


# POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK

Activiteit 6 – Faalkans updating  
Appendix Case 2 - Dp36,9+51m  
Definitief

POV

MACRO  
STABILITEIT



Auteurs: W. Kanning en A. Teixeira  
Datum: april 2017

Versie: 2

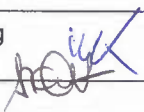




**Project**  
1230804-005

**Kenmerk**  
1230804-005-GEO-0002

**Pagina's**  
41

**Samenvatting**  
Zie hoofdrapport

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	nov 2016	Wim Kanning Ana Teixeira		Andre van Hoven		Leo Voogt	
2	april 2017	Wim Kanning Ana Teixeira		Andre van Hoven		Leo Voogt	

**Status**  
Definitief

## Inhoud

<b>Samenvatting</b>	<b>1</b>
<b>1 Inleiding</b>	<b>1</b>
<b>2 Uitgangspunten</b>	<b>2</b>
2.1 Locatie en doorsnede karakteristieken	2
2.2 Normering en faalkanseis	3
2.3 Geometrie	3
2.3.1 Meetgegevens 2015 en autonome bodemdaling	3
2.3.2 Geometrie toetsituatie (2035)	3
2.3.3 Geometrie observatie (2010)	3
2.4 Bodemopbouw en grondgedrag	4
2.4.1 Bodemopbouw	4
2.4.2 Gedraineerd en ongedraineerd grondgedrag	5
2.5 Grond parameters	6
2.5.1 Achtergrond	6
2.5.2 Ongedraineerde schuifsterkte parameters	6
2.5.3 Grensspanningen	7
2.5.4 Gedraineerde schuifsterkte parameters	11
2.6 Buitenwaterstand	11
2.7 Polderpeil	11
2.8 Waterspanningen	12
2.8.1 Uitgangspunten	12
2.8.2 Invloeden waterspanningen	13
2.8.3 Algemeen waterspanningsverloop	13
2.8.4 Effect golfoverslag op freatisch vlak	15
2.8.5 Freatische lijn	16
2.8.6 Gecombineerd effecten van buitenwaterstand en golfoverslag	17
2.8.7 Waterspanningsverloop	17
2.9 Bovenbelasting	19
2.9.1 Verkeersbelasting in 2035	19
2.9.2 Verkeersbelasting in 2010	19
2.10 Base case	19
<b>3 Modelling toetscondities</b>	<b>20</b>
3.1 Semi-probabilistische stabiliteitsanalyses	20
3.2 Semi-probabilistische gevoeligheidsanalyses	21
3.2.1 Invloed verkeer	21
3.2.2 Invloed geometrie	21
3.3 Ligging kritieke glijvlakken	22
3.4 Faalkansanalyse toets condities (a-priori)	22
3.4.1 Samenvatting uitgangspunten	23
3.4.2 Afleiding fragility curves	23
3.4.3 Bepaling faalkans	24
3.5 Faalkans gevoeligheidsanalyse	24
3.5.1 Beschrijving toetsituaties	24

*April 2017 definitief*

3.5.2	Fragility curves	26
3.5.3	Faalkansen behorende bij gevoeligheidsanalyses	28
3.6	Samenvatting resultaten	29
<b>4</b>	<b>Modellering observatie</b>	<b>30</b>
4.1	Keuze en modellering observatie base case	30
4.2	Fragility curve observatie condities	30
4.3	Gevoeligheid verschillende observaties	31
4.3.1	Beschrijving observaties	31
4.3.2	Fragility curves	32
4.4	Samenhang tussen toets en observatie	34
<b>5</b>	<b>Toepassing faalkans updating</b>	<b>36</b>
5.1	Bepaling effect faalkans updating base case	36
5.2	Gevoeligheid voor aannames toets en observatie	37
5.2.1	Samenvatting gevoeligheidsanalyses	37
5.2.2	Resultaten faalkans updating	38
<b>6</b>	<b>Conclusies en observaties</b>	<b>40</b>
6.1	Conclusies	40
6.2	Observaties voor verder verbetering van de betrouwbaarheid	40
<b>7</b>	<b>Referenties</b>	<b>41</b>
<b>A</b>	<b>Gevoeligheidscoëfficiënten en correlatie tussen toets en observatie</b>	<b>A-1</b>

## 1 Inleiding

Voor de inleiding wordt verwezen naar het hoofdrapport - Rozing en Schweckendiek (2017).

Deze bijlage bevat de gedetailleerde uitwerking van semi-probabilistische (stap 1), probabilistische (stap 2) en Faalkans Updating (FU – stap 3) berekeningen voor:

### **Case 2, dwarsprofiel dp 36,9+51m**

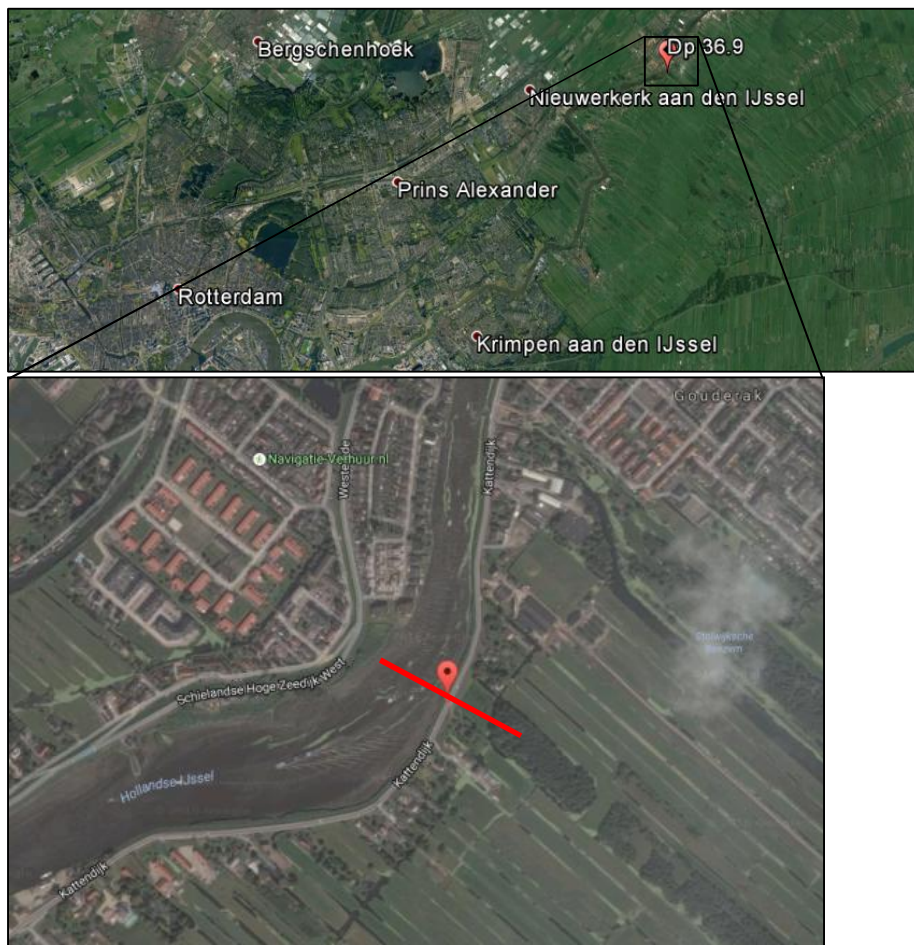
In hoofdstuk 2 worden alle uitgangspunten voor de berekeningen beschouwd en de base case gedefinieerd. Hoofdstuk 3 bevat een semi-probabilistische en probabilistische gevoeligheidsanalyse van de toets condities. Hoofdstuk 4 gaat over de observatie condities en probabilistische berekeningen voor verschillende overleefde observaties en de conclusies en gevoeligheden die hieruit volgen. Daarna (hoofdstuk 5) volgen berekeningen voor faalkans updating met overleefde situatie(s) met hoge verkeersbelasting. De algemene conclusies met betrekking tot de actuele sterkte van deze doorsnede wordt in hoofdstuk 6 behandeld.

## 2 Uitgangspunten

Voor algemene uitgangspunten wordt verwezen naar Rozing en Schweckendiek (2017). In dit hoofdstuk worden de case-specifieke uitgangspunten behandeld.

### 2.1 Locatie en doorsnede karakteristieken

In dit deelonderzoek wordt het dwarsprofiel Dp 36,9+51m (coördinaten: 105809,24; 443734,73). De doorsnede ligt aan de Hollandsche IJssel, bij Gouderak - zie Figuur 2.1.



Figuur 2.1 Locatie dwarsprofiel – case 2: Dp36,9+51

De IJsseldijk kan worden gekarakteriseerd als een schaaldijk: er is geen voorland aanwezig. Op de kruin van de dijk (ca. NAP +3,52 m) is een weg gelegen.

## 2.2 Normering en faalkanseis

Project KIJK bevindt zich binnen dijktraject 15-3. Voor dit dijktraject geldt een overstromingskansnorm signaleringswaarde van 1/10.000 per jaar. Signaleringswaarde wil zeggen dat op het moment dat deze norm wordt overschreden er nog geen sprake is van een onacceptabele onveilige situatie. Er is nog tijd om de dijk te versterken. De traject normoverstromingskans ondergrenswaarde is 1/3.000 (maximale toelaatbare kans).

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

$$- P_{\text{eis;dsn;HW}} = 0,97\text{E-}06 \text{ per jaar, of } \beta = 4,78 \text{ per jaar}$$

Voor de semi probabilistische berekeningen is uitgegaan van het volgende. Er is gerekend met het CSSM model (Critical State Soil Model), waarbij de partiële factoren uit OI2014v3 zijn toegepast. Hierbij zijn de volgende schadefactoren 1,10 (geen overtopping) en 0,99 voor overtopping volgens de aanpak van het KPR (2016). Voor de modelfactor geldt voor UpliftVan een waarde van  $\gamma_d = 1,06$ . De schematiseringsfactor is 1,10.

Dit levert de volgende benodigde stabiliteitsfactoren op voor een semi-probabilistische toets:

- In geval van geen overtopping: 1,28 ( $1,10 \cdot 1,06 \cdot 1,10$ )
- In geval van overtopping: 1,13 ( $0,99 \cdot 1,06 \cdot 1,10$ )

Het zichtjaar bedraagt voor dit project 2035 wat zich uit in zettingen ten opzichte van de gemeten situatie en in de aan te houden hydraulische belastingen, zowel voor de waterstand als voor de Hydraulische Belastingniveau (HBN) berekeningen. Omdat de beschikbare databases voor Hydra-NL alleen data bevatten voor 2015 en 2050 is voor 2035 lineair geïnterpoleerd.

## 2.3 Geometrie

### 2.3.1 Meetgegevens 2015 en autonome bodemdaling

De situatie zoals ingemeten in 2015 is gebruikt. De kruin van de dijk ligt op ongeveer NAP +3,52m en het achterland op ongeveer NAP -2,05m. Volgens de algemene uitgangspunten is er een autonome bodemdaling van 11 mm/jaar in de kruin en 4 mm/jaar in het achterland (HHSK, 2016; Rozing en Schweckendiek, 2017). Deze bodemdaling is meegenomen om de toets (2035) en observatie (2010) geometrie te bepalen. Er is aangenomen dat alle autonome bodemdaling wordt veroorzaakt door het Hollandveen (zie 2.3.2 en 2.3.3).

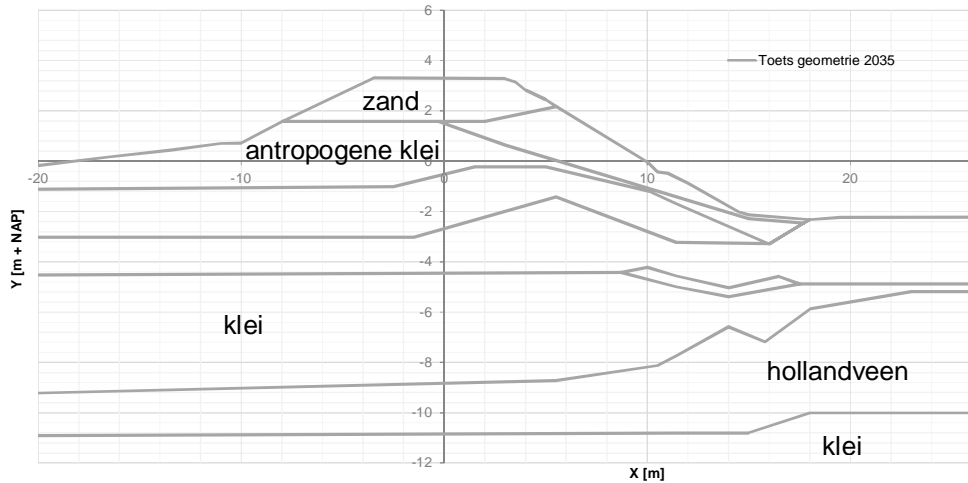
### 2.3.2 Geometrie toetsituatie (2035)

De geometrie van de te toetsen situatie met zichtjaar 2035 is weergegeven in onderstaande Figuur 2.2. Voor de precieze bodemopbouw wordt verwezen naar 0. De kruin ligt op NAP +3,30 m en binnenteen at NAP -2,13 m. Deze geometrie is tot stand gekomen door de kruin (en alle onderliggende lagen tot de Hollandveenlaag) te verlagen met 0,22 m als gevolg van 11 mm/jaar bodemdaling. Hierbij is de aanname dat de gehele verlaging van het maaiveld komt door inklinking van de Hollandveenlaag. Het achterland (alle punten rechts van X = 12 m volgens de modelschematisatie) is verlaagd met 0,08 m op basis van 4 mm/jaar bodemdaling.

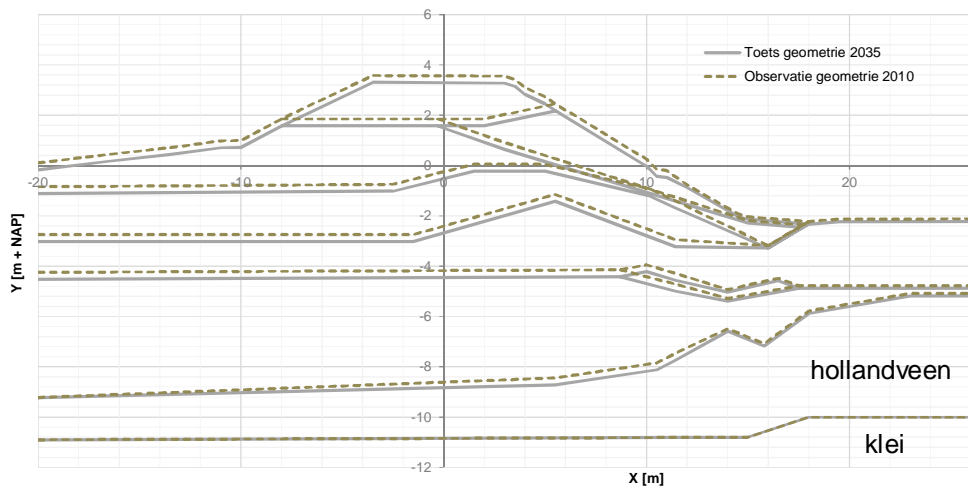
### 2.3.3 Geometrie observatie (2010)

De gebruikte overleefde observatie betreft de situatie in 2010. In 2010 heeft nl. een (extreem) zwaar transport over de dijk plaatsgevonden (zie paragraaf 2.9.2). De geometrie ligt hier dus hoger dan in 2015 (meting) of 2035 (toets). De 2010 observatie ter plaatse van de kruin is

0,055 m hoger aangenomen t.o.v. 2015 (NAP +3,575 m) en 0,02 m hoger in het achterland (NAP -2,03 m). Veroorzaakt door de 11 mm/jaar en 4 mm/jaar zettingen ter plaatse van de kruin respectievelijk achterland. Het totale verschil tussen toets (2035) en observatie (2010) is dus 0,275 m in de kruin en 0,1 m in het achterland.



Figuur 2.2 Geometrie toets (2035)



Figuur 2.3 Geometrie observatie (2010) t.o.v. toets (2035) – case 2: Dp36,9+51

Tabel 2.1 Hoogte van de dijk en achterland voor verschillende jaren [m + NAP] – case 2: Dp36,9+51

	2010	2015	2035
Kruin	+3,575	+3,52	+3,30
Achterland	-2,03	-2,05	-2,13

## 2.4 Bodemopbouw en grondgedrag

### 2.4.1 Bodemopbouw

De bodemopbouw is gebaseerd op sonderingen en boringen, zie algemene uitgangspunten in het hoofdrapport. De verschillende grondlagen zijn weergegeven in Figuur 2.4. Er wordt

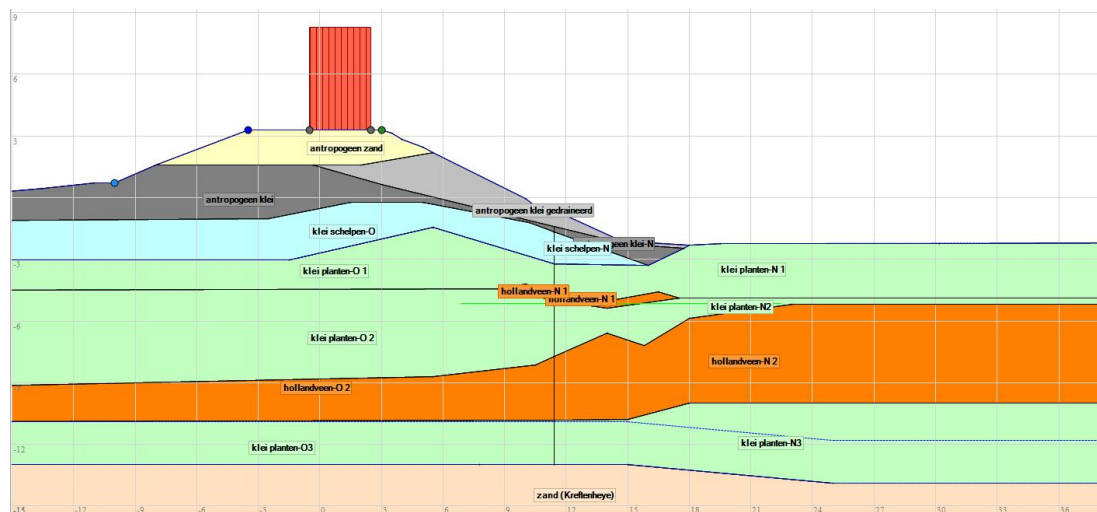


van uitgegaan dat de sterkte eigenschappen van de lagen onafhankelijk van elkaar zijn door een verschillende ontstaansgeschiedenis.

De grondopbouw in de observatie is hetzelfde als in de huidige situatie en de toetsituatie, het enige verschil is de laagdikte van het Hollandveen. De dikte hiervan is groter in de observatie omdat wordt aangenomen dat de autonome bodemdaling hoofdzakelijk wordt veroorzaakt door het Hollandveen.

De lagen zijn opgesplitst in een deel onder de dijk en een deel naast de dijk (scheiding op ongeveer 1/3 van het talud, vanuit de teen gezien). Dit is om de verschillende POP (en grensspanning) naast en onder de dijk te kunnen modelleren (POP: Pre Overburden Pressure). Deze parameters zijn zogenaamde state-parameters. De schuifsterkte parameters S en m zijn grondparameters, die wel gelijk zijn onder en naast de dijk.

In de probabilistische analyse krijgen deze parameters dan ook dezelfde verdeling en zijn volledig gecorreleerd.

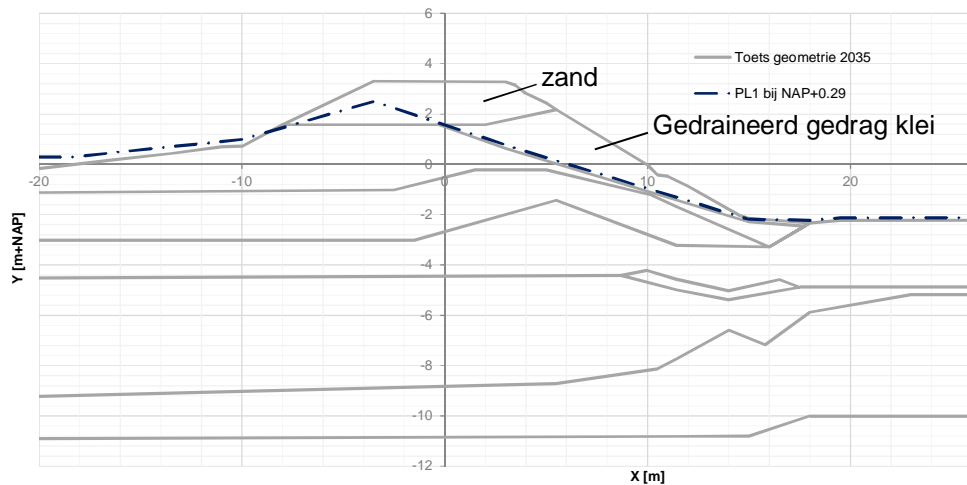


Figuur 2.4 Bodemopbouw voor de toetsituatie – case 2: Dp36,9+51

#### 2.4.2 Gedraineerd en ongedraineerd grondgedrag

Onder het freatisch vlak, onder dagelijkse omstandigheden, wordt uitgegaan van ongedraineerd grondgedrag van klei- en veenlagen. Boven het freatisch vlak onder dagelijkse omstandigheden wordt uitgegaan van gedraineerd grondgedrag (Rozing en Schweckendiek 2017).

De antropogene klei waar het dijklichaam uit is opgebouwd, is opgedeeld in 2 delen, zie Figuur 2.5. Een deel van de antropogene klei ligt boven het freatisch vlak onder dagelijkse omstandigheden, deze is als ongedraineerd gemodelleerd. Onder het freatisch vlak wordt ongedraineerd materiaalgedrag gemodelleerd. De overgang tussen gedraineerd en ongedraineerd gedrag lijkt ook in de sondering goed te zien, zie Figuur 2.5. Te plekke van de sondering ligt deze overgang op NAP + 0 m, hier boven is een significant hogere sondeerweerstand zichtbaar welke correspondeert met de gedraineerde zone (zoals zien in Figuur 2.7).



Figuur 2.5 Ligging freatisch vlak en gedraineerd gedrag – case 2: Dp36,9+51

## 2.5 Grond parameters

### 2.5.1 Achtergrond

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

- Gemiddelde waarden ( $\mu$ )
- Standaardafwijking ( $\sigma$ ) 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 semi-probabilistische analyses worden afgeleid:

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

Voor de afleiding van de deterministische en probabilistische parameterwaarden voor  $m$ ,  $S$ ,  $c$ ,  $\varphi$  wordt verwezen naar het hoofdrapport (Rozing en Schweckendiek, 2017) en Taccari (2016). In bijlage 1 zijn de toegepaste parameters weergegeven. Alle genoemde verdelingen in het vervolg zijn inclusief ruimtelijke uitmiddeling.

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

### 2.5.2 Ongedraineerde schuifsterkte parameters

De verdelingen en rekenwaarden van de ongedraineerde schuifsterkte parameters  $S$  en  $m$  staan weergegeven in Tabel 2.2. De lagen worden gemodelleerd als onafhankelijk. De verschillende rekenwaarden komen voort uit verschillende materiaalfactoren, zie uitgangspunten.

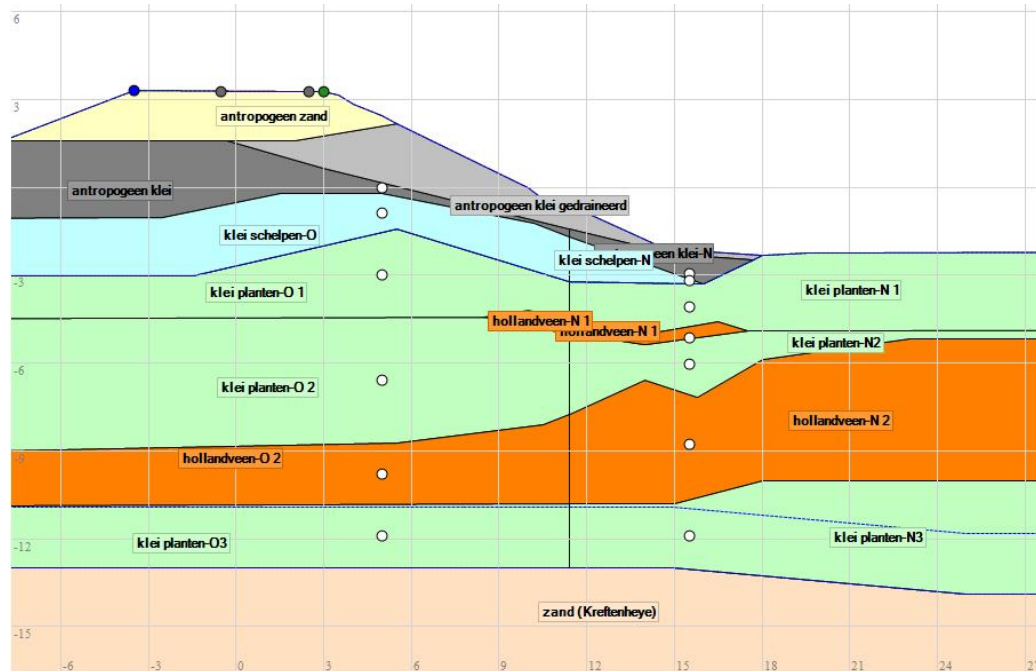
Tabel 2.2 Ongedraineerde schuifsterkte parameters – case 2: Dp36,9+51

Laag	S-ratio [-] (Lognormal verd.)				m-exponent [-] (Lognormal verd.)			
	mu	sigma	Kar. waarde	Rek. waarde	mu	sigma	Kar. waarde	Rek. waarde
Klei (Ant, Sch, Pla)*	0,317	0,014	0,295	0,275 (Ant) 0,283 (Sch) 0,294 (Pla)	0,918	0,012	0,898	0,898
Veen (Hv)*	0,383	0,013	0,362	0,344	0,881	0,011	0,863	0,863

\*Ant = antropogeen, Sch = Schelpen, Pla = Planten, Hv = Hollandveen

### 2.5.3 Grensspanningen

De grensspanningen in een laag worden bepaald op basis van grensspanningspunten. De voor case 2 gebruikte grensspanningspunten staan weergegeven in Figuur 2.6.



Figuur 2.6 Grensspanningspunten case 2 (toets) – case 2: Dp36,9+51

De grensspanningen zijn bepaald op basis van Konstantinou (2017) die metingen van 2015 heeft gebruikt - Tabel 2.4 en Tabel 2.5. Er is uitgegaan van een lognormale verdeling waarin het gemiddelde lokaal is bepaald op basis van de data (zie ook Figuur 2.7 tot en met Figuur 2.10) en een variatiecoëfficiënt zoals weergegeven in Tabel 2.3.

Tabel 2.3 Variatiecoëfficiënten (VC) grensspanning

	Kruin (conus, $N_{kt}$ )	Binnenteen (bol, $N_b$ )
Klei	0,18	0,18
Veen	0,18	0,11

Tevens is een shift toegevoegd aan de lognormale verdeling, die ervoor zorgt dat de grensspanning niet lager kan worden dan de verticale effectieve spanning. De shift heeft

precies de waarde van de effectieve verticale spanning onder dagelijkse omstandigheden in het genoemde punt tijdens de meting (2015) situatie.

Voor de toets (2035) wordt rekeningen gehouden met autonome bodemdaling. Dit heeft alleen effect op de locatie van het grensspanningspunt (de Y coördinaat zakt van de lagen boven en in het hollandveen (zie 2.3). De verdeling van de grensspanning in elk punt wordt gelijk verondersteld. Voor de observatie (2010) geldt hetzelfde, alleen de Y-coördinaat wordt aangepast volgens de autonome bodemdaling (zie 2.3). Voor 2 punten was geen grensspanning gegeven in Konstantinou (2017), deze zijn bepaald op basis van Figuur 2.7 tot en met Figuur 2.10. De gebruikt grensspanningen zijn gebaseerd op Figuur 2.8 en Figuur 2.10.

Tabel 2.4 Case 2 – kruin grensspanningen [kPa] - Taccari (2016)

Laag	X coord. [m]	Y coord. 2035 [m]*	Gemiddelde (mu)	Standard afwijking (sigma)	Shift	Kar. waarde (shift lognormal)
Antropogeen klei	5	0,00**	50,0**	9,0	45	45
Klei schelpen – O	5	-0,88	129	23	52	97
Klei planten – O1	5	-2,98	189	34	71	142
Klei planten – O2	5	-6,58	202	36	102	155
Hollandveen – O2	5	-9,78	278	50	125	211
Klei planten – O3	5	-11,90	187	34	136	152

\* gecorrigeerd voor zetting van de laag

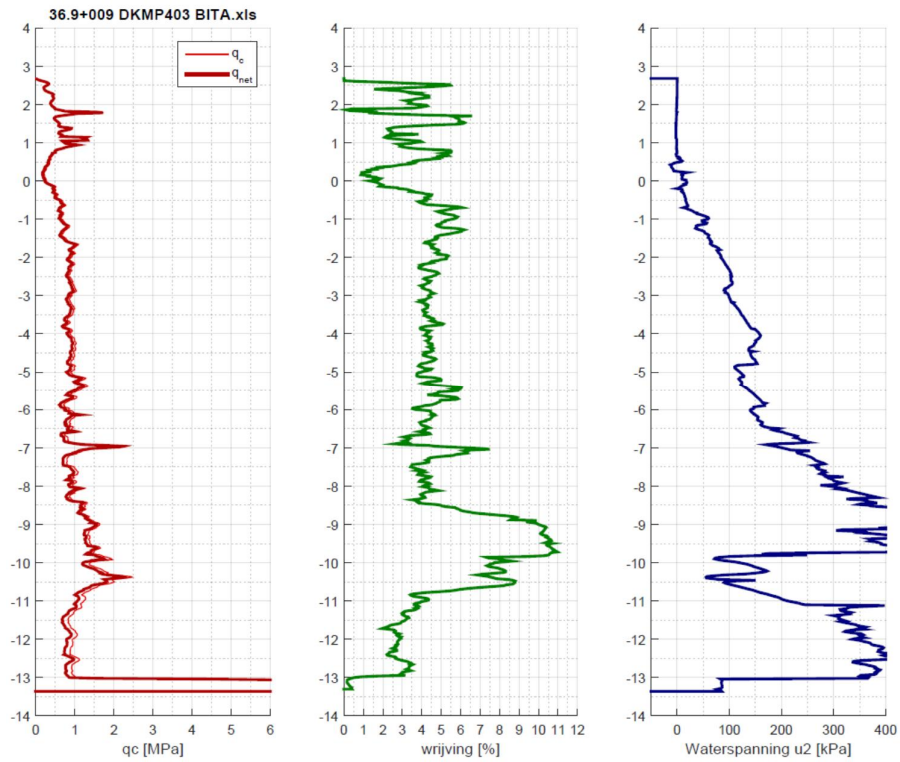
\*\* toegevoegde punt in de verzadigde zone gekozen op NAP +0m, zie Figuur 2.8.

Tabel 2.5 Case 2 – achterland grensspanningen [kPa] -Taccari (2016)

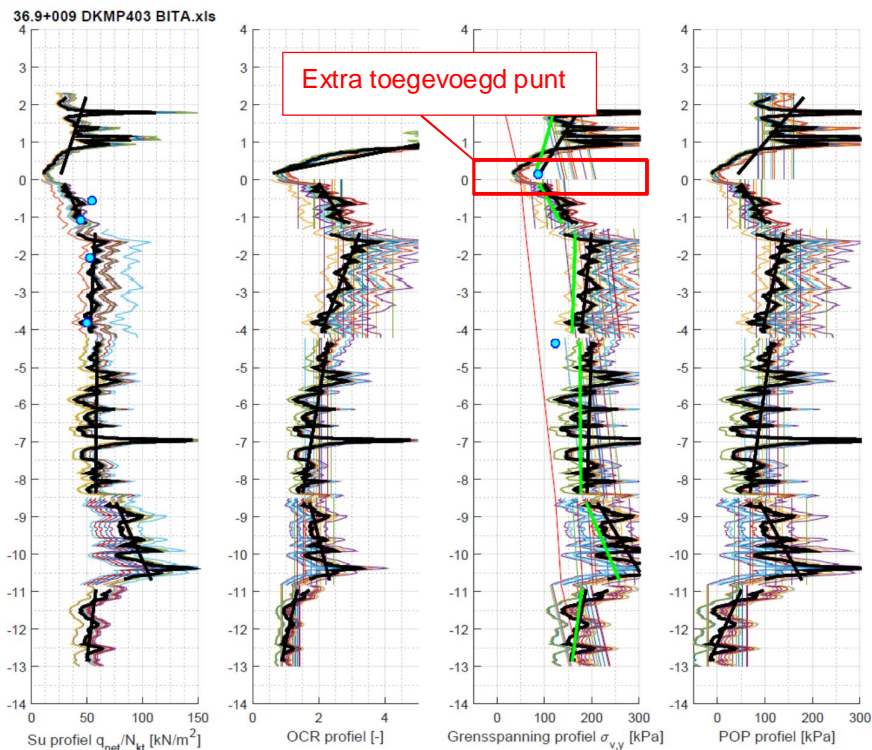
Laag	X coord. [m]	Y coord. 2035 [m]*	Gemiddelde (mu)	Standard afwijking (sigma)	Shift	Kar. Waarde (shift lognormal)
Antropogeen klei – N	15,5	-2,96	26	4,62	8,0	19,2
Klei planten – N1	15,5	-4,08	57	10,2	14,2	42,1
Hollandveen – N1	15,5	-5,12	60	6,6	17,7	49,8
Klei planten – N2	15,5	-6,03	77	13,9	21,6	57,8
Hollandveen – N2	15,5	-8,77	72	7,9	29,2	60,3
Klei planten – N3	15,5	-11,90	68	12,2	40,0	53,0
Klei schelpen – N	15,5**	-3,18**	81**	14,6	9,8	59,7

\* gecorrigeerd voor zetting van de laag

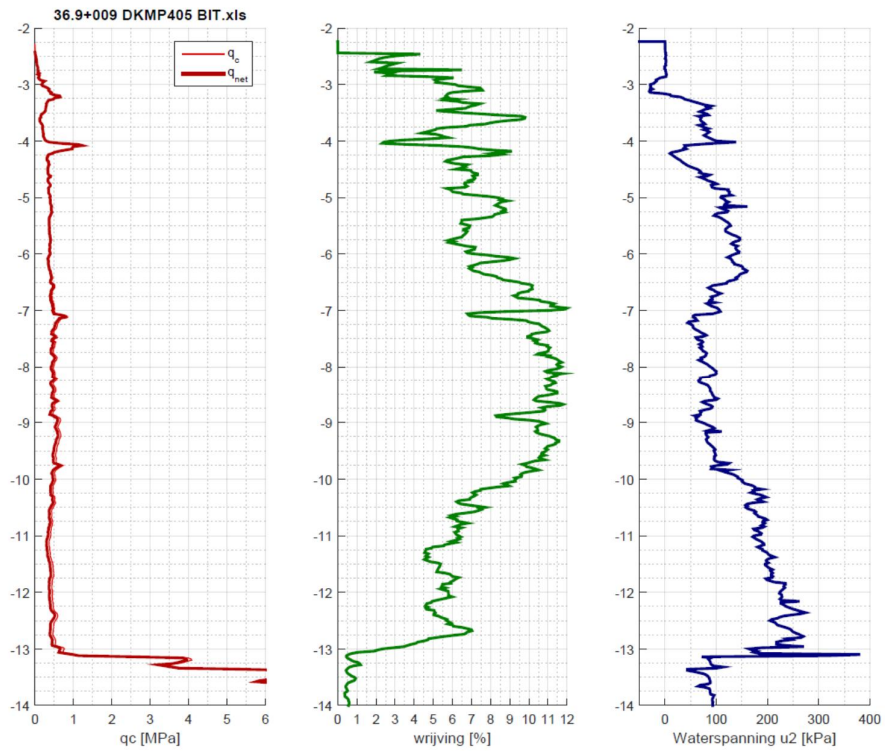
\*\* toegevoegde punt op NAP -3.18m, zie Figuur 2.10.



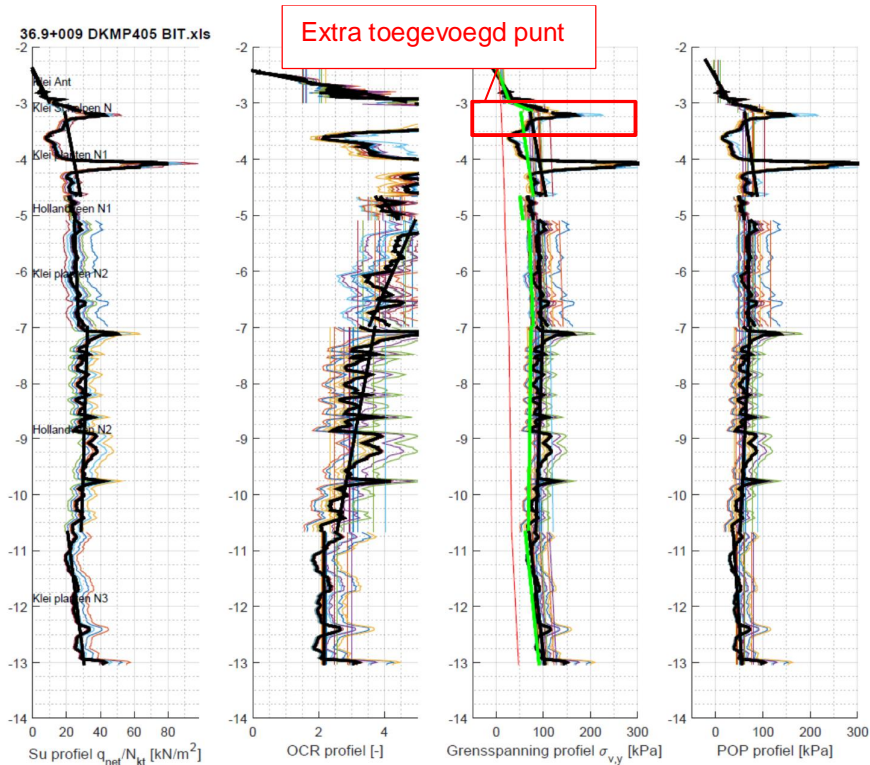
Figuur 2.7 CPT van case 2: Dp 36,90 kruin



Figuur 2.8 Profiel van grensspanning en POP op basis van de CPT – case 2: Dp36,9+51



Figuur 2.9 CPT van case 2: Dp 36,90 achterland



Figuur 2.10 Profiel van grensspanning en POP op basis van de CPT – case 2: Dp36,9+51

#### 2.5.4 Gedraineerde schuifsterkte parameters

Gedraineerd gedrag wordt verondersteld in de onverzadigde zone (boven het freatisch vlak voor dagelijkse omstandigheden; zie 2.4.2), dit komt goed overeen met de sonderingen, zie Figuur 2.7. De gedraineerde sterkte parameters komen uit de Konstantinou (2017) en staan weergegeven in Tabel 2.6.

Tabel 2.6 Gedraineerde schuifsterkte parameters – case 2: Dp36,9+51

Laag	Cohesie [ $\text{kN/m}^2$ ] (Lognormal verd.)				Hoek inwendige wrijving [ $^\circ$ ] (Lognormal verd.)			
	mu	sigma	Kar. waarde	Rek. waarde	mu	sigma	Kar. waarde	Rek. waarde
Zand	0	0	0	0	35,0	1,5	32,6	30,8
Klei (Ant)	7,32	4,56	2,42	1,60	31,3	0	31,3	29,6
Klei (Ant) sterker	12,32	4,56	2,42	1,60	31,3	0	31,3	29,6

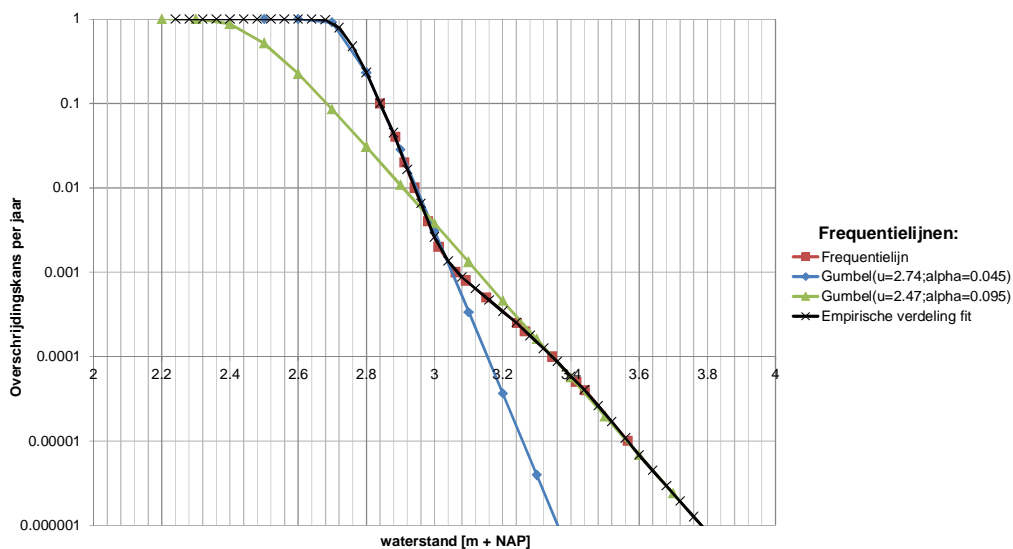
#### 2.6 Buitenwaterstand

De buitenwaterstand ter plaatse van het dwarsprofiel wordt beïnvloed door twee processen: getij-indringing vanaf de Nieuwe Maas en rivierafvoer van de bovenstroomse rivieren. De dagelijkse gemiddelde waterstand bedraagt NAP+0,29m.

De maatgevende hoogwaterstand ter plaatse van het profiel 36,9+51m is in 2035 NAP +3,29 (inclusief 0,3 m onzekerheidstoeslag) m (van Hoven, 2016a,b). Voor de kansverdeling voor de waterstand wordt gebruik gemaakt van de uitvoer van het Hydra model. Voor zowel de huidige situatie, het zichtjaar 2035 en de situatie in 2010 wordt dezelfde frequentielijn gebruikt, zie Figuur 2.11. Eventuele verschillen in zeespiegelstijging tussen 2010 en 2035 worden niet beschouwd. De beschikbare frequentielijn wordt gebruikt als kansverdeling voor de waterstand, waarbij geëxtrapoleerd wordt door twee Gumbel-fits, zoals in Figuur 2.11 gepresenteerd. De kansdichtheid van deze empirische verdeling is in de 'Probabilistic Toolkit' ingevoerd als tabel.

#### 2.7 Polderpeil

Het polderpeil bedraagt NAP -2,63 m in 2015. Voor 2035 is de verwachting dat het polderpeil verlaagd wordt gelijk aan de autonome bodemdaling. Deze grootte en invloed zijn echter zeer beperkt.



Figuur 2.11 Resultaat fit gumbelverdelingen aan data (rode punten, 'frequentielijn' in de legenda, zijn voor 2035 geïnterpoleerde uitkomsten van Hydra-NL) – case 2: Dp36,9+51

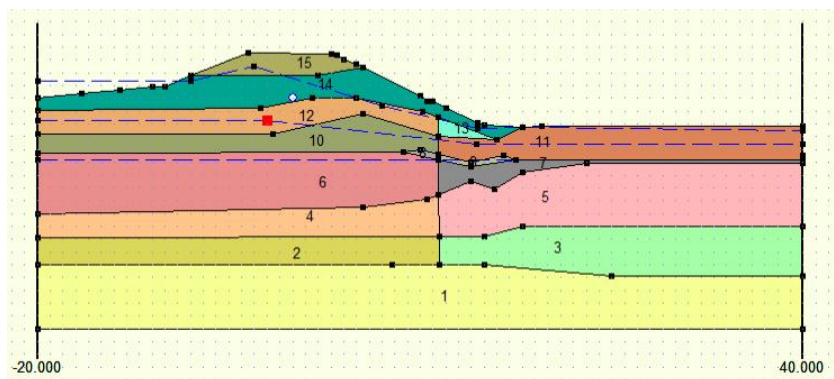
## 2.8 Waterspanningen

### 2.8.1 Uitgangspunten

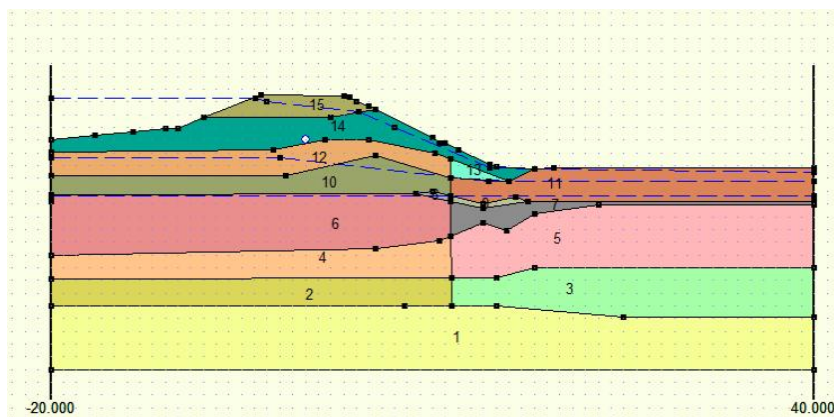
Het uitgangspunt voor het bepalen van de waterspanningen zijn de gemeten waterspanningen zoals gerapporteerd in van Hoven (2016a). De hierop gebaseerde .sti (invoer voor MStab, stabiliteitssoftware) files zijn weergegeven in Figuur 2.12 en Figuur 2.13.

Deze waterspanningen worden zo goed mogelijk gerepresenteerd in de gebruikte modelering op basis van de Waternet Creator (WNC). De gemeten waterspanningen worden zowel voor toets (2035) als observatie (2010) 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. Bijvoorbeeld voor een waterstand van NAP+3,29m is de PL1 hoogte onder de kruin ('dike top at polder') NAP +3,1 m; dit geldt voor toets en observatie.





Figuur 2.12 PL lijnen onder dagelijkse omstandigheden (2010 geometrie) – case 2: Dp36,9+51



Figuur 2.13 PL lijnen bij maatgevende omstandigheden (2010 geometrie) – case 2: Dp36,9+51

### 2.8.2 Invloeden waterspanningen

De waterspanningen in het dijklichaam worden beïnvloed door:

- Buitenwaterstand (WL)
- Overslag

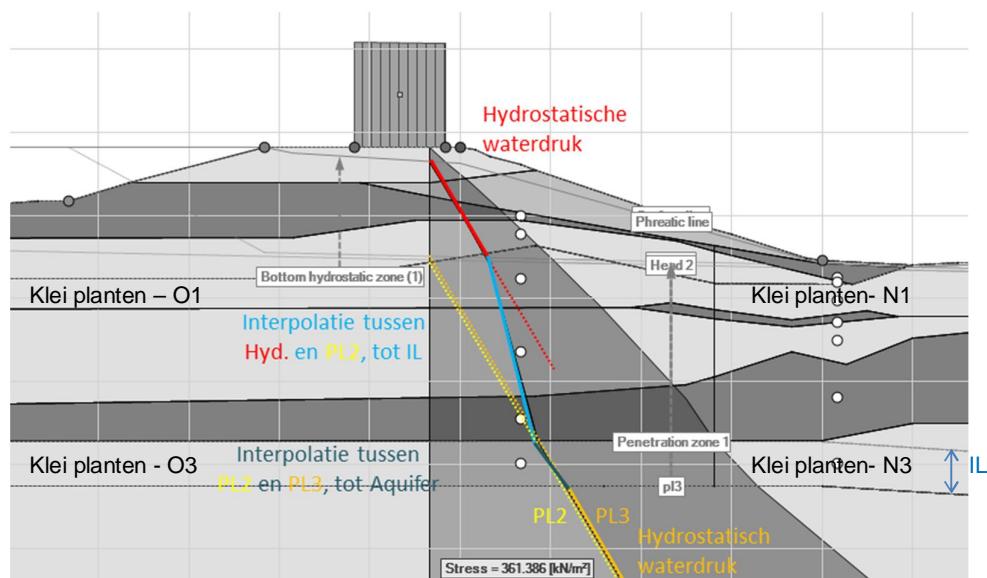
Ook regen heeft een invloed de waterspanningen, maar dit wordt niet expliciet meegenomen. De verschillende invloeden van de waterspanningen worden eerst apart beschouwd, maar hierna gecombineerd door de stijghoogtes als functie van de buitenwaterstand te modelleren.

### 2.8.3 Algemeen waterspanningsverloop

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

Voor Case 2 gelden de volgende aannames, welke zijn gebaseerd op basis van de waterspanningsmetingen. Dit staat ook in Figuur 2.14. De invoeren voor de WNC is zoals in Figuur 2.15.

- 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. Waarde van 2,1 m,
- 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 2.14),
- 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 2.14 Drukverloop op basis van de WaterNet Creator – case 2: Dp36,9+51

Waternet		
General		
Creation method	Create phreatic and head lines only	
Dike/soil material	Clay dike on clay	
PL 1 line creation method	Ringtoets WTI 2017	
Outside water level (MHW) [m Ref]	0.29	Buitenwaterstand (WL)
Average high outside water level (GHW) [m Ref]	0.29	
Polder water level [m Ref]	-2.63	
Is a drainage construction present?	<input type="checkbox"/>	
Min. level phreatic line at dike top outside [m Ref]	2.500	PL1 definitie (99 zijn niet gebruikt)
Min. level phreatic line at dike top polder side [m Ref]	0.640	
Use default values for the offsets of PL1	<input type="checkbox"/>	
PL 1 offset at outer slope [m]	99.00	
PL 1 offset below landside crest line [m]	99.00	
PL 1 offset below start landside shoulder [m]	99.00	
PL 1 offset below landside toe [m]	0.15	
Adjust pl3 and pl4 for uplift	<input checked="" type="checkbox"/>	
Leakage length PL3 outwards [m]	5899.00	PL3 definitie
Leakage length PL3 towards polder [m]	300.00	
Leakage length PL4 outwards [m]	300.00	
Leakage length PL4 towards polder [m]	300.00	
Head PL.2 waterside [m Ref]	-1.70	PL2 definitie
Head PL.2 landside [m Ref]	-3.60	
Intrusion length [m]	2.100	

Figuur 2.15 Voorbeeld van de WaterNet Creator invoer

#### 2.8.4 Effect golfoverslag op freatisch vlak

Bij een grote hoeveelheid overslag is het mogelijk dat het dijklichaam volledig verzadigd raakt. Uit Rozing en Schweckendiek (2017) en Van Hoven (2016 c) volgt dat bij een overslagdebiet van 1l/s/m nog niet met volledige verzadiging van het dijklichaam rekening gehouden hoeft te worden, maar bij 10l/s/m wel.

Op dit moment ontbreekt de rekenoptie in Hydra-NL om voor de Hollandse IJssel een schatting van de kans op een bepaald golfoverslagdebiet te berekenen gegeven een bepaalde waterstand. Met deze optie zou golfoverslag op een nette manier in de probabilistische analyses en de fragility curves kunnen worden verwerkt. Echter, omdat deze optie ontbreekt, wordt in Hoven (2016c) een benaderende methode aan de veilige kant gegeven, waarmee golfoverslag toch in rekening kan worden gebracht.

De vereiste kruinhoogte vanuit het faalmechanisme erosie kruin en binnentalud bij golfoverslag is in de toetsituatie (2035) NAP +4,36 m. Deze hoogte geldt voor een toelaatbaar overslagdebiet van 1 l/s/m en hoort bij een kans gelijk aan de norm traject overstromingskans (ondergrens) van 1/3.000. De kruin in de huidige situatie is NAP +3,52 m en de geprognostiseerde kruinhoogte in 2035 is NAP +3,30 m. Dit is aanzienlijk lager dan de vereiste hoogte. Voor de probabilistische analyses naar macrostabiliteit wordt er vanuit gegaan dat door middel van een maatregel wordt voldaan aan de hoogte-eis. Dit kan bijvoorbeeld door een keer muur of andere (nood)kering ter plaatse van de buitenkruin van de dijk.

Hiervan uitgaande moet voor case 2 met het volgende rekening worden gehouden – zie ook Tabel 2.7:

- wanneer WL = 3,01 m+NAP: geen verzadiging
- wanneer WL = 3,71 m+NAP: volledig verzadigd
- wanneer WL = MHW = 3,29 m+NAP: deels verzadigd, freatisch vlak 0,1 m onder maaiveld in punt A en 0,2 m in punt B . Voor punten A en B zie Figuur 2.16.
- Dicht bij volledige verzadiging omdat bovenste deel van het dijklichaam bestaat uit een zandcunet wat snel reageert op een waterstandsverhoging en infiltratie door golfoploop en golfoverslag.

Tabel 2.7 Bandbreedte waterstand illustratiepunten gegeven ontwerp kruinhoogte bij 1 en 10 l/s/m (van Hoven, 2016b) – case 2: Dp36,9+51

HBN	Waterstand in hoofdillustratiepunt 2035 [m + NAP]	Laag [m + NAP]	Hoog [m + NAP]
1 l/s/m	3,01	2,85	3,45
10 l/s/m*	3,71	3,24	3,79

\* Extrapolatie Hydra-NL berekening

Voor meer toelichting over het afleiden van de waterstand bij een bepaald overslagdebiet wordt verwezen naar (Rozing en Schweckendiek, 2017).

## 2.8.5 Freatische lijn

Op basis van 2.8.1 is de PL ('Phreatic line' = freatische lijn) afhankelijk van de waterstand geschematiseerd. Hierin is eveneens aangegeven hoe voor waterstanden tussen dagelijks en MHW de hoogte van de piezolijnen worden geïnterpoleerd, dit is een lineaire interpolatie tussen dagelijkse omstandigheden en MHW.

### PL1 (freatische lijn)

PL lijn op basis van 3 punten voor **GHW** (NAP+0,29m):

- PL1 ter hoogte 'dike top at river' (A): minimaal freatisch vlak op NAP +2,5 m
- PL1 ter hoogte 'dike top at polder'(B): freatisch vlak op NAP +0,64 m
- PL binnenzijde (C): 0,15 m offset t.o.v. 'dike toe at polder' punt
- Interpoleren tussen punt A, B en C. Polderwaarts geldt de PL bij C.

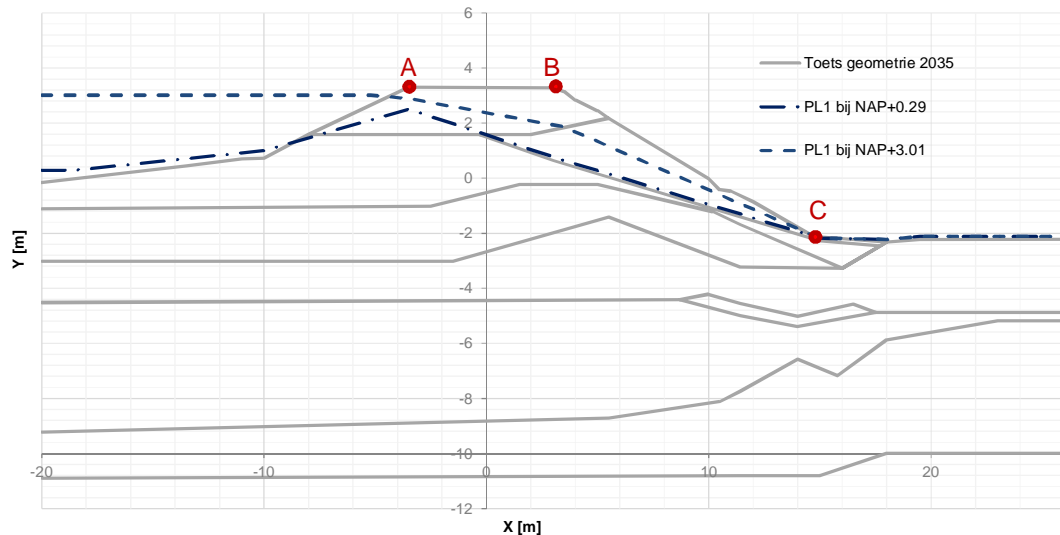
PL lijn op basis van 3 punten voor **MHW** (NAP+3,29):

- PL1 ter hoogte 'dike top at river' (A): minimaal freatisch vlak op NAP +3,2 m
- PL1 ter hoogte 'dike top at polder'(B): freatisch vlak op NAP +3,1 m
- PL binnenzijde (C): 0,05 m offset t.o.v. 'dike toe at polder' punt
- Interpoleren tussen punt A, B en C. Polderwaarts geldt de PL bij C.

PL lijn op basis van 3 punten voor **HBN 1l/s/m** (NAP+3,01):

- PL1 ter hoogte 'dike top at river' (A): minimaal freatisch vlak op NAP +2,89 m
- PL1 ter hoogte 'dike top at polder'(B): freatisch vlak op NAP +1,86 m
- PL binnenzijde (C): de offset t.o.v. 'dike toe at polder' punt is berekend o.b.v. de waarden bij GHW en MHW:  

$$PL1(\text{punt C}) = -0,033 WL + 0,159 = 0,06 \text{ [m]} \quad \text{vlg.(1)}$$
- Interpoleren tussen punt A, B en C. Polderwaarts geldt de PL bij C.



Figuur 2.16 PL1 schematisatie voor case 2: Dp36,9+51

## PL2 en PL3

PL3 en PL2 refereren respectievelijk naar de stijghoogte in het Pleistocene zand en de kleilaag boven de indringingslengte vanuit het pleistocene zand. Voor deze analyse zijn de waarden gebruikt uit Van Hoven (2016b).

De stijghoogte van PL2 bij GHW verloopt van NAP-1,7m (buitendijks) naar NAP-3,6m (binnendijks). Bij MHW is de stijghoogte verhoogd, deze verloopt van NAP-1,4m (buitendijks) naar NAP-3,3m (binnendijks), zie Figuur 2.12 en Figuur 2.13. De functies hieronder (vgl.(2)) volgen hieruit.

$$PL2 = \begin{cases} 0,099 WL - 1,727; & \text{buiten/links} \\ 0,099 WL - 3,627; & \text{binnen/rechts} \end{cases} \quad [m+NAP] \quad \text{vgl.(2)}$$

Met betrekking tot PL3, is er een verhoging van NAP -4,8m naar NAP -4,5 m tussen GHW en MHW. Omdat de kritische glijvlakken ondiep zijn heeft dit echter geen enkele invloed en wordt dit niet verder beschouwd.

In de berekeningen wordt bij verschillende buitenwaterstanden de stabiliteit berekend. Ook PL1, 2 en 3 variëren hierbij. Om dit mee te nemen is in de 'Probabilistic Toolkit' geprogrammeerd hoe het PL verloopt, afhankelijk van de waterstand (WL).

### 2.8.6 Gecombineerd effecten van buitenwaterstand en golfoverslag

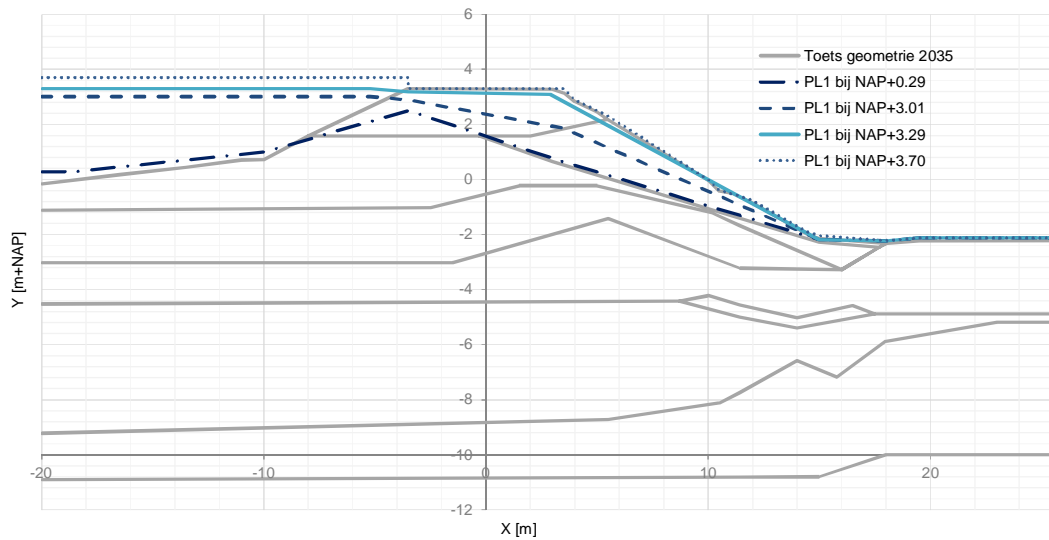
In Tabel 2.8 staat een overzicht van het verloop van de waterspanningen in de dijk bij verschillende waterstanden. In Figuur 2.17 zijn deze schematisch weergegeven.

### 2.8.7 Waterspanningsverloop

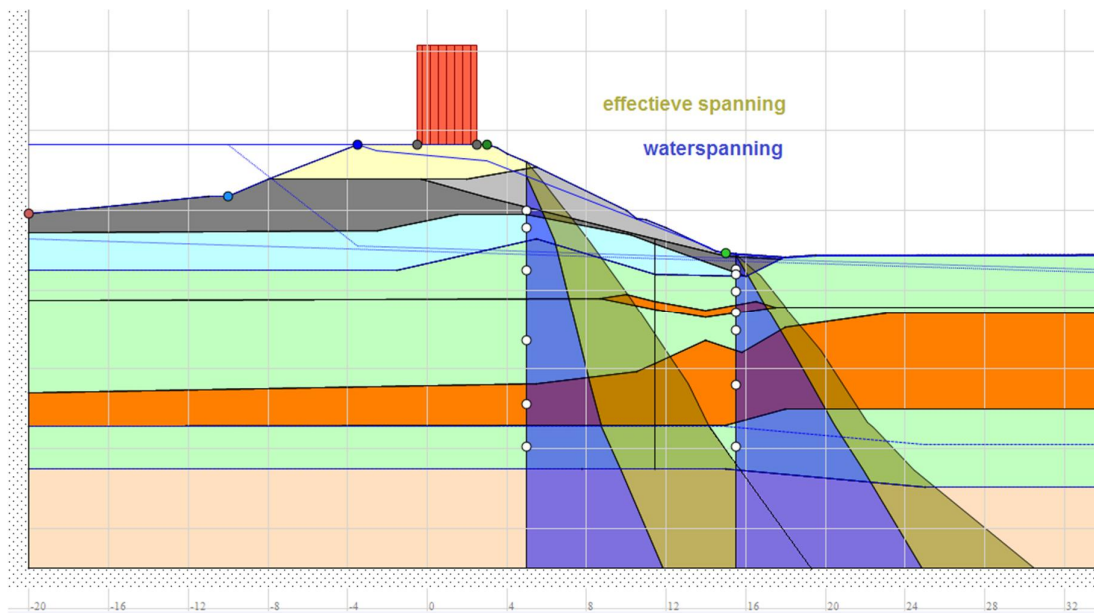
Op basis van de verschillende effecten op de waterspanningen wordt in onderstaande Figuur 2.18, ter illustratie, het waterspanningsverloop gegeven voor een willekeurig punt in de doorsnede, zie ook 2.8.3.

Tabel 2.8 Samenvatting van de waterspanningen parameters – case 2: Dp36,9+51

WL [m +NAP]	A: [m +NAP]	B: [m +NAP]	C: vgl.(1) [m]	PL2_bin vgl.(2)	PL2_buit vgl.(2)
0,29	2,50	0,64	0,15	-1,70	-3,60
2,5	2,50	0,64	0,08	-1,48	-3,38
3,01	2,89	1,86	0,06	-1,43	-3,33
3,29	3,20	3,10	0,05	-1,40	-3,30
3,7	3,30	3,30	0,04	-1,36	-3,26



Figuur 2.17 PL1 schematisatie voor case 2: Dp36,9+51



Figuur 2.18 Waterspanningsverloop op een willekeurige plek gegeven MHW, in dit geval zonder overslag effecten – case 2: Dp36,9+51

## 2.9 Bovenbelasting

Verkeersbelasting is gemodelleerd met verschillende groottes bij verschillende waterstanden, welke aangrijpt op rand asfalt bij de binnenkruin en een breedte van 2,5 m. Ten aanzien van de bovenbelasting is uitgegaan van 0% aanpassing en een spreidingshoek van 0 graden, zie Rozing en Schweckendiek (2017).

### 2.9.1 Verkeersbelasting in 2035

Volgens het waterschap moet er rekening gehouden worden met een verkeersbelasting van 15 kPa. Bij een waterstand hoger dan de maalstop NAP +2,6 m mag er van een verkeersbelasting van 12kPa uitgegaan worden. Bij waterstanden hoger dan de normomstandigheden (MHW) kan van 5kPa worden uitgegaan. Door een lagere verkeersbelasting bij hogere waterstanden, kan de faalkans afnemen bij hogere waterstanden.

Samengevat (T=verkeersbelasting):

- T=15 kPa bij  $WL < 2,6$  (waterpeil lager dan of gelijk aan maalstop)
- T=12 kPa bij  $2,6 \leq WL \leq 3,29$  (waterpeil hoger dan maalstop en lager dan MHW)
- T=5 kPa bij  $WL > 3,29$  (waterpeil hoger dan MHW)

In de base case is hier geen rekening mee gehouden. De genoemde verkeerbelasting leidde tot een oplopende betrouwbaarheidsindex bij hogere waterstanden (en laag verkeer), wat leidt tot onoverkomelijke problemen bij een FU analyse. Om dit te voorkomen is bij berekeningen bij een hogere waterstanden dan de maalstop toch uitgegaan van een verkeersbelasting van 15kPa. Dit is een conservatieve aanname. Daarnaast zijn de verschillende verkeersbelastingen ook beschouwd in de gevoeligheidsanalyse.

### 2.9.2 Verkeersbelasting in 2010

Als observatie is uitgegaan van extreem zwaar transport in 2010 van 14,5 kPa aangrijpend op rand asfalt bij de binnenkruin, zie Rozing en Schweckendiek (2017). 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.

## 2.10 Base case

Bovenstaande beschouwingen leiden tot de volgende uitgangssituatie (base case), zie Tabel 2.9. De afwijkingen van de base case zullen in gevoeligheidsanalyses worden beschouwd in de volgende hoofdstukken.

Tabel 2.9 Aannames base case – case 2: Dp36,9+51

Toetssituatie:	Observatiesituatie:
<ul style="list-style-type: none"> <li>• 2035 geometrie (zie 2.3), kruin hoogte NAP +3.30m</li> <li>• Bodemopbouw zoals in 2.4, dunnere veenlaag</li> <li>• Grond parameters zoals in 2.5</li> <li>• Waterspanning zoals in Tabel 2.8</li> <li>• Inclusief vaste verkeerslast van 15 kN/m<sup>2</sup></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 2010 geometrie (zie 2.3), kruin hoogte NAP +3.58m</li> <li>• Bodemopbouw zoals in 2.4</li> <li>• Grond parameters zoals in 2.5</li> <li>• Waterspanning zoals in Tabel 2.8</li> <li>• verkeerslast van 14.5 kN/m<sup>2</sup></li> </ul>

### 3 Modelling toetscondities

Dit hoofdstuk beschrijft de semi-probabilistische en probabilistische stabiliteitsommen voor de toetsituatie in 2035. Daarnaast wordt de invloed van de waterstand, gemiddelde/rekenwaarden, verkeer en glijvlakken beschouwd.

#### 3.1 Semi-probabilistische stabiliteitsanalyses

Voor de basissituatie is uitgegaan van de base case berekening van de dijk in 2035. Voor de sterkteparameters wordt met gemiddelden, karakteristieke waarden en rekenwaarden (inclusief materiaalfactoren) gerekend. Dit betreft zowel de materiaaleigenschappen als de grensspanning. Bij verschillende waterstanden moet rekening worden gehouden met een verzadigde dijk door overslag of infiltratie. De resultaten van de stabiliteitsommen staan in Tabel 3.1. De maatgevende glijvlakken zijn weergegeven in Figuur 3.1. Het relatief diepe glijvlak gaat door de Holocene laag (Figuur 3.1(a)) en het ondiepe glijvlak door het dijkmateriaal (Figuur 3.1(b)). Het blijkt dat glijvlakken die dieper liggen weliswaar een hogere stabiliteitsfactor hebben, maar dat het verschil met het ondiepe glijvlak klein is. Bijvoorbeeld, de stabiliteitsfactor bij gemiddelden waarden en een verzadigde dijk geeft een klein verschil tussen de stabiliteitsfactor van de ondiep en de diepe cirkel. In probabilistische sommen zullen dus beide glijvlakken beschouwd moeten worden.

Uit Tabel 3.1 blijkt dat er een groot verschil is tussen de resultaten bij gemiddelde en representatieve waarden. Hieruit blijkt dat (reducerbare) onzekerheden in de materiaaleigenschappen en de grensspanning een relatief grote invloed op de stabiliteitsfactor hebben. Verder blijkt dat de stabiliteitsfactor voor een dagelijkse waterstand (GHW) verschilt van de stabiliteitsfactor bij MHW (ook zonder dat verzadiging door golfoverslag optreedt<sup>1</sup>). Dit wordt veroorzaakt door de respons van de grondwaterstand op de buitenwaterstand, wat voor een groot deel het gevolg is van het dikke zandcunet bovenin de dijk. De stabiliteitsfactor bij een verzadigde dijk als gevolg van overslag (MHW, verzadigd<sup>3</sup>) laat een significante afname van de veiligheid zien. Daarnaast is het maatgevende glijvlak (ondiep) anders dan bij GHW (diep). Hieruit kan worden afgeleid dat de keuze voor de waterstand waarbij verzadiging van het binnentalud door overslag gaat optreden een belangrijke modelleerkeuze is. De berekende stabiliteitsfactor van 1.04 (0.89 / 0.85 inclusief verzadiging) voldoet niet aan de gestelde norm (1,28 Zonder verzadiging/geen overtopping en 1,13 met verzadiging door golfoverslag).

Tabel 3.1 Invloed waterstand en rekenwaarden op stabiliteitsfactor toets, verkeer  $T = 15 \text{ kPa}$  – case 2:  
Dp36,9+51

SF	GHW	MHW Niet verzadigd <sup>1</sup>	MHW gedeeltelijk verzadigd <sup>2</sup>	MHW verzadigd <sup>3</sup>
gemiddelden	1,83	1,74	1,72	1,70*
karakteristieke waarden	1,31	1,11*	0,94*	0,90*
rekenwaarden	1,29	1,04*	0,89*	0,85*

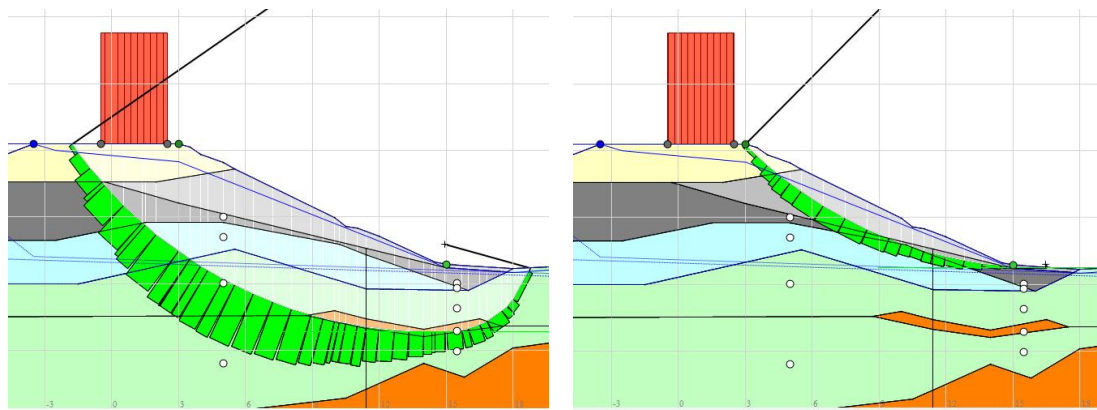
\* kritieke glijvlak ondiep

<sup>1</sup> GHW = 0,29 m +NAP en waterspanningen schematisatie zoals in Tabel 2.8, WL = 0,29 m+NAP.

<sup>2</sup> MHW = 3,29 m +NAP en waterspanningen schematisatie zoals in Tabel 2.8, WL = 3,01 m+NAP.

<sup>3</sup> MHW = 3,29 m +NAP en waterspanningen schematisatie zoals in Tabel 2.8, WL = 3,70 m+NAP.





a) diep glijvlak

b) ondiep glijvlak

Figuur 3.1 Kritieke glijvlakken gevonden voor case 2: Dp36,9+51

### 3.2 Semi-probabilistische gevoeligheidsanalyses

#### 3.2.1 Invloed verkeer

Ook de verkeersbelasting is gevarieerd om de invloed te analyseren. In Figuur 3.1(a) is te zien dat de verkeersbelasting binnen het diepe glijvlak ligt, waardoor een zekere invloed voor de hand ligt. De stabiliteitsfactor is berekend voor vier mogelijke waarden voor de bovenbelasting, namelijk 0, 5, 12 en 15 kPa. De resultaten zijn weergegeven in Tabel 3.4 voor gemiddelde waarden (resulterende in een kritieke diep glijvlak) en rekenwaarden (resulterende in een kritieke ondiep glijvlak).

Tabel 3.2 Invloed verkeer (T) en rekenwaarden op stabiliteitsfactor (SF) toets bij MHW niet verzadigd – case 2: Dp36,9+51

Verkeer [kN/m <sup>2</sup> ]	SF obv gemiddelden Diep / ondiep	SF obv rekenwaarden Diep / ondiep
T=15	1,74(!) / 1,94	1,24 / 1,04(!)
T=12	1,77(!) / 1,94	1,26 / 1,04(!)
T=5	1,84(!) / 1,94	1,30 / 1,04(!)
T=0	1,89(!) / 1,94	1,31 / 1,04(!)

(!) kritieke glijvlak

Over de invloed van het verkeer, is het duidelijk dat er geen effect is op een ondiep glijvlak. Aan de andere kant, voor het diepe glijvlak, is te zien dat variaties in verkeersbelasting leiden tot enkele procenten variatie in stabiliteitsfactor. Hieruit blijkt dat de invloed van de verkeersbelasting op de stabiliteit gering is.

#### 3.2.2 Invloed geometrie

Voor faalkansupdating is het verschil in geometrie tussen toets en observatie van belang. In deze vergelijking wordt het effect van de autonome bodemdaling inzichtelijk gemaakt. Hierbij is de geometrie van 2035 en van 2010 met elkaar vergeleken. De berekeningsresultaten zijn weergegeven in Tabel 3.3. Het blijkt dat de autonome bodemdaling enige positieve invloed heeft. Omdat de kruin sneller daalt dan de polder wordt de dijk iets minder steil. Anderzijds wordt de aangehouden ligging van het freatisch vlak met verloop van tijd iets ongunstiger (freatisch vlak in de dijk zakt niet mee).

Tabel 3.3 Invloed waterstand en verkeer (T) op stabiliteitsfactor (SF) observatie t.o.v. toets, met rekenwaarden – case 2: Dp36,9+51

SF met rekenwaarden	Observatie 2010	Toets 2035
GHW, T=0	1,34	1,35*
GHW, T=15	1,27	1,29
MHW, geen verz., T=0(+)	1,23*	1,04*
MHW, geen verz., T=15	1,21**	1,04*
MHW, verzadigd., T=0	0,89*	0,85*
MHW, verzadigd., T=15	0,89*	0,85*

\* kritieke glijvlak ondiep

\*\* kritieke glijvlak tussen de ondiep en diep cirkel

(+) Er is een relatief groot verschil tussen toets en observatie. Dit kan worden verklaard door: autonome bodemdaling en verschillen in het freatisch vlak. Doordat er verschillende glijvlakken ontstaan, ontstaan er ook relatief grote verschillen in de stabiliteitsfactoren tussen toets en observatie.

Verder kan in Tabel 3.3 het volgende worden gezien:

- Voor GHW is de toets iets sterker dan de observatie, met gelijke glijvlakken m.u.v. toets: GHW, T=0
- Voor MHW (geen verzadigd en ook verzadigd) is de toets duidelijk zwakker door:
  - de hogere freatische lijn (en resulterende ondiepe glijvlak)
  - de corresponderende effectieve spanningen iets lager zit
  - ook zakken de grensspanningspunten mee qua ligging (midden laag), zonder in absolute zin te veranderen. Door de hogere waterspanningen in de toets resulteert dit in een lagere lokale POP. Dit is waarschijnlijk een veilige veronderstelling voor een toetssituatie.

### 3.3 Ligging kritieke glijvlakken

Bij GHW met gemiddelde waarden is het diepe glijvlak maatgevend, terwijl bij MHW en verzadiging in combinatie met rekenwaarden ondiepe glijvlakken maatgevend zijn. Er is ook een verschil in het glijvlak tussen toets en observatie voor T=15kPa bij rekenwaarden: bij de toets is een ondiep glijvlak maatgevend en bij de observatie is een diep glijvlak maatgevend. Het enige verschil tussen de twee sommen is de bodemdaling.

In de toetssom voor MHW met een verzadigde dijk en gemiddelde waarden is de stabiliteitsfactor van het diepe glijvlak 1,75 en ondiep 1,70. De minimale stabiliteitsfactor verschilt niet veel tussen deze twee sommen. Daarnaast is de stabiliteitsfactor bij ondiepe glijvlakken erg afhankelijk van het gebruikte grid. Of er een diep of ondiep glijvlak wordt gevonden is gevoelig voor het gebruikte grid. Ook het glijvlak model kan resulteren in een verandering van diep naar ondiep glijvlak.

Zowel het diepe als het ondiepe glijvlak is belangrijk, dus beide moeten worden beschouwd.

### 3.4 Faalkansanalyse toets condities (a-priori)

In deze paragraaf worden de probabilistische modellering, fragility curve en faalkans van de toetssituatie beschouwd. Voor deze analyse zijn de ondiepe en diepe glijvlakken door het dijksmateriaal afzonderlijk beoordeeld. Het grid is twee keer vastgezet en twee gescheiden probabilistische analyses, één voor een ondiep glijvlak en één voor een diep glijvlak, zijn

uitgevoerd. Ter validatie zijn ook sommen gemaakt waarin er een beperkt grid rondom het vastgezette grid is gebruikt. Dit gaf geen significant andere resultaten.

### 3.4.1 Samenvatting uitgangspunten

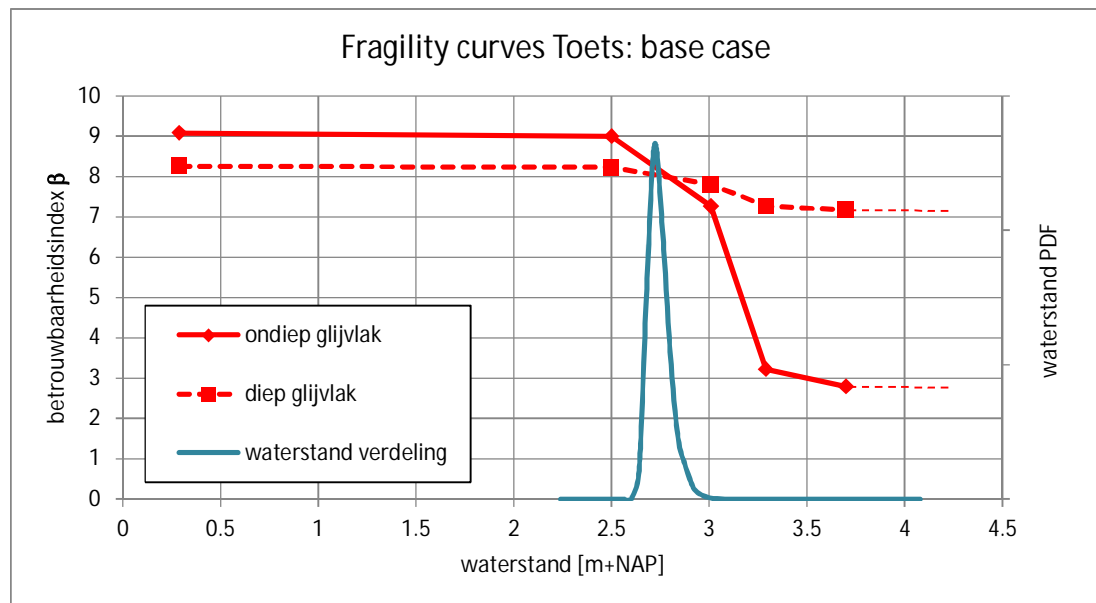
De base case voor de toets situatie 2035 is gemodelleerd zoals beschreven in hoofdstuk 2:

- 2035 geometrie (zie 2.3), kruinhoogte NAP +3.30m
- Bodemopbouw zoals in 2.4, dunnere veenlaag
- Grond parameters zoals in 2.5
- Waterspanning zoals in Tabel 2.8
- Inclusief vaste verkeerslast van 15 kN/m<sup>2</sup>

Voor verschillende waterstanden is de conditionele faalkans (per waterstand) berekend door de sterkteparameters en grensspanning als stochast te modelleren. De beschouwde waterstanden zijn karakteristiek voor de modellering van waterspanning, zie paragraaf 2.8 en Tabel 2.8. De faalkans wordt in 2 stappen bepaald: eerst worden de fragility curves afgeleid. Vervolgens wordt de faalkans bepaald.

### 3.4.2 Afleiding fragility curves

De berekende faalkans bij gegeven waterstanden worden gepresenteerd in een fragility curve. Hierin wordt de betrouwbaarheidsindex tegen de waterstand uitgezet. De berekende fragility curve voor de toets situatie is in rood weergegeven in Figuur 3.2.



Figuur 3.2 Fragility curve voor de base case toets situatie 2035 en kansverdeling van de waterstand – case 2:

Dp36,9+51

Het valt op dat de conditionele faalkans bij lage waterstanden laag is ( $\beta > 8,0$ , i.e.  $P_f < 6E-16$ ). Echter vanaf het moment dat de dijk verzadigd raakt (waterstanden boven 3,01, uitgaande van een golfoverslagdebiet groter dan 1 l/s/m - Tabel 2.7) wordt de conditionele faalkans relatief hoog ( $\beta < 4,0$ , i.e.  $P_f > 3E-05$ ). Deze hoge waterstanden hebben echter maar een kleine kans van voorkomen, wat te zien is aan de kansverdeling van de waterstand in blauw in Figuur 3.2.

In de berekening wordt per stochast de gevoeligheid ( $\alpha^2$ ) bepaald om vast te stellen welke onzekerheid de grootste invloed heeft. Uit de berekeningen volgt dat de volgende variabelen de grootste FORM gevoeligheidscoëfficiënt ( $\alpha^2$ ) hebben, zie onderstaande tabel. Hierin valt op dat voor ondiepe glijvlakken de cohesie dominant is, en voor diepe glijvlakken de grensspanning. Dit is een logisch resultaat van de berekening. Wat ook opvalt is de hoge bijdrage van modelonzekerheid; dit komt ook vaker voor bij dijken met een hoge betrouwbaarheid.

Tabel 3.4 Variabelen met de grootste FORM gevoeligheidscoëfficiënt ( $\alpha^2$ ) – case 2: Dp36,9+51

Ondiep glijvlak:	Diep glijvlak:
<ul style="list-style-type: none"> <li>Cohesie van onverzadigde antropogene klei: 30% bij onverzadigde dijk, 70 % bij verzadigde dijk</li> <li>'model factor': 50% bij onverzadigde dijk, 10 % bij verzadigde dijk</li> <li>Grensspanning in laag Antropogeen klei – N: 10 tot 15%</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>'model factor': 30%</li> <li>Grensspanning: in laag Klei plantenresten (1) bijna 30% en in laag Hollandveen (1) bijna 15%</li> <li>S-ratio van het Klei planten (1): 10%</li> </ul>

### 3.4.3 Bepaling faalkans

Op basis van de fragility curve en de kansverdeling van de waterstand (Figuur 3.2) is de totale faalkans bepaald – zie Tabel 3.5. Omdat het belastingeffect (schematisering van de freatische lijn) onzeker is voor tussenliggende punten, wordt de betrouwbaarheidsindex bij tussengelegen waterstanden niet direct berekend maar geïnterpoleerd. Voor waterstanden hoger dan de laatste Fragility Point (NAP +3,7m) zal de faalkans niet toenemen omdat het dijklichaam dan maximaal verzadigd wordt gemodelleerd. Voor hogere waterstanden loopt de fragility curve dus vlak.

Tabel 3.5 Faalkans (Pf) en betrouwbaarheidsindex ( $\beta$ ) –base case toetssituatie 2035 – case 2: Dp36,9+51

	$\beta_{\text{prior}} [-]$	Pf [ $\text{jr}^{-1}$ ]
Toets, base case – diep	8,2	1,7E-16
Toets, base case – ondiep	5,1	2,1E-07

Het probabilistische ontwerppunt ligt bij een waterstand NAP +3,39m voor de ondiepe cirkel en NAP +2.81m voor de diepe cirkel dat aangeeft dat de totale faalkans gevoelig is voor de waterstand waarbij de dijk volledig verzadigd wordt gemodelleerd.

Het profiel voldoet hiermee aan de norm  $P_{\text{eis,dsn;HW}} = 0,97\text{E-}06$  per jaar, of  $\beta = 4,8$  per jaar. Hierbij geldt wel het voorbehoud van het oplossen van het hoogteprobleem (zie paragraaf 2.8.4).

## 3.5 Faalkans gevoeligheidsanalyse

### 3.5.1 Beschrijving toetssituaties

Middels aanvullende berekeningen zijn een aantal aspecten nader beschouwd om duidelijk te maken voor welke toetssituatie aannames de faalkans gevoelig is en welke belastingeffecten belangrijk zijn. De gevoeligheidsanalyses worden hieronder beschreven.

[A] Aangepaste verkeersbelasting

Zoals in 2.9 beschreven mag er worden gerekend met lagere verkeerslasten voor hogere waterstanden. Dit is niet in de base case beschouwd in verband met mogelijke FU convergentie problemen, maar het effect mag wel in rekening worden gebracht.

[B] Invloed minder verzadiging bij grote overslagdebieten

Infiltratie door overslag blijkt een belangrijk belastingeffect voor de faalkans te zijn. Met de gevoeligheidsanalyse [B] is het effect van deze aanname op de totale faalkans te zien.

[C] Invloed lager PL1 bij lage waterstanden

Met de gevoeligheidsanalyse [C] wordt het effect van de freatische lijn aannames op de totale faalkans inzichtelijk gemaakt. Het gaat hier met name om de modellering van het freatisch vlak bij lage waterstanden.

[D] Faalkans bij onder- en bovengrens waterpeil bij overslagdebiet (zie paragraaf 2.8.4)

Mogelijk kan met proefbelastingen aangetoond worden dat bij een overslagdebiet van 10 l/s/m de dijk slechts deels verzadigt. In dat geval zal de faalkans bij deze waterstand lager zijn. Met analyse [D] is de invloed van een grotere  $\beta$  bij overslag op de 'overall' a-priori  $\beta$  beschouwd.

Het peil waarbij een overslagdebiet van 1 en 10 l/s/m optreedt is berekend (Tabel 2.7 - van Hoven, 2016b). In de base case berekening is geen onzekerheid meegenomen t.a.v. deze waterstanden. In het document van Hoven (2016b) is wel een onder- een bovengrens aangegeven (zien in Tabel 2.7) voor het minimale en maximale waterpeil waarvoor het debiet van 1 of 10 l/s/m kan optreden. Bij een laag waterpeil zal de dijk eerder verzadigen en is de faalkans lager. De a-priori fragility curve met bijbehorende faalkans voor de ondergrens (worst case) en bovengrens (meest gunstige scenario) is berekend – gevoeligheidsanalyse [D1] en [D2].

De aannames zijn samengevat in Tabel 3.6. Zie ook Tabel 3.7 en Tabel 3.8, waar de gewijzigde waarden (t.o.v. base case) worden gemarkeerd. Elke analyse is voor het ondiepe en diepe glijvlak uitgevoerd. Verduidelijking van de keuzes worden in paragraaf 3.5.2 gepresenteerd.

Tabel 3.6 Aannames van de gevoeligheidsanalyse – toetssituatie 2035 – case 2: Dp36,9+51m

Gevoeligheidsanalyse	Geometrie, Bodemopbouw en Grond parameters	Water-spanningen	Verkeersbelasting
Base case	zie 2.3, 2.4 en 2.5: blijft hetzelfde	Tabel 2.8	Vaste 15 kPa
[A] stapsgewijs verkeer		Tabel 2.8	15 kPa bij $WL < 2,6$ 12 kPa bij $2,6 \leq WL \leq 3,29$ 5 kPa bij $WL > 3,29$
[B] Invloed minder verzadiging bij grote overslagdebieten		Tabel 3.7	Vaste 15 kPa
[C] Invloed lager PL1 bij lage waterstanden		Tabel 3.8	Vaste 15 kPa
[D] Faalkans bij onder- en bovengrens waterpeil bij overslagdebiet		o.b.v. base case fragility curve – zie Tabel 2.7 [D1] ondergrens overslagdebiet [D2] bovengrens overslagdebiet	

Tabel 3.7 Samenvatting van de waterspanningsparameters – Gevoeligheidsanalyse op de toetssituatie [B] minder verzadiging bij grote overslagdebieten - case 2: Dp 36,9+51m

WL [m +NAP]	A: [m +NAP]	B: [m +NAP]	C: vgl.(1) [m]	PL2_bin vgl.(2)	PL2_buit vgl.(2)
0,29	2,50	0,64	0,15	-1,70	-3,60
2,5	2,50	0,64	0,08	-1,48	-3,38
3,01	2,89	1,86	0,06	-1,43	-3,33
3,29	3,10	2,60	0,05	-1,40	-3,30
3,7	3,30	3,30	0,04	-1,36	-3,26

Tabel 3.8 Samenvatting van de waterspanningen parameters – Gevoeligheidsanalyse op de toetssituatie [C] lager PL1 bij laag waterstanden – case 2: Dp36,9+51m

WL [m +NAP]	A: [m +NAP]	B: [m +NAP]	C: vgl.(1) [m]	PL2_bin vgl.(2)	PL2_buit vgl.(2)
0,29	1,50	0,64	0,15	-1,70	-3,60
2,5	2,00	1,50	0,08	-1,48	-3,38
3,01	2,50	2,00	0,06	-1,43	-3,33
3,29	3,20	3,10	0,05	-1,40	-3,30
3,7	3,30	3,30	0,04	-1,36	-3,26

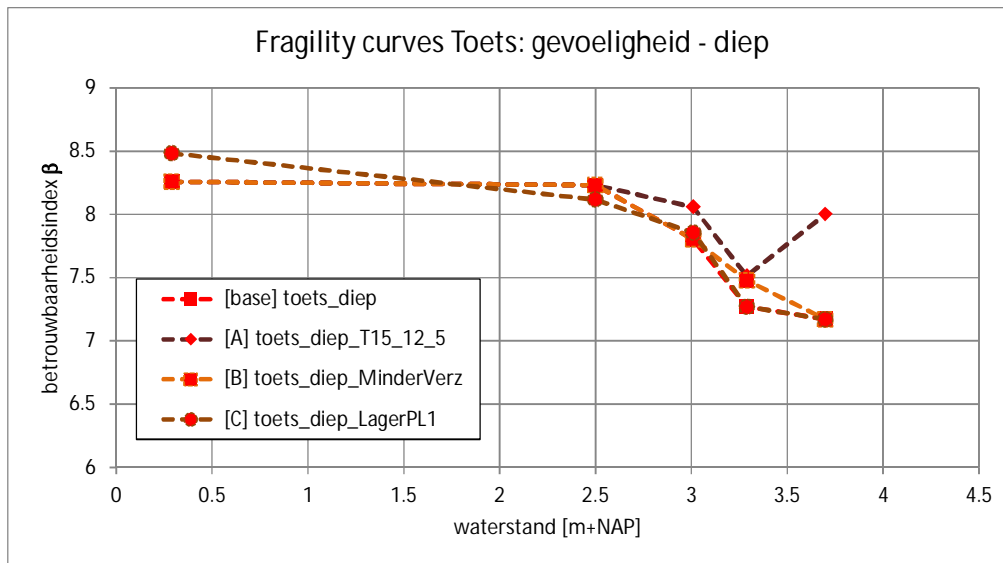
### 3.5.2 Fragility curves

Het effect van de verschillende aannames op de fragility curves staat weergegeven in onderstaande figuur. Voor het diepe glijvlak valt op dat:

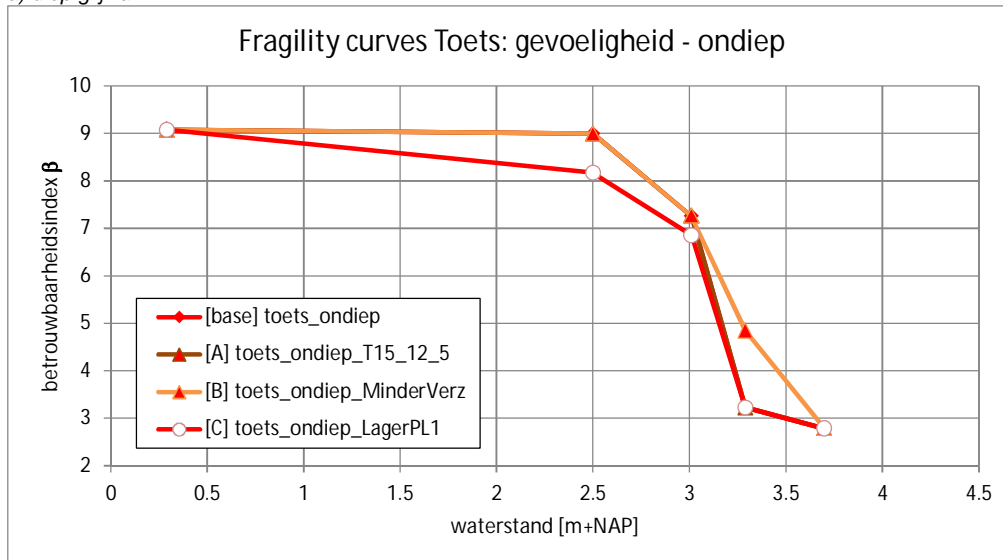
- [A] het effect van de afnemende verkeerlast bij toenemende waterstand meer invloed heeft op de betrouwbaarheid dan de toenemende verzadiging.
- [B] en [C] de waterspanningen relatief weinig invloed hebben.

En voor het ondiepe glijvlak dat:

- [B] en [C] de aannames rondom verzadiging en freatische vlak vooral invloed hebben.
- [A] de aannames van verkeer geen invloed hebben.



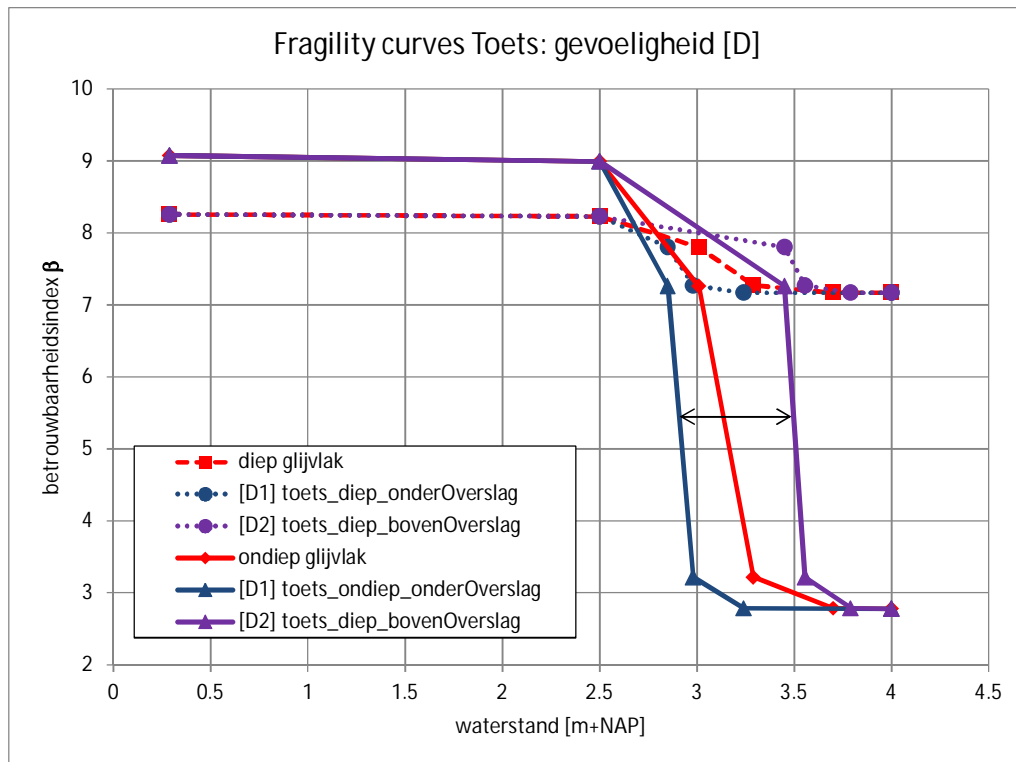
a) diep glijvlak



b) ondiep glijvlak

Figuur 3.3 Fragility curves gevoeligheidsanalyse [A,B,C] voor de toetsituatie 2035 – case 2: Dp36,9+51

Vervolgens is gekeken naar de gevoeligheid voor aannames bij welke waterstand verzadiging optreedt in Figuur 3.4, dit blijkt een aanzienlijk effect te zijn. Dit betekent dat de modellering van infiltratie bij overslag de grootste invloed heeft op de berekende faalkans. De verzadiging bij overslag is dus het dominante belastingeffect.



Figuur 3.4 Fragility curves gevoeligheidsanalyse [D] voor de toets situatie 2035 – case 2: Dp36,9+51

### 3.5.3 Faalkansen behorende bij gevoeligheidsanalyses

De totale faalkans voor de verschillende gevoeligheidsanalyse is bepaald door de fragility curves uit voorgaande paragraaf te combineren met kansverdeling van de waterstand, zie Tabel 3.9.

Tabel 3.9 Faalkans (Pf) en betrouwbaarheidsindex (β) – gevoeligheidsanalyse toets situatie 2035 – case 2: Dp36,9+51

situatie	Glijvlak	$\beta_{\text{prior}}$ [-]	$P_f$ [ $\text{jr}^{-1}$ ]	$\beta > 4.8$ (norm)
<b>[base] toets_diep</b>	diep	<b>8,2</b>	<b>1,7E-16</b>	Voldoet
[A] toets_diep_T15_12_5		8,7	1,4E-18	Voldoet
[B] toets_diep_MinderVerz		8,2	1,2E-16	Voldoet
[C] toets_diep_LagerPL1		8,2	1,3E-16	Voldoet
[D1] toets_diep_onderOverslag		7,8	2,9E-15	Voldoet
[D2] toets_diep_bovenOverslag		8,6	4,7E-18	Voldoet
<b>[base] toets_ondiep</b>		ondiep	<b>5,1</b>	<b>2,1E-07</b>
[A] toets_ondiep_T15_12_5	5,1		2,0E-07	Voldoet
[B] toets_ondiep_MinderVerz	5,5		2,1E-08	Voldoet
[C] toets_ondiep_LagerPL1	5,1		3,2E-07	Voldoet
[D1] toets_ondiep_onderOverslag	4,4		5,2E-06	Voldoet niet
[D2] toets_ondiep_bovenOverslag	5,5		2,3E-08	Voldoet



### 3.6 Samenvatting resultaten

#### **[base case] Vaste $T=15\text{kPa}$**

De totale faalkans voor de toets situatie van case 2 is  $2\text{E}-16$  voor het diepe glijvlak en  $2\text{E}-07$  voor het ondiepe glijvlak ( $\beta$  van resp. 8,2 en 5,1). Bovendien is de waterstand bij het ontwerp punt NAP +2,81m en +3,39m, voor het diepe respectievelijk het ondiepe glijvlak. Dus het ondiepe glijvlak is het maatgevende glijvlak voor de toetsing. De faalkanseis op doorsnede niveau is  $P_f = 9,7\text{E}-07$  per jaar of  $\beta = 4,8$ . Voor case 2 is aan deze eis voldaan.

#### **[A] stapsgewijs verkeer, $T=15, 12, 5\text{ kPa}$**

Met een andere aanname voor de verkeersbelasting loopt de fragility curve ( $\beta$ ) op in het belangrijkste gebied (hoge waterstanden, dicht bij het ontwerp punt). Bij een diep glijvlak is er een lichte toename in beta, van 8,2 tot 8,7. Het effect is relatief beperkt omdat de faalkans voor deze case vooral bepaald wordt door de faalkans bij lagere waterstanden. Bij het ondiepe glijvlak is er geen effect, aangezien verkeersbelasting dit glijvlak niet beïnvloedt.

#### **[B] Invloed minder verzadiging bij grote overslagdebieten**

Als aangetoond kan worden dat de dijk niet volledig verzadigt bij een overslagdebiet van 10 l/s/m, wordt de faalkans voor het ondiepe glijvlak kleiner, d.w.z. de overall  $\beta$  wordt dan hoger (van 5,1 naar 5,5). Bij het diepe glijvlak is er geen effect.

#### **[C] Invloed van een lager freatisch vlak bij lage waterstanden**

De modellering van een lager freatisch vlak geldt alleen bij lage waterstanden, waardoor er alleen een klein verschil in de fragility curve is bij lage waterstanden. Omdat dit het minst belangrijk gebied is, is er geen effect op de faalkans.

#### **[D] Faalkans bij onder- en bovengrens waterpeil bij overslagdebiet**

Uit de gevoeligheidsanalyse (3.1) bleek dat de invloed van het optreden van overslag met verzadigde dijk groot is. De berekende faalkans wordt een factor 9 lager [D1] of factor 25 hoger [D2] voor het ondiepe glijvlak in geval er andere aannames worden gebruikt omtrent de verzadiging. De faalkans zou een factor 36 lager [D1] en een factor 17 hoger [D2] kunnen zijn voor het diepe glijvlak. Alleen in geval de verzadiging al bij hele lage waterstanden optreedt, wordt de betrouwbaarheid lager dan de base case (4.4).

## 4 Modelling observatie

In 2010 is er een extreem zwaar transport op de dijk geweest (Rozing en Schweckendiek, 2017). De dijk heeft deze belasting situatie overleefd, zodat deze gebruikt wordt om de faalkans te updaten. Hiertoe wordt eerst een fragility curve van de observatie gemaakt. Daarna worden ook probabilistische gevoeligheidsanalyses uitgevoerd.

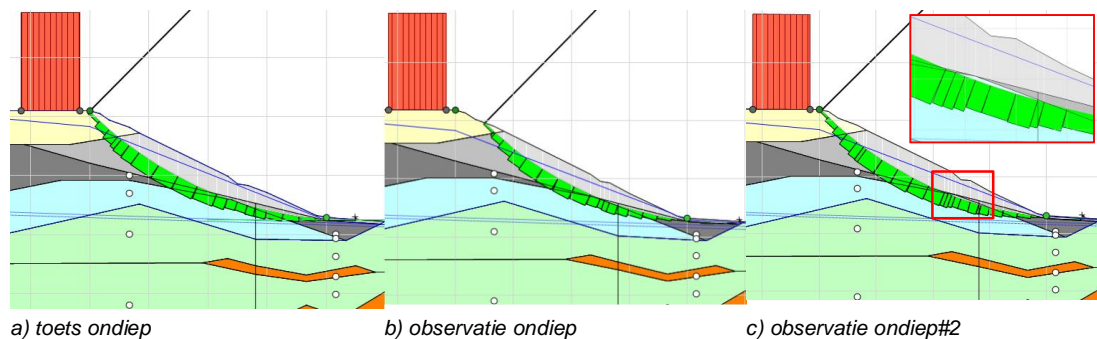
### 4.1 Keuze en modellering observatie base case

De base case voor de observatie 2010 is gemodelleerd zoals beschreven in hoofdstuk 2:

- verkeerslast van  $14.5 \text{ kN/m}^2$ , aangenomen dat deze is geobserveerd tijdens normale omstandigheden (GHW) in 2010
- 2010 geometrie (zie 2.3), kruinhoogte NAP +3.58m
- Bodemopbouw zoals in de toets situatie, maar met minder bodemdaling (de observatie is langer geleden en heeft dus minder bodemdaling ondergaan dan de toetssituatie)
- Grond parameters zoals in de toetssituatie
- Waterspanning modellering voor GHW zoals in de toetssituatie

Net als voor de toetssituatie zijn 2 glijvlakken beschouwd: diep en ondiep. Daarnaast zijn voor het ondiepe glijvlak 2 opties beoordeeld (als gevolg van de bodemdaling zijn de geometrie en glijvlakken niet precies hetzelfde):

- b) observatie ondiep: Het kritische glijvlak gaat wel door dezelfde lagen, maar niet in dezelfde verhoudingen als de toets;
- c) observatie ondiep#2: het glijvlak in de observatie is zo gekozen dat de verhouding wel kloppen, maar gaat door zettingen door een andere laag.



Figuur 4.1 Verskil tussen ondiep glijvlak bij toets en observatie – case 2:  $Dp36,9+51m$

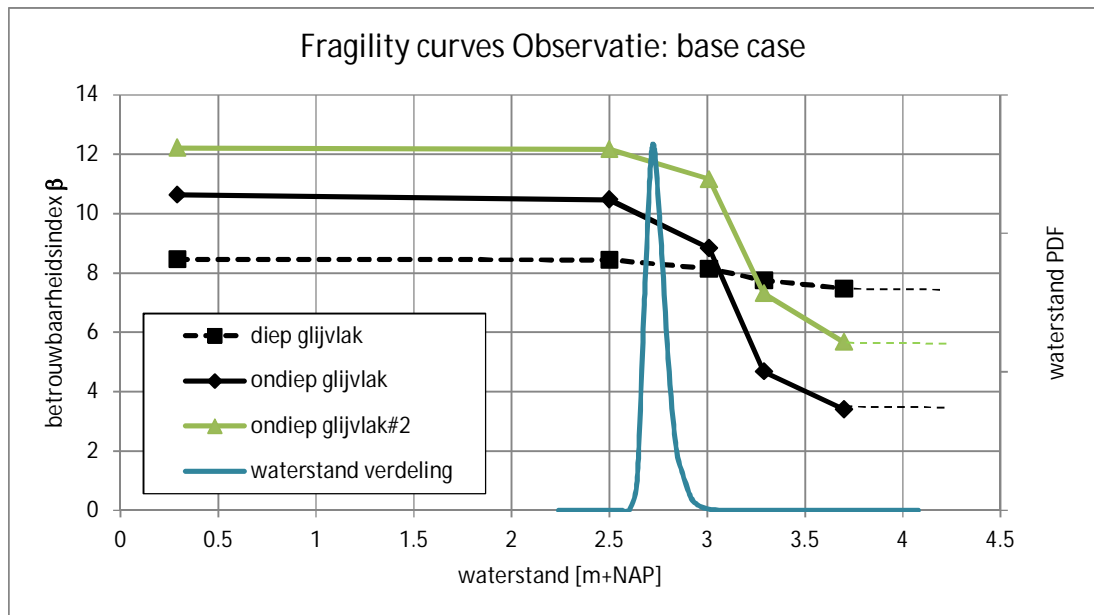
### 4.2 Fragility curve observatie condities

Ook voor de observatie is een fragility curve nodig om FU toe te passen. De berekende fragility curve voor de toets is in rood weergegeven in Figuur 4.2. Zoals in de eerdere analyses, blijkt dat de faalkans van het diepe glijvlak kleiner is dan van het ondiepe glijvlak (stabiliteitsfactor was kleiner voor een ondiep glijvlak).

Zoals voor de toets worden per stochast de FORM gevoeligheidscoëfficiënten ( $\alpha^2$ ) bepaald. Uit de berekeningen volgt dat de volgende variabelen de grootste gevoeligheidscoëfficiënten hebben, zie Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Dominante bijdragen aan faalkans voor de observatie op basis van de FORM gevoeligheidscoëfficiënten ( $\alpha^2$ ) – case 2: Dp36,9+51

Ondiep glijvlak:	Diep glijvlak:
<ul style="list-style-type: none"> <li>Cohesie van onverzadigde antropogene klei: 30% bij onverzadigde dijk, 70 % bij verzadigde dijk</li> <li>'model factor': 50% bij onverzadigde dijk, 10 % bij verzadigde dijk</li> <li>Grensspanning in laag Antropogene klei – N: 20%</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>'model factor': 30%</li> <li>Grensspanning: in laag Klei planten (1) bijna 30%</li> <li>S-ratio van het Klei planten (1): 10%</li> </ul>



Figuur 4.2 Fragility curve voor de base case observatiesituatie 2010 en kansverdeling van de waterstand – case 2: Dp36,9+51

### 4.3 Gevoeligheid verschillende observaties

Hier worden verschillende mogelijk observatiesituaties geanalyseerd. Hiermee wordt inzicht gekregen in de gevoeligheid van Faalkans Updating (FU) voor verschillende mogelijke observaties

#### 4.3.1 Beschrijving observaties

Middels aanvullende berekeningen zijn een aantal aspecten van de observatie nader beschouwd, zie Tabel 4.2. Elke analyse is voor het ondiepe en diepe glijvlak uitgevoerd. Verduidelijking van de keuzes worden vervolgens gepresenteerd.

[E] invloed geen verkeer observatie

Met de analyse [E] is de observatie gemodelleerd zonder verkeer. Dit om het effect van dagelijks (of hoog) waterstanden zonder aanwezigheid van een verkeersbelasting te zien en de updating impact ervan inzichtelijk te maken.

[F] invloed hogere cohesie (voor onverzadigde zone) en geen verkeer observatie  
 Hetzelfde als analyse [E], voor lage waterstanden, met het verschil dat een sterkere antropogene klei (hogere cohesie. +5 kPa) is veronderstelt in de onverzadigde zone, meer informatie hierover bij het hoofd rapport.

[G] Invloed observatie extreme neerslag (hoge PL1) en geen verkeer  
 Infiltratie door overslag blijkt een belangrijk belastingeffect en met de gevoeligheidsanalyse [G] worden deze effecten inzichtelijk gemaakt.

[H] Invloed hoog PL1 en verkeer observatie  
 In een extreme situatie kan een hoge infiltratie door overslag mogelijk samengaan met verkeer (kleine kans). Met analysis [H] wordt gekeken naar de effecten van een dergelijk gecombineerde observatie.

In de volgende twee paragrafen zijn de resultaten weergegeven.

Tabel 4.2 Aannames van de gevoeligheidsanalyse – observatiesituatie 2010 – case 2: Dp36,9+51m

Gevoeligheidsanalyse	Geometrie, Bodemopbouw en Grond parameters	Water-spanningen	Verkeersbelasting
Base case	zie 2.3, 2.4 en 2.5: blijft hetzelfde m.u.v. analyse [F]	Tabel 2.8	14,5 kPa
[E] invloed geen verkeer observatie		Tabel 2.8	0
[F] * invloed hoge cohesie (onverzadigd dijksmateriaal) en geen verkeer		Tabel 2.8	0
[G] Invloed hoog PL1 en geen verkeer observatie		Tabel 4.3	0
[H] Invloed hoog PL1 en verkeer observatie		Tabel 4.3	14,5 kPa

\* Klei (Antropogeen) cohesie gemiddelde waarde van 7,32 kPa word 12,32 kPa - Tabel 2.6.

Tabel 4.3 Samenvatting van de waterspanningen parameters – Gevoeligheidsanalyse op de observatie situatie [G] en [H] hoog PL1 – case 2: Dp36,9+51m

WL [m +NAP]	A: [m +NAP]	B: [m +NAP]	C: [m]	PL2_bin vgl.(2)	PL2_buit vgl.(2)
0,29	3.575	3.575	0	-1,70	-3,60
2,5	3.575	3.575	0	-1,48	-3,38
3,01	3.575	3.575	0	-1,43	-3,33
3,29	3.575	3.575	0	-1,40	-3,30
3,7	3.575	3.575	0	-1,36	-3,26

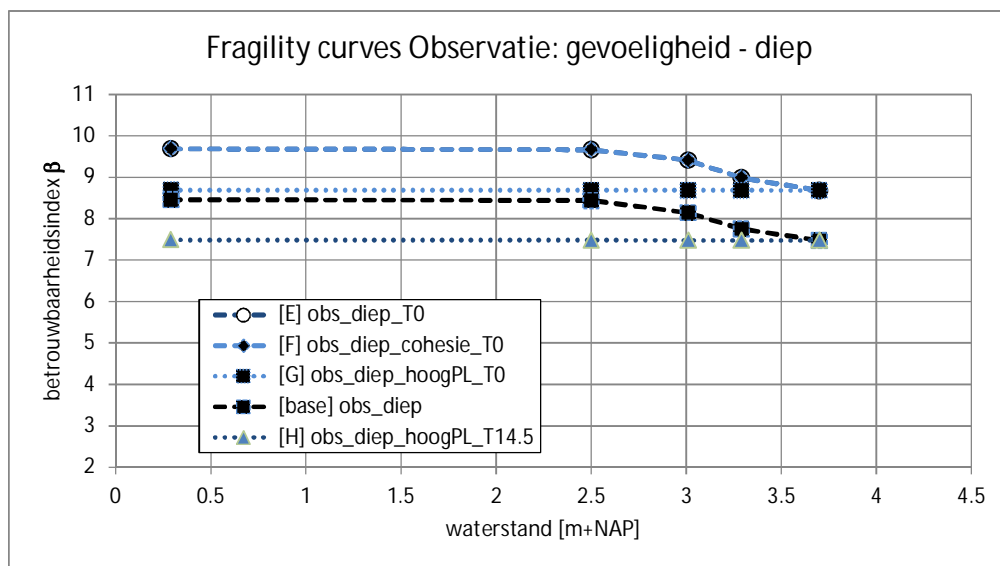
#### 4.3.2 Fragility curves

Voor een ondiep glijvlak is de grootte van de verkeersbelasting niet belangrijk Omdat deze belasting buiten het maatgevende glijvlak ligt. Daarom is de analyse ondiep [base] hetzelfde als analyse [E]. Voor een diep glijvlak wordt een hogere betrouwbaarheid gevonden wanneer een hogere verkeersbelasting aanwezig is.

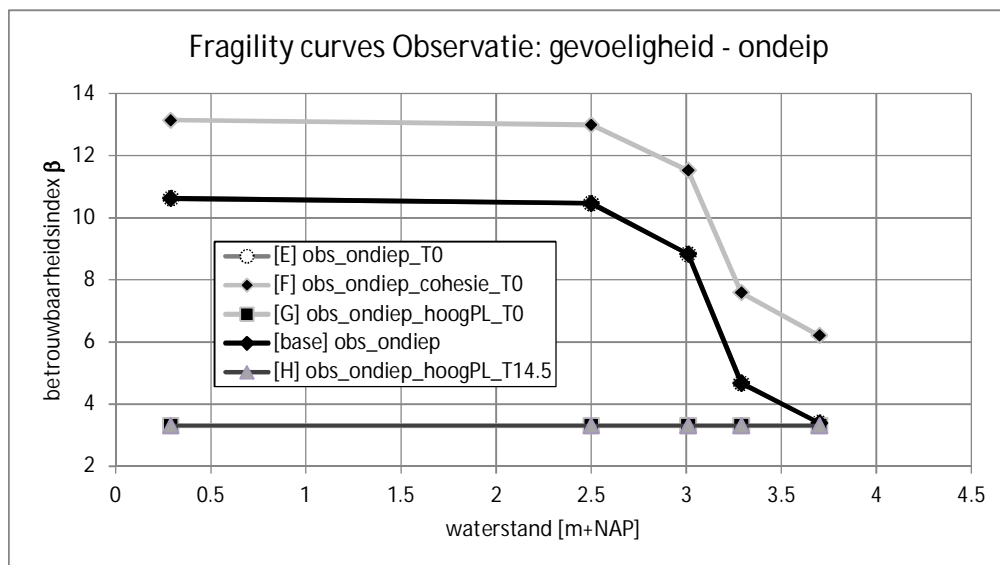
Analyses [E] en [F] geven precies hetzelfde resultaat voor een diep glijvlak. Dit is anders voor een ondiep glijvlak, waar een significante deel van de cirkel gaat door de laag met een hogere cohesie [F].

Analyses [H] en [G] hebben een horizontale fragility curve, omdat ze een (fictieve) observatie van een volledig verzadigde dijk representeren. Het verschil hiertussen is alleen het verkeer. Bij [H] is deze nl. aanwezig waardoor dit in een lagere betrouwbaarheid resulteert (voor een diep glijvlak, het ondiepe glijvlak wordt niet door beïnvloed door verkeer).

De grootste verschillen tussen de fragility curve resultaten zijn te zien bij analyses van het ondiepe glijvlak.



a) diep glijvlak



b) ondiep glijvlak

Figuur 4.3 Fragility curves gevoeligheidsanalyse [E,F,G,H] voor de observatiesituatie 2010 – case 2: Dp36,9+51m

#### 4.4 Samenhang tussen toets en observatie

Hoe meer de toets en observatie samenhangen, hoe meer er voor de toets kan worden geleerd van een observatie. Immers, als de dijk zeer sterk verandert tussen toets en observatie leer je weinig van een observatie (zie ook Schweckendiek en Kanning, 2016). Deze samenhang wordt uitgedrukt in termen van een correlatie.

Correlaties ( $\rho$ ) worden uitgedrukt in een waarde tussen 0 en 1, waar 0 betekent 'geen correlatie' en 1 betekent 'volledige correlatie'. Deze kunnen met de individuele gevoeligheidscoëfficiënten ( $\alpha$ ) en de autocorrelatie ( $\rho_i$ ) worden bepaald. Voor een totale correlatie ( $\rho$ ) dicht bij 1.0, zal het effect van de FU door het meenemen van een observatie het grootst zijn.

De volgende tabel geeft de resulterende correlaties tussen alle eerder besproken gevoeligheidsanalyses voor toets en observatie. De bepaling van de totale correlatie ( $\rho$ ) voor de base cases staat verder toegelicht in Appendix A.

Tabel 4.4 Berekeningsresultaten totale correlatie tussen de toets en observatie aannames – case 2: Dp36,9+51

Toets	Observatie	Totale correlatie $\rho$ Diep glijvlak[-]	Totale correlatie $\rho$ Ondiep glijvlak[-]
[base],[D]	[base]	0,940	0,995
[base],[D]	[E]	0,942	0,995
[base],[D]	[F]	0,942	0,991
[base],[D]	[G]	0,941	0,925
[base],[D]	[H]	0,940	0,925
[A]	[base]	0,942	0,995
[A]	[E]	0,942	0,991
[A]	[F]	0,941	0,925
[A]	[G]	0,938	0,925
[A]	[H]	0,942	0,994
[B]	[base]	0,942	0,987
[B]	[E]	0,941	0,912
[B]	[F]	0,938	0,912
[B]	[G]	0,942	0,995
[B]	[H]	0,942	0,991
[C]	[base]	0,941	0,931
[C]	[E]	0,938	0,931
[C]	[F]	0,942	0,995
[C]	[G]	0,942	0,991
[C]	[H]	0,941	0,925

Uit de berekende correlaties tussen de situaties volgt:

- Voor het diepe glijvlak is deze rond de 0.94
- Voor het ondiepe glijvlak varieert deze tussen 0.91 en 0.99

Dit betekent dat de toets en observatie niet volledig gecorreleerd zijn, wat het update effect vermindert.

De correlatie tussen toets en observatie wordt bepaald door de FORM gevoeligheidscoëfficiënten en de autocorrelatie van de parameters. Tabel 4.4 is bepaald onder de aanname dat de modelonzekerheid volledige autocorrelatie heeft in de tijd ( $\rho_{\text{model}}=1,0$ ). Als wordt aangenomen dat de autocorrelatie minder is (bijvoorbeeld  $\rho_{\text{model}}=0,5$ ), heeft dit een negatief effect op de correlatie tussen toets en observatie.

Dit is weergegeven in Tabel 4.5. Vooral voor het diepe glijvlak, welke een hoge gevoeligheidscoëfficiënt voor de modelonzekerheid heeft, is er een sterke afname in correlatie. Dit beperkt dus het update effect. Voor het ondiepe glijvlak geldt dat de gevoeligheidscoëfficiënt voor modelonzekerheid laag is, een verandering in  $\rho_{\text{model}}$  heeft dan ook geen invloed op de correlatie tussen toets en observatie.

Tabel 4.5 Correlatie tussen toets en observatie voor verschillende aannames over de autocorrelatie van de modelonzekerheid  $\rho_{\text{model}}=1,0$  – case 2: Dp36,9+51m

Glijvlak	$\rho_{\text{model}}=1,0$	$\rho_{\text{model}}=0,5$
diep	0.939	0.790
ondiep	0.993	0.933

## 5 Toepassing faalkans updating

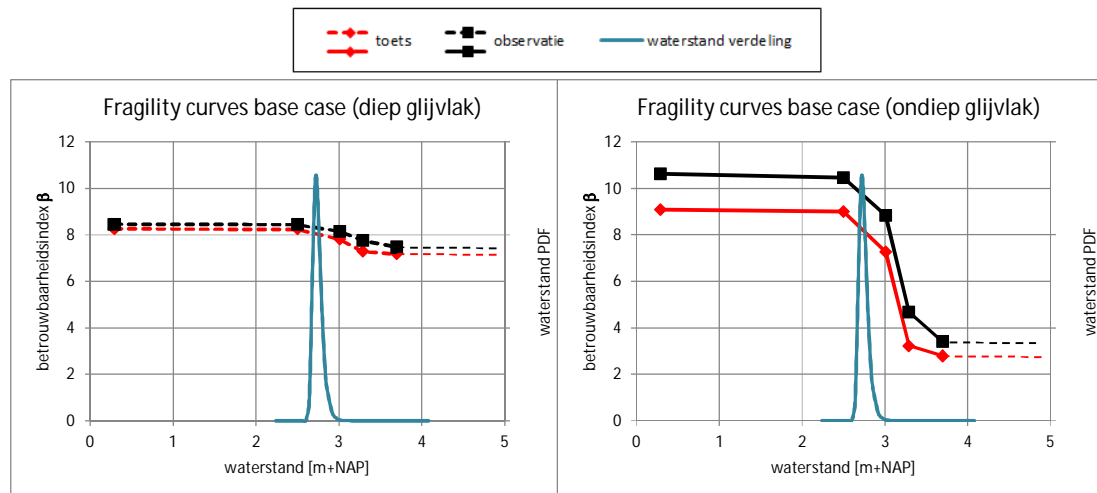
In dit hoofdstuk wordt berekend in hoeverre de faalkans voor de 'toet' situatie met behulp van FU (stap 3, i.e. faalkans updating) gereduceerd kan worden door het meenemen van een overleefde situatie.

### 5.1 Bepaling effect faalkans updating base case

Op basis van de overleefde belasting van extreem zwaar transport in 2010 (base case) en een dagelijkse waterstand wordt de faalkans voor de 2035 situatie geüpdatet. Een overzicht van de base case wordt gegeven in Tabel 5.1 en Tabel 5.2. De fragility curves behorende bij de base cases staan in Figuur 5.1.

Tabel 5.1 Samenvatting base case – case 2: Dp36,9+51m

Toetsituatie:	Observatiesituatie:
<ul style="list-style-type: none"> <li>2035 geometrie (zie 2.3), kruin hoogte NAP +3.30m</li> <li>Bodemopbouw zoals in 2.4, dunnere veenlaag</li> <li>Grond parameters zoals in 2.5</li> <li>Waterspanning zoals in Tabel 2.8</li> <li>Inclusief vaste verkeerslast van 15 kN/m<sup>2</sup></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>2010 geometrie (zie 2.3), kruin hoogte NAP +3.58m</li> <li>Bodemopbouw zoals in 2.4</li> <li>Grond parameters zoals in 2.5</li> <li>Waterspanning zoals in Tabel 2.8</li> <li>verkeerslast van 14.5 kN/m<sup>2</sup></li> </ul>



a) diep glijvlak

b) ondiep glijvlak

Figuur 5.1 Fragility curves toets en observatiesituatie – base case – case 2: Dp36,9+51m

Tabel 5.2 Berekeningsresultaten faalkansupdating met extreem verkeer – base case observatie – case 2: Dp36,9+51m

Toets	Observatie	Glijvlak	Obs T [kPa]	Obs WL [m+NAP]	Totale correlatie [-]	$\beta_{\text{prior}}$	$\beta_{\text{update}}$
[base]	[base]	Diep	14,5	0,29	0.940	8,2	8,2
[base]	[base]	Ondiep	14,5	0,29	0.995	5,1	5,1



Vervolgens wordt Faalkans Updating (FU) toegepast voor de base case, dit resulteert in een update van de betrouwbaarheidsindex ( $\beta_{update}$ ). De resultaten van de FU analyse staan in onderstaande tabel. Er wordt voor beide glijvlakken geen update gevonden ( $\beta_{update}$  is gelijk aan  $\beta_{prior}$ ). Dit kan worden verklaard omdat enerzijds de a-priori betrouwbaarheid al hoog is (als je verwacht dat een kering niet zal falen, zal een observatie hiervan je weinig leren). Anderzijds is de sterkte van de kering ook afgenomen (de toets fragility curve ligt onder de observatie curve), wat doorgaans ook het effect van FU beperkt.

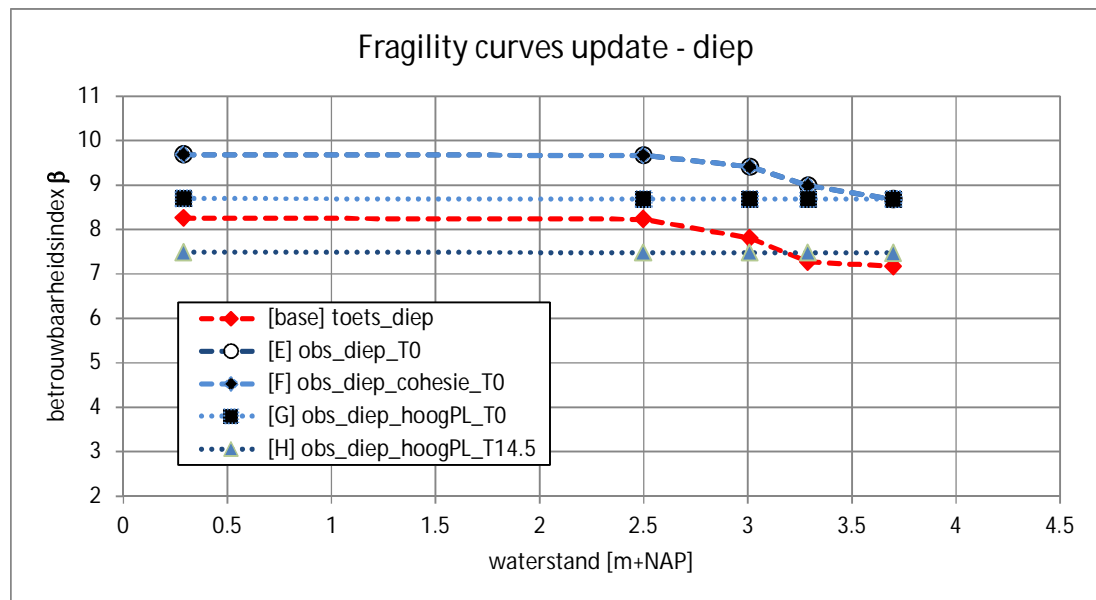
## 5.2 Gevoeligheid voor aannames toets en observatie

### 5.2.1 Samenvatting gevoeligheidsanalyses

Uit hoofdstuk 3 (base case toetsituatie) is gebleken dat de betrouwbaarheidsindex  $\beta$  van 5,1 voldoet aan de norm. Ook wordt vastgesteld dat de observatie van extreem zwaar transport geen aanvullende informatie geeft om de faalkans van de dijk te verlagen. Om te zien welke observaties wel een significant belasting effect hebben, worden enkele gevoeligheidsanalyses gedaan, deze staan samengevat in Tabel 5.3 en Figuur 5.2.

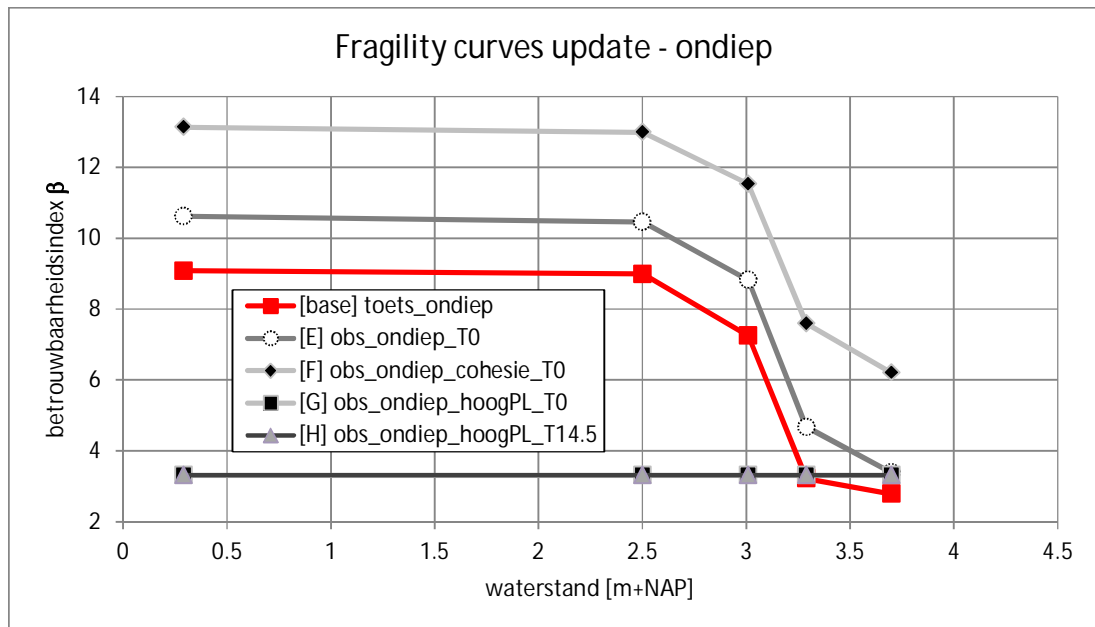
Tabel 5.3 Samenvatting gevoeligheidsanalyses FU – case 2: Dp36,9+51m

Toetssituatie (Tabel 3.6):	Observatiesituatie (Tabel 4.2):
[base] base case	[base] base case
[A] Stapsgewijs verkeer	[E] Invloed geen verkeer observatie
[B] Invloed minder verzadiging bij grote overslagdebieten	[F] invloed hoog cohesie (wanneer onverzadigde) en geen verkeer
[C] Invloed lager PL1 bij lage waterstanden	[G] Invloed hoog PL1 en geen verkeer observatie
[D] Faalkans bij onder- en bovengrens waterpeil bij overslagdebiet	[H] Invloed hoog PL1 en verkeer observatie



a) diepte glijvlak

Figuur 5.2 Fragility curves toets en observatiesituatie, [base] case in combinatie met de observatie situatie [E] t/m [H] – case 2: Dp36,9+51m



b) ondiepe glijvlak

Figuur 5.2 Fragility curves toets en observatiesituatie, [base] case in combinatie met de observatie situatie [E] t/m [H] – case 2: Dp36,9+51m

### 5.2.2 Resultaten faalkans updating

Alle combinaties tussen de observatie en toets kunnen bekeken worden. Echter niet alle combinaties zijn belangrijk. Tabel 5.4 geeft de resultaten voor de beschouwde combinaties tussen observatie en toets.

Samengevat wordt er geen update gevonden, onafhankelijk van de geobserveerde verkeerslast of de geobserveerde waterstand. Dit kan grotendeels worden verklaard doordat de a-priori betrouwbaarheid al hoog is. Als de kans op falen al als erg klein wordt ingeschat, geeft de observatie van niet-falen ook weinig extra informatie. Andere oorzaken kunnen zijn dat de dijk in de tijd verslechterd en een niet volledige correlatie tussen toets en observatie

Het is al geconcludeerd dat verzadiging is een belangrijk belasting effect geeft. Een observatie met volledige verzadiging kan leiden tot een faalkans update. Verzadigd wordt gemodelleerd als fragility curve [G] Figuur 5.2. Ook hier wordt geen update effect gevonden, mogelijk door bovengenoemde reden. Naast de afname van de sterkte in de tijd kunnen ook numerieke problemen bij de FU bepaling bij deze erg kleine kansen een rol spelen. Dit dient nader uitgezocht te worden.

Tabel 5.4 Berekeningsresultaten faalkansupdate met verschillende aannames voor de toets en voor de observatie situaties – case 2: Dp36,9+51

a) diep glijvlak

Toets	Observatie	Obs T [kPa]	Obs WL [m+NAP]	Totale correlatie [-]	$\beta_{\text{prior}}$	$\beta_{\text{update}}$
[base], [C]	[E]	0	0,29	0,94	8,2	8,2
[base], [C]	[F]	0	0,29	0,94		8,2
[base], [C]	[G]	0	0,29	0,94		8,2
[base], [C]	[H]	0	0,29	0,94		8,2
[A]	[base]	14,5	0,29	0,94	8,7	8,7
[A]	[H]	14,5	0,29	0,94		8,7
[B]	[base]	14,5	0,29	0,94	8,2	8,2
[B]	[H]	14,5	0,29	0,94		8,2
[D1]	[H]	14,5	0,29	0,94	7,8	7,8
[D2]	[H]	14,5	0,29	0,94	8,6	8,6

b) ondiep glijvlak

Toets	Observatie	Obs T [kPa]	Obs WL [m+NAP]	Totale correlatie [-]	$\beta_{\text{prior}}$	$\beta_{\text{update}}$
[base], [A]	[F]	0	0,29	0,995	5,1	5,1
[base], [A]	[G],[H]	0	0,29	0,93		5,1
[B]	[base]	14,5	0,29	0,99	5,5	5,5
[B]	[H]	14,5	0,29	0,99		5,5
[C]	[base]	14,5	0,29	0,93	5,1	5,1
[C]	[H]	14,5	0,29	0,93		5,1
[D1]	[H]	14,5	0,29	0,995	4,4	4,4
[D2]	[H]	14,5	0,29	0,93	5,5	5,5

## 6 Conclusies en observaties

### 6.1 Conclusies

Voor de algemene conclusies wordt verwezen naar Rozing en Schweckendiek (2017). Op basis van de resultaten van case 2 kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

- De dijk voldoet niet op basis van de semi-probabilistische berekening (met en zonder overslag).
- De berekende 'overall' betrouwbaarheidsindex  $\beta$  van de probabilistische berekening bedraagt 5,1 met een bijbehorende faalkans van  $2,1E-07$  (a-priori). Hiermee voldoet de dijk aan de vereiste norm van 4,8.
- De faalkans kan niet verlaagd (geüpdatet) worden met de observatie van het overleefde extreem transport in 2010. Dit komt doordat de dijk onder dagelijkse omstandigheden met een extreme verkeersbelasting rekenkundig toch al voldoet. Er kan daarom niets 'geleerd' worden van het overleven van deze gebeurtenis.
- De faalkans kan ook niet verlaagd worden door faalkans updating toe te passen op basis van een gebeurtenis waarbij de dijk volledig verzadigd is geweest, omdat de waarschijnlijkheid van overleven van deze situatie a-priori al groot is van deze (faalkans  $< 5E-04$ ).
- Deze studie veronderstelt dat het hoogtetekort is opgelost. Mocht dit niet het geval zijn, dan kan mogelijk meer effect uit observaties of proefbelastingen worden verkregen.

### 6.2 Observaties voor verder verbetering van de betrouwbaarheid

Ondanks dat de dijk volgens de probabilistische toets een hogere betrouwbaarheid heeft dan de norm, worden enkele oplossingsrichtingen gegeven om de betrouwbaarheid (veiligheid) nog verder te vergroten.

- Omdat de kruinhoogte van de dijk lager is dan het vereiste hydraulisch belastingsniveau (HBN) dient het hoogtetekort opgelost worden bij case 2. Dit kan bijvoorbeeld door middel van een keermuur gerealiseerd worden. Door extra hoogte te realiseren, nog hoger dan HBN, kan het overslagdebiet beperkt worden waardoor de dijk niet verzadigd bij toetscondities.
- De betrouwbaarheid wordt voor het maatgevende ondiepe glijvlak vooral bepaald door de mate van verzadiging. Als deze beter in beeld kan worden gebracht, bijvoorbeeld door metingen tijdens een proefbelasting, kan dit de sterkte inschatting verbeteren.

## 7 Referenties

HHSK (2016). Notitie (HHSK 2016) Ontwerpkaders en uitgangspunten Krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard, HHSK, Versie: Definitief 1.0, Rotterdam, 24 mei 2016

Konstantinou, M. (2017) POVM: Soil Parameters assessment, Deltares, Maart 2017

Rozing A. en Schweckendiek, T (2017) POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK: Activiteit 6: Faalkans updating, April 2017, definitief

Schweckendiek, T en Kanning. W. (2016). Reliability updating using past performance - Background report. Deltares rapport 1230090-033-0001.

Taccari, M.L.(2016). Berekeningen POV-M. Deltares. 21 juli 2016.

van Hoven, A. (2016a). POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK, activiteit 5 – deel Historische gegevens. Deltares rapport 1220518-005.

van Hoven, A. (2016b) POVM Schematisering waterspanningen beter benutten actuele sterkte. Deltares, 23 november 2016.

van Hoven, A. (2016c). Notitie Verwerken van golfoverslag bij fragility curve, Deltares. 11 oktober 2016.

## A Gevoeligheidscoëfficiënten en correlatie tussen toets en observatie

In onderstaande tabellen staan de FORM Gevoeligheidscoëfficiënten ( $\alpha^2$ ), de correlatie in de tijd tussen de stochasten ( $\rho_i$ ) en de correlatie tussen toets en observatie (Totale  $\rho$ ) voor zowel het ondiepe als het diepe glijvlak.

Tabel 7.1 Gevoeligheidscoëfficiënten ( $\alpha^2$ ), individueel correlatie ( $\rho_i$ ) en totale correlatie ( $\rho$ ) tussen toets en observatie voor de base case , ondiep glijvlak – case 2: Dp36,9+51

Stochast	$\alpha^2$ toets ondiep [%]*	$\alpha^2$ obs ondiep [%]*	$\alpha^2$ obs ondiep#2 [%]*	$\rho_i$ [-]	Totale $\rho$ [-]
Klei_ant.S	5,5	3,8	1,6	1,0	Ondiep:0,995
Klei_sch.S	0	0	4,7	1,0	Ondiep#2: 0,814
klei_pla1.S	0	0	0	1,0	
klei_pla2.S	0	0	0	1,0	
klei_pla3.S	0	0	0	1,0	
Veen_HV1.S	0	0	0	1,0	
Veen_HV2.S	0	0	0	1,0	
Klei_ant.m	0,68	0,45	0,17	1,0	
Klei_sch.m	0	0	1,0	1,0	
klei_pla1.m	0	0	0	1,0	
klei_pla2.m	0	0	0	1,0	
klei_pla3.m	0	0	0	1,0	
Veen_HV1.m	0	0	0	1,0	
Veen_HV2.m	0	0	0	1,0	
Zand_ant.Fric	0,06	0,0	0,11	1,0	
Zand_Kre.Fric	0	0	0	1,0	
klei_gedraineerd.c	65,2	61,3	28,2	1,0	
YieldPoint01(X5.0Z0.0)	2,4	0,68	0,07	1,0	
YieldPoint02(X5.0Z-0.9)	0	0	28,0	1,0	
YieldPoint03(X5.0Z-3.0)	0	0	0	1,0	
YieldPoint04(X5.0Z-6.6)	0	0	0	1,0	
YieldPoint05(X5.0Z-9.8)	0	0	0	1,0	
YieldPoint06(X5.0Z-11.9)	0	0	0	1,0	
YieldPoint07(X15.5Z-3.0)	14,9	20,8	12,1	1,0	
YieldPoint08(X15.5Z-4.1)	0	0	0	1,0	
YieldPoint09(X15.5Z-5.1)	0	0	0	1,0	
YieldPoint10(X15.5Z-6.0)	0	0	0	1,0	
YieldPoint11(X15.5Z-8.8)	0	0	0	1,0	
YieldPoint12(X15.5Z-11.9)	0	0	0	1,0	
PreConsolidationStress.Yield	0	0	0,56	1,0	
Model.Factor	11,2	13,0	23,4	1,0	

\* de  $\alpha^2$  zijn indicatief voor een waterstand gelijk aan MHW

Tabel 7.2 Gevoeligheid coëfficiënten ( $\alpha^2$ ), individueel correlatie ( $\rho_i$ ) en totale correlatie ( $\rho$ ) tussen toets en observatie voor de base case , diep glijvlak – case 2: Dp36,9+51

Stochast	$\alpha^2$ toets diep [%]*	$\alpha^2$ obs diep [%]*	$\rho_i$ [-]	Totale $\rho$ [-]
Klei_ant.S	0,33	0,33	1,0	diep:0,940
Klei_sch.S	1,4	1,3	1,0	
klei_pla1.S	9,4	9,0	1,0	
klei_pla2.S	0	1,0	1,0	
klei_pla3.S	0	0	1,0	
Veen_HV1.S	3,3	1,4	1,0	
Veen_HV2.S	0	0	1,0	
Klei_ant.m	0,01	0,0	1,0	
Klei_sch.m	0,09	0,07	1,0	
klei_pla1.m	0,65	0,55	1,0	
klei_pla2.m	0	0,05	1,0	
klei_pla3.m	0	0	1,0	
Veen_HV1.m	0,20	0,12	1,0	
Veen_HV2.m	0	0	1,0	
Zand_ant.Fric	0,0	0,01	1,0	
Zand_Kre.Fric	0	0	1,0	
klei_gedraineerd.c	0	0	1,0	
YieldPoint01(X5.0Z0.0)	0,28	0,27	1,0	
YieldPoint02(X5.0Z-0.9)	8,1	7,6	1,0	
YieldPoint03(X5.0Z-3.0)	29,1	26,7	1,0	
YieldPoint04(X5.0Z-6.6)	0	9,7	1,0	
YieldPoint05(X5.0Z-9.8)	0	0	1,0	
YieldPoint06(X5.0Z-11.9)	0	0	1,0	
YieldPoint07(X15.5Z-3.0)	0	0	1,0	
YieldPoint08(X15.5Z-4.1)	4,4	4,1	1,0	
YieldPoint09(X15.5Z-5.1)	13,4	7,4	1,0	
YieldPoint10(X15.5Z-6.0)	0	0,05	1,0	
YieldPoint11(X15.5Z-8.8)	0	0	1,0	
YieldPoint12(X15.5Z-11.9)	0	0	1,0	
PreConsolidationStress.Yield	0	0	1,0	
Model.Factor	29,4	30,4	1,0	

\* de  $\alpha^2$  zijn indicatief voor een waterstand gelijk aan MHW