbaar zijn (hoge correlatie) met die van de observatie waardoor Faalkans updating een significant effect kan hebben.

F.3 Inschatting haalbaarheid van het actuele sterkte onderzoek voor POVM en KIJK

F.3.1 Algemeen

In deze paragraaf is de haalbaarheid van het actuele sterkte onderzoek ingeschat voor POVM (HWBP) en dijkversterking KIJK. Ten behoeve van het uitvoeren van deze haalbaarheidsstudie is de volgende informatie benodigd:

5. Werkwijze waarmee de analyses kunnen worden uitgevoerd.
6. Gegevens voor toepassing van de methode.
7. Economisch voordeel bij een positief actuele sterkte resultaat.
8. Kosten van het actuele sterkte onderzoek (POVM en KIJK).

Als een werkwijze (1) beschikbaar is en er voldoende betrouwbare gegevens voorhanden zijn (2), kunnen analyses worden uitgevoerd. Deze punten zijn in Rozing (2016) reeds behandeld).

Uit de actuele sterkte analyses kan volgen dat een bepaald dijkvak wordt goedgekeurd (op macro-stabiliteit van het binnentalud) dat daarvoor in de 3e toetsronde was afgekeurd.

Uitgaande van positieve actuele sterkte resultaat kan het economisch voordeel worden bepaald (3). De kosten van het uit te voeren POVM onderzoek 'Beter benutten actuele sterkte' zijn al eerder geschat (4). Mede op basis hiervan kan een grove inschatting worden gemaakt van de extra kosten voor onderzoek voor dijkversterking KIJK.

De bovengenoemde punten 3 en 4 worden in paragraaf F.3.2 respectievelijk F.3.3 behandeld.

Het economische voordeel (3) kan tenslotte worden afgezet tegen de kosten van het onderzoek (4) met daarbij een veilige inschatting van de kans op een positief resultaat van het actuele sterkteonderzoek. Hieruit volgt of het verantwoord is om het onderzoek te vervolgen. Dit is in paragraaf F.3.4 weergegeven.

Op voorhand wordt vermeld dat bovengenoemde haalbaarheid op basis van eenvoudige analyses is geschat. Reden hiervan is dat zal blijken dat zelfs op basis van deze eenvoudige analyses de haalbaarheid met voldoende zekerheid kan worden onderbouwd.

F.3.2 Economisch voordeel bij een positief actuele sterkte resultaat

Consequentieanalyse:

Uit BS analyses kan volgen dat een bepaald dijkvak wordt goedgekeurd, op macro-stabiliteit van het binnentalud, dat daarvoor in de 3e toetsronde of de uitgevoerde consequentieanalyse (RoyalHaskoningDHV, 2016) was afgekeurd. Hiermee kan dijkversterking worden voorkomen, als het betreffende dijkvak alleen op macro-stabiliteit van het binnentalud zou zijn afgetoetst.

Uit de consequentieanalyse (RoyalHaskoningDHV, 2016) volgt dat naast macrostabiliteit van het binnentalud ook de volgende geotechnische faalmechanismen zijn beoordeeld van in totaal 7,95 km dijk:

- Overloop en overslag: 7350 m onvoldoende en 600 m goed.
- Opbarsten en piping; resultaat beoordeling: geheel goed.
- Macrostabiliteit buitenwaarts (STBU); resultaat beoordeling: 7550 m onvoldoende 400 m goed.
- Voorlandstabiliteit (STVL); resultaat beoordeling: 500 m onvoldoende, 1050 m voldoende en 6400m goed.
- Microstabiliteit (STMI); resultaat beoordeling: geen oordeel.
- Bekleding-Steenzettingen: resultaat beoordeling: geheel goed.
- Bekleding Gras: resultaat beoordeling: geheel onvoldoende.
- Bekleding Asphalt: resultaat beoordeling: geheel voldoende.

Uit de analyses volgt dus dat voor een aantal andere faalmechanismen (dan stabiliteit van het binnentalud) het oordeel onvoldoende is. Versterking kan dus niet in alle gevallen worden voorkomen bij een score 'voldoende' voor macrostabiliteit van het binnentalud.

Versterking voor STBU en STVL zal buitenwaarts moeten plaatsvinden en zal min of meer onafhankelijk zijn van versterking voor STBI. Gezien de relatief hoge versterkingskosten voor STBI wordt ervan uitgegaan dat bij goedkeuring op STBI en afkeuring op een ander mechanisme, minimaal 50% op versterkingskosten kan worden bespaard voor het betreffende dijkvak.

Uit hetzelfde onderzoek volgt dat 7350 m dijk onvoldoende scoort op overloop en overslag. Voor 600m is de dijk goed. Voor dit dijktraject geldt dat de bekleding slecht tot matig is, waardoor het kritieke overslagdebiet circa 1,0 l/s/m is. De Hollandse IJsseldijken hebben op deze dijkvakken een hoogte tekort tot 0,8 m (uitgaande van de PC-overslagberekeningen met een overslagdebiet van 1 l/m/s en een zichtperiode tot 2035 (RoyalHaskoningDHV, 2016)).

Als het hoogtetekort gering is (stel < 0,2m), en daardoor de taluds niet of nauwelijks aanpast hoeven te worden, kan mogelijk worden volstaan met een kruinverhoging. Voor deze gevallen zal Faalkans Updating (Analysestep 3) (door een hoge correlatie van de-priori glijvlakken (de toets) en de observatie) waarschijnlijk veel effect hebben.

Daar waar het hoogtetekort aanzienlijk is wordt verondersteld dat dijkverhoging middels grond fysiek nauwelijks tot niet mogelijk is. In de hier gepresenteerde doorvertaling is er vanuit gegaan dat dijkverhoging anderszins wordt opgelost. Hierdoor kan gesteld worden dat de a-priori glijvlakken goed vergelijkbaar (hoge correlatie) zijn met die van de observatie waardoor Faalkans updating analysestep 3 veel effect heeft.

Kosten dijkversterking:

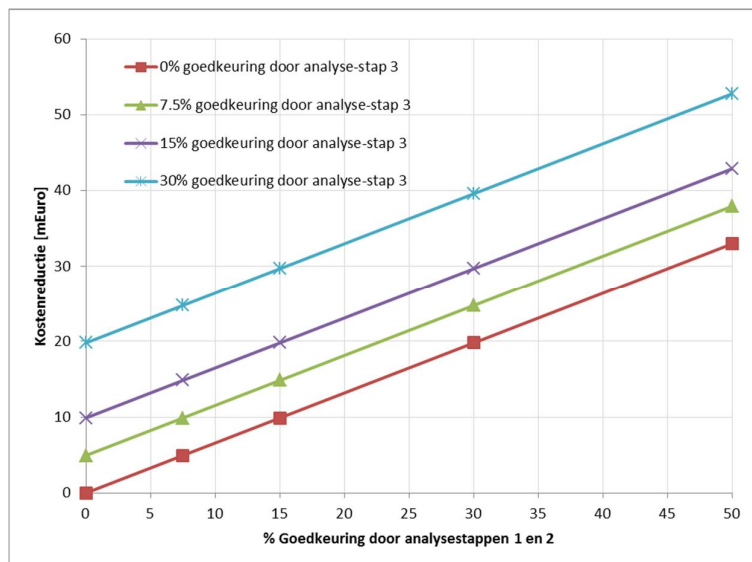
Door het HHSK is in 2014/2015 een eerste inschatting van de totale projectkosten van het project KIJK gemaakt ter hoogte van m€ 220,-. Dit ging destijds uit van 10 km te versterken dijken. Voor de trajecten met hoog en breed voorland (circa 2km) is naderhand gesteld dat deze vooralsnog niet worden versterkt. Er wordt door HHSK vooralsnog vanuit gegaan dat deze voorlanden positief worden beoordeeld als de resultaten van het onderzoek POV-Voorlanden beschikbaar zijn.

Ook wordt opgemerkt dat ten tijde van het maken van deze inschatting het hoogteprobleem nog niet in volle omvang bekend was, waardoor ervan mag worden uitgegaan dat de versterkingskosten hoger zullen uitvallen dan hierboven weergegeven. Ter bepaling van het economisch voordeel is hiervan niet uitgegaan.

Economisch voordeel:

Op basis van bovengenoemde is de kostenbesparing voor de dijkversterking geschat. De details hiervan zijn in appendix 1 bij deze bijlage weergegeven. Hieruit volgt dat uitgaande van 8 km te versterken dijken (i.p.v. 10 km) de versterkingskosten voor alleen macrostabiliteit van het binnentalud naar schatting circa 88 m€ bedragen (= 220m€ * 8km/10km * 50%).

Op dit moment is het nog lastig een goede inschatting te maken in hoeveel procent van de gevallen met bewezen sterkte tot goedkeuring wordt gekomen. Om deze reden zijn een aantal analyses uitgevoerd, waarbij met dit percentage is gevarieerd (zie bijlage F.3.5 en Figuur F.2).



Figuur F.2 Inschatting kostenbesparing KIJK door actuele sterkte onderzoek.

Uit deze analyse volgt dat, uitgaande dat van de 8 km dijkversterking circa 6 km in aanmerking komt voor het bewezen sterkteonderzoek. Ervan uitgaande dat bijvoorbeeld in 15% van de gevallen met bewezen sterkte tot goedkeuring wordt gekomen middels analysestappen 1 en/of 2 (semi-probabilistische analyses (inclusief detaillering schematisering en probabilistische analyse of faalkansanalyse) en ervan uitgaande dat bijvoorbeeld voor 7.5% van de vakken met analysestap 3 (Faalkans Updating) tot goedkeuring wordt gekomen, bedraagt de kostenbesparing door het actuele sterkteonderzoek **15 m€**

F.3.3 Kosten van het actuele sterkte onderzoek (POVM en KIJK)

POVM (3 dwarsprofielen):

De totale kosten voor het actuele sterkteonderzoek binnen het POVM om te komen tot een gedragen en goedgekeurde werkwijze waarmee deze technieken door de adviespraktijk kunnen worden toegepast voor dijkversterking bedragen 2,1 m€ (zie Rozing (2015)).

Mogelijke vervolgfases na het afronden van de huidige activiteit 6 medio nov 2016 (vallende onder de huidige opdracht) betreft de activiteiten 7 t/m 9 (zie ook bijlage A). Hiervoor is een bedrag geraamd van circa 1,1m € (excl. BTW).

Deze kosten zijn grofweg als volgt op te delen:

- Activiteit 7: Proefbelasten van de waterkeringen waar op basis van activiteit 6 niet tot goedkeuren is gekomen: 1000 k€ (2 dijkvakken).
- Activiteit 8 en 9: Ontwerpen van een alternatieve principe dijkversterkingsmaatregel en Implementatie van de werkwijze in de adviespraktijk 100 k€

KIJK (6km):

Als blijkt dat de actuele sterkte technieken succesvol zijn, zal een besluit kunnen worden genomen om dit al dan niet voor het dijkversterkingsproject KIJK uit te werken/toe te passen. Daar waar BS-technieken onvoldoende optimalisatie geven om de macro-stabiliteit van het binnentalud goed te keuren kan (zoals het er nu naar uitziet) de toepassing van proefbelastingen de kans op succes vergroten. Er wordt hierbij eenvoudigweg vanuit gegaan dat voldoende tijd voor de uitvoering daarvan beschikbaar is.

Analysestappen 1 en of 2:

Er wordt op dit moment vanuit gegaan dat het voor circa 6km van het dijktraject van KIJK zinvol is om de analysestappen 1 en/of 2 te doorlopen (zie ook paragraaf 3.1). Dit zou dan naar schatting, 10 tot 20 dijkvakken betreffen, uitgaande van een dijkvaklengte van 300 tot 600m. Bovengenoemd onderzoek zou dan een geschatte investering vergen van **0.8 tot 1.7 m€** (excl. btw), waarbij ervan wordt uitgegaan dat de analyses voor 10 á 20 dijkvakken worden uitgevoerd.

Analyse stap 3 inclusief proefbelasting:

Voor de resterende vakken is de verwachting dat in een aantal gevallen tot goedkeuren zou kunnen worden gekomen middels analyses volgens stap 3 waarbij een proefbelasting in een aantal gevallen nodig zal zijn. Ervan uitgaande dit in 50% van de vakken nodig zal zijn (dus 5 tot 10 dijkvakken) zou dit een geschatte investering vergen van **2.5 a 5 m€** (excl. btw).

Opgemerkt wordt dat grootse onzekerheid op dit moment de noodzaak en kosten van het toepassen van een proefbelasting betreft. Na het uitvoeren van de analysestappen 1 en/of 2 in de betreffende dijkvakken zal duidelijk worden of een proefbelasting nodig is.

F.3.4 Haalbaarheid

Haalbaarheid actuele sterkteonderzoek voor de POVM:

Het economische voordeel kan worden afgezet tegen de kosten van het onderzoek waarbij al met een veilige inschatting van de kans op een positief resultaat van het actuele sterkte onderzoek rekening wordt gehouden.

De reductie van de versterkingskosten is geschat en afhankelijk van de kans op goedkeuren met actuele sterkte technieken. Dit is eerder weergegeven in Figuur F.2.

Ervan uitgaande dat in bijvoorbeeld 15% van de gevallen met analysestappen 1 en/of 2 tot goedkeuring wordt gekomen voor macrostabiliteit van het binnentalud en dat voor bijvoorbeeld 7.5% van de vakken met analysestap 3 tot goedkeuring wordt gekomen, bedraagt de kostenbesparing door het actuele sterkteonderzoek **15 m€**

De kosten voor de eerstvolgende vervolgactiviteit binnen de POVM (activiteit 7) bedraagt naar schatting **1.1 m€** (uitgaande van 2 proefbelastingen).

Uitgaande van slechts een paar procent kans op succes wordt de investering dus terugverdiend. Hieruit volgt dat het verantwoord is om het onderzoek te vervolgen met activiteit 7. Activiteit 7 bestaat uit het toepassen van een proefbelasting.

Haalbaarheid actuele sterkteonderzoek voor dijversterkingsproject KIJK:

Het uitvoeren van analysestappen 1 en 2 is zonder meer zinvol.

De haalbaarheid van het bewezen sterkteonderzoek (stap 3) voor KIJK hangt af van het succes van activiteit 6 binnen de POVM. Als blijkt dat het toepassen van de proefbelasting(en) binnen de POVM, succesvol is (activiteit 7), zal een besluit kunnen worden genomen om dit al dan niet voor het dijkversterkingsproject KIJK uit te werken. Er wordt hierbij vanuit gegaan dat voldoende tijd voor de uitvoering daarvan beschikbaar is.

Appendix 1 bij Bijlage F: Inschatting kostenbesparing KIJK door actuele sterkte

Kosten dijkversterking:

Door het HHSK is in 2014/2015 een eerste inschatting van de totale projectkosten van het project KIJK gemaakt ter hoogte van 220 miljoen €. Dit ging destijds uit van 10 km te versterken dijken. Voor de trajecten met hoog en breed voorland (circa 2km) is naderhand gesteld dat deze vooralsnog niet worden versterkt. Er wordt door HHSK vooralsnog vanuit gegaan dat deze voorlanden positief worden beoordeeld als de resultaten van de POV-Voorlanden beschikbaar zijn.

Ook wordt opgemerkt dat ten tijde van het maken van deze inschatting het hoogteprobleem nog niet bekend was, waardoor er van mag worden uitgegaan dat de versterkingskosten hoger zullen uitvallen dan hierboven weergegeven. Ter bepaling van het economisch voordeel is hiervan niet uitgegaan.

Economisch voordeel:

Op basis van bovengenoemde is de kostenbesparing voor de versterking geschat. De details hiervan zijn in tabel 1 van deze appendix weergegeven.

Uitgegaan wordt van 8 km te versterken dijken. 2 Km dijkstrekking behorende tot de scope van KIJK heeft breed en hoog voorland. Hiervoor is gesteld dat deze trajecten vooralsnog niet worden versterkt. Er wordt door HHSK vooralsnog vanuit gegaan dat deze voorlanden positief worden beoordeeld als de resultaten van de POV-Voorlanden beschikbaar zijn.

De versterkingskosten voor alleen macrostabiliteit van het binnentalud worden geschat op circa 50% van de totale kosten. De macrostabiliteit van het buitentalud en de grasbekleding op het binnentalud is nl. voor een groot deel van het traject onvoldoende. Tevens voldoet de hoogte voor het overgrote deel van de dijk niet aan de norm.

Op dit moment is het lastig een goede inschatting te maken in hoeveel procent van de gevallen met bewezen sterkte tot goedkeuring wordt gekomen. Daarom is in onderstaande analyses uitgegaan van diverse percentages.

In het volgende rekenvoorbeeld wordt ervan uitgegaan dat van deze 8 km dijkversterking, 6 km in aanmerking komt voor het bewezen sterkte onderzoek (zie paragraaf 2.3). In het voorbeeld wordt ervan uitgegaan dat in 15% van de gevallen met bewezen sterkte tot goedkeuring wordt gekomen middels analysestappen 1 en/of 2 (semi-probabilistische analyses (inclusief detaillering schematisering) en probabilistische analyse of faalkansanalyse). Voor 7.5% van de vakken (wordt ervan uitgegaan dat met analysestap 3 (Faalkans Updating) tot goedkeuring wordt gekomen. Hierbij wordt overigens verwacht dat niet in alle gevallen een proefbelasting nodig zal zijn. Het percentage van 7.5% is hier relatief gering omdat er vooralsnog van wordt uitgegaan dat de representatieve vaklengte die met Faalkans Updating wordt goedgekeurd beperkter is dan die bij de analysestappen 1 en/of 2.

Hieruit volgt dat het % resterende dijken waarvoor met andere actuele sterkte technieken enige kostenbesparing kan worden bereikt 77% is (100-15-7.5). In het rekenvoorbeeld is vervolgens voor deze overige dijken niet uitgegaan van een kostenreductie bijvoorbeeld als gevolg van detaillering van de schematisering.

Hiervan uitgaande wordt de reductie van de versterkingskosten geschat op 10 m€ daar waar met analysestappen 1 en/of 2 tot goedkeuring wordt gekomen. De reductie van de versterkingskosten bedraagt dan 5m€ daar waar met analysestap 3 (Faalkans Updating) tot

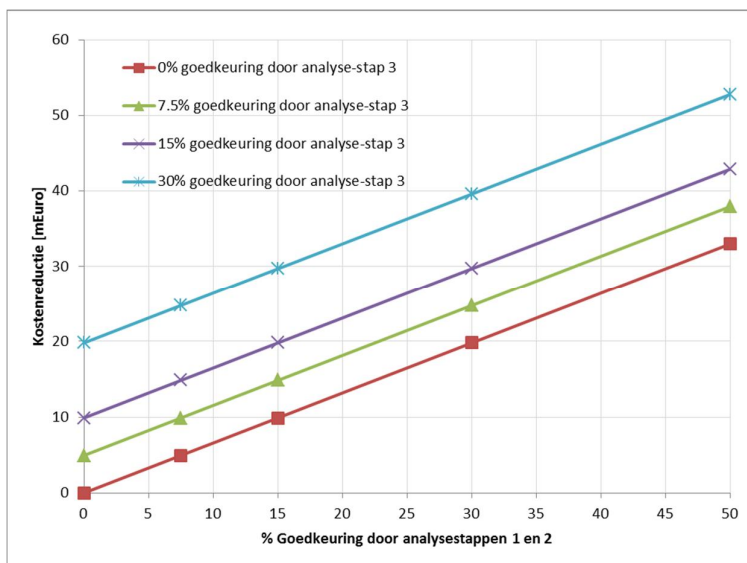
goedkeuring wordt gekomen (zoals eerder aangegeven is de verwachting dat hiervoor niet in alle gevallen een proefbelasting nodig zal zijn).

Hiermee bedraagt de totale kostenbesparing door het actuele sterkteonderzoek dan 15 m€.

Omschrijving	Nadere omschrijving	Eenheid	
Km dijkversterking, versterkingsopgave	totaal aantal km dijk afgekeurd op macrostabiliteit binnentalud dat in aanmerking komt voor Bewezen Sterkte (BS) onderzoek	km	6.0
	gemiddelde kosten dijkversterking	kEuro/m	22
	versterkingsopgaaf macrostabiliteit binnentalud van de km die in aanmerking komen voor BS onderzoek 1)	Meuro	132
Inschatting verdeling dijkvakken die met bepaalde analysestappen kunnen worden geoptimaliseerd (voor Macrostabiliteit van het binnentalud)	inschatting % dijken dat met Analysestappen 1 en 2 wordt goedgekeurd.	%	15
		km	0.9
	inschatting % dijken dat met Analysestap 3 wordt goedgekeurd waarbij evt. een proefbelasting nodig is	%	7.5
		km	0.5
	inschatting % van de dijken waarbij een proefbelasting nodig is	%	50
Inschatting procentuele kostenreductie dijkversterking (voor macrostabiliteit van het binnentalud)	kostenreductie als versterking kan worden voorkomen (met bewezen sterkte technieken 2).	%	50
Inschatting reductie kosten voor dijkversterking (voor macrostabiliteit van het binnentalud)	voor dijkvakken waarbij met bewezen sterkte dijkversterking kan worden voorkomen.	mEuro	15
1) Geen rekening houdende met het feit dat dezelfde trajecten voor meerdere faalmechanismen kunnen zijn afgekeurd			
2) Alleen rekening houdende met de kostenreductie door goedkeuring macrostabiliteit binnentalud.			

Tabel 1: Rekenvoorbeeld inschatting kostenbesparing KJK door actuele sterkte (Uitgangspunten: 15% kans dat met analysestappen 1+2 tot goedkeuring wordt gekomen; 7.5% kans dat met analysestap 3 (al dan niet in combinatie met een proefbelasting) goedkeuring wordt bereikt.

In onderstaande figuur 1 zijn de resultaten weergegeven als wordt uitgegaan van andere percentages. Hierbij is gevarieerd tussen 0 en 50% kans dat met bewezen sterkte tot goedkeuring wordt gekomen, dan wel met een geringe maatregel (in combinatie met bewezen sterkte technieken) kan worden volstaan.



Figuur 1: Inschatting kostenbesparing KIJK door actuele sterkte

G Extrapolatie berekeningsresultaten

G.1 Inleiding

In deze bijlage wordt gekeken naar de mate waarin op basis van de probabilistische berekeningen een uitspraak gedaan zou kunnen worden over een grotere strekking. Hierbij wordt gekeken naar variaties in de bodemopbouw en in de geometrie van het dwarsprofiel. Tevens is naar de invloed van de hoogteligging van het watervoerende pakket op de waterspanningen in de ondergrond gekeken. Een aandachtspunt is dat variaties in de sterkte (en dus in de grensspanning) binnen lagen van dezelfde grondsoort niet meegenomen zijn.

In de onderstaande analyse wordt beschouwd over welke strekking de bodemopbouw vergelijkbaar is aan de bodemopbouw in het profiel, en wanneer deze gunstiger of ongunstiger wordt voor macrostabiliteit binnenwaarts, STBI. Hierbij wordt er in eerste instantie van uitgegaan dat ondiep veen waarschijnlijk ongunstiger is dan klei. Voor de dwarsprofielen wordt gekeken welke profielen vergelijkbaar of gunstiger zijn voor STBI. Door deze twee ranges te combineren wordt een range gevonden waarbinnen verwacht zou mogen worden dat de resultaten van de berekeningen toepasbaar zijn, mits ook aangetoond kan worden dat de sterkte binnen lagen van dezelfde grondsoort relatief constant is.

G.2 Conclusie en aanbeveling

Op basis van de geometrie van de profielen en de bodemopbouw (variaties in sterkte van grondlagen zijn hier niet meegenomen) zijn de berekeningen representatief/maatgevend³ voor:

- Profiel 26.2+75 m voor de strekking tussen ca. 26.1+75 tot 26.3+20; 145m.
- Profiel 36.9+51 m voor de strekking tussen ca. 36.5+50 tot 37.0+00; 450m.
- Profiel 40.5+58 m voor de strekking tussen ca. 40.2+00 tot 40.8+00; 600m.

Om daadwerkelijk de sterkte resultaten te kunnen extrapoleren is het van belang om ook naar de sterktevariatie binnen lagen van dezelfde grondsoort te kijken, aangezien deze kan variëren. Gezien de ondiepe glijcirkels zijn vooral de sterktes van de ondiepe lagen in de kruin en in het binnentalud hierbij van belang. Opgemerkt wordt echter dat de sterkte van de antropogene klei in de dijk, gelegen boven het onder dagelijks omstandigheden aanwezig freatische vlak, niet met ongedraineerde sterkte is gemodelleerd maar met gedraineerde sterkteparameters c' en ϕ' . Daar waar sprake is van ondiepe maatgevende glijcirkels, zal een groot gedeelte van het glijvlak door deze laag gaan. In de drie hier beschouwde profielen is sprake van ondiepe maatgevende glijvlakken. Gesteld kan worden dat deze gedraineerde sterkte conservatief is voor de gehele range. Hierdoor, en ook doordat dat er relatief weinig informatie ter plaatse van de kruin is om extrapolatie op te baseren is het zinvol om aanvullend grondonderzoek in de kruin of het binnentalud uit te voeren om de bovenstaande ranges te verifiëren.

Wanneer aanvullend grondonderzoek wordt gebruikt om grensspanningen te bepalen, kan het voorkomen dat de sonderingen worden uitgevoerd door een andere partij dan de partij die de sonderingen uitgevoerd heeft op basis waarvan de N_{kt} waarden bepaald zijn. In dat geval zou gecontroleerd moeten worden of deze N_{kt} waarde ook toepasbaar is voor de nieuwe sonderingen.

Voor profielen die op basis van de bewezen sterkte methode zijn goedgekeurd dient onderzocht te worden in hoeverre dit geëxtrapoleerd kan worden naar profielen die conventioneel (op basis van (semi-) probabilistische analyses) gezien gunstiger zijn. De meerwaarde van de bewezen

³ Maatgevend in de zin dat de bodemopbouw of het dwarsprofiel in de berekening vergelijkbaar of ongunstiger is voor STBI.

sterkte is namelijk minder voor een profiel dat van zichzelf sterker is. Het netto effect van een gunstiger profiel en een kleinere winst op basis van bewezen sterkte is nu nog onduidelijk. Daarbij lijkt het dat een profiel (vergelijkbaar of gunstiger qua ondergrond, waterspanningen, belastingen etc.) dat een aantoonbaar (met (semi-) probabilistische analyses aangetoond) hogere stabiliteitsfactor of lagere faalkans heeft dan het met BS goedgekeurde profiel, ook kan worden goedgekeurd. De maatgevende glijcirkel in het goedgekeurde profiel zou daarvoor wel vergelijkbaar moeten zijn met de glijcirkel in het andere profiel.

Om de zones waarover resultaten geëxtrapoleerd worden verder uit te breiden zijn in onderstaande bijlage voorstellen gedaan voor berekeningen met variaties op de ondergrondschematisatie; hierbij geldt wederom dat ook de sterkte binnen dezelfde laag kan variëren en dat hier ook naar gekeken dient te worden.

In onderstaande bijlage wordt de data besproken op basis waarvan deze conclusies getrokken zijn.

G.3 Data

De data die gebruikt wordt voor de schematisatie van de ondergrond is aan het einde van deze bijlage opgenomen het betreft hier:

	Berekening 26.2+75 m	Berekening 36.9+51 m	Berekening 40.5+58 m
Bodemopbouw			
D-GeoStability berekening schematisatie	X	X	X
Schematisatie ondergrond Geotechnisch dwarsprofiel	X	X	X
Geotechnisch lengteprofiel binnenteen uit eerdere toetsing ¹	X	X	X
Grondonderzoek consequentie analyse (boringen Kr+T; sonderingen kl 1 T; sonderingen kl 2 Kr)	X	X	Buiten scope
Dwarsprofielen om de 50 m	X	X	X

¹ Toetsing Krimpenerwaard / Dijkvakken IJsseldijk; versie 01 Definitief. Rapportnummer Deltares CO-373460-280 v01; Datum juni 2004.

Op basis van de eerdere toetsing zijn al dijkvakken ingedeeld, dit is opnieuw gedaan in de consequentieanalyse Fugro/RHDHW (2016). Tevens heeft het Waterschap een indeling gemaakt in vakken op basis van de mogelijke versterkingsmaatregelen.

	Berekening 26.2+75 m	Berekening 36.9+51 m	Berekening 40.5+58 m
Toetsing	26.1 – 26.4	36.1 – 37.4+30	40.0 - 40.8
Consequentie analyse	25.5 – 26.9	36.5 - 37.0	Buiten scope
Versterking	26.1 – 26.4+50	36.7 – 37.2	Buiten scope
		Van 37.2 tot 37.4 is al goedgekeurd.	

Opgemerkt wordt dat er relatief weinig informatie ter plaatse van de kruin is om extrapolatie op te baseren (het geotechnische lengteprofiel, is alleen ter plaatse van de binnenteen gemaakt). In de berekeningen is de bodemopbouw in de kruin beduidend anders dan in de teen, op basis van geologische kennis en het grondonderzoek. Voor een goede extrapolatie is het daarom zinvol om aanvullende sonderingen in de kruin uit te voeren om ook daar de variaties in bodemopbouw mee te kunnen nemen in de analyse. Door klasse 1 sonderingen hiervoor te gebruiken zou direct ook data voor analyse van de variatie in de sterkte verzameld worden.

- G.3.1 Extrapolatie op basis van bodemopbouw uit geotechnische profielen en grondonderzoek:
Op de locaties van de berekeningen is uitvoerig bodemonderzoek gedaan op de puntlocaties. Om een idee te hebben hoe lang deze bodemopbouw aanwezig is wordt deze bodemopbouw eerst vergeleken met de bodemopbouw in het geotechnische lengteprofiel uit de eerdere toetsing, en met de boringen en sonderingen uit de consequentie analyse op die locatie. Het blijkt dat het niet altijd eenduidig is aan de hand van een sondering of boring wat gedefinieerd wordt als (humeuze) klei, en wat als veen dat kan leiden tot een andere bodemopbouw in het lengteprofiel of in een boorbeschrijving dan in de berekening. Deze discrepantie in acht nemend wordt wel getracht om op basis van de lengte profielen en het grondonderzoek veranderingen in bodemopbouw te analyseren.

De maatgevende glijvlakken zijn relatief ondiep, en lopen alleen door de kleilagen en niet door het veen, voor alle drie profielen. Vermoedelijk hebben verschillen in bodemopbouw op grotere diepte daarom een beperkt effect op het maatgevende glijvlak, en heeft de sterkte van de antropogene klei een belangrijk effect op de stabiliteit. Aanvullende informatie over variaties in de lokale sterkte en grensspanning zijn waarschijnlijk nodig om op basis van de resultaten van de berekeningen over grotere strekkingen een uitspraak te doen.

In alle drie profielen is de stijghoogte in het watervoerend pakket (w.v.p) laag, ca. -4 m NAP in profielen 36.9+51m en 40.5+50m en ca. -2,5 m NAP in DP 26.2+75m. Hierdoor kan een ondieper w.v.p. een gunstig effect hebben op de waterspanningen, en daarmee op STBI.

Profiel 26.2+75 m:

De bodemopbouw in de berekening komt overeen met die in het lengteprofiel op die locatie. De sonderingen ter plaatse van 26.1+90 (T & Kr) en 26.3+20 T geven een vergelijkbare bodemopbouw als in de berekening en in het profiel aan.

Richting oplopende hectometrering neemt de diepte van het watervoerend pakket in het lengteprofiel toe van ca. -12 m NAP tot onder -18 m NAP. In het grondonderzoek is de diepte van het w.v.p. in sondering 26.3+60 Kr al ca. -19 m NAP. Dit is ongunstig voor STBI, maar wellicht is dit effect beperkt, gezien de ondiepe glijcirkels.

Richting aflopende hectometrering is de ondergrond relatief uniform tot ca. 26.1 in het lengteprofiel. Daar is zand aan het maaiveld, wat ook aangetroffen is in sondering 25.9+00 T. Dit is vermoedelijk gunstig voor stabiliteit. Vanaf 26.1 richting aflopende hectometrering is een breed voorland aanwezig, wat effect zal hebben op waterspanningen waardoor resultaten niet verder toe te passen lijken.

Een veilige extrapolatie op basis van bodemopbouw⁴ **alleen** zou zijn tot ca. 26.1+20m en 26,3. Een gevoeligheidsanalyse naar het effect van een dieper liggend watervoerend pakket zou dit mogelijk uit kunnen breiden, aangezien de diepte van het watervoerend pakket vermoedelijk weinig effect heeft op het maatgevende glijvlak.

Profiel 36.9+51 m:

De diepte van de veenlaag in de berekening in de binnenteen is dieper, ca. -5,5 m NAP, dan in het lengteprofiel en in de teenboring (36.8+70T) is aangegeven (daarin op ca. -3 m NAP). De dikte van de veenlaag in de kruin in de berekening (ca. 2 m vanaf -9 m NAP) is iets kleiner en dieper dan in de boring op 37.0+10 Kr (ca. 2.5 m vanaf -7.5 m NAP). Mogelijk zijn deze verschillen veroorzaakt door de onduidelijkheid in de classificatie van veen en humeuze klei. Hierdoor is het echter ook lastig om op basis van het lengteprofiel en het grondonderzoek een uitspraak te doen over de strekking waarop het bodemprofiel van de berekening van toepassing is.

⁴De geometrie van het dwarsprofiel en de lokale sterkte van de ondergrond zijn nog niet meegenomen, en kunnen deze bandbreedte nog verkleinen.

Richting oplopende hectometrering neemt zowel in het lengte profiel als in het grondonderzoek de diepte van het watervoerend pakket sterk af tussen ca. 37.0 en 37.1. Dit is gunstig voor STBI.

In het grondonderzoek lijkt de diepte van het veen in de teenboring 37.0+80T ook afgenomen (ca. -3 m NAP) ten opzichte van de diepte van het veen in teenboring 36.8. In de kruinsondering 37.0+70 Kr lijkt het veen ook beduidend ondieper (ca. -6 m NAP) dan in kruinsondering 37.0+10 Kr. De afname in de diepteligging van het veen is waarschijnlijk ongunstig voor STBI.

Om de conclusies van het profiel uit te breiden van 37.0 tot 37.2, van waaraf het traject tot 37.4 is goedgekeurd (Memo Uitgangspunten), zou een gevoeligheidsanalyse met een ondiepere veenlaag relevant zijn, eventueel in combinatie met een ondieper watervoerend pakket.

Richting aflopende hectometrering is de ondergrond in het lengte profiel tot ca. 36.5+50 relatief constant waarna de diepte van het watervoerend pakket sterk afneemt. Dit beeld komt ook naar voren in de boringen en sonderingen. Dit is gunstig voor STBI.

In tevensondering 36.5+10 T (en vervolgens in 36.4+20T) lijkt het veen ondieper dan in de berekeningen. In teenboring 36.5+10 T lijkt het veen nog op vergelijkbare diepte met de berekening, maar in de teenboring 36.3+00T lijkt het veen wel ondieper en dikker (van -2.5 m tot -7.5 m NAP) dan in de berekening. Ook de kruinsondering bij 36.4+10T suggereert dat het veen hier ondieper is dan in de berekening. Dit is vermoedelijk ongunstig voor STBI. In het lengteprofiel is vanaf 36.5 ook zand in plaats van klei aan het maaiveld, hetgeen waarschijnlijk gunstig is voor STBI.

De resultaten van de berekening zijn dus op basis van **alleen**⁵ de ondergrond waarschijnlijk toepasbaar tussen ca. 36.5 en 37.0. Een gevoeligheidsanalyse naar het effect van de diepte van de veenlaag zou deze range mogelijk kunnen uitbreiden zuidelijk van 36.5.

Profiel 40.5+58 m:

Voor dit profiel is alleen het lengteprofiel beschikbaar, er is geen grondonderzoek uit de consequentie analyse.

De bodemopbouw in het lengte profiel op de locatie van het dwarsprofiel 40.5+58m komt redelijk overeen met de schematisering van de bodemopbouw in dat dwarsprofiel.

Richting oplopende hectometrering neemt de diepte van het watervoerend pakket geleidelijk af. Dit gaat ten koste van de dikte van de siltige kleilaag tussen het w.v.p en het veen. Hoewel de glijcirkel niet diep loopt kan de diepte van het watervoerend pakket wel invloed hebben op de waterspanningen. Door de lage waterspanning in het w.v.p. is een ondieper watervoerend pakket naar verwachting gunstig voor STBI. Ook is tussen 40.65 en 40.75 zand aan het maaiveld aanwezig, wat vermoedelijk ook gunstig werkt.

Richting aflopende hectometrering is het watervoerend pakket op een vergelijkbare diepte als in de berekening en de dikte van de ondiepe antropogene kleilaag fluctueert tussen ca. 1,7m en 0,5 m (dikte is 1,7 m bij DP40.5+58m) en de dikte van de veenlaag fluctueert tussen ca. 4 en 5 m. Een gevoeligheidsanalyse naar het effect van een dunnere kleilaag (en daardoor dikkere veenlaag) kan overwogen worden.

Eveneens zijn richting aflopende hectometrering op enkele plaatsen zand laagjes aan het maaiveld aangegeven met een maximale diepte van ca. -1,5 m NAP. Mogelijk gaat het hier om opgebracht materiaal, en vermoedelijk is dit gunstiger voor STBI.

Op basis van de bodemopbouw **alleen**⁶ kan het resultaat van het profiel van 40.5+58m waarschijnlijk over een strekking van ca. 40.2 tot 40.8 geëxtrapoleerd worden, waarbij een

⁵ Zie boven

⁶ De geometrie van het dwarsprofiel en de lokale sterkte van de ondergrond zijn nog niet meegenomen, en kunnen deze bandbreedte nog verkleinen.

gevoeligheidsanalyse naar het effect van variatie in de dikte van de bovenste klei en veenlaag relevant kan zijn.

G.3.2 Extrapolatie op basis van dwarsprofielen

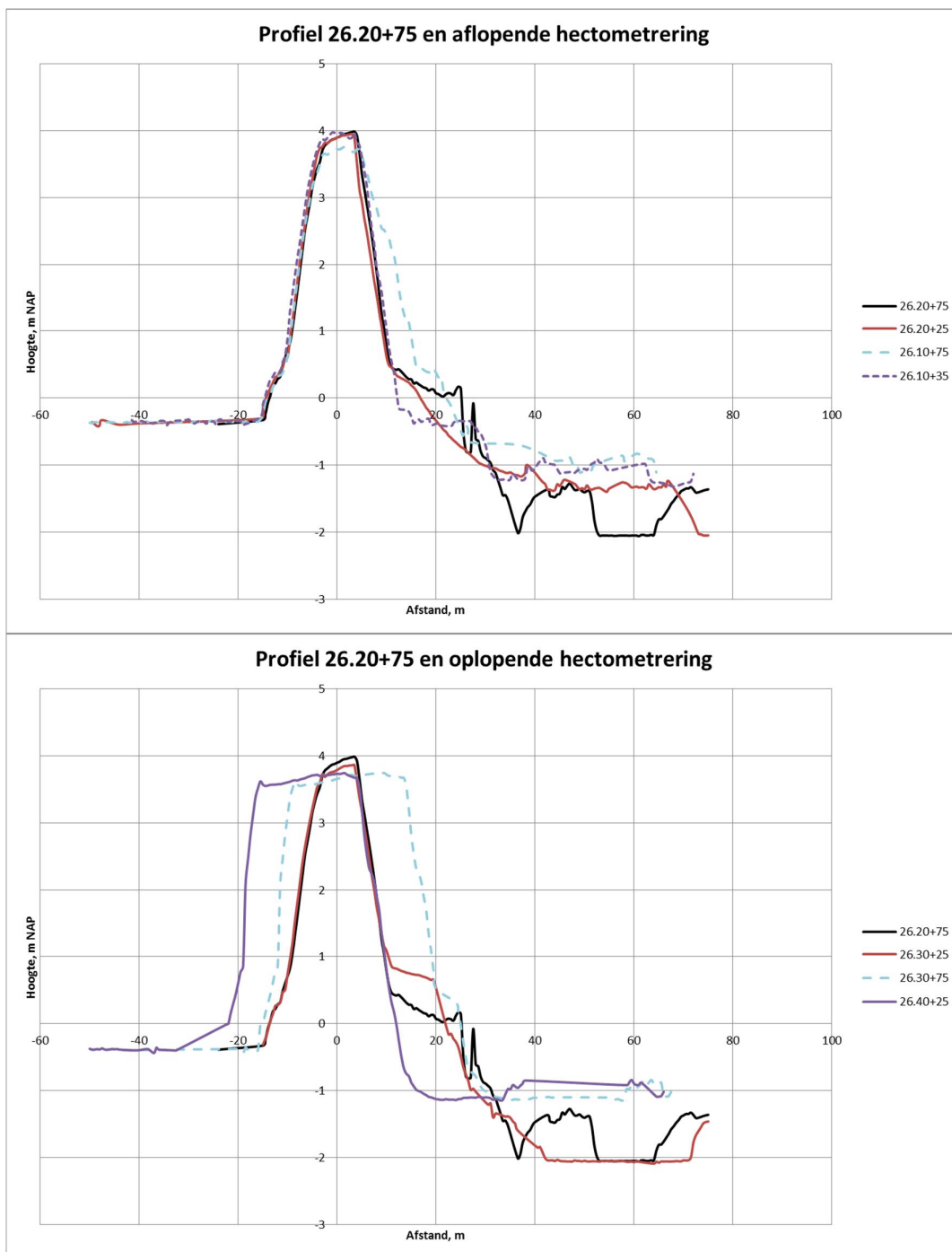
Profiel 26.2+75 m:

De strekking is in de buitenbocht van de rivier en heeft geen voorland en dichte bebouwing binnendijks. De hoogte van het maaiveld en aan of afwezigheid van een berm of opritten varieert binnendijks.



Het dwarsprofiel ter plaatse van 26.20+20 is vergelijkbaar met het berekende profiel, mogelijk is het ongunstiger zijn door een iets lagere binnenberm/maaiveld binnendijks. Het profiel 26.10+75 daarentegen is juist weer gunstiger aangezien de kruinhoogte lager is en de kering hier breder is. Profiel 26.10+35 is duidelijk ongunstiger doordat het talud van de kering dieper doorloopt dan in het berekende profiel.

Richting oplopende hectometrering is het profiel bij 26.30+25 gunstiger dan het berekende profiel. De volgende twee profielen zijn duidelijk anders, met een veel bredere kering. Echter de bodempopbouw is vanaf ca. 26.3 ook al beduidend anders.



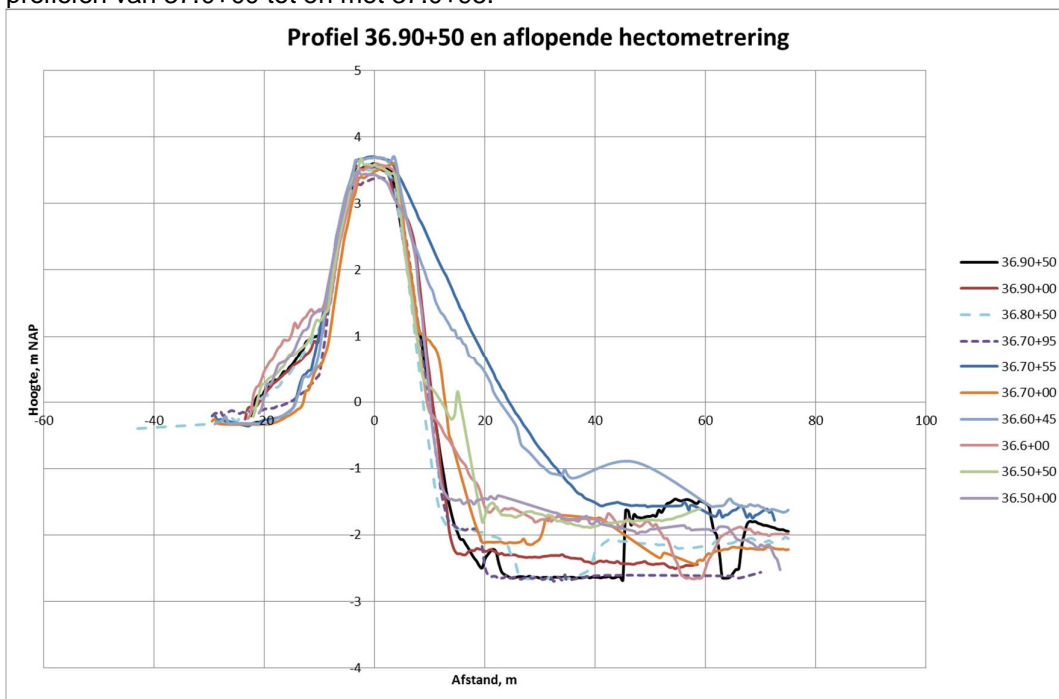
Profiel 36.9+51 m:

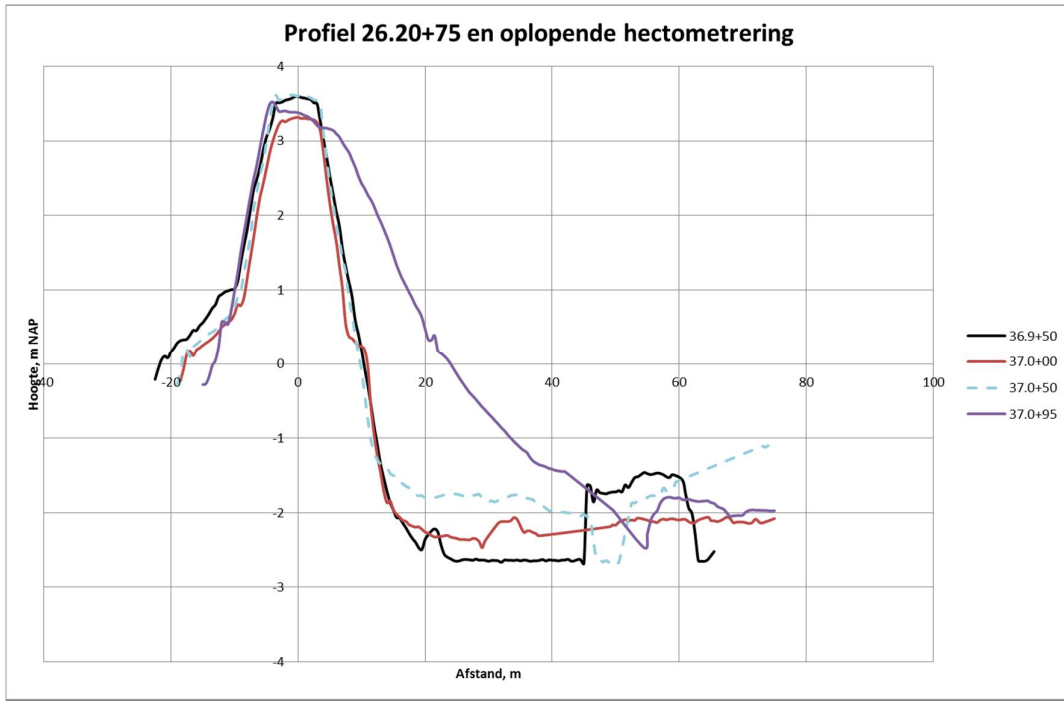
De strekking is deels aan de buitenbocht van de rivier en er is geen voorland aanwezig, wel een vooroeverdam en een vooroever. Over het algemeen is de bebouwing binnenwaarts op enige afstand van de dijk.



Richting aflopende hectometrering blijft het profiel binnenwaarts vergelijkbaar of gunstiger dan in de berekening. Buitenwaarts loopt het profiel in enkele dwarsprofielen minder steil af in de berekening dan in de meeste andere profielen. Vermoedelijk heeft dit weinig effect op de maatgevende glijcirkel. Profielen 36.70+55 en 36.6+45 zijn duidelijk gunstiger, mogelijk gaat het hier om afritten.

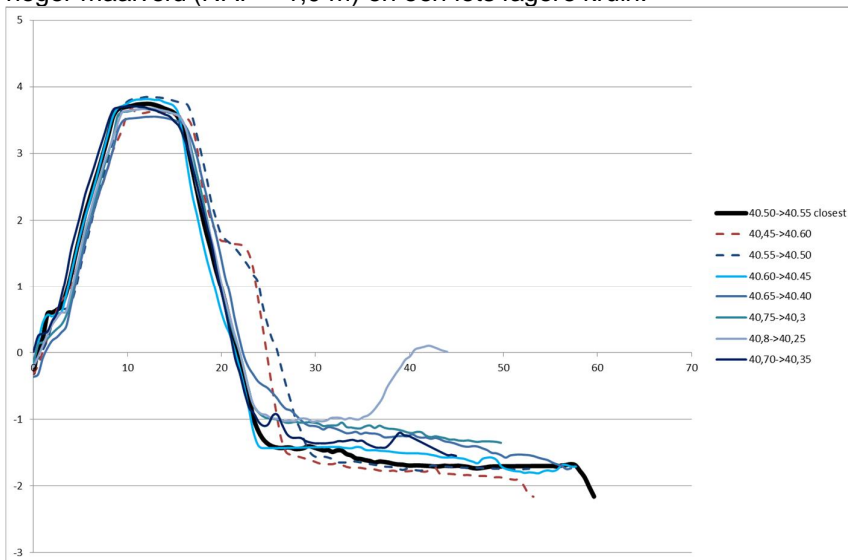
Richting oplopende hectometrering is het berekende dwarsprofiel ongunstiger voor STBI dan de profielen van 37.0+00 tot en met 37.0+95.



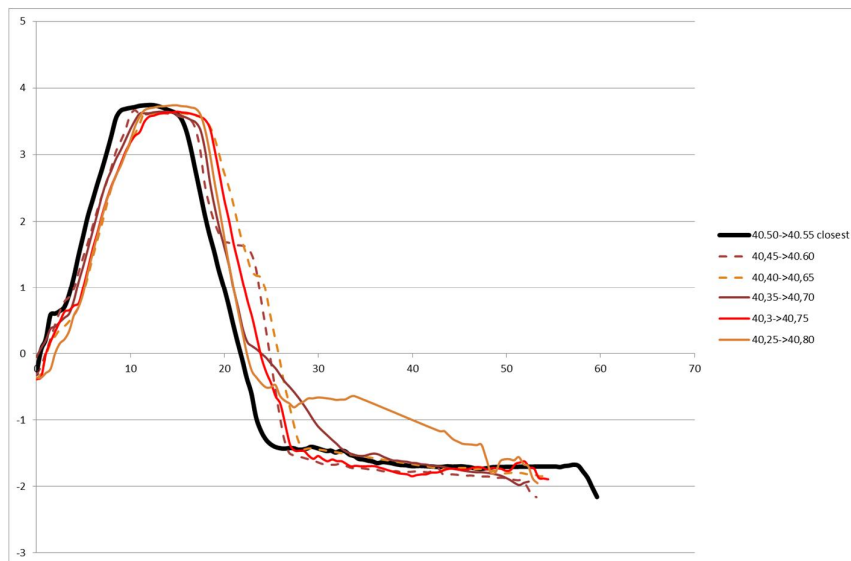


Profiel 40.5+58 m:

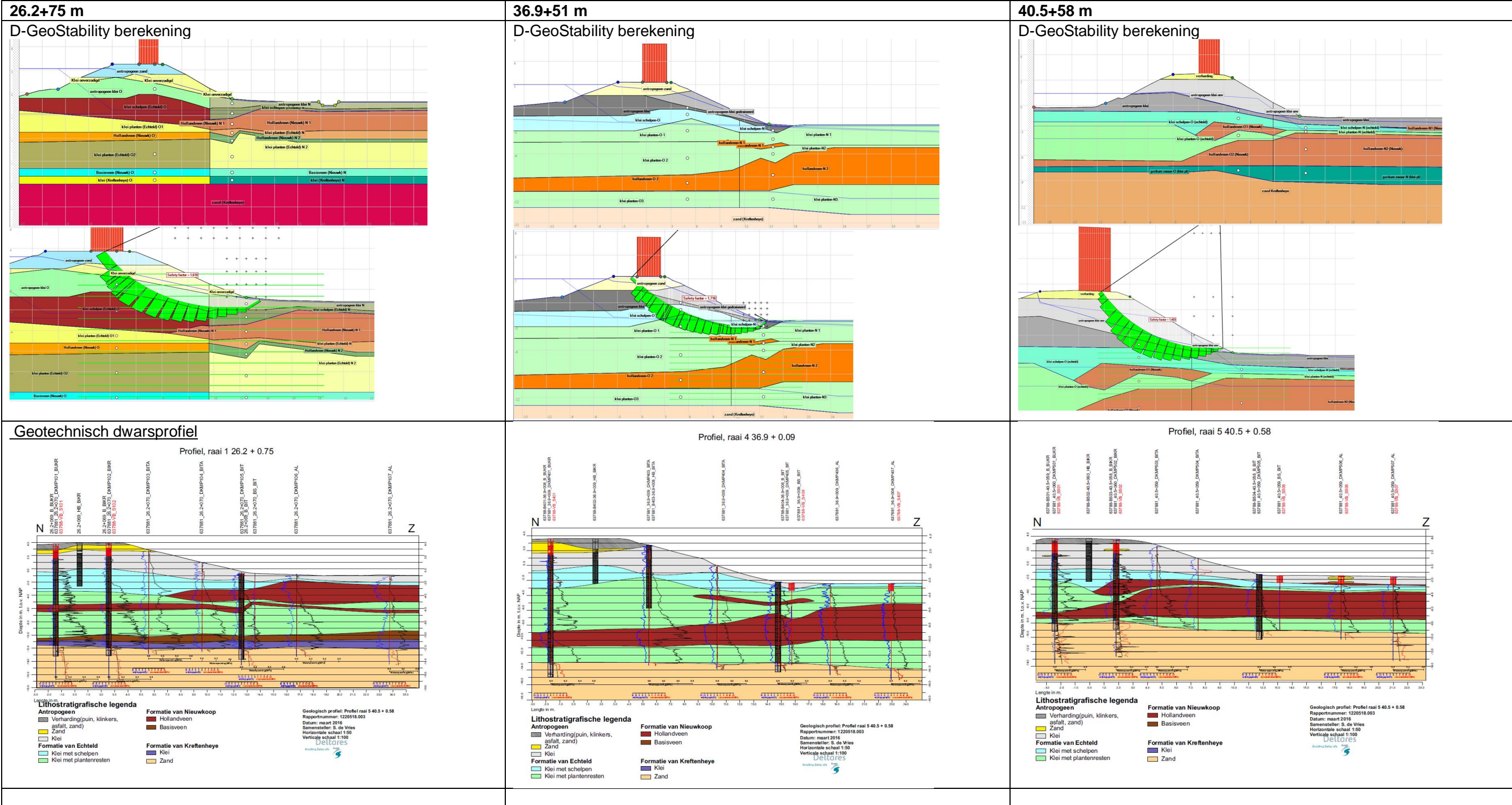
De dichtstbijzijnde dwarsprofielen op 40.50 en 40.60 hebben een stabiliteitsberm. Puur geometrisch gezien is dit gunstiger. Het profiel van 40.45 lijkt wel meer op dat van 40.5+58m. De maaiveldhoogte in profiel 40.40 is ca. -1,5 m NAP in plaats van -2,5 m NAP in het beschouwde profiel. De kruin is eveneens lager, ca. 3,5 m i.p.v. 3,8 m + NAP. Dit is naar verwachting gunstiger voor stabiliteit. Profielen tussen 40.25 en 40.45 hebben eveneens een hoger maaiveld (NAP – 1,0 m) en een iets lagere kruin.



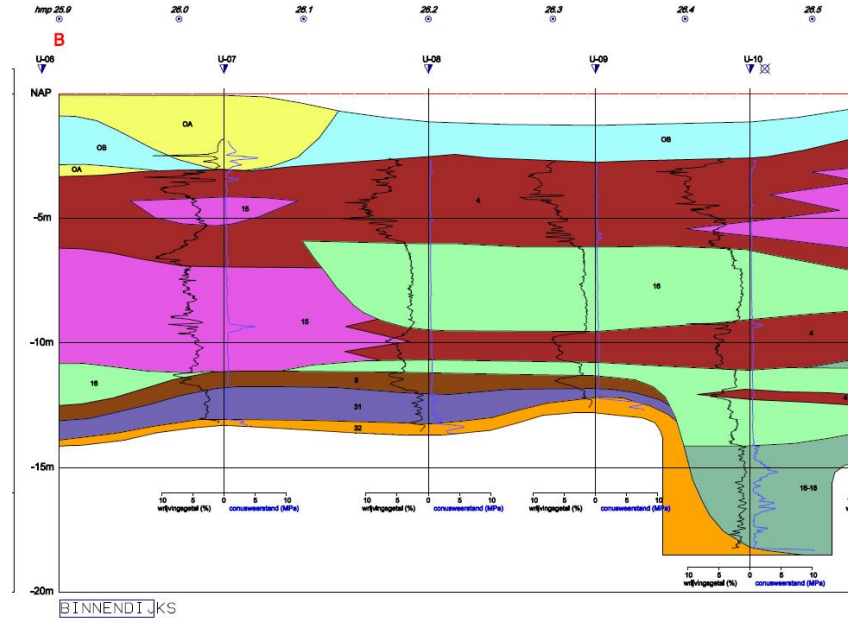
Profielen 40.65 en 40.70 lijken ook een (kleine) berm of verbreding bij de teen te hebben. Profiel 40,75 lijkt vergelijkbaar met profiel 45.5+58m en profiel 40.80 lijkt gunstiger door een ondieper maaiveld. (N.B in deze richting neemt de diepte van het w.v.p. af).



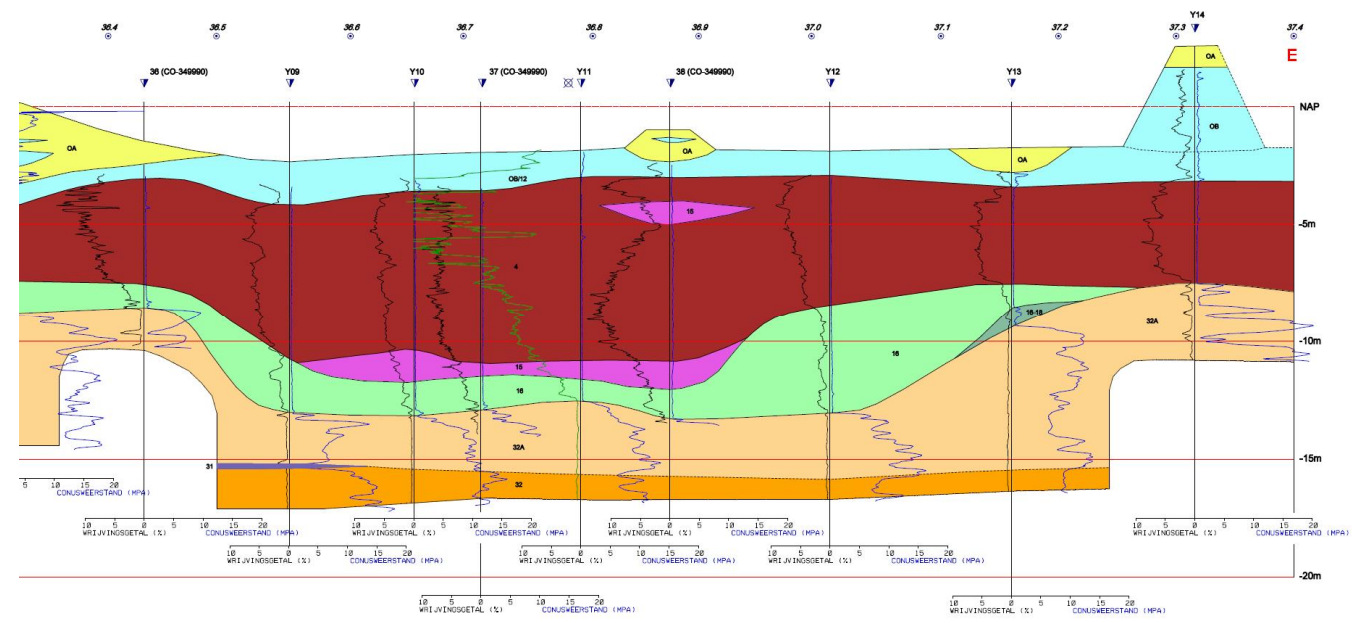
G-Bijlagen:
Bodem schematisatie berekeningen



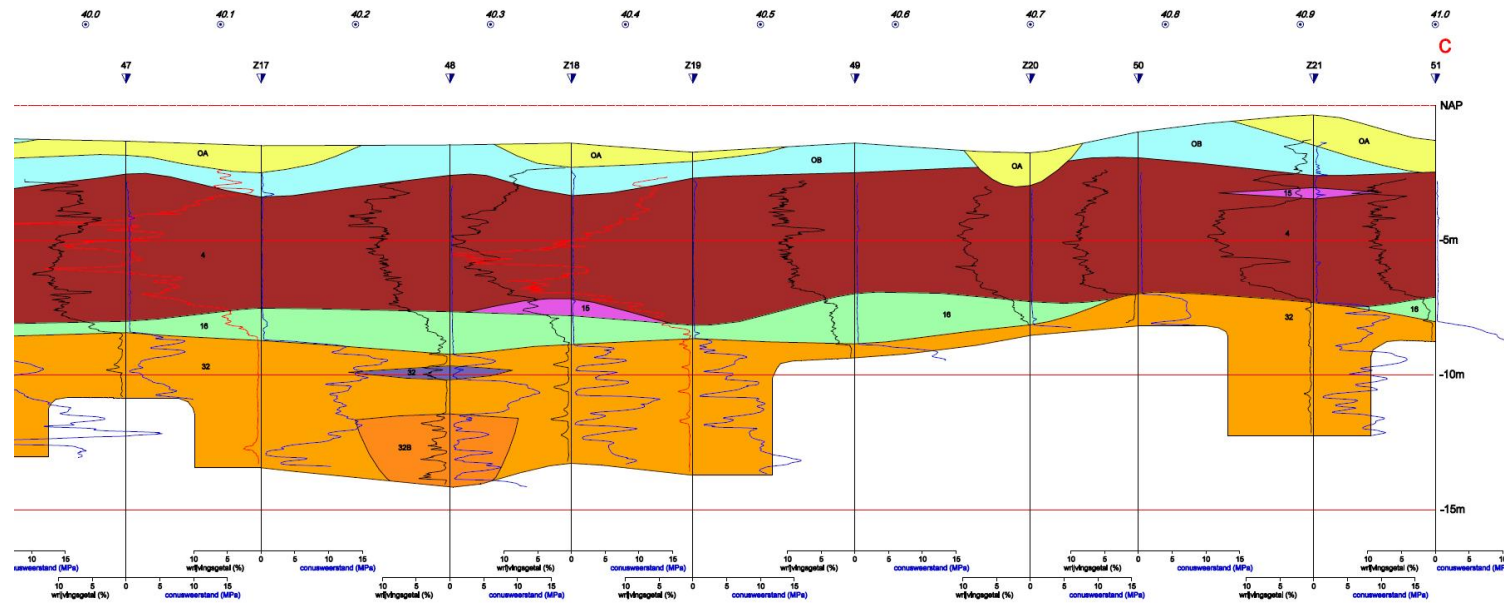
Geotechnisch lengteprofiel eerdere Toetsing 2004



Nabij 26.2+75 m



Nabij 36.9+51 m



Nabij 40.5+58 m

LITHOSTRATIGRAFISCHE LEGENDA			
OA	Hoofdzakelijk zand	Antropogene gronden	HOLOCEEN
OB	Hoofdzakelijk klei		
OC	Hoofdzakelijk veen		
12(dd)	Klei, siltig, plaatselijk zandig (dd=dijkdoorbraak)	Afzettingen van Tiel	WESTLAND
13	Klei, zandig en/of met zandlaagjes		
12-14	Klei- en zandlaagjes	Afzettingen van Gorkum	
14a	Zand met veel kleilaagjes		
14	Zand, plaatselijk met kleilaagjes	Hollandveen	
4	Veen		
15	Klei, humeus tot sterk humeus	Afzettingen van	
15A	Klei met enkele veenstukjes (zeer ongerijpt en waterverzadigd)		
16	Klei, siltig tot sterk siltig pl. humeus		
17	Klei met dunne zandlaagjes		
16-18	Klei, zandig tot zand, kleilig	Hollandveen	
18	Zand, siltig met enkele kleilaagjes		
4	Veen	FORMATIE VAN KREFTENHEYE	PLEISTOCIEEN
31	Klei, siltig, zandig (leem)		
32A	Zand, fijn tot middel		
32B	Zand, leemig met kleilaagjes		
32	Zand, middel tot grof		

Grondonderzoek consequentie analyse 2016

Berekening 26.2+75 m

25.9+00 T	26.1+90T	26.3+20T	26.4+60T
<p>Vergelijkbaar met lengteprofiel en berekening, met uitzondering van zand aan maaiveld. W.v.p. iets dieper dan in berekening. Vermoedelijk netto gunstiger.</p>	<p>Vergelijkbaar met lengteprofiel en berekening. W.v.p. iets dieper dan in berekening. Vermoedelijk heeft dit weinig effect op STBI.</p>	<p>Vergelijkbaar met lengteprofiel en berekening.</p>	<p>Vergelijkbaar met lengteprofiel. W.v.p. dieper dan in berekening. Ongunstiger dan berekening, maar hoeveel effect heeft dit?</p>
25.8+90Kr	26.1+90 Kr	26.3+60 Kr	26.4+60Kr
<p>Vergelijkbaar met berekening. Vanaf 26.1 naar lagere hm. is een breed</p>	<p>Vergelijkbaar met berekening</p>	<p>Veen iets dieper dan in berekening. Watervoerend pakket dieper dan in berekening, maar hoeveel effect heeft dit? Netto effect</p>	<p>Veen iets dieper dan in berekening. Watervoerend pakket dieper dan in berekening. Netto effect onduidelijk.</p>

voorland aanwezig en zijn resultaten daarom al niet verder uit te breiden.

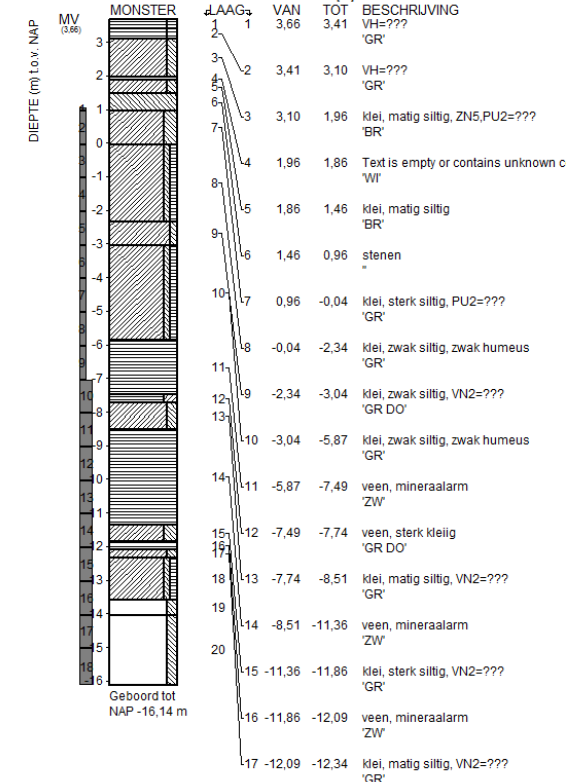
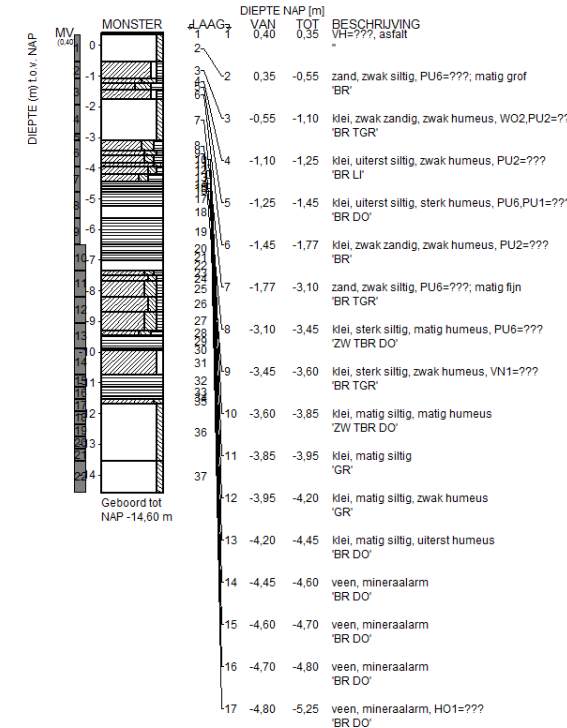
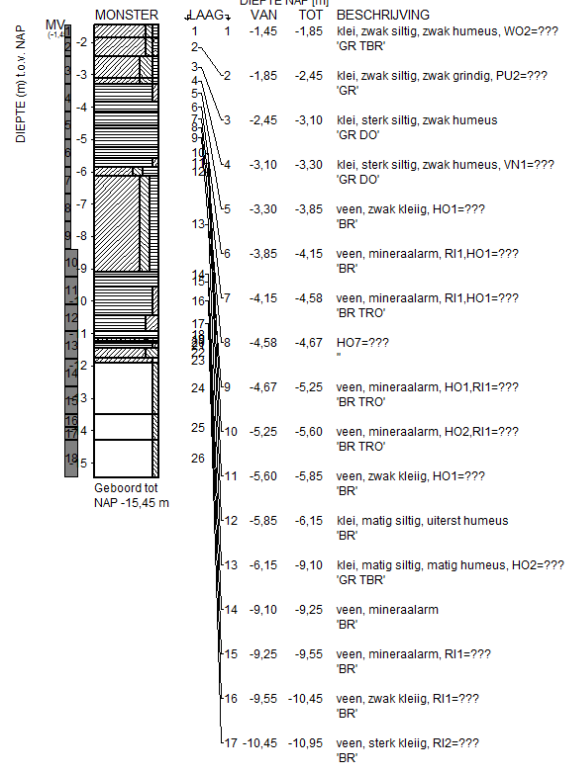
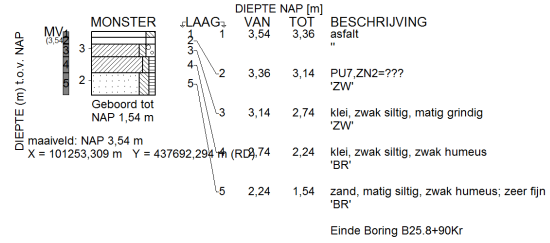
onduidelijk. Grens

26.1+90T

26.1+90T

26.3+20T

26.4+60Kr



Vergelijkbaar met lengteprofiel, daar ook zand aan maaiveld.

Dikkere veenlaag boven watervoerend pakket. Ongunstiger (maar vermoedelijk beperkt effect op de ondiepe glijcirkel)

Vergelijkbaar met lengteprofiel en met berekening alleen hier zand aan maaiveld en tot diepte van -3 m NAP. Vermoedelijk gunstiger voor STBI.

Veen iets dieper dan in berekening. Watervoerend pakket dieper dan in berekening. Netto effect onduidelijk. Grens

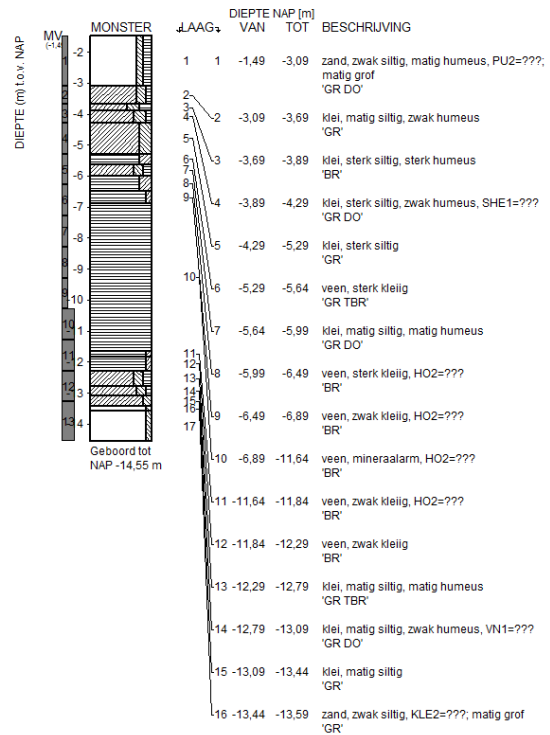
Berekening 36.9+51 m

<p>36.4+20T</p>	<p>36.5+10T</p>	<p>37.0+10 T</p>	<p>36.7+10T</p>
<p>Vergelijkbaar met lengteprofiel. Veen en w.v.p. ondieper dan berekening.</p>	<p>Vergelijkbaar met lengteprofiel. Veen ondieper dan in berekening. Ongunstiger? Hier is w.v.p nog diep. Grens?</p>	<p>Vergelijkbaar met lengteprofiel en berekening.</p>	<p>Vergelijkbaar met lengteprofiel en berekening, mogelijk veen iets dieper.</p>
<p>36.4+10T</p>	<p>36.5+10 Kr</p>	<p>37.0+10 Kr</p>	<p>36.7+00 Kr</p>
<p>Veen ondieper dan berekening.</p>	<p>Onduidelijk m.b.t. aanwezigheid van veen. Grens?</p>	<p>Vergelijkbaar met berekening</p>	<p>Vergelijkbaar met berekening mogelijk dikker veen.</p>

<p>36.8+00 T</p>	<p>36.8+70 T</p>	<p>37.0+10 T</p>	<p>37.0+80 T</p>
<p>Vergelijkbaar met berekening en lengteprofiel.</p>	<p>Veen dieper dan in berekening en lengteprofiel? In boring is veen wel al op -3,4 m NAP.</p>	<p>Vergelijkbaar met berekening en lengteprofiel.</p>	<p>Vergelijkbaar met berekening en lengteprofiel.</p>
<p>36.8+00 Kr</p>	<p>36.80 Kr</p>	<p>37.0+10 Kr</p>	<p>37.0+70 Kr</p>
<p>Vergelijkbaar met berekening.</p>	<p>Vergelijkbaar met berekening.</p>	<p>Vergelijkbaar met berekening</p>	<p>Veen ondieper dan in berekening? Ongunstiger? Grens?</p>

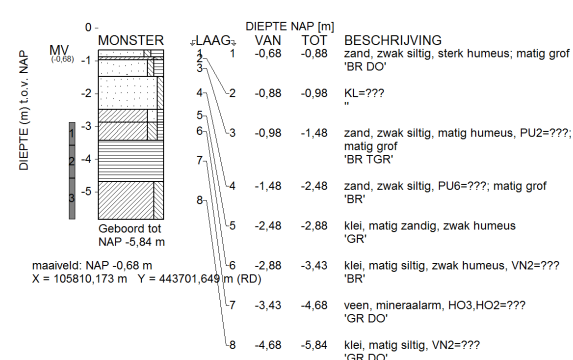
36.1+80 Kr	36.3+00T	36.5+10T	36.5+90 Kr																																																																																																																																																																																																				
<table border="1"> <thead> <tr> <th>LAAG</th> <th>VAN</th> <th>TOT</th> <th>BESCHRIJVING</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>3.83</td><td>3.73</td><td>asfalt</td></tr> <tr><td>2</td><td>3.73</td><td>3.13</td><td>slakken</td></tr> <tr><td>3</td><td>3.13</td><td>1.73</td><td>PU7=???</td></tr> <tr><td>4</td><td>1.73</td><td>0.73</td><td>klei, sterk siltig, zwak grindig 'GR'</td></tr> <tr><td>5</td><td>0.73</td><td>-1.71</td><td>klei, uiterst siltig, zwak humeus 'GR'</td></tr> <tr><td>6</td><td>-1.71</td><td>-2.01</td><td>klei, matig siltig, sterk humeus 'GR DO'</td></tr> <tr><td>7</td><td>-2.01</td><td>-5.52</td><td>klei, zwak siltig, VN5, VN2=???</td></tr> <tr><td>8</td><td>-5.52</td><td>-7.76</td><td>veen, mineraalarm 'ZW'</td></tr> <tr><td>9</td><td>-7.76</td><td>-8.72</td><td>klei, matig siltig, VN2=???</td></tr> <tr><td>10</td><td>-8.72</td><td>-8.76</td><td>zand, zwak siltig, zeer grof 'GR'</td></tr> </tbody> </table> <p>maaiveld: NAP 3,93 m X = 105195,317 m Y = 443423,315 m (RD) Einde Boring B36.1+80Kr</p>	LAAG	VAN	TOT	BESCHRIJVING	1	3.83	3.73	asfalt	2	3.73	3.13	slakken	3	3.13	1.73	PU7=???	4	1.73	0.73	klei, sterk siltig, zwak grindig 'GR'	5	0.73	-1.71	klei, uiterst siltig, zwak humeus 'GR'	6	-1.71	-2.01	klei, matig siltig, sterk humeus 'GR DO'	7	-2.01	-5.52	klei, zwak siltig, VN5, VN2=???	8	-5.52	-7.76	veen, mineraalarm 'ZW'	9	-7.76	-8.72	klei, matig siltig, VN2=???	10	-8.72	-8.76	zand, zwak siltig, zeer grof 'GR'	<table border="1"> <thead> <tr> <th>LAAG</th> <th>VAN</th> <th>TOT</th> <th>BESCHRIJVING</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>-0,85</td><td>-1,55</td><td>klei, zwak zandig, matig humeus, PU2=???</td></tr> <tr><td>2</td><td>-1,55</td><td>-2,15</td><td>klei, sterk zandig, sterk humeus, PU2=???</td></tr> <tr><td>3</td><td>-2,15</td><td>-2,65</td><td>klei, matig zandig, zwak humeus, PU2=???</td></tr> <tr><td>4</td><td>-2,65</td><td>-3,35</td><td>veen, zwak zandig, ZN5=???</td></tr> <tr><td>5</td><td>-3,35</td><td>-7,55</td><td>veen, mineraalarm, HO2, HO3=???</td></tr> <tr><td>6</td><td>-7,55</td><td>-8,35</td><td>klei, zwak siltig, VN2=???</td></tr> <tr><td>7</td><td>-8,35</td><td>-8,58</td><td>klei, matig siltig, ZN5=???</td></tr> <tr><td>8</td><td>-8,58</td><td>-9,35</td><td>zand, matig siltig, KLE5=???</td></tr> <tr><td>9</td><td>-9,35</td><td>-10,45</td><td>zand, zwak siltig, matig grindig, zeer grof 'GR'</td></tr> </tbody> </table> <p>maaiveld: NAP -0,85 m X = 105316,451 m Y = 443475,803 m (RD) Einde Boring B36.3+00T</p>	LAAG	VAN	TOT	BESCHRIJVING	1	-0,85	-1,55	klei, zwak zandig, matig humeus, PU2=???	2	-1,55	-2,15	klei, sterk zandig, sterk humeus, PU2=???	3	-2,15	-2,65	klei, matig zandig, zwak humeus, PU2=???	4	-2,65	-3,35	veen, zwak zandig, ZN5=???	5	-3,35	-7,55	veen, mineraalarm, HO2, HO3=???	6	-7,55	-8,35	klei, zwak siltig, VN2=???	7	-8,35	-8,58	klei, matig siltig, ZN5=???	8	-8,58	-9,35	zand, matig siltig, KLE5=???	9	-9,35	-10,45	zand, zwak siltig, matig grindig, zeer grof 'GR'	<table border="1"> <thead> <tr> <th>LAAG</th> <th>VAN</th> <th>TOT</th> <th>BESCHRIJVING</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>-1,34</td><td>-1,54</td><td>zand, zwak siltig, sterk humeus, sterk grindig, KLE1=???</td></tr> <tr><td>2</td><td>-1,54</td><td>-1,74</td><td>klei, matig zandig, matig humeus, PU2=???</td></tr> <tr><td>3</td><td>-1,74</td><td>-1,94</td><td>klei, zwak zandig, zwak humeus 'GR DO'</td></tr> <tr><td>4</td><td>-1,94</td><td>-2,74</td><td>klei, matig zandig, zwak humeus, PU2=???</td></tr> <tr><td>5</td><td>-2,74</td><td>-3,24</td><td>klei, zwak siltig, zwak humeus 'GR'</td></tr> <tr><td>6</td><td>-3,24</td><td>-3,54</td><td>veen, mineraalarm 'BR DO'</td></tr> <tr><td>7</td><td>-3,54</td><td>-3,74</td><td>zand, matig siltig, matig grindig, KLE2=???</td></tr> <tr><td>8</td><td>-3,74</td><td>-3,99</td><td>veen, mineraalarm 'ZW'</td></tr> <tr><td>9</td><td>-3,99</td><td>-4,26</td><td>klei, zwak siltig, VN2=???</td></tr> <tr><td>10</td><td>-4,26</td><td>-9,41</td><td>veen, mineraalarm, HO2, R2=???</td></tr> <tr><td>11</td><td>-9,41</td><td>-9,74</td><td>veen, zwak kleilig 'GR DO'</td></tr> <tr><td>12</td><td>-9,74</td><td>-13,14</td><td>klei, zwak siltig, VN2=???</td></tr> <tr><td>13</td><td>-13,14</td><td>-13,74</td><td>zand, zwak siltig, matig grindig, zeer grof 'GR'</td></tr> </tbody> </table> <p>maaiveld: NAP -1,34 m X = 105491,485 m Y = 443509,679 m (RD) Einde Boring B36.5+10T</p>	LAAG	VAN	TOT	BESCHRIJVING	1	-1,34	-1,54	zand, zwak siltig, sterk humeus, sterk grindig, KLE1=???	2	-1,54	-1,74	klei, matig zandig, matig humeus, PU2=???	3	-1,74	-1,94	klei, zwak zandig, zwak humeus 'GR DO'	4	-1,94	-2,74	klei, matig zandig, zwak humeus, PU2=???	5	-2,74	-3,24	klei, zwak siltig, zwak humeus 'GR'	6	-3,24	-3,54	veen, mineraalarm 'BR DO'	7	-3,54	-3,74	zand, matig siltig, matig grindig, KLE2=???	8	-3,74	-3,99	veen, mineraalarm 'ZW'	9	-3,99	-4,26	klei, zwak siltig, VN2=???	10	-4,26	-9,41	veen, mineraalarm, HO2, R2=???	11	-9,41	-9,74	veen, zwak kleilig 'GR DO'	12	-9,74	-13,14	klei, zwak siltig, VN2=???	13	-13,14	-13,74	zand, zwak siltig, matig grindig, zeer grof 'GR'	<table border="1"> <thead> <tr> <th>LAAG</th> <th>VAN</th> <th>TOT</th> <th>BESCHRIJVING</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>3,45</td><td>3,15</td><td>VH=???</td></tr> <tr><td>2</td><td>3,15</td><td>2,95</td><td>VH=???</td></tr> <tr><td>3</td><td>2,95</td><td>1,99</td><td>zand, zwak siltig, PU2=???</td></tr> <tr><td>4</td><td>1,99</td><td>1,45</td><td>zand, zwak siltig, sterk grindig, PU2=???</td></tr> <tr><td>5</td><td>1,45</td><td>0,25</td><td>klei, zwak siltig 'GR'</td></tr> <tr><td>6</td><td>0,25</td><td>-4,60</td><td>klei, zwak siltig, zwak humeus 'GR'</td></tr> <tr><td>7</td><td>-4,60</td><td>-5,45</td><td>klei, sterk siltig, VN5, ZN5=???</td></tr> <tr><td>8</td><td>-5,45</td><td>-6,30</td><td>klei, matig siltig, VN1, ZN5=???</td></tr> <tr><td>9</td><td>-6,30</td><td>-7,15</td><td>klei, matig siltig, zwak humeus 'GR'</td></tr> <tr><td>10</td><td>-7,15</td><td>-8,00</td><td>klei, matig siltig, zwak humeus, ZN2=???</td></tr> <tr><td>11</td><td>-8,00</td><td>-8,85</td><td>klei, matig siltig, matig humeus, VN2=???</td></tr> <tr><td>12</td><td>-8,85</td><td>-9,75</td><td>veen, sterk kleilig 'BR DO'</td></tr> <tr><td>13</td><td>-9,75</td><td>-11,40</td><td>klei, matig siltig, zwak humeus 'GR DO'</td></tr> </tbody> </table> <p>maaiveld: NAP 3,45 m Einde Boring B36.5+90Kr</p>	LAAG	VAN	TOT	BESCHRIJVING	1	3,45	3,15	VH=???	2	3,15	2,95	VH=???	3	2,95	1,99	zand, zwak siltig, PU2=???	4	1,99	1,45	zand, zwak siltig, sterk grindig, PU2=???	5	1,45	0,25	klei, zwak siltig 'GR'	6	0,25	-4,60	klei, zwak siltig, zwak humeus 'GR'	7	-4,60	-5,45	klei, sterk siltig, VN5, ZN5=???	8	-5,45	-6,30	klei, matig siltig, VN1, ZN5=???	9	-6,30	-7,15	klei, matig siltig, zwak humeus 'GR'	10	-7,15	-8,00	klei, matig siltig, zwak humeus, ZN2=???	11	-8,00	-8,85	klei, matig siltig, matig humeus, VN2=???	12	-8,85	-9,75	veen, sterk kleilig 'BR DO'	13	-9,75	-11,40	klei, matig siltig, zwak humeus 'GR DO'
LAAG	VAN	TOT	BESCHRIJVING																																																																																																																																																																																																				
1	3.83	3.73	asfalt																																																																																																																																																																																																				
2	3.73	3.13	slakken																																																																																																																																																																																																				
3	3.13	1.73	PU7=???																																																																																																																																																																																																				
4	1.73	0.73	klei, sterk siltig, zwak grindig 'GR'																																																																																																																																																																																																				
5	0.73	-1.71	klei, uiterst siltig, zwak humeus 'GR'																																																																																																																																																																																																				
6	-1.71	-2.01	klei, matig siltig, sterk humeus 'GR DO'																																																																																																																																																																																																				
7	-2.01	-5.52	klei, zwak siltig, VN5, VN2=???																																																																																																																																																																																																				
8	-5.52	-7.76	veen, mineraalarm 'ZW'																																																																																																																																																																																																				
9	-7.76	-8.72	klei, matig siltig, VN2=???																																																																																																																																																																																																				
10	-8.72	-8.76	zand, zwak siltig, zeer grof 'GR'																																																																																																																																																																																																				
LAAG	VAN	TOT	BESCHRIJVING																																																																																																																																																																																																				
1	-0,85	-1,55	klei, zwak zandig, matig humeus, PU2=???																																																																																																																																																																																																				
2	-1,55	-2,15	klei, sterk zandig, sterk humeus, PU2=???																																																																																																																																																																																																				
3	-2,15	-2,65	klei, matig zandig, zwak humeus, PU2=???																																																																																																																																																																																																				
4	-2,65	-3,35	veen, zwak zandig, ZN5=???																																																																																																																																																																																																				
5	-3,35	-7,55	veen, mineraalarm, HO2, HO3=???																																																																																																																																																																																																				
6	-7,55	-8,35	klei, zwak siltig, VN2=???																																																																																																																																																																																																				
7	-8,35	-8,58	klei, matig siltig, ZN5=???																																																																																																																																																																																																				
8	-8,58	-9,35	zand, matig siltig, KLE5=???																																																																																																																																																																																																				
9	-9,35	-10,45	zand, zwak siltig, matig grindig, zeer grof 'GR'																																																																																																																																																																																																				
LAAG	VAN	TOT	BESCHRIJVING																																																																																																																																																																																																				
1	-1,34	-1,54	zand, zwak siltig, sterk humeus, sterk grindig, KLE1=???																																																																																																																																																																																																				
2	-1,54	-1,74	klei, matig zandig, matig humeus, PU2=???																																																																																																																																																																																																				
3	-1,74	-1,94	klei, zwak zandig, zwak humeus 'GR DO'																																																																																																																																																																																																				
4	-1,94	-2,74	klei, matig zandig, zwak humeus, PU2=???																																																																																																																																																																																																				
5	-2,74	-3,24	klei, zwak siltig, zwak humeus 'GR'																																																																																																																																																																																																				
6	-3,24	-3,54	veen, mineraalarm 'BR DO'																																																																																																																																																																																																				
7	-3,54	-3,74	zand, matig siltig, matig grindig, KLE2=???																																																																																																																																																																																																				
8	-3,74	-3,99	veen, mineraalarm 'ZW'																																																																																																																																																																																																				
9	-3,99	-4,26	klei, zwak siltig, VN2=???																																																																																																																																																																																																				
10	-4,26	-9,41	veen, mineraalarm, HO2, R2=???																																																																																																																																																																																																				
11	-9,41	-9,74	veen, zwak kleilig 'GR DO'																																																																																																																																																																																																				
12	-9,74	-13,14	klei, zwak siltig, VN2=???																																																																																																																																																																																																				
13	-13,14	-13,74	zand, zwak siltig, matig grindig, zeer grof 'GR'																																																																																																																																																																																																				
LAAG	VAN	TOT	BESCHRIJVING																																																																																																																																																																																																				
1	3,45	3,15	VH=???																																																																																																																																																																																																				
2	3,15	2,95	VH=???																																																																																																																																																																																																				
3	2,95	1,99	zand, zwak siltig, PU2=???																																																																																																																																																																																																				
4	1,99	1,45	zand, zwak siltig, sterk grindig, PU2=???																																																																																																																																																																																																				
5	1,45	0,25	klei, zwak siltig 'GR'																																																																																																																																																																																																				
6	0,25	-4,60	klei, zwak siltig, zwak humeus 'GR'																																																																																																																																																																																																				
7	-4,60	-5,45	klei, sterk siltig, VN5, ZN5=???																																																																																																																																																																																																				
8	-5,45	-6,30	klei, matig siltig, VN1, ZN5=???																																																																																																																																																																																																				
9	-6,30	-7,15	klei, matig siltig, zwak humeus 'GR'																																																																																																																																																																																																				
10	-7,15	-8,00	klei, matig siltig, zwak humeus, ZN2=???																																																																																																																																																																																																				
11	-8,00	-8,85	klei, matig siltig, matig humeus, VN2=???																																																																																																																																																																																																				
12	-8,85	-9,75	veen, sterk kleilig 'BR DO'																																																																																																																																																																																																				
13	-9,75	-11,40	klei, matig siltig, zwak humeus 'GR DO'																																																																																																																																																																																																				
Veen ook weer ondieper dan berekening.	Veen -2,6 m NAP tot -7,5 m NAP duidelijk ongunstiger dan berekening als veen slapper is dan klei Grens	Vergelijkbaar met berekening	Vergelijkbare veendiepte als berekening kruin, iets dunnere veenlaag																																																																																																																																																																																																				

36.7+10T



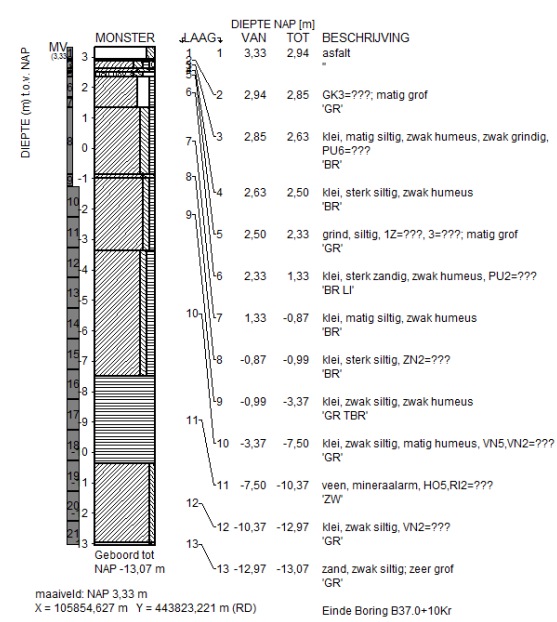
Veen van -6 m NAP tot -12 m NAP dikker dan in berekening. Ongunstiger?

36.8+70T



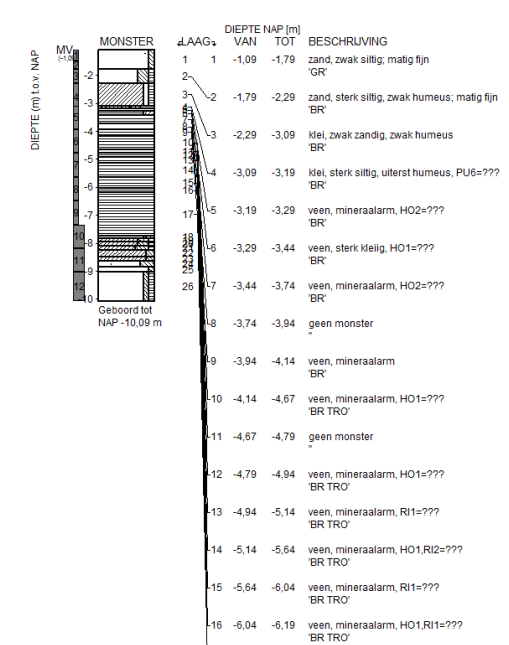
Veen is ondieper dan in berekening. Komt overeen met lengteprofiel. Ongunstiger?

37.0+10Kr



Veen is dikker dan in berekening. Ongunstiger?

37.0+80T



Vergelijkbaar met lengteprofiel. Veen is ondieper dan in berekening. Ongunstiger? Grens?



H Giskaarten 1 t/m 16 behorende bij bijlage F