


# POVM Beter benutten actuele sterkte

Activiteit 4 – Toepassen betere schematisatie en een beter berekeningsmodel EEM

POV

MACRO  
STABILITEIT



Auteurs: U. Förster, M. Post, C. Zwanenburg, A. Rozing

Datum: april 2017

Versie: 2

## **Samenvatting**

### **Inleiding**

In het POVM project 'Beter benutten actuele sterkte' activiteit 4 is nagegaan in hoeverre met lokaal uitgevoerd grondonderzoek en een beter rekenmodel, er een optimalisatie van de berekende stabiliteit van een dijklichaam mogelijk is. Het project is uitgevoerd in samenwerking met het dijkversterkingsproject KJK van HHSK. Hierbij zijn vier dwarsprofielen aan de Krimpenerwaardse zijde van de Hollandse IJssel geselecteerd. Langs deze profielen is onderzoek uitgevoerd gericht op het optimaliseren van de ondergrondschematisatie, het optimaliseren van de waterspanningschematisatie, het optimaliseren van de rekenwaarden van de sterkte eigenschappen en zijn parameters bepaald om aanvullend op analytische glijvlak berekeningen ook eindige elementen analyses uit te kunnen voeren.

### **Optimalisaties grondonderzoek**

Ondergrondopbouw:

Het rapport laat zien dat niet alle vooraf verwachte optimalisaties na uitvoeren van het onderzoek konden worden gerealiseerd. Het vermeende zijdelingse wegpersen van de slappe lagen onder de dijk en de daarmee verwachte opstuiking van het achterland is niet vastgesteld voor de dijken langs de Hollandse IJssel. Door meer relatief zwaar dijksmateriaal in de teen en onder het binnentalud en door horizontale opstuiking wordt een hogere mate van stabiliteit van het binnentalud verwacht. Op dit vlak is voor specifiek de Hollandse IJssel dan ook geen optimalisatie van de berekende evenwichtsfactor mogelijk. Dit in tegenstelling met dijken zoals bijvoorbeeld de Lekdijk waar sprake is van een andere geologische ontstaansgeschiedenis. Geconcludeerd wordt dat wordt verwacht dat het zijdelings wegpersen voor de meeste dijken wel speelt.

De aanvullende informatie leidt tot geoptimaliseerde schematisaties van de ondergrond maar ook een toenemende complexiteit van de schematisatie van dijklichaam en ondergrond. In de dagelijkse adviespraktijk zal de grondopbouw binnendijks worden gebaseerd op een onderzoekspunt dat niet exact in de teen is gelegen. Door ook een onderzoekspunt in de teen uit te voeren kan derhalve optimalisatie worden bereikt qua grondopbouw en grensspanningen. Ook wordt aanbevolen om bij kleine maatgevende glijvlakken, gezien de in het algemeen heterogene opbouw van een dijk, ook grondonderzoek ter plaatse van het talud uit te voeren.

In deze studie in het vanwege het feit dat de glijvlakken over het algemeen vrij ondiep insnijden en daardoor grotendeels door het dijksmateriaal gaan maar in beperkte mate mogelijk gebleken te onderzoeken hoe groot de invloed van een nauwkeurige schematisatie van de ondergrond is. Aanbevolen wordt dit voor situaties met andere kenmerken te herhalen omdat dit toch een beter inzicht oplevert.

Waterspanningen:

Geconcludeerd wordt dat de waterspanningen in kleidijken, in het algemeen en specifiek voor de Hollandse IJssel, grote verschillen vertonen, met name voor wat betreft de hoogte van het freatisch vlak en de waterspanningen in de zone (van stel 5 m diepte) daaronder. Het is niet ondenkbeeldig dat de gemeten hoogte het freatisch vlak in een op korte afstand gelegen

geohydrologisch vergelijkbaar dwarsprofiel fors anders is, bijvoorbeeld een 0,5 m hoger freatisch vlak. Als de geohydrologische omstandigheden afwijken, kan dit verschil nog groter zijn. Met name de waterspanningschematisatie voor de situatie bij relatief veel overslag ( $> 1$  l/s/m) is zeer onzeker. In dit onderzoek is ter bepaling van de macrostabiliteit van het binnentalud bij overslag dan ook van het conservatieve uitgangspunt uitgegaan dat de gehele dijk is verzadigd met water. Ofwel het freatisch vlak stijgt tot maaiveldhoogte. Dit is zeer conservatief maar zal zonder overslag en/of infiltratiemetingen en nadere geohydrologische analyses in de meeste gevallen veiligheidshalve niet gunstiger kunnen worden aangenomen. Aanbevolen wordt om dit in het kader van het POVM onderzoek 'Beter benutten actuele sterkte' activiteit 7 'Proefbelasting' te onderzoeken.

#### Laboratoriumonderzoek:

Het lokaal uitvoeren van het grondonderzoek (met name het laboratoriumonderzoek) heeft hier geleid tot het reduceren van de variatie in beschouwde parameters. In dit geval wordt echter in het lokaal uitgevoerde laboratoriumonderzoek een lagere verwachtingswaarde gevonden dan in het regionale onderzoek. Deze effecten heffen elkaar op, waardoor uit het lokale onderzoek een karakteristieke waarde gevonden wordt die vrijwel overeen komt met de karakteristieke waarde die in het regionale onderzoek is gevonden. Aanbevolen wordt de sterkteproeven uitgevoerd in het kader van dit POVM onderzoek samen te voegen met de proeven die zijn uitgevoerd door KJK. Mogelijk dat de spreiding hierdoor lager wordt met als gevolg een hogere karakteristieke- en ook rekenwaarde.

Uit het onderzoek naar de mogelijke richtingsafhankelijkheid van de maximaal te mobiliseren schuifweerstand wordt geconcludeerd dat tegen de verwachting de resultaten van de DSS proeven niet door oriëntatie van de afschuifrichting ten opzichte van het dijklichaam worden beïnvloed. Voor de triaxiaalproeven lijkt de richting van het gevonden glijvlak wel door de ligging ten opzichte van het dijklichaam te worden bepaald. Het is opvallend dat de meeste monsters bezwijken met een glijvlak dat van het dijklichaam af gericht is. Omdat in een triaxiaalproef de richting van het optredende glijvlak niet wordt opgelegd, heeft dit, vooralsnog, geen gevolgen voor de resulterende sterkte parameters. Omdat de eerdergenoemde opstuiking of het zijdelingswegpersen van de ondergrond gezien de geologische ontstaansgeschiedenis van de Hollandse IJssel voor de Hollandse IJsseldijken niet speelt, maar mogelijk wel voor andere dijken op slappe grond, wordt aanbevolen deze richtingsafhankelijkheid ook voor andere dijken te controleren.

Wat betreft de monstergrootte wordt in aansluiting op eerder gevonden resultaten geconstateerd dat LDSSA proeven een iets hogere sterkte geven dan de conventionele proeven. Echter, omdat ongelukkigerwijze de monsters voor het LDSSA onderzoek zijn gestoken in een, organische, geulopvulling en niet in de veenlaag waar de conventionele monsters zijn gestoken, kan er geen eenduidige conclusie worden getrokken. Om de voordelen van de LDSS tests volledig te kunnen benutten wordt aanbevolen aanvullende LDSS tests op opnieuw gestoken monsters uit te voeren.

#### Optimalisaties stabiliteitanalyses:

Door de resultaten van de toets en ontwerp berekeningen (met ongedraineerde sterkteparameters) te vergelijken met de resultaten van de berekeningen, gebaseerd op al het

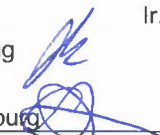


aanvullend onderzoek ontstaat een indruk van de invloed (met optimalisatie als gevolg) van aanvullend onderzoek op de berekende stabiliteit.

De geoptimaliseerde analyses voor de situatie met waterspanningen zonder volledige infiltratie geven hogere stabiliteitsfactoren. Dit verschil wordt veroorzaakt door het totaal van optimalisaties door (lokaal) terreinonderzoek (boringen en sonderingen) en monitoring van de waterspanningen en stijghoogten. Ook worden gunstiger resultaten verkregen door een nauwkeuriger modellering van de autonome bodemdaling.

De resultaten van de analyses met volledige verzadiging door overslag laten een ander beeld zien. Het verschil in stabiliteitsfactor is voor 2 van de 3 profielen nihil terwijl dit voor het 3<sup>e</sup> profiel fors is. Volgens de laatste inzichten is de door Deltares uitgevoerde analyses voor de sterkte van de klei in de onverzadigde zone uitgegaan van gedraineerde parameters. Deze zijn conservatiever dan de ongedraineerde parameters waarvan Fugro/RoyalHaskoningDHV is uitgegaan.

De berekeningen laten zien dat de maatgevende glijvlakken voornamelijk door het dijklichaam gaan. Optimalisaties aan de schematisatie van de dieper gelegen lagen hebben daarmee weinig toegevoegde waarde voor de besproken situatie. Vanwege de complexe geometrie van het dijklichaam en de opbouw van het dijklichaam zijn voor de hier beschouwde situaties cirkelvormige glijvlakken niet altijd maatgevend. Dit toont de beperking van de analytische glijvlakanalyses met D-GeoStability aan.

In de analyse zijn ook berekeningen uitgevoerd met het materiaalmodel SHANSEP. Dit is een nieuw materiaalmodel dat in het kader van de POVM door PLAXIS bv is ontwikkeld. Het model richt zich op het uitvoeren van ongedraineerde sterkte analyses van dijken. De berekeningsresultaten met het SHANSEP model sluiten goed aan bij de ongedraineerde glijvlak berekeningen. Een vergelijking van de berekeningsresultaten gebruik makend van het SHANSEP model met de resultaten van andere materiaalmodellen tonen de toegevoegde waarde van het SHANSEP model.

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1	Maart 2017	Ir. U. Förster Ing. A.P.C. Rozing Ir. M. Post Dr.ir. C. Zwanenburg		Ir. T.P. Stoutjesdijk		Ir. L. Voogt	
2	April 2017	Ir. U. Förster Ing. A.P.C. Rozing Ir. M. Post Dr.ir. C. Zwanenburg		Ir. T.P. Stoutjesdijk		Ir. L. Voogt	

Status  
Definitief

## Inhoud

<b>1 Inleiding</b>	<b>1</b>
1.1 Algemeen	1
1.2 Probleembeschrijving / Doelstelling	3
1.3 Opzet van het onderzoek	3
1.4 Leeswijzer	5
<b>2 Grondonderzoek</b>	<b>6</b>
2.1 Terreinonderzoek	6
2.1.1 Geologie Hollandse IJsseldijken	6
2.1.2 Uitgevoerd terrein- en grondonderzoek	9
2.1.3 Geotechnische dwarsprofielen	11
2.1.4 Aanvullende handboringen bij Gouderak	13
2.2 Monitoring waterspanningen	13
2.2.1 Profiel 1, Dp 26.2+075m	14
2.2.2 Profiel 2, Dp 33.4+062m	16
2.2.3 Profiel 4, Dp 36.9+051m	18
2.2.4 Profiel 5, Dp 40.5+050m	20
2.3 Laboratoriumonderzoek	22
<b>3 SHANSEP model</b>	<b>25</b>
<b>4 Uitgangspunten</b>	<b>26</b>
4.1 Norm	26
4.2 Zichtperiode	26
4.3 Autonome bodemdaling	27
4.4 Grondparameters	28
4.5 Waterstanden	29
4.5.1 Buitenwaterstand huidige situatie	29
4.5.2 Buitenwaterstand 2035	29
4.5.3 Polderpeil	30
4.6 Waterspanningen	30
4.7 Verkeersbelasting	31
<b>5 Berekeningsresultaten</b>	<b>33</b>
5.1 DGeostability (Fugro/RoyalHaskoningDHV)	33
5.1.1 Resultaten	34
5.1.2 Conclusies	35
5.2 Deltares DGeostability	36
5.2.1 Resultaten	36
5.2.2 Conclusies	39
5.3 EEM Shansep	39
5.3.1 Inleiding	39
5.3.2 Aanpak	40
5.3.3 Uitgangspuntenberekeningen	40
5.3.4 Resultaten	41
5.3.5 Theoretische analyse spanningsverspreiding	44

5.3.6	Conclusies	45
<b>6</b>	<b>Conclusies</b>	<b>48</b>
6.1	Schematisatie ondergrond en waterspanningen	48
6.1.1	Schematisatie ondergrond	48
6.1.2	Waterspanningen	51
6.2	Parameters uit laboratoriumonderzoek	51
6.3	Berekeningsresultaten	53
<b>7</b>	<b>Aanbevelingen</b>	<b>56</b>
<b>8</b>	<b>Referenties</b>	<b>59</b>
 <b>Bijlage(n)</b>		
<b>A</b>	<b>Voorgenomen activiteiten POVM Beter benutten actuele sterkte</b>	<b>A-1</b>
A.1	Activiteiten 2015	A-1
A.2	Voorstel activiteiten 2016 en 2017	A-5
<b>B</b>	<b>Geotechnische dwarsprofielen</b>	<b>B-1</b>
<b>C</b>	<b>Handboringen Gouderak</b>	<b>C-1</b>
<b>D</b>	<b>Verificatie MC SHANSEP model</b>	<b>D-1</b>
<b>E</b>	<b>Aanbrengen OCR in diverse materiaal modellen</b>	<b>E-1</b>
<b>F</b>	<b>Grondparameters voor diverse raaien en materiaal modellen</b>	<b>F-1</b>
<b>G</b>	<b>Plaxis invoer diverse modellen</b>	<b>G-1</b>
<b>H</b>	<b>Plaxis resultaten van diverse modellen</b>	<b>H-1</b>
<b>I</b>	<b>Theoretisch vergelijk MC, SS en SHANSEP model</b>	<b>I-1</b>
<b>J</b>	<b>Gebruik Design Approach (DA) in Plaxis</b>	<b>J-1</b>
<b>K</b>	<b>Beschouwing overconsolidatie met SSC model</b>	<b>K-1</b>

# 1 Inleiding

## 1.1 Algemeen

Het Project Overstijgende Verkenning Macrostabiliiteit (POV-M) heeft tot doel nieuwe ontwikkelingen in het versterken van dijken te ondersteunen en waar nodig verder te ontwikkelen. 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 POV-M-onderzoek 'Beter benutten actuele sterkte' is om de bestaande rekentechnieken verder te ontwikkelen in combinatie met gericht grondonderzoek en 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). Met deze verder te ontwikkelen werkwijze wordt meer recht gedaan aan de werkelijke sterkte van dijken.

Het POV-M-onderzoek 'Beter benutten actuele sterkte' richt zich op twee zaken, namelijk bewezen sterkte en andere actuele sterkte-technieken.

- Bewezen sterkte (BS) of beter 'Faalkans Updaten' (FU) (in het Engels: 'Reliability Updating with Past Performance' (RUPP)).  
Binnen het HWBP zijn ook te versterken dijken opgenomen die in het verleden belastingen (denkende aan o.a. hoge buitenwaterstanden) hebben weerstaan hoger dan of vergelijkbaar met de ontwerpbelastingen (ontwerp waterstanden) waarop die dijken dienen te worden ontworpen. Hoewel een dijk zodanig moet worden ontworpen dat de ontwerpbelasting met voldoende zekerheid kan worden opgenomen, leidt dit soort observaties toch tot de vraag of er bij het ontwerp niet noodgedwongen te veel onzekerheden worden meegenomen. Vraag is of er gebruik kan worden gemaakt van het feit dat de dijk bij deze hoge belastingen net onder de ontwerpbelasting, niet is bezweken. De hiervoor uit te voeren probabilistische analyses voor de toets situatie vormen een van de eerste stappen binnen de BS methode. Opgemerkt wordt dat dit resultaat al tot goedkeuren zou kunnen leiden. Voor de resultaten van dit deelonderzoek wordt verwezen naar Rozing (2016).
- Andere actuele sterkte-technieken:  
De normen zijn veranderd (van overschrijdingskans naar overstromingskans-benadering) en er dient van het CSSM model te worden uitgegaan (waarbij voor cohesieve lagen van ongedraineerd gedrag wordt uitgegaan) omdat dit het grondgedrag beter beschrijft. Met al ontwikkelde rekentechnieken en nog te ontwikkelen technieken/kennis kan in combinatie met gericht grondonderzoek en monitoring (waaronder aanvullend terrein- en labonderzoek en monitoring van de waterspanningen), de actuele sterkte van dijken beter worden bepaald.

Dit rapport betreft alleen de rapportage van de resultaten van de 'andere actuele sterkte-technieken'.

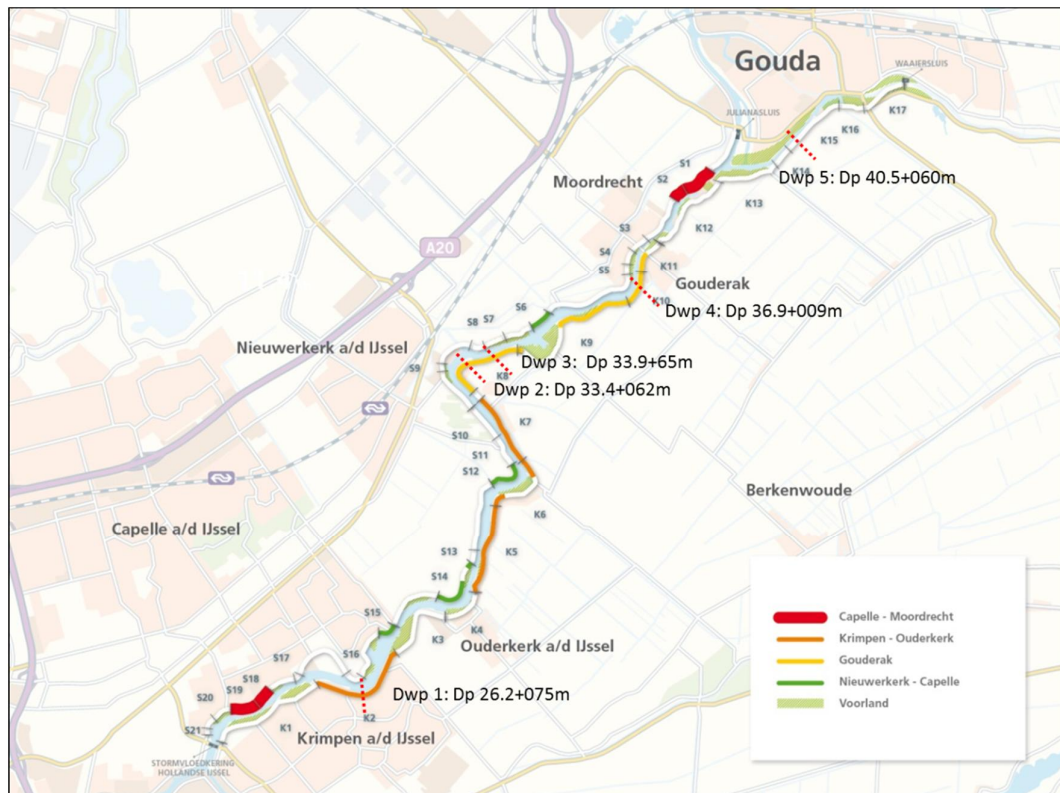
Het onderzoek wordt 'gedemonstreerd' aan de hand van een aantal dwarsprofielen (proeftraject) van de dijk langs de Hollandse IJssel in de Krimpenerwaard, dijkversterking KIJK (Krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard) (zie Figuur 1.1). Aanvankelijk waren vijf dwarsprofielen geselecteerd voor dit onderzoek. Tijdens het uitvoeren van het onderzoek bleek het in een van deze vijf profielen niet mogelijk om grondonderzoek te verrichten

waardoor dit profiel (profiel 3 t.p.v. Dp 33.9+65m) is afgefallen. Uit (Hoven, A. van, 2016) volgt dat voor een van de resterende vier dwarsprofielen wordt verwacht dat het BS-onderzoek 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 Dp 33.4+62m). Dit betekent dat het Bewezen Sterkte-onderzoek (activiteit 6) in 3 van de 5 dwarsprofielen is uitgevoerd. Voor het onderhavige Actuele sterkteonderzoek (activiteit 4) is dit profiel deels geanalyseerd. In eerste instantie waren reeds glijvlakanalyses door Fugro/RoyalHaskoningDHV uitgevoerd (zie hoofdstuk 5). De daarna uitgevoerde glijvlakanalyses en analyses met EEM hebben zich met name gericht op de drie genoemde profielen.

Het betreft de volgende dwarsprofielen:

- Dwp 1: Dp 26.2+75 m (Case-1 genoemd in het BS onderzoek).
- Dwp 2: Dp 33.4+62 m (Dit dwarsprofiel is vooralsnog vervallen gezien de aanwezigheid van een keermuur in het binnentalud.).
- Dwp 3: Dp 33.9+65m (Vervallen i.v.m. onuitvoerbaarheid grondonderzoek).
- Dwp 4: Dp 36.9+26m (Case-2 genoemd in het BS onderzoek).
- Dwp 5: Dp 40.5+50m (Case-3 genoemd in het BS onderzoek en dit profiel valt buiten de scope van KIJK).

Voor meer informatie over deze dwarsprofielen wordt verwezen naar Rozing (2016).



Figuur 1.1 Dijkversterking KIJK langs de Hollandse IJssel in de Krimpenerwaard (oranje en gele deeltrajecten) en de 5 dwarsprofielen van het actuele sterkte-onderzoek



## 1.2 Probleembeschrijving / Doelstelling

Bij de toetsing van het faalmechanisme macrostabiliteit van het binnentalud wordt zoals eerder aangegeven niet altijd aan de geldende veiligheidsnorm voldaan. Dit geldt ook voor de Hollandse IJsseldijken.

Hypothese of doelstelling is dat met de recent ontwikkelde rekentechnieken en in het kader van de POVM te ontwikkelen technieken in combinatie met gericht grondonderzoek en monitoring (waaronder aanvullend terrein- en laboratoriumonderzoek), de actuele sterkte van dijken met betrekking tot het faalmechanisme macrostabiliteit beter kan worden bepaald. Met deze te ontwikkelen werkwijze wordt meer recht gedaan aan de werkelijke sterkte van dijken. Doel van het onderzoek is om de onzekerheden te verkleinen. Er bestaat namelijk een grote kans dat de opgave (scope) verkleind kan worden of dat de dijkversterking kan worden geoptimaliseerd (minder ingrijpend is).

Zoals in paragraaf 1.1 is aangegeven, worden de te ontwikkelen technieken gedemonstreerd aan de hand van drie dwarsprofielen (dijkvakken) van de dijk langs de Hollandse IJssel in de Krimpenerwaard.

Uiteindelijk streven van het onderzoek is dat dit een werkwijze zal opleveren die Nederland-breed toepasbaar is.

Het POVM onderzoek 'Beter benutten actuele sterkte' zal geruime tijd vergen. Het is gestart in 2015 en verwachting is dat het eind 2017 wordt afgerond. Het onderzoek is opgedeeld in verschillende fasen. Elke fase bestaat uit diverse activiteiten zoals in bijlage A weergegeven.

## 1.3 Opzet van het onderzoek

Om de doelstelling te bereiken zijn een aantal stappen voorzien waarbij veelal onderscheid kan worden gemaakt in stappen die de sterkte of de belastingen betreffen:

1. Verkleinen onzekerheden in ondergrond opbouw, parameters en waterspanningen en opwaarderen van de sterkteparameters.
2. Toepassen van een beter berekeningsmodel (EEM / geavanceerder fysisch model) waarmee de voorgeschiedenis van de dijk beter kan worden gemodelleerd (o.a. rotatie van de hoofdspansingen door belastingspreiding) waardoor naar verwachting winst kan worden geboekt.
3. Toepassen bewezen sterkte- technieken.
4. Proefbelasten van de waterkering in combinatie met bewezen sterkte-technieken.
5. Ontwerpen van een alternatief principe dijkversterkingsmaatregel, voor dijktrajecten die met stappen 1 t/m 4 niet kunnen worden goedgekeurd.

In dit rapport zijn de resultaten van stap 1 en 2 (die vallen onder activiteit 4) weergegeven. De resultaten van stap 3 (deze vallen onder activiteit 6) zijn apart gerapporteerd in Rozing (2016) en afhankelijk van de resultaten van de stappen 1 t/m 3 zullen in de toekomst de stappen 4 en 5 worden uitgevoerd.

### Stap 1:

- Schematisatie ondergrond:  
Verwachting is dat de ondergrondopbouw, o.a. door het vermeende zijdelingse wegpersen van de slappe lagen onder de dijk (zie paragraaf 6.1), gunstiger is dan tot op heden is aangehouden. Als meer stevig materiaal ter plaatse van de binnenteen aanwezig is, is dit een gunstig uitgangspunt voor macrostabiliteit.

- Parameters:**

Verwachting is dat de parameters van de ondergrond (met name de schuifsterkte) hoger zijn dan tot op heden is aangehouden. Ook dient rekening te worden gehouden met zowel gedraineerd als ongedraineerd materiaalgedrag (het rekenen met het CSSM model is begin 2017 ingevoerd (waarbij voor cohesieve lagen van ongedraineerd gedrag wordt uitgegaan). Met gericht laboratoriumonderzoek worden onzekerheden in de parameters van de ondergrond geminimaliseerd. Ten behoeve van dit onderzoek zijn naast het uitvoeren van  $K_0$ -CRS, triaxiaal- en DSS-proeven (ook (exact) in de binnenteeën van de dijk) ook schuifsterkteproeven (LDSS: Large Direct Simple Shear) op grote grondmonsters uitgevoerd met het doel het vaststellen (verkleinen) van de invloed van schaafeffecten op de rekenwaarde van de sterkte-eigenschappen (in ieder geval voor veen). Uit de triaxiaalproevenserie op grote veenmonsters uit Uitdam (en voor de stadswallen te Gorkum) bleek namelijk dat de spreiding in resultaten duidelijk kleiner was dan bij conventionele proeven. Dit kan worden verklaard door herverdeling over sterkere en zwakkere delen in het monster. Langs een werkelijk optredend glijvlak treedt er eveneens uitmiddeling langs sterke en zwakke delen van het glijvlak op. Dit wekt de indruk dat het gebruiken van de spreiding die in conventionele proeven wordt gevonden bij het bepalen van een karakteristieke ondergrenswaarde een conservatieve benadering is, voor veen. De indruk bestaat dat dit ook voor LDSS proeven geldt. Dit dient echter te worden nagegaan. Verwachting is ook dat door de spanningsrotatie de sterkte van met name het materiaal nabij de binnenteeën, in de richting loodrecht op de dijk, groter is dan evenwijdig aan de dijk (zie ook stap 2). Dit omdat de grond in de richting loodrecht op de dijk meer is voorbelast dan parallel aan de dijk. Met de DSS en LDSS proeven is getracht deze invloed te onderzoeken, door proeven af te schuiven in de richting loodrecht op en evenwijdig aan de dijk.

Ter bepaling van de ongedraineerde materiaalparameters zijn ook in situ metingen als sonderingen, bol-sonde en field-vane metingen van belang.
- Waterspanningen:**

Verwachting is dat het freatisch vlak in deze (over het algemeen) kleidijken nauwelijks verandert als gevolg van de hoogte en tijdsduur van de buitenwaterstand. Hetzelfde geldt voor de stijghoogte in de watervoerende zandlagen omdat de rivier waarschijnlijk niet insnijdt in deze zandlagen. Daarnaast is de stijghoogte mede vanwege de lage polderpeilen in o.a. de Prins Alexanderpolder en de Zuidplaspolder onder normale omstandigheden zeer laag. Deze hypothese dient te worden bevestigd. Het aantonen vereist een gericht monitoringsprogramma waarmee de waterspanningen in (met name het freatisch vlak) en onder de dijk (met name de stijghoogte in watervoerende zandlagen) worden gemeten en in relatie worden gebracht met de hoogte en tijdsduur van de buitenwaterstand en de hoeveelheid en intensiteit van (hevige) neerslag. Hierbij wordt opgemerkt dat de Stormvloedkering in de Hollandse IJssel met enige regelmaat gesloten wordt. Monitoring van de waterspanningen tijdens deze gebeurtenissen kan van belang zijn.

Hypothese is dat door bovengenoemd onderzoek de onzekerheden van stabiliteit-bepalende parameters wordt verkleind. Deze stap betreft dus met name het verminderen van de onzekerheden van de sterkte waardoor in principe gunstiger parameters mogen worden verwacht.

### **Stap 2:**

Door gebruik te maken van een berekeningsmodel waarbij de voorgeschiedenis van de dijk beter kan worden gemodelleerd (o.a. rotatie van de hoofdspansingen door

belasting spreiding), kan naar verwachting winst worden geboekt. Door rotatie van de hoofdspansingen wordt verwacht dat een hogere sterkte optreedt.

De hypothese is dat een beter berekeningsmodel (EEM) beter aansluit bij de werkelijkheid. Hierdoor mag worden aangenomen dat de sterkte en daarmee de macrostabiliteit kan worden opgewaardeerd. Met het berekeningsmodel SHANSEP, dat recent binnen het EEM pakket Plaxis beschikbaar is gekomen, zijn met ongedraineerde sterkteparameters analyses uitgevoerd.

Na het afronden van bovengenoemd onderzoek is het inzichtelijk geworden welk effect het aanvullend grondonderzoek heeft gehad. Bovenal is het resultaat van de haalbaarheid van dit onderzoek van belang voor het dijkversterkingsproject KIJK. Als onderhavig onderzoek heeft geleid tot een goedkeuring of bijna goedkeuring van de onderzochte locaties, kan overwogen worden om aanvullend onderzoek uit te voeren langs het gehele dijktraject. Dit onderzoek wordt echter niet binnen de POVM uitgevoerd.

Vooralsnog is binnen het dijkversterkingsproject KIJK gepland om medio 2018 een besluit te nemen over het voorkeursalternatief (VKA). Vooruitlopende hierop zal ten behoeve van het project KIJK medio april/mei 2017 een beslissing worden genomen of en zo ja welke actuele sterkte technieken (waaronder Bewezen Sterkte) zullen worden meegenomen in het dijkversterkingsproject.

#### 1.4 Leeswijzer

Zoals in paragraaf 1.3 is weergegeven is de verwachting dat de ondergrondopbouw en parameters gunstiger zijn dan tot op heden is aangehouden. Hierom is gericht terrein- en laboratoriumonderzoek uitgevoerd in de eerder genoemde dwarsprofielen. Dit wordt behandeld in Hoofdstuk 2.

De waterspanningen in en onder de dijk spelen een belangrijke rol in de macrostabiliteit. Om de onzekerheden hieromtrent te verminderen heeft monitoring van de waterspanningen plaatsgevonden. De resultaten hiervan worden behandeld in paragraaf 2.2.

Het gebruikte berekeningsmodel SHANSEP dat recent binnen het EEM pakket Plaxis beschikbaar is gekomen is in hoofdstuk 3 toegelicht.

De gehanteerde uitgangspunten voor stabiliteitsberekeningen zijn in hoofdstuk 4 weergegeven.

Met het SHANSEP model zijn berekeningen uitgevoerd in 3 dwarsprofielen. Dit zowel met analytische modellen in DGeostability als met eindige elementenmodellen in Plaxis. De berekeningsresultaten worden gepresenteerd in hoofdstuk 5. De berekeningen met DGeostability zijn zowel uitgevoerd op basis van het in het kader van dit onderzoek uitgevoerde uitgebreide grondonderzoek als op basis van het onderzoek dat normaliter beschikbaar is in het kader van een dijkversterkingsopdracht. Voor het laatste geval is gebruik gemaakt van het onderzoek dat in opdracht van de POVM door Fugro bv en RoyalHaskoningDHV is uitgevoerd. Ook deze resultaten zijn in hoofdstuk 5 (paragraaf 5.1) weergegeven.

In Hoofdstuk 6 zijn vervolgens de conclusies van het onderzoek weergegeven. Hoofdstuk 7 bevat de aanbevelingen voor de adviespraktijk en voor eventueel vervolgonderzoek.

## 2 Grondonderzoek

### 2.1 Terreinonderzoek

#### 2.1.1 Geologie Hollandse IJsseldijken

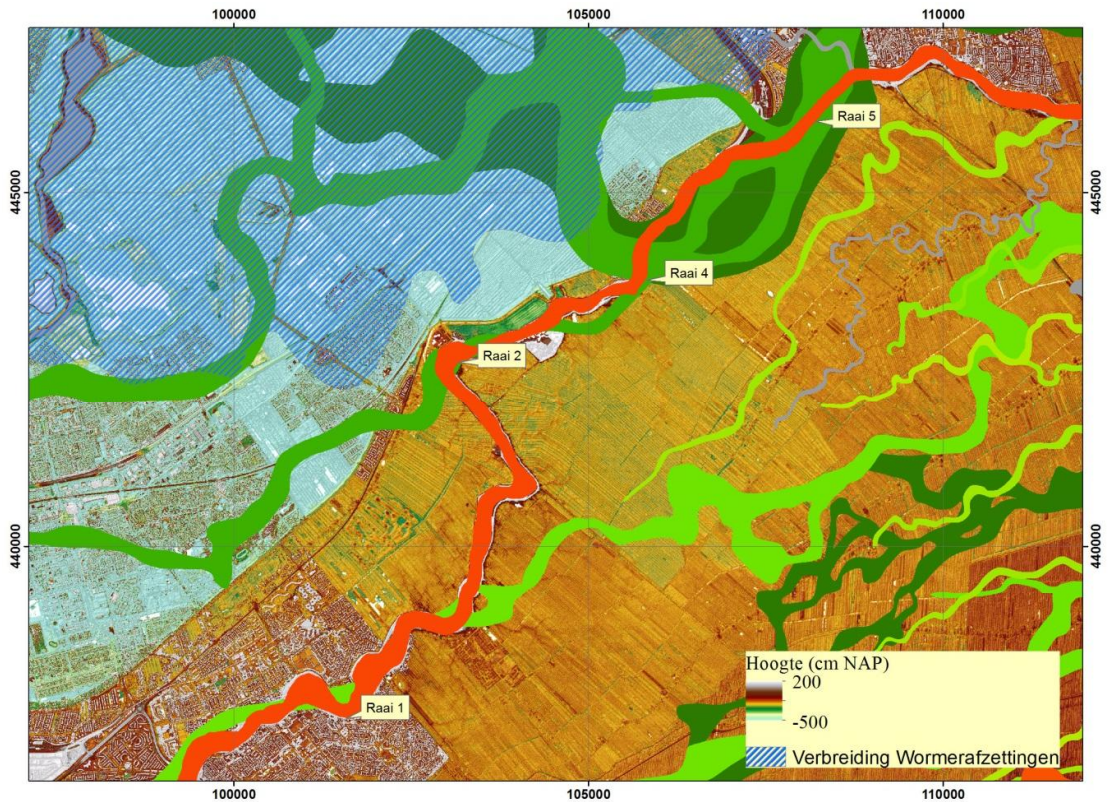
##### **Algemeen**

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 zich 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 zich 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 1). 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 2.1** *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*

## **Profielen**

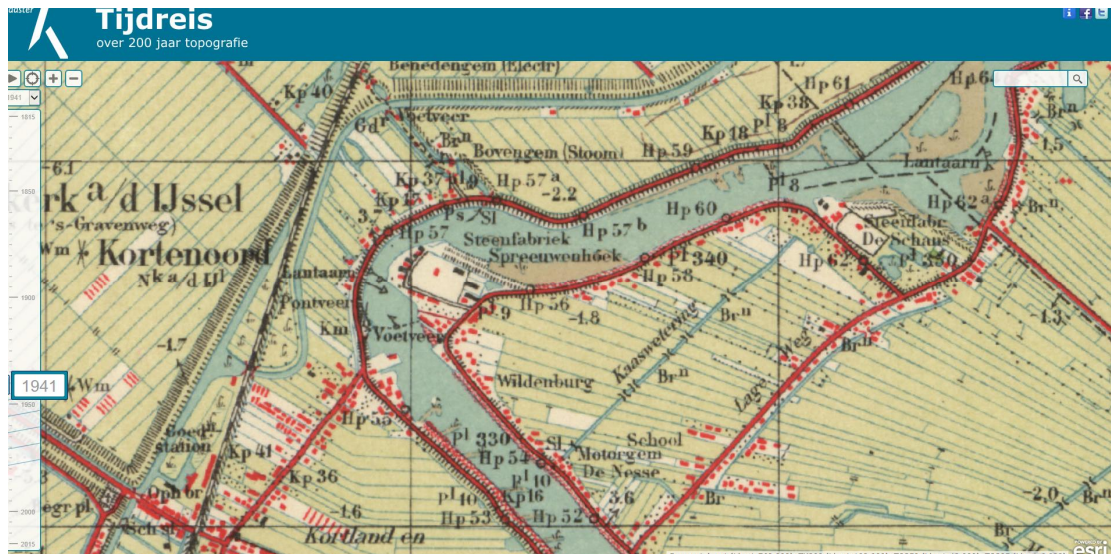
### **Raai 1** (zie figuur 2.5):

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 Hollandse IJssel en is onderdeel van de oeverwal van de rivier. Deze strekt zich binnendijs beperkt uit. Op de oeverwal is later de dijk aangelegd.

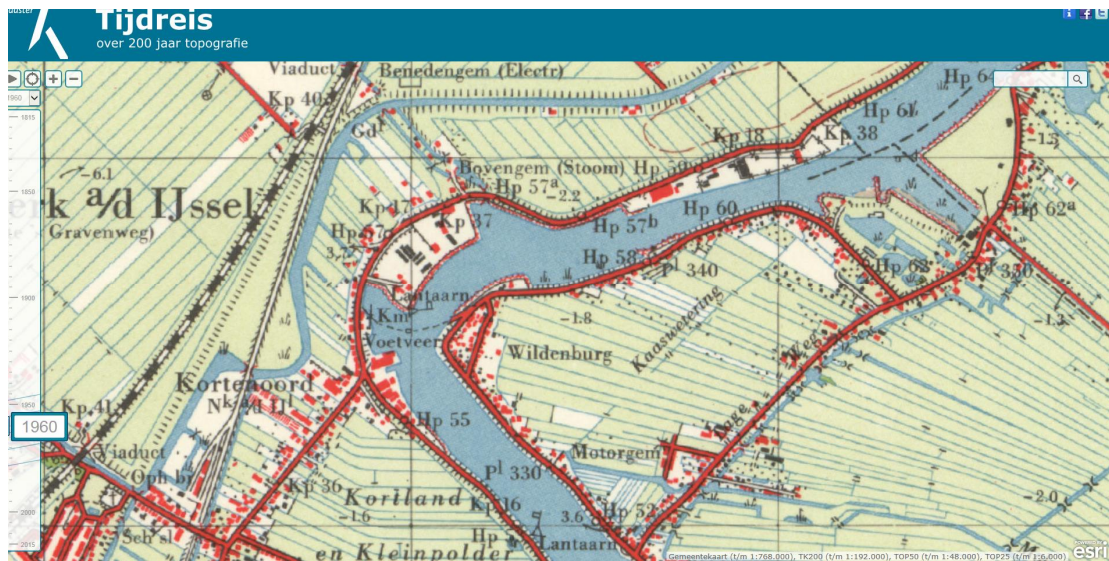
**Raai 2** (zie figuur 2.6):

Ook in Raai 2 komt de Laag van Wijchen voor, maar het typische Basisveen ontbreekt. Wel komt boven -8 m NAP een 3-3.5 m dikke veenlaag voor. Deze veenlaag is onder de dijk circa een halve meter dunner dan naast de dijk. Boven het veen komt voornamelijk klei voor, maar onder de berm en meer polderwaarts komt ook nog een tweede veenlaag voor. Ook hier is het onderscheid tussen ophoogklei en *in situ* klei gemaakt op basis van de boorbeschrijvingen. De top van de natuurlijke kleilaag ligt onder de dijk 2.5 m hoger dan naast de dijk. Dit is enigszins opmerkelijk, omdat verwacht wordt dat de natuurlijke afzettingen onder de kruin dieper weggedrukt worden dan naast de dijk. Indien het onderscheid tussen ophoogklei en natuurlijke klei correct is, dan kan dit alleen verklaard worden als er ten tijde van het construeren van de dijk reeds een aanzienlijk hoogteverschil bestond tussen direct naast de Hollandse IJssel, de voormalige oeverwal, en de dieper gelegen kommen. De dieper gelegen veenlaag is dan door de dikke oever van de IJssel reeds zodanig gecompacteerd waardoor het extra gewicht van de dijk niet veel additionele zetting heeft veroorzaakt.

Verder valt op dat ter plaatse van de dijk veel zand is opgebracht terwijl dit niet in de andere raaien wordt aangetroffen. Dit heeft mogelijk te maken met het feit dat hier in de vijftigerjaren het buitendijkse voorland (100 à 200 m breed, waarop een steenfabriek stond) is teruggegeven aan de rivier (Figuren 2 en 3).



Figuur 2.2 Hollandse IJssel 1941 (www. Topotijdreis.nl)



Figuur 2.3 Hollandse IJssel 1960 (www. Topotijdreis.nl)

**Raai 4** (zie figuur 2.7):

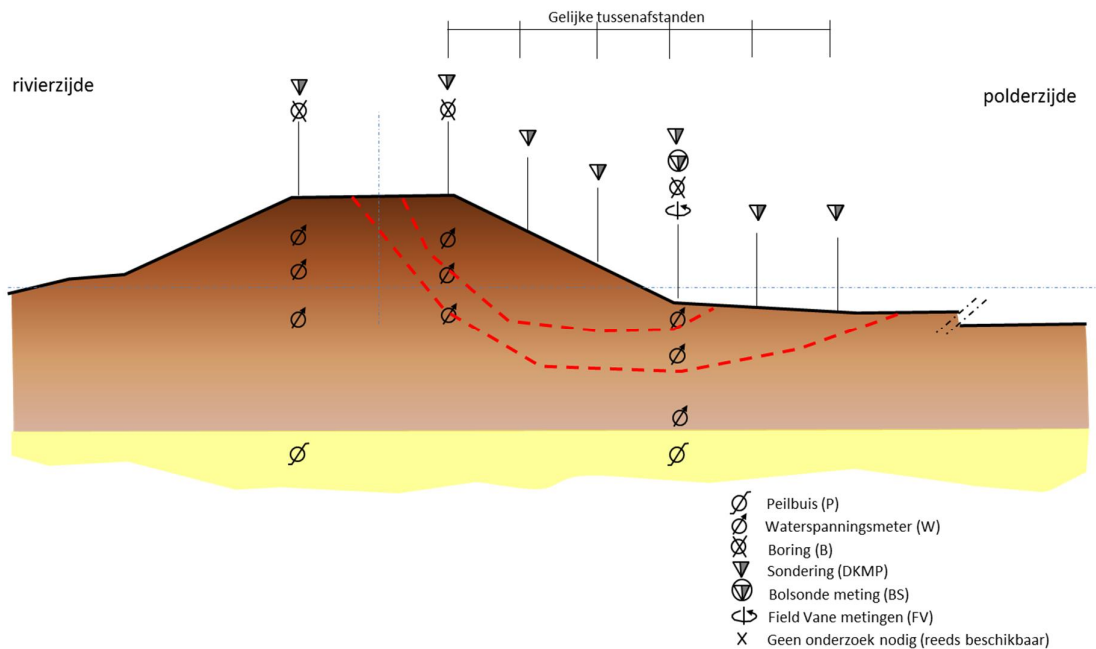
De top van het Pleistocene zand ligt opvallend diep bij raai 4. Dit komt door de aanwezigheid van een actieve riviergeul ten tijde van de overgang Pleistoceen-Holoceen (donkergroen riviersysteem in Figuur 1). Vanuit en naast deze riviergeul werd de Laag van Wijchen afgezet, waardoor deze laag niet voorkomt 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.

**Raai 5** (zie figuur 2.8):

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.

2.1.2 Uitgevoerd terrein- en grondonderzoek

In opdracht van Waterschap Rivierenland is door Wiertsema & Partners terrein- en grondonderzoek uitgevoerd. In Figuur 2.4 is schematisch weergegeven op welke posities binnen een dwarsprofiel welk soort onderzoek is uitgevoerd.



Figuur 2.4 Schematisch dwarsprofiel met uitgevoerd onderzoek

Het uitgevoerde grondonderzoek is in drie fases uitgevoerd:

- Fase 1a betreft voornamelijk veldwerk en (eenvoudige) classificatie van de grond om een overall beeld te krijgen van de ondergrond, inclusief monsternamen.
- Fase 1b betreft het plaatsen van peilbuizen en waterspanningsmeters.
- Fase 2 betreft monsterkeuze en specialistische laboratoriumproeven voor het bepalen van grondparameters.

De doelstelling van fase 1 betreft het verkrijgen van inzicht in de grondgesteldheid en in de waterspanningsvariaties in de ondergrond door het respectievelijk uitvoeren van grondonderzoek (klasse 1 sonderingen met meting van waterspanning, bolsonderingen en field vane metingen) inclusief monsternamen en het plaatsen van peilbuizen en waterspanningsmeters inclusief monitoring. Reden dat fase 1 is opgedeeld in 1a en 1b ligt in het feit dat het plaatsen van de waterspanningsmeters pas plaatsvond nadat de OG in overleg met Deltares de filterdiepten heeft vastgesteld op basis van het in fase 1a uitgevoerde grondonderzoek.

Doelstelling van fase 2 betreft het verkrijgen van inzicht in de (richtingsafhankelijke) sterkte van de ondergrond door het uitvoeren van specialistisch laboratoriumonderzoek door o.a. het uitvoeren van triaxiaal en direct simple shearproeven).

Een deel van het laboratoriumonderzoek is door Deltares uitgevoerd. Reden hiervoor is:

- Verificatie van het door andere partijen uitgevoerde onderzoek.
- Het uitvoeren van laboratoriumonderzoek (typen) dat niet of niet eenvoudig door andere partijen kan worden uitgevoerd zoals  $K_0$ -CRS proeven.

De verwachting is dat door de spanningsrotatie de sterkte van met name het materiaal nabij de binnenteen, in de richting loodrecht op de dijk, groter is dan evenwijdig aan de dijk.

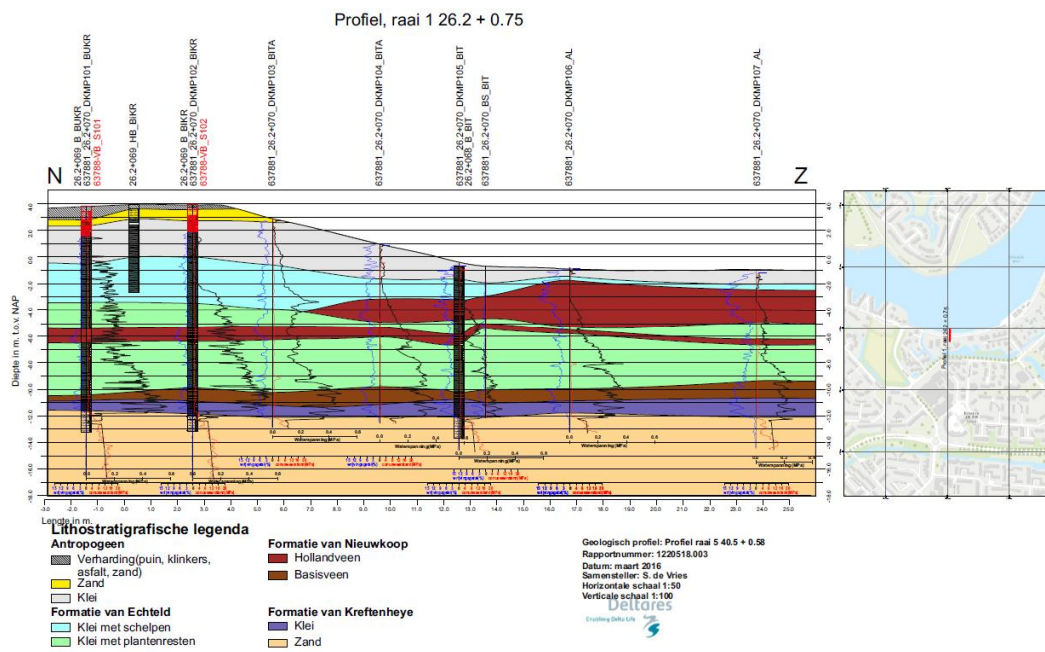


Met de DSS proef is deze invloed onderzocht en met de triaxiaalproef is vastgesteld in welke richting deze is afgeschoven.

De data van deze proeven zijn opgeslagen in de Stowa 'database'.

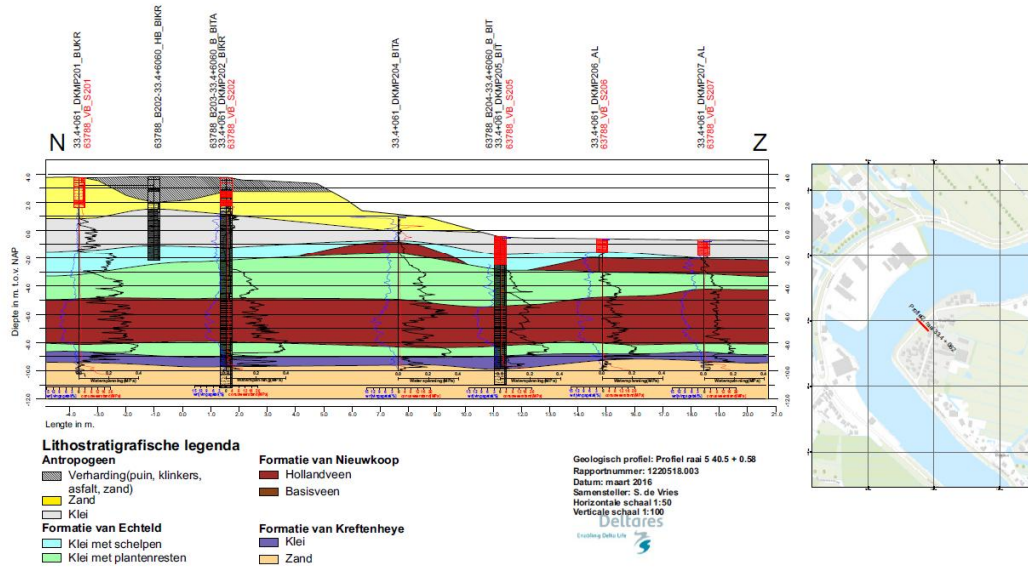
### 2.1.3 Geotechnische dwarsprofielen

Uit het grondonderzoek resulteren de geotechnische dwarsprofielen van de raaien 1, 2, 4 en 5, die hieronder zijn aangegeven. Vergrote grafieken zijn in Bijlage 8B opgenomen.



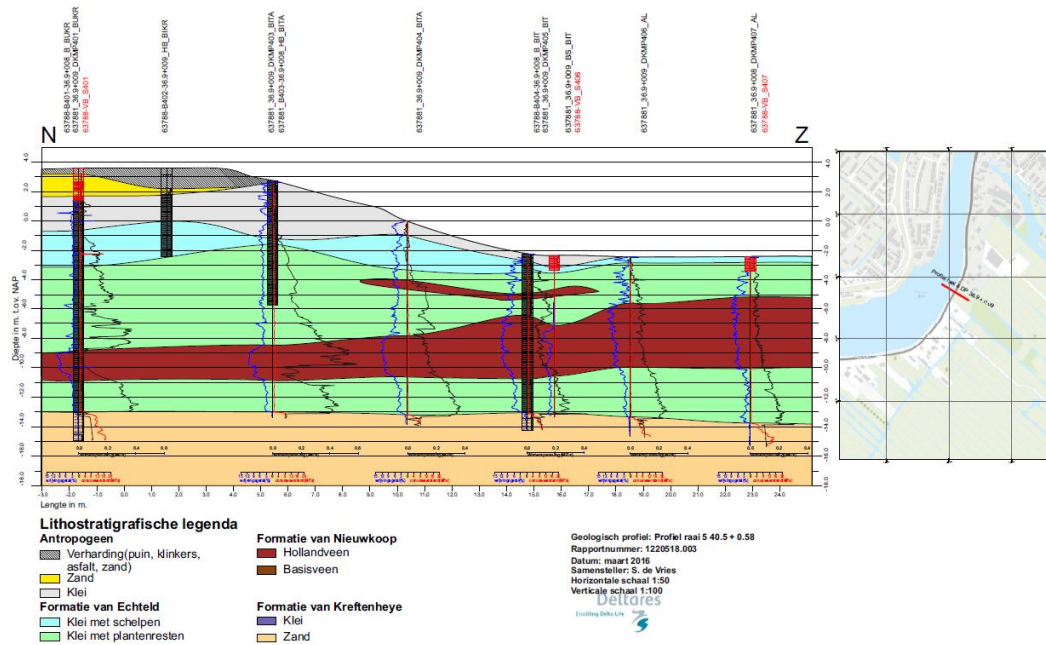
Figuur 2.5 Geotechnisch dwarsprofiel raai 1, Dp 26.2+075m

Profiel, raai 2 33.4 + 0.62

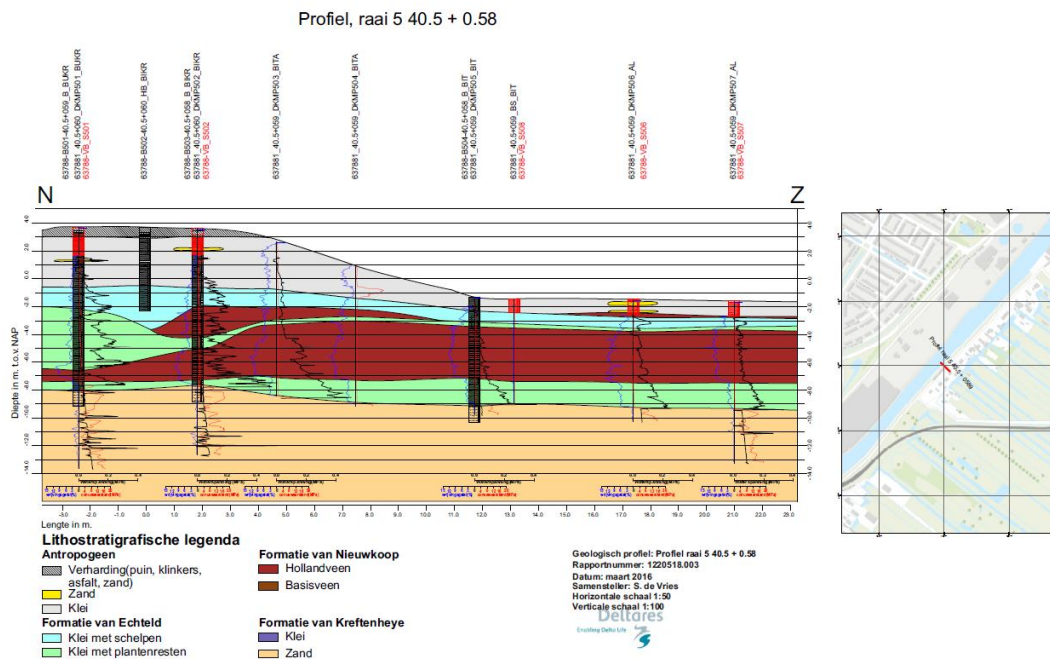


Figuur 2.6 Geotechnisch dwarsprofiel raai 2, Dp 33.4+062m

Profiel, raai 4 36.9 + 0.09



Figuur 2.7 Geotechnisch dwarsprofiel raai 4, Dp 36.9+009m



Figuur 2.8 Geotechnisch dwarsprofiel raai 5, Dp 40.5+058m

### 2.1.4 Aanvullende handboringen bij Gouderak

Tijdens het nemen van de grote monsters in Dp 40.5+50m in de veenlaag in de binnenteen van de dijk (t.b.v. de LDSS-beproeving) werd in het laboratorium geconstateerd dat het bemonsterde materiaal geen natuurlijk afgezet veen is. Hat was daarom belangrijk om uit te zoeken of dit zeer lokaal (bijvoorbeeld een gedempte put of sloot) of breder verbreid was. Om die reden zijn enkele handboringen uitgevoerd en geïnterpreteerd (zie Bijlage C).

Het lijkt hierbij te gaan om een evenwijdig aan de dijk lopende sloot, meest waarschijnlijk door mensen gebruikt en wellicht ook gegraven. Opvallend is dat het hele profiel boven de “laag met schelp/slakresten” verstoord is: dus de sloot is op een gegeven moment gedempt. Opvallend is dat onder de “slakkenlaag” gewoon veen zit: een riviergeul o.i.d. zou men dieper verwachten. Eventueel kan het ook een overstromingslaag zijn. Dieper landinwaarts is de sloot niet meer aanwezig, maar toch is de top van het veen verstoord en het veen samengedrukt, mogelijk doordat daar gebouwen e.d. hebben gestaan. Pas in de weilanden verder vanaf de dijk komt een wat minder verstoord profiel voor. Dit waarschijnlijk (grotendeels) antropogene materiaal is over een grotere afstand aanwezig.

## 2.2 Monitoring waterspanningen

Het is de verwachting dat het freatisch vlak in deze (over het algemeen) kleidijken nauwelijks verandert als gevolg van de hoogte en tijdsduur van de buitenwaterstand. Hetzelfde geldt voor de stijghoogte in de watervoerende zandlagen omdat de rivier waarschijnlijk niet insnijdt in deze zandlagen (zie paragraaf 2.1.1) en de stijghoogte vanwege kwel onder normale omstandigheden vermoedelijk zeer laag is. Om deze hypothese te bevestigen is een gericht monitoringsprogramma uitgevoerd waarmee de waterspanningen in (met name het freatisch

vlak) en onder de dijk (met name de stijghoogte in watervoerende zandlagen) zijn gemeten en in relatie worden gebracht met de hoogte en tijdsduur van de buitenwaterstand en de hoeveelheid en intensiteit van (hevige) neerslag. De metingen zijn gerapporteerd door Inpijn-Blokpoel (2016) en zijn live beschikbaar via [www.Avsion.me](http://www.Avsion.me). Naast de waterspanningen zijn ook de neerslag en de luchtdruk gemeten.

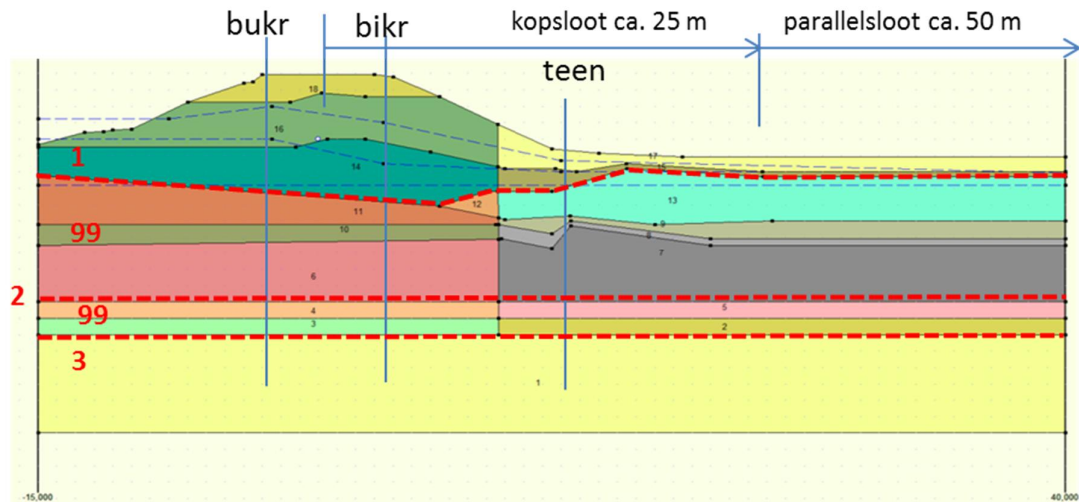
In (Hoven, 2016B) is de schematisering van de waterspanningen voor vier profielen langs de Hollandse IJssel in de Krimpenerwaard op basis van uitgevoerde metingen gegeven met als doel een interpretatie van de reactie van de waterspanningen op de buitenwaterstand. De waterspanningen zijn hierbij geschematiseerd voor drie situaties:

1. Dagelijkse omstandigheden.
2. Extreme neerslag.
3. Maatgevend hoogwater.

Hierbij is gebruik gemaakt van de schematisering van de grondlagen zoals verwerkt in DGeostability berekeningen, baserend op de geotechnische dwarsprofielen. Onder extreme neerslag wordt in dit rapport verstaan 22 mm regen per dag gedurende 7 dagen, of 154 mm in 7 dagen (Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken, 2005).

### 2.2.1 Profiel 1, Dp 26.2+075m

De geschematiseerde grondlagen en PL-lines onder dagelijkse omstandigheden staan in Figuur 2.9. De meetpunten zijn globaal in het geschematiseerde profiel gezet.



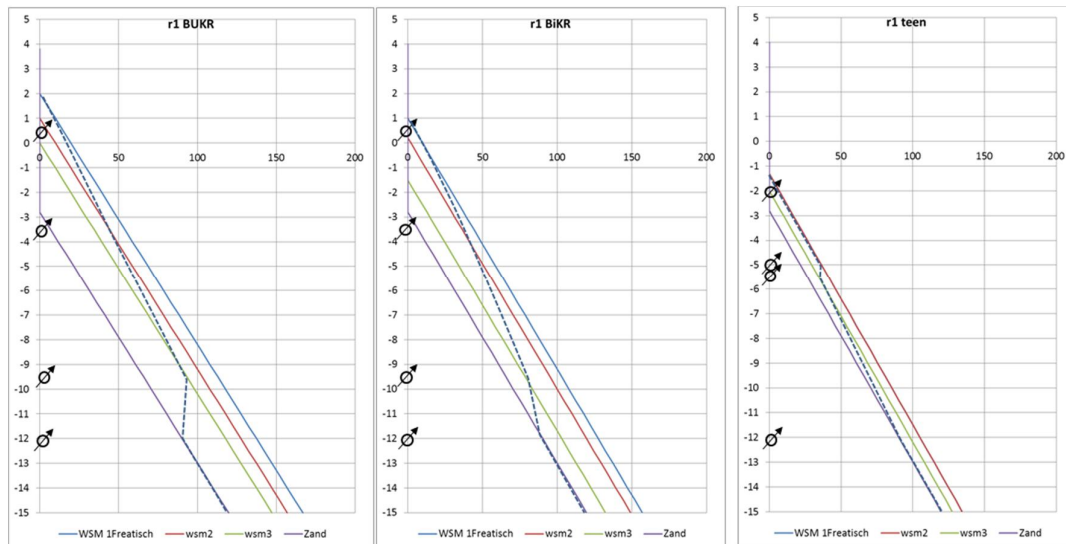
Figuur 2.9 Schematisering grondlagen in DGeostability profiel 1

#### 2.2.1.1 Dagelijkse omstandigheden

Van de metingen (Inpijn-Blokpoel, 2016) is het gemiddelde bepaald over de meetperiode (februari t/m mei 2016), nadat eventuele waterspanningen als gevolg van de installatie waren verdwenen. Deze waarden zijn samengevat in Tabel 2.1 en Figuur 2.10.

Tabel 2.1 Samenvatting stijghoogtes (mNAP) en dieptes waterspanningsmeters (mNAP) profiel 1

	Bukr		Bikr		Teen	
	Stijghoogte (mNAP)	Hoogte (mNAP)	Stijghoogte (mNAP)	Hoogte (mNAP)	Stijghoogte (mNAP)	Hoogte (mNAP)
maaiveld		3,8		4		-0,7
WSM1	2,0	0,5	1,0	0,5	-1,3	-2,02
WSM2	1,0	-3,6	0,2	-3,5	-1,3	-4,95
WSM3	0	-9,7	-1,5	-9,6	-2	-5,45
PB / zand	-2,8	-12	-2,8	-12	-2,8	-12



Figuur 2.10 Visualisatie gemiddelde waterspanning (kPa) in de drie vertikalen in profiel 1

De geschematiseerde ligging van het freatisch vlak (PL-line 1) onder dagelijkse omstandigheden is gebaseerd op de gemiddelde ligging van de stijghoogte van waterspanningsmeter 101, 104 en 107 (de hoogste waterspanningsmeters (WSM1) per verticaal), een gemiddelde hoogwaterstand van het buitenwater NAP +1,24 m en het polderpeil van NAP -2,05 m, op 40 m van de dijk.

Het eerste watervoerende pakket ligt op een diepte van ca. NAP -12 m. Voor de stijghoogte in het eerste watervoerende pakket onder dagelijkse omstandigheden is de gemiddelde waarde van NAP -2,8 m aangehouden. (Gemiddeld is de stijghoogte bij de buitenkruin NAP -2,7 m en bij de teen NAP -2,95 m)

De overgang tussen het freatisch vlak (relatief hoog) en de stijghoogte in het zand (relatief laag) vindt vooral plaats over de onderzijde van het slappe lagenpakket. Voor profiel 1 is dit geschematiseerd door een PL-lijn (2) te definiëren op de overgang tussen de laag basisveen en 'klei planten (Echteld)'. Tussen de grondlagen gelegen onder het freatisch vlak en de bovenzijde van het basisveen wordt lineair geïnterpoleerd. Ook tussen de bovenkant van het basisveen en de bovenkant van het zand wordt de stijghoogte lineair geïnterpoleerd.

### 2.2.1.2 *Extreme neerslag*

Dit vertaalt zich naar een verhoging van het freatisch vlak van 0,5 m bij de buitenkruinlijn, 0,6 m ter plaatse van de binnenkruinlijn en 1,2 m ter plaatse van de teen. Omdat bij de teen het freatisch vlak bij deze stijging boven het maaiveld zou uitstijgen is de stijging hier gelimiteerd tot het maaiveld. De druktoename als gevolg van neerslag wordt in de lager gelegen grondlagen (WSM 105 en 108) niet gemeten. Bij de schematisering wordt hiermee rekening gehouden door alleen het freatisch vlak (PL-line 1) te verhogen. De schematisering van de overige PL-lines is gelijk aan die onder dagelijkse omstandigheden.

### 2.2.1.3 *Maatgevend hoogwater*

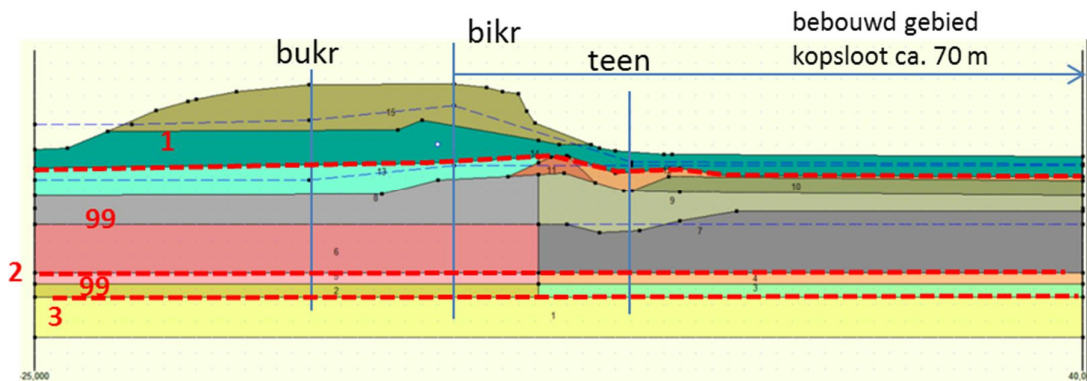
Het maatgevend hoogwater is gelijk aan NAP +3,17 m voor het zichtjaar 2035. De stijging van het freatisch vlak is geschematiseerd door de MHW stand over 2 m horizontaal de dijk in te laten lopen. Het freatisch vlak is ter plaatse van de binnenkruin op 9 m van het snijpunt met het buitentalud verhoogd met 0,5 m (tot NAP +1,5 m) en ter plaatse van de teen is het freatisch vlak verhoogd met 0,2 m tot net onder het maaiveld.

Met behulp van WATEX is berekend dat voor scenario 1 en 2 (gesloten kering Hollandse IJssel) de stijghoogte in het zand net iets hoger wordt dan voor scenario 3 (open kering Hollandse IJssel). Voor de schematisering is uitgegaan van scenario 1 en 2. Als gevolg van het hoogwater neemt de stijghoogte in het zand toe met 0,5 m tot NAP -2,3 m.

PL-line 2 is niet gewijzigd ten opzichte van dagelijkse omstandigheden.

### 2.2.2 Profiel 2, Dp 33.4+062m

De geschematiseerde grondlagen en PL-lines onder dagelijkse omstandigheden staan in Figuur 2.11. De meetpunten zijn globaal in het geschematiseerde profiel gezet.



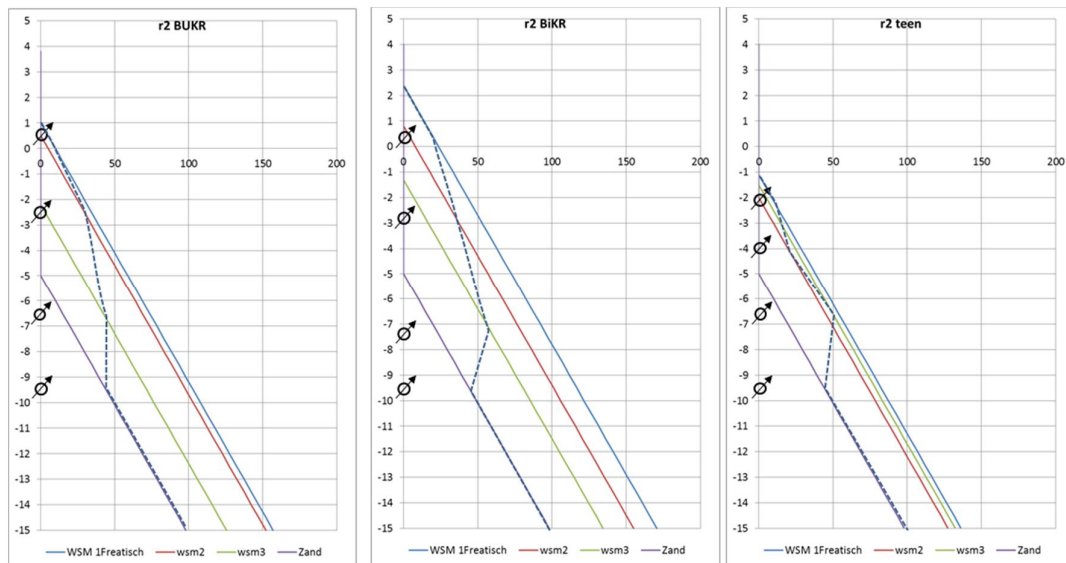
Figuur 2.11 Schematisering grondlagen in DGeostability profiel 2

#### 2.2.2.1 *Dagelijkse omstandigheden*

Van de metingen [1] is het gemiddelde bepaald over de meetperiode (februari t/m mei 2016), nadat eventuele waterspanningen als gevolg van de installatie waren verdwenen. Deze waarden zijn samengevat in Tabel 2.2 en Figuur 2.12.

Tabel 2.2 Samenvatting stijghoogtes (mNAP) en dieptes wsm's (mNAP) profiel 2

	Stijghoogte Bukr (mNAP)	Hoogte (mNAP)	Stijghoogte Bikr (mNAP)	Hoogte (mNAP)	Stijghoogte teen (mNAP)	Hoogte (mNAP)
maaiveld	0	3,7	0	3,7	0	-0,5
WSM1	1	0,44	2,4	0,45	-1,1	-2,08
WSM2	0,5	-2,63	0,8	-2,86	-2	-3,99
WSM3	-2,2	-6,7	-1,3	-7,27	-1,5	-6,75
zand	-5	-9,5	-5	-9,5	-5	-9,5



Figuur 2.12 Visualisatie gemiddelde waterspanning (kPa) in de drie vertikalen in profiel 2

Net als bij profiel 1 vindt het grootste deel van het verhang van het freatisch vlak naar de lage stijghoogte in het zandpakket plaats over het onderste deel van het slappe lagenpakket. Dit kan worden geschematiseerd door het definiëren van een stijghoogtelijn op de overgang tussen de laag hollandveen en de klei – met planten (Echteld). Tussen grondlagen gelegen onder het freatisch vlak en de bovenzijde van het basisveen wordt geïnterpoleerd. Ook tussen de bovenkant van het basisveen en de bovenkant van het zand wordt de stijghoogte geïnterpoleerd.

#### 2.2.2.2 Extreme neerslag

Extreme neerslag wordt geschematiseerd door een verhoging van het freatisch vlak in de buitenkruin van 0,6 m ten opzichte van de gemiddelde ligging van NAP + 1 m. Verder is het freatisch vlak verhoogd met 0,5 m tenzij dit werd gelimiteerd door het maaiveld, namelijk bij de binnenteen.

#### 2.2.2.3 Maatgevend hoogwater

Het maatgevend hoogwater is NAP +3,22 m (zichtjaar 2035).

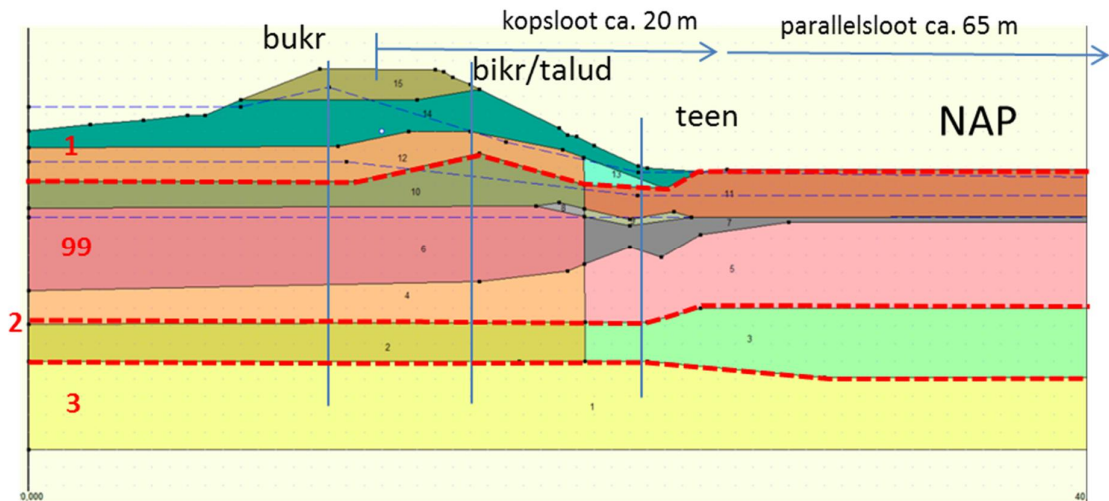
De stijging van het freatisch vlak is geschematiseerd door de MHW stand over 4 m horizontaal de dijk in te laten lopen. Het freatisch vlak is ter plaatse van de binnenkruin op 14 m van het snijpunt met het buitentalud verhoogd met 0,3 m (tot NAP +2,7 m) en ter plaatse van de teen is het freatisch vlak verhoogd met 0,4 m tot net onder het maaiveld.

De stijging in het eerste watervoerende pakket is, vergelijkbaar met profiel 1, verhoogd met 0,4 m tot NAP -4,3 m. Er zijn hier geen peilbuismetingen uitgevoerd en er is geen aparte WATEX berekening gemaakt. De invloed op de binnenwaartse macrostabiliteit is zeer gering.

PL-line 2 is niet verhoogd ten opzichte van dagelijkse omstandigheden.

### 2.2.3 Profiel 4, Dp 36.9+051m

De geschematiseerde grondlagen staat in Figuur 2.13. De meetpunten zijn globaal in het geschematiseerde profiel gezet.



Figuur 2.13 Schematisering grondlagen in DGeostability profiel 4

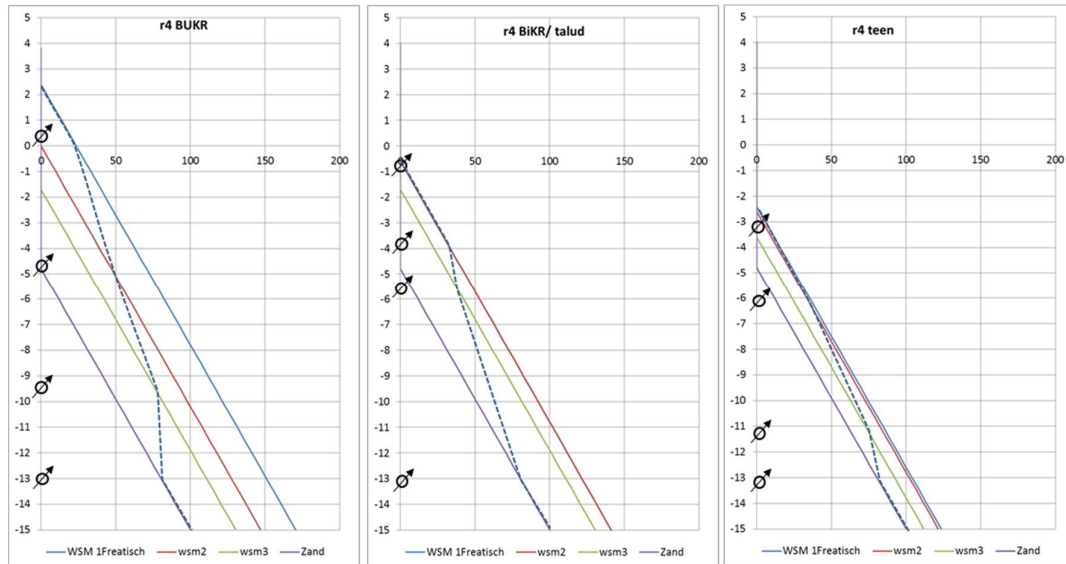
#### 2.2.3.1 Dagelijkse omstandigheden

Van de metingen is het gemiddelde bepaald over de meetperiode (februari t/m mei 2016), nadat eventuele waterspanningen als gevolg van de installatie waren verdwenen. Deze waarden zijn samengevat in Tabel 2.3 en Figuur 2.14.

Tabel 2.3 Samenvatting stijghoogtes (mNAP) en dieptes wsm's (mNAP) profiel 4

	Stijghoogte Bukr (mNAP)	Hoogte (mNAP)	Stijghoogte Talud (mNAP)	Hoogte (mNAP)	Stijghoogte teen (mNAP)	Hoogte (mNAP)
maaiveld	0	3,7	0	2,7	0	-2,1
WSM1	2,5	0,3	-0,6	-0,87	-2,3	-3,11
WSM2	0	-4,8	-0,6	-3,82	-2,6	-6,1
WSM3	-1,7	-9,39	-1,7	-5,77	-3,6	-11,1
zand	-4,8	-13	-4,8	-13	-4,8	-13





Figuur 2.14 Visualisatie gemiddelde waterspanning (kPa) in de drie vertikalen in profiel 4

De stijghoogte in het zand laat een kleine respons zien op het getij met een amplitude van ca. 0,15 m. De gemiddelde stijghoogte is ongeveer NAP -4,8 m, hetgeen ook is aangehouden als schematisering.

Net als bij profiel 1 en 2 vindt het grootste deel van het verhang van het freatisch vlak naar de lage stijghoogte in het zandpakket plaats over het onderste deel van het slappe lagenpakket. Dit is geschematiseerd door het definiëren van een stijghoogtelijn (PL-line 2) op de grens tussen het Hollandveen en de laag klei – met planten (Echteld). Voor de grondlaag onder deze grens wordt lineair geïnterpoleerd tussen PL-line 2 en de stijghoogte in het zand. Voor de grondlagen boven deze grens wordt lineair geïnterpoleerd tussen het freatisch vlak en PL-line 2.

### 2.2.3.2 Extreme neerslag

Voor de schematisering tijdens maatgevende neerslag vertaalt zich de meting naar een verhoging van het freatisch vlak van 0,5 m bij de buitenkruinlijn, 0,7 m ter plaatse van de binnenkruinlijn en 0,5 m ter plaatse van de teen ten opzichte van de gemiddelde geschematiseerde stijghoogte. Er is hierbij dus geen rekening gehouden met een stijging vanaf de droge periode. Omdat bij de teen het freatisch vlak bij deze stijging boven het maaiveld zou uitstijgen is de stijging hier gelimiteerd tot het maaiveld.

De druktoename als gevolg van neerslag wordt in de lager gelegen grondlagen niet gemeten. Bij de schematisering wordt hiermee rekening gehouden door alleen het freatisch vlak (PL-line 1) te verhogen. De schematisering van de overige PL-lines is gelijk aan die onder dagelijkse omstandigheden. De invloed van neerslag neemt daarmee lineair af tot het niveau van PL-line 2.

### 2.2.3.3 Maatgevend hoogwater

Het maatgevend hoogwater is NAP +3,29 m.

De stijging van het freatisch vlak is daarom geschematiseerd door een lineaire afname van NAP +3,22 m naar NAP +2,2 m op een afstand van ca. 10 m van het intredepunt. Vanaf dit

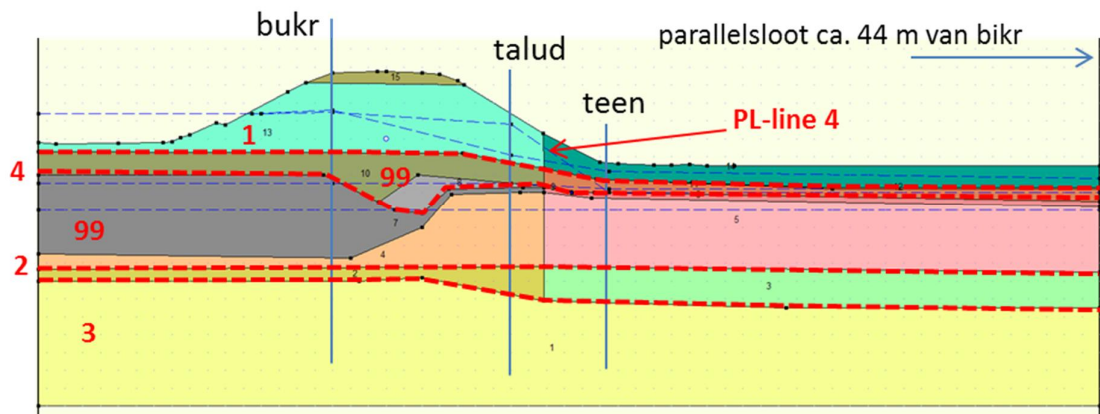
punt loopt het freatisch vlak tot vlak onder het maaiveld bij de binnenteen. Hiermee wordt geschematiseerd dat de zandlaag relatief snel volloopt en via de binnendijkse klei met bodemstructuur, de bovenste meter, binnenwaarts kan draineren.

PL-line 2 is verhoogd met 0,3 m ter hoogte van de buitenkruinlijn en 0,4 m ter hoogte van het talud en binnenwaarts hiervan i.v.m. de waargenomen reactie op het getij in de diepe waterspanningsmeters ter plaatse van het talud en de teen.

De stijging in het eerste watervoerende pakket is, vergelijkbaar met profiel 1, verhoogd met 0,4 m tot NAP -4,4 m. Er is geen aparte WATEX berekening gemaakt. De invloed hiervan op de binnenwaartse macrostabiliteit is nihil.

2.2.4 Profiel 5, Dp 40.5+050m

De geschematiseerde grondlagen staat in Figuur 2.15. De meetpunten zijn globaal in het geschematiseerde profiel gezet.



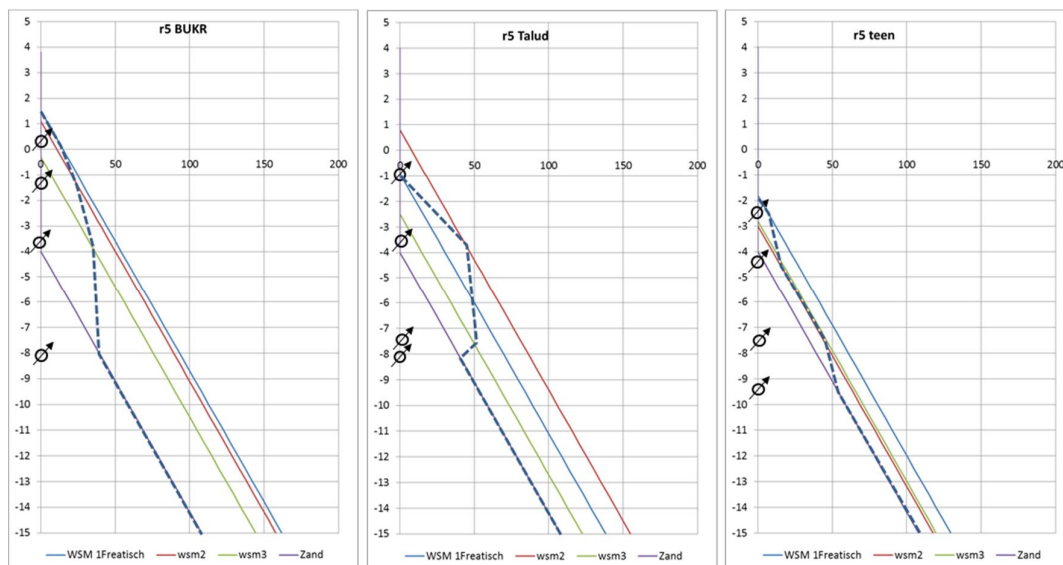
Figuur 2.15 Schematisering grondlagen in DGeostability profiel 5

2.2.4.1 Dagelijkse omstandigheden

Van de metingen in het gemiddelde bepaald over de meetperiode (februari t/m mei 2016), nadat eventuele waterspanningen als gevolg van de installatie waren verdwenen. Deze waarden zijn samengevat in Tabel 2.4 en Figuur 2.16.

Tabel 2.4 Samenvatting stijghoogtes (mNAP) en dieptes waterspanningsmeters (mNAP) profiel 5

	Stijghoogte Bukr (mNAP)	Hoogte (mNAP)	Stijghoogte talud (mNAP)	Hoogte (mNAP)	Stijghoogte teen (mNAP)	Hoogte (mNAP)
maaiveld	0	3,7	0	3,7	0	-1,5
WSM1	1,6	0,35	-0,9	-1,03	-1,8	-2,29
WSM2	1,1	-1,25	0,8	-3,74	-3	-4,4
WSM3	-0,3	-3,85	-2,5	-7,34	-2,8	-7,51
zand	-4	-8	-4	-8	-4	-9,3



Figuur 2.16 Visualisatie gemiddelde waterspanning (kPa) in de drie vertikalen in profiel 5

De respons van de stijghoogte op het getij is zeer gering, in de orde van ca. 0,1 m. De gemiddelde stijghoogte in het zand is NAP -4 m, hetgeen ook voor de schematisering is gebruikt.

Net als bij de andere profielen is op de grens tussen de laag klei met planten (Echteld) en Hollandveen een PL-line 2 gedefinieerd met een stijghoogte op basis van de onderste waterspanningsmeters.

Bijzonder aan profiel 5 is dat er ter plaatse van het talud een waterspanning aanwezig is die in verticale richting sneller toeneemt dan hydrostatisch. Er is als het ware een wateroverspanning aanwezig die wordt gemeten op een diepte van ca. NAP -3,7 m. Bij de meetpunten in de teen en de buitenkruinlijn wordt deze wateroverspanning niet gemeten. De wateroverspanning is geschematiseerd door het definiëren van een 4<sup>de</sup> PL-line die gelijk is aan het freatisch vlak en alleen onder het talud een hogere stijghoogte geeft.

#### 2.2.4.2 Extreme neerslag

Voor de schematisering tijdens maatgevende neerslag vertaalt zich de meting naar een verhoging van het freatisch vlak van 0,5 m bij de buitenkruinlijn, 1,0 m ter plaatse van de binnenkruinlijn en 0,9 m ter plaatse van de teen. Omdat bij de teen het freatisch vlak bij deze stijging boven het maaiveld zou uitstijgen is de stijging hier gelimiteerd tot het maaiveld.

De druktoename als gevolg van neerslag wordt in de lager gelegen grondlagen niet gemeten. Bij de schematisering wordt hiermee rekening gehouden door alleen het freatisch vlak (PL-line 1) te verhogen. De schematisering van de overige PL-lines is gelijk aan die onder dagelijkse omstandigheden.

#### 2.2.4.3 Maatgevend hoogwater

Het maatgevend hoogwater is NAP +3,36 m.

De stijging van het freatisch vlak is geschematiseerd door een verhoging van de stijghoogte ter plaatse van de buitenkruinlijn van 1 m tot NAP +2,6 m en een verhoging ter plaatse van het talud met 0,5 m en ter plaatse van de teen 0,3 m tot net onder maaiveld. De verhoging

aan de binnenzijde van de dijk is geschematiseerd vanwege de respons van WSM 504 op het getij. Waarschijnlijk neemt als gevolg van ongedraineerd grondgedrag bij het horizontaal polderwaarts drukken van de dijk bij hoogwater de waterspanning ter plaatse van de binnentoe toe. De effectieve verticale spanning welke wordt gebruikt in de DGeostability berekeningen neemt daardoor af, wat in dit geval wordt geschematiseerd door een verhoging van het freatisch vlak.

De stijghoogte in het eerste watervoerende pakket is met 0,3 m verhoogd tot NAP -3,7 m. Dit volgt uit een berekening met WATEX voor scenario 1 en 2 met een gesloten kering voor de Hollandse IJssel.

PL-line 2 is niet verhoogd ten opzichte van dagelijkse omstandigheden.

### 2.3 Laboratoriumonderzoek

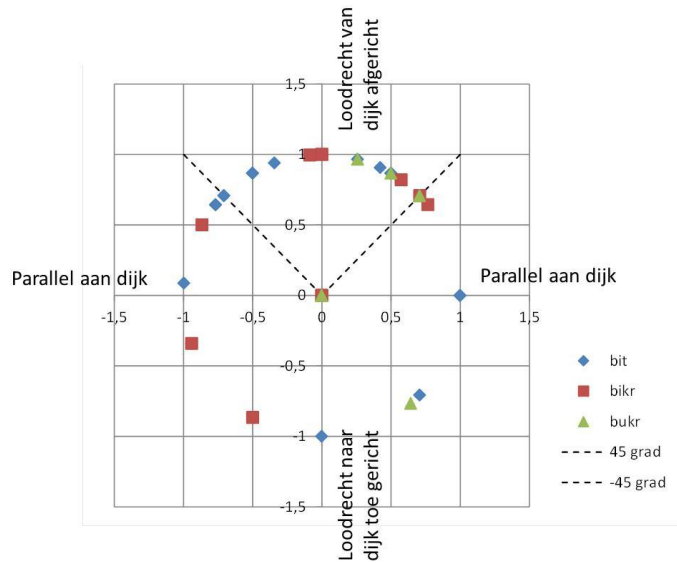
De verwachting is dat de parameters van de ondergrond (met name de schuifsterkte) gunstiger zijn dan tot op heden is aangehouden. Ook dient rekening te worden gehouden met zowel gedraineerd als ongedraineerd materiaalgedrag. Er dient van het CSSM model te worden uitgegaan (waarbij voor cohesieve lagen van ongedraineerd gedrag wordt uitgegaan) (Dit is in 2017 in het kader van het nieuwe Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium ingevoerd). Deze werkmethode is gebaseerd op de *critical state soil mechanics*, CSSM. Men beoogd hiermee een realistischer benadering van de sterkte van grond bij bezwijken te kunnen bereiken.

Ten behoeve van de berekeningen die in dit rapport zijn besproken is daarom laboratoriumonderzoek uitgevoerd. In aansluiting op het hoofddoel van dit rapport heeft ook het laboratoriumonderzoek tot doel na te gaan in hoeverre met een extra inspanning winst te behalen valt ten opzichte van de reguliere toets en ontwerp praktijk. Het laboratoriumonderzoek is gerapporteerd in Konstantinou (2017), hierna aangeduid als het Parameter assessment rapport.

Met betrekking tot de volgende punten is getracht met een extra inspanning in het laboratoriumonderzoek een meerwaarde ten opzichte van het reguliere grondonderzoek te creëren:

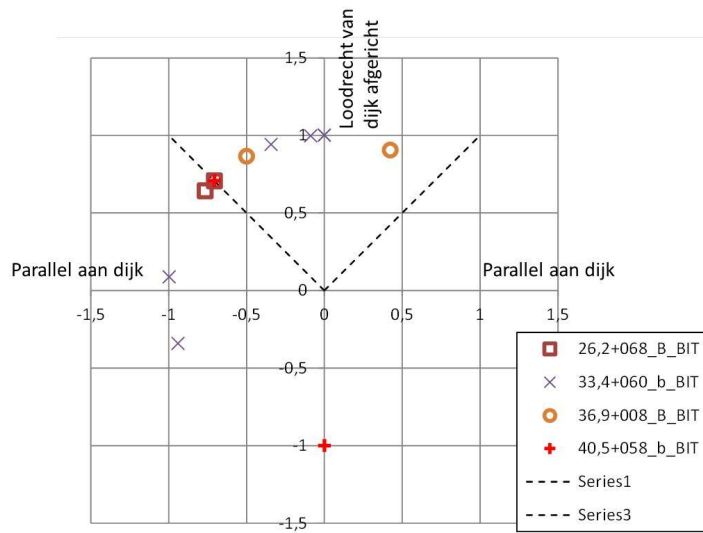
- Lokaal onderzoek in het dwarsprofiel:  
Er is lokaal per dwarsprofiel gericht grondonderzoek uitgevoerd. Hierdoor wordt de onzekerheid in lengte richting beperkt. Immers in de rekenprofielen is ook het grondonderzoek uitgevoerd. Dit heeft mogelijkheden voor het optimaliseren van de onzekerheid tot gevolg. Met gericht laboratoriumonderzoek zullen onzekerheden in de parameters van de ondergrond worden geminimaliseerd. Ten behoeve van dit onderzoek zijn naast het uitvoeren van K0-CRS, triaxiaal- en DSS-proeven (ook (exact) in de binnentoe van de dijk) ook schuifsterkteproeven (LDSS: Large Direct Simple Shear) op grote grondmonsters uitgevoerd met het doel het vaststellen (verkleinen) van de invloed van schaafeffecten op de rekenwaarde van de sterkte-eigenschappen (in ieder geval voor veen). Uit de triaxiaalproeven serie op grote veenmonsters uit Uitdam (en voor de stadswallen te Gorkum) bleek namelijk dat de spreiding in resultaten duidelijk kleiner was dan bij conventionele proeven. Dit kan worden verklaard door herverdeling over sterkere en zwakkere delen in het monster. Langs een werkelijk optredend glijvlak treedt er eveneens uitmiddeling langs sterke en zwakke delen van het glijvlak op. Dit wekt de indruk dat het gebruiken van de spreiding die in conventionele proeven wordt gevonden bij het bepalen van een karakteristieke ondergrenswaarde een conservatieve benadering is, voor veen. De indruk bestaat dat dit ook voor LDSS-proeven geldt. Dit dient echter te worden nagegaan.

- Spanningsrotatie:**  
 Verwachting is ook dat door de spanningsrotatie de sterkte van met name het materiaal nabij de binnenteen, in de richting loodrecht op de dijk, groter is dan evenwijdig aan de dijk (zie ook stap 2). Dit omdat de grond in de richting loodrecht op de dijk meer is voorbelast dan parallel aan de dijk. Daarom is er ook onderzoek gedaan naar de richtingsafhankelijkheid van de sterkte.  
 Met betrekking tot een mogelijke richtingsafhankelijkheid zijn Direct Simple Shear proeven in de richting evenwijdig en loodrecht op het dijklichaam afgeschoven. Vooraf werd verwacht dat als gevolg van de horizontale druk van het dijklichaam op het achterland de maximaal te mobiliseren schuifweerstand in de richting loodrecht op het dijklichaam hoger zou zijn dan in de schuifrichting parallel aan het dijklichaam. Uit de resultaten bleek geen significant verschil in gemeten sterkte tussen beide



schuifrichtingen.

Figuur 2.17 Oriëntatie glijvlak van alle triaxiaalproeven ten opzichte van het dijklichaam, bukr = buitenkruinlijn, bkr = binnenkruinlijn, bit = binnenteen



Figuur 2.18 Oriëntatie glijvlak triaxiaalproeven uit bovenste 4,5 m aan de binnenteen per boring

Op de kleimonsters zijn triaxiaalproeven uitgevoerd waarbij de oriëntatie van het glijvlak ten opzichte van het dijklichaam is vastgelegd. Figuur 2.17 en Figuur 2.18 geven een samenvatting van de resultaten. In de figuren zijn de gevonden richtingen met behulp van een eenheidscirkel weergegeven. In deze figuren stelt de oorsprong,  $x = 0$ ,  $y = 0$  het dijklichaam voor. Het punt  $x = 1$ ,  $y = 0$  en  $x = -1$ ,  $y = 0$  zijn de richtingen parallel aan het dijklichaam, Het punt  $x = 0$ ,  $y = 1$  is loodrecht van het dijklichaam afgericht en tot slot geeft het punt  $x = 0$ ,  $y = -1$  de richting loodrecht naar het dijklichaam toe gericht. In de figuren zijn tevens de richtingen onder  $\pm 45^\circ$  weergegeven.

Figuur 2.17 geeft de resultaten van alle uitgevoerde proeven weer. Voor de proeven waarbij geen duidelijk glijvlak optrad, de monsters die bezweken als gevolg van opstuiken, zijn in de oorsprong van de grafiek weergegeven. De weergegeven punten zijn onderverdeeld in proeven op monsters die ter plaatse van de buitenkruinlijn, *bukr*, ter plaatse van de binnenkruinlijn, *bikr*, en ter plaatse van de binnenteen, *bit* zijn bemonsterd. Het is opvallend dat de meeste monsters bezwijken met een glijvlak dat van het dijklichaam af gericht is; de meeste waarnemingen zijn gelegen tussen de lijnen die  $\pm 45^\circ$  ten opzichte van de loodrechte richting zijn weergegeven. Dit geldt voor alle locaties langs het dwarsprofiel van het dijklichaam, buitenkruinlijn, binnenkruinlijn en de binnenteen. Een mogelijke hypothese omtrent de verklaring van de gevonden dominante richting wordt gevonden in de historie van het dijklichaam. Tijdens de bouw, latere versterkingen en hoog water situaties hebben zich momenten voorgedaan waarbij lokaal bezwijken kan zijn opgetreden en enige oriëntatie van gronddeeltjes zich heeft voorgedaan waardoor de monsters een voorkeursrichting hebben gekregen. Verwacht mag worden dat dit fenomeen zich sterker voordoet aan de binnenteen dan aan de buitenkruinlijn. Om de hypothese te testen zijn in Figuur 2.18 alleen de resultaten van de proeven uit bovenste 4,5 m ter plaatse van de binnenteen, waarbij ook daadwerkelijk een glijvlak is opgetreden, gegeven. Ook in deze figuur liggen de meeste punten tussen de lijnen die  $\pm 45^\circ$  ten opzichte van de loodrechte richting weergegeven. Echter, er zijn ook duidelijke afwijkingen. Hiermee is nog geen eenduidige verklaring gevonden voor de aangetroffen dominante richting. Opgemerkt wordt dat lokale heterogeniteiten mede bepalend zijn voor de oriëntatie van het glijvlak.

- Voor het kunnen toepassen van EEM berekeningen zijn in dit onderzoek de benodigde ongedraineerde materiaalparameters bepaald, zoals in situ metingen als sonderingen, bol-sonde en field-vane metingen. Voor de afleiding van de parameterwaarden wordt verwezen naar Konstantinou (2017).

### 3 SHANSEP model

In de onderzoeksprogramma's Dijken op Veen, DOV en Wettelijk Beoordelings Instrumentarium is een nieuwe werkwijze voor het bepalen van de sterkte van dijken ontwikkeld. Deze werkwijze is gebaseerd op het SHANSEP principe, waarbij SHANSEP een acroniem is voor: Stress History and Normalized Soil Engineering Properties. Het principe is beschreven in Ladd & Foot (1974). Conform dit principe is de ongedraineerde schuifweerstand genormaliseerd met de grensspanning en wordt vervolgens de invloed van de mate van overconsolidatie meegenomen in de beschrijving van de maximaal te mobiliseren schuifweerstand.

Door PLAXIS b.v. is, in het kader van de POVM, het materiaalmodel MC-SHANSEP ontwikkeld. Dit materiaalmodel is gebaseerd op het Mohr Coulomb, MC, model en geeft de mogelijkheid de sterkte voor te schrijven conform het SHANSEP principe. Een uitgebreide beschrijving van het SHANSEP-model is gegeven door Panagoulas, Palmieri en Brinkgreve in (PLAXIS, 2016).

Een van de praktische voordelen van het materiaalmodel is dat het vrijwel dezelfde parameters gebruikt als die gebruikt worden in de glijvlak analyses conform de nieuwe WBI methodiek. In dit onderzoek zijn berekeningen met het nieuwe MC-SHANSEP model uitgevoerd en vergeleken met de glijvlak berekeningen.

## 4 Uitgangspunten

Voor de eerdergenoemde profielen zijn macrostabiliteitanalyses met DGeostability en Plaxis uitgevoerd.

De macrostabiliteit is zowel met gedraineerd als ongedraineerd materiaalgedrag onderzocht. Voor de uitgangspunten voor deze berekeningen is aangesloten bij de uitgangspunten die voor dijkversterking KJK zijn gehanteerd. Deze zijn weergegeven in RoyalHaskoningDHV (2016) en in (HHSK 2016). In het eerder uitgebrachte rapport Rozing (2016) zijn deze uitgangspunten ook benoemd.

Daar waar wordt afgeweken is dit gemotiveerd aangegeven.

### 4.1 Norm

Er zal worden uitgegaan van de nieuwe normen. Voor de case Hollandse IJssel is voor traject 15-3 (Dijken langs de Hollandse IJssel aan Krimpenerwaardse zijde) een overstromingskansnorm vastgesteld van 1:10.000 (zie Wetsvoorstel Waterwet) (Overstromingskans als bedoeld in artikel 2.2, eerste lid, onderdeel a). 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.

Voor bepaling van de lokale veiligheidseisen is in dit onderzoek niet uitgegaan van uitruilen van de faalkansruimte voor piping en macrostabiliteit, waardoor met een faalkansruimte van 4% voor macrostabiliteit van het binnentalud wordt gewerkt. (Opgemerkt wordt dat ten behoeve van het Bewezen Sterkteonderzoek (zie Rozing 2016; bijlage A.11) wel is uitgegaan van uitwisseling van deze faalkansruimte.

Tabel 4.1 Veiligheidseisen binnenwaartse stabiliteit voor beschouwde cases uitgaande van faalkansruimte 4% (voor binnenwaartse macrostabiliteit)

Trajectnorm	1/3000 (afkeurgrens)	
	schematiseringsfactor	schematiseringsfactor
	1.1	1.2
schadefactor	1.1	1.1
modelfactor Liftvan	1.06	1.06
<b>Vereiste stabiliteitsfactor SF</b>	<b>1.28</b>	<b>1.40</b>
schadefactor	1.00	1.00
modelfactor Liftvan	1.04	1.04
<b>Vereiste stabiliteitsfactor SF</b> (bij verzadiging door overslag)	<b>1.14</b>	<b>1.25</b>

### 4.2 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 dijkhoogte is voor veel dijktrajecten namelijk relatief laag.

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 van de consequentieanalyse (RoyalHaskoningDHV, 2016) is ook 2035 aangehouden. Hierbij is overigens niet de signaalwaarde gehanteerd maar de maximaal toelaatbare faalkans. Doel van de consequentieanalyse is om de scope van dijkversterking 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 dijkversterking wordt in het algemeen een grotere zichtperiode gehanteerd, nl. 50 jaar voor oplossingen in grond en 100 jaar voor constructies. Omdat dijkversterking voor KIJK complex is en elke maatregel lastig is in te passen overweegt HHSK om voor dijkversterking 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 wel dijkverhoging 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.

#### 4.3 Autonome bodemdaling

Autonome bodemdaling gegevens zijn bekend. Dit is bijvoorbeeld vastgelegd in de uitgangspunten notitie van de consequentieanalyse voor KIJK en in POVM Beter benutten actuele sterkte – Activiteit 6 – Faalkans updating 3 cases. In de consequentieanalyse uitgevoerd door KIJK is voor zichtperiode 2035 een bodemdaling aangehouden van 20cm (dijk en achterland). Dit uitgangspunt is gehanteerd in de stabiliteitsberekeningen uitgevoerd door Fugro/RoyalHaskoningDHV zoals weergegeven in paragraaf 5.1.

Belangrijker is echter dat dit nauwkeuriger uit metingen van afgelopen decennia is te reconstrueren. Hierbij dient onderscheid te worden gemaakt in kruin, binnenteen en achterland (Hoven, 2016 A).

Er is uitgegaan van de volgende waarden:

Kruin: 11mm/jr.

Achterland.

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

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

In de stabiliteitanalyses uitgevoerd door Fugro/RoyalHaskoningDHV is dit verdisconteerd door de mate van bodemdaling op te tellen bij de buitenwaterstand (zie ook paragraaf 4.5.2).

#### 4.4 Grondparameters

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

Ongedraineerde sterkteparameters:

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  $\sigma'_{vy}$  [kPa].

- Voor de gehanteerde ongedraineerde sterkteparameters (rekenwaarden) voor de berekeningen met het CSSM model uitgevoerd door Deltares wordt verwezen naar H2 van Konstantinou (2017). De sterkteparameters zijn gebaseerd op het in het kader van onderhavig POVM onderzoek door Wiertsema&Partners en Deltares uitgevoerde labonderzoek. De grensspanningen zijn gebaseerd op de klasse 1 sonderingen, uitgevoerd in de beschouwde dwarsprofielen.
- Voor de gehanteerde ongedraineerde sterkteparameters (rekenwaarden) voor de berekeningen met het CSSM model uitgevoerd door Fugro/RoyalHaskoningDHV wordt verwezen naar Fugro/RHDHV (2016). De sterkteparameters zijn gebaseerd op de proevenverzameling KJK. De grensspanningen zijn gebaseerd op de klasse 1 sonderingen uitgevoerd in de beschouwde dwarsprofielen in het kader van het POVM onderzoek.
- Voor de gedraineerde sterkteparameters is uitgegaan van de proevenverzameling van sterkteparameters Alblasterwaard/Krimpenerwaard (celproeven).

De gedraineerde sterkte parameters ( $c$ - $\phi$ ) 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  $\phi$  [°]. 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. De aanname van gedraineerd grondgedrag is op dit moment nog punt van onderzoek, In de schematiseringshandleiding (WBI) wordt vooralsnog aanbevolen van ongedraineerd grondgedrag uit te gaan.

Materiaalfactoren:

Voor de materiaal factoren is uitgegaan van het OI2014v3. Hier worden voor  $c'$  en  $\phi'$  geen waarden gegeven voor de lagen die zich gedraineerd gedragen bij toepassing van het CSSM model. Voor  $\tan\phi$  is dezelfde factor toegepast als de factor op de  $su$ -ratio. 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.

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).

Opgemerkt wordt dat in de door RoyalHaskoningDHV uitgevoerde berekeningen (zie paragraaf 5.1) is uitgegaan van volumegewichten van de ondergrondlagen gebaseerd op het toetsingsonderzoek in een van de geleverde DGeostability berekeningen. RoyalHaskoningDHV is in hun berekeningen voor de andere profielen ervan uitgegaan dat dit een proevenverzameling was en heeft dus dezelfde volumegewichten aangehouden. Bedoeling was echter dat de volumegewichten uit de meegeleverde boringen per dwarsprofiel zouden worden gebruikt.

## 4.5 Waterstanden

### 4.5.1 Buitenwaterstand huidige situatie

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

### 4.5.2 Buitenwaterstand 2035

In Tabel 4.2 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.

Tabel 4.2 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

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

<sup>1</sup> De Hollandse IJssel heeft niet echt een bovenstrooms afvoerdebiet. De afvoer wordt met name bepaald door gemaal Gouda dat Rijnlands boezem bemaalt en gemalen vanuit het beheergebied van HHSK.

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.

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. Tevens wordt het polderpeil verlaagd met dezelfde waarde van de verwachte mv-daling van het achterland.

#### 4.5.3 Polderpeil

Het huidige polderpeil bedraagt voor case 1 bedraagt circa NAP -2.05m (zie Hoven, 2016B), 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.

#### 4.6 Waterspanningen

Voor de basis berekeningen uitgevoerd door Fugro/RoyalHaskoningDHV is het freatisch vlak gebaseerd op de waarden uit eerdere toetsingen (zie Fugro/RHDHV, 2016).

Voor de berekeningen uitgevoerd door Fugro/RoyalHaskoningDHV met gemeten waterspanningen is het freatisch vlak als volgt geschematiseerd (zie Fugro/RHDHV, 2016):

Onder dagelijkse omstandigheden wordt voor de ligging van de freatische lijn in de kruin 3 m – mv aangehouden en in de teen 0,5 m – mv. Deze hoogten zijn gebaseerd op de waterspanningsmetingen in het cohesieve pakket in de kruin en in de teen, wat overeenkomt met de freatische lijn onder dagelijkse omstandigheden in de basis analyse.

De ligging van de freatische lijn tijdens MHW is bepaald conform het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken gebruikmakend van onderstaande formule om te extrapoleren van dagelijkse omstandigheden naar maatgevende omstandigheden (MHW), zoals toegelicht in Bijlage 5 van Fugro/RHDHV (2016).

$$\varphi_{MHW} = \varphi_{\text{dagelijks}} + 0,1(h_{MHW} - h_{\text{dagelijks}})$$

waarin:

$\varphi_{MHW}$  waterspanning tijdens MHW situatie, m NAP;

$\varphi_{\text{dagelijks}}$  waterspanning tijdens dagelijkse omstandigheden, m NAP;

$h_{MHW}$  buitenwaterstand tijdens MHW situatie, m NAP;

$h_{\text{dagelijks}}$  langdurig gemiddelde dagelijkse buitenwaterstand, te weten: NAP +0,62 m.

De waterspanningen per profiel zijn weergegeven in onderstaande tabel 4.3.

Tabel 4.3 Waterspanningen gehanteerd in berekeningen Fugro/RoyalHaskoningDHV voor gevoeligheidsanalyse met waterspanningsmetingen

Profiel	langdurig gemiddelde dagelijkse buitenwaterstand*	Dagelijkse waarden voor 2035			Waarden bij maatgevend hoogwater in 2035			
		freatische waterspanning		gemeten stijghoogte plus 22 cm zettingscompensatie****	MHW	freatische waterspanning		berekende stijghoogte plus 22 cm zettingscompensatie
		Kruin**	Teen***			Kruin	Teen***	
		m NAP	m NAP	m NAP	m NAP	m NAP	m NAP	m NAP
26,275	0,62	0,90	-1,60	-1,78	3,42	1,18	-1,32	-1,50
33,420	0,62	0,76	-1,19	-2,68	3,44	1,04	-0,91	-2,40
36,926	0,62	0,60	-2,91	-4,78	3,48	0,89	-2,62	-4,49
40,550	0,62	0,75	-2,04	-4,78	3,56	1,04	-1,75	-4,49

\* dagelijkse buitenwaterstand verhoogd met 22 cm zettingscompensatie en een waterstandstoename van ca. 10 cm.

\*\* gelijk aan 3 m –MV op de locatie van de sondering

\*\*\* gelijk aan 0,5 m –MV op de locatie van de sondering

\*\*\*\* de dagelijkse stijghoogte inclusief zettingscompensatie wordt gehanteerd om de MHW stijghoogte in 2035 te bepalen. Voor bepaling van grensspanningen uit sonderingen wordt de stijghoogte excl. zettingscompensatie gehanteerd.

Voor de berekeningen, uitgevoerd door Deltares, is het freatisch vlak gebaseerd op de in de beschouwde profielen uitgevoerde waterspanningsmetingen. De resultaten zijn in paragraaf 2.2 weergegeven.

Hieruit volgt dat de hoogte van het freatisch vlak alsook de waterspanningen dieper in het dijklichaam aanzienlijk afwijken van hetgeen door Fugro/RoyalHaskoningDHV (2016) is aangehouden.

De hoogte van het freatisch vlak ter plaatse van de binnenkruin is in de profielen 33.4+62 en 36.9+26m van de Deltares sommen aanmerkelijk hoger (meer dan 1.0 meter). In de andere twee profielen is dit vergelijkbaar.

De stijghoogte aan de onderzijde van het pakket slappe lagen is in de profielen 26+2.75 en 33.4+20 aanmerkelijk hoger in de Fugro/RoyalHaskoningDHV sommen (0.50m respectievelijk 1.70m) waarbij rekening is gehouden met het feite dat de stijghoogte in de Fugro/RoyalHaskoningDHV sommen met 0.22m is verhoogd i.v.m. de zettingscompensatie). De waterspanningen zoals in de consequentieanalyse aangehouden voor met name profielen 33.4+62 en 36.9+26m is vermoedelijk te optimistisch.

#### 4.7 Verkeersbelasting

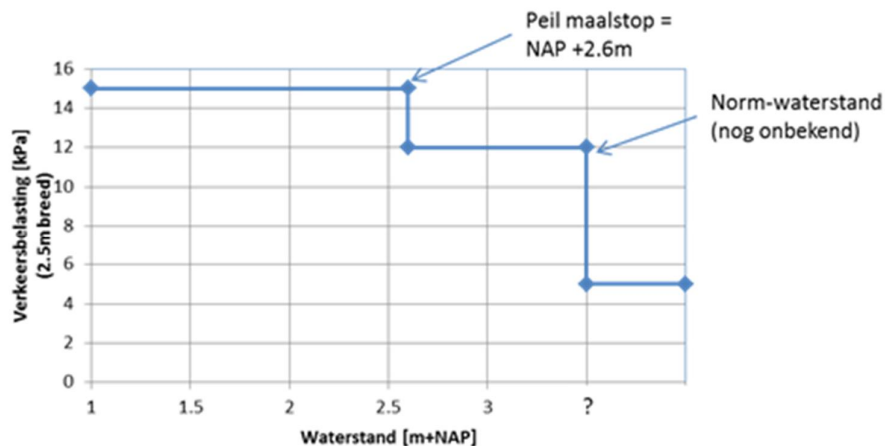
Voor dijkversterkingsontwerp is door het KPR een werkwijze opgesteld hoe met verkeersbelasting bij macrostabiliteit kan worden omgegaan (zie KPR (juli 2016 1)).

Daar waar hoogwaterafvoeren 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. Deze belasting is in het verleden wel eens gepasseerd (100 ton). Ook bestaat de mogelijkheid dat de dijk wordt geasfalterd 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/m<sup>2</sup> over 50 m (breedte 2,5 m). Deze belasting is dus reëel tot peil maalstop NAP +2.6m).



Figuur 4.1 Te hanteren verkeersbelasting voor POVM cases KJK

Voor de vergelijkende analyses in het kader van onderhavig onderzoek is echter uitgegaan van een verkeersbelasting van 15 kPa over 2.5 m breedte.

## 5 Berekeningsresultaten

### 5.1 DGeostability (Fugro/RoyalHaskoningDHV)

Door Fugro/RoyalHaskoningDHV zijn de vier profielen doorgerekend voor het mechanisme macrostabiliteit binnenwaarts (STBI). Deze nieuwe resultaten kunnen gebruikt worden om de meerwaarde van de POVM te analyseren waarin dezelfde profielen berekend zijn, maar met een andere methodiek.

Basis is de berekening zoals deze normaliter in de dagelijkse adviespraktijk wordt uitgevoerd. Hiertoe zijn door Fugro en RoyalHaskoningDHV (Fugro & RoyalHaskoningDHV, 2016) berekeningen uitgevoerd in de dwarsprofielen (Dp26.2+075m; Dp33.4+062m; Dp36.9+009m en Dp40.5+058m) langs de Hollandse IJssel met de sterkte parameters zoals aangehouden bij de Consequentieanalyse KIJK. Ter bepaling van de grensspanningen en de ondergrondopbouw zijn aan Fugro/RHDHV alleen de boringen en sonderingen in de binnenkruin en de binnenteen beschikbaar gesteld en is gevraagd de waterspanningen te baseren op het onderzoek dat voor KIJK al was uitgevoerd. De vier profielen zijn doorgerekend voor het mechanisme macrostabiliteit binnenwaarts, gebruikmakend van het CSSM model.

Opgemerkt wordt dat in de door RoyalHaskoningDHV uitgevoerde berekeningen is uitgegaan van volumegewichten van de ondergrondlagen gebaseerd op het toetsingsonderzoek in een van de geleverde DGeostability berekeningen. RoyalHaskoningDHV is in hun berekeningen voor de andere profielen ervan uitgegaan dat dit een proevenverzameling was en heeft dus dezelfde volumegewichten aangehouden. Bedoeling was echter dat de volumegewichten uit de meegeleverde boringen per dwarsprofiel zouden worden gebruikt.

Er zijn voor ieder profiel drie berekeningen gemaakt, te weten:

- Basisberekening met CSSM-model, waarbij de ongedraineerde parameters zijn bepaald met dezelfde methode als gehanteerd in de consequentieanalyse. In deze berekeningen zijn ook de schematisaties van de waterspanning vanuit de consequentieanalyse (Fugro/RHDHW, 2016) overgenomen, dat wil zeggen: het dijklichaam is volledig verzadigd geschematiseerd (in verband met de hogere verwachte overslagdebieten).
- Gevoeligheidsanalyse voor variatie in de waterspanningen in het eerste watervoerende pakket en de freatische lijn in de dijk. De aangepaste waterspanningen zijn bepaald aan de hand van waterspanningsmetingen van KIJK. De respons van de waterspanningsmetingen op het getij wordt gebruikt om de waterspanning voor de MHW situatie te extrapoleren.
- Gedraineerde berekening met gedraineerde parameters in overeenstemming met de DGeostability berekening en waterspanningen conform de Basisberekening.

Voor ieder van de 12 berekeningen zijn glijcirkels met de modellen Bishop en Uplift Van bepaald (Fugro/RoyalHaskoningDHV, 2016).

### 5.1.1 Resultaten

De resultaten van de berekeningen zijn samengevoegd in onderstaande tabel.

Tabel 5.1 Berekende veiligheidsfactoren uit DGeostability berekeningen Fugro/RoyaHaskoningDHV (situatie 2035)  
(bron Fugro & RoyaHaskoningDHV (2016))

Berekening	Veiligheidsfactor model Bishop	Vereiste veiligheidsfactor incl. schematiseringsfactor 1,2/ excl. schematiseringsfactor 1,2	Veiligheidsfactor model Uplift Van	Vereiste veiligheidsfactor incl. schematiseringsfactor 1,2/ excl. schematiseringsfactor 1,2
Profiel 26,275 basis	0,88	1.45/1,21	0,88	1,40/1,17
Profiel 26,275 gedraineerd	0,83	-**	0,86	-**
Profiel 26,275 o.b.v. waterspanningsmeting	0,95	1.45/1,21	0,93	1,40/1,17
Profiel 33,462 basis*	1,07*	1.45/1,21	1,07*	1,40/1,17
Profiel 33,462 gedraineerd	1,06*	-**	1,11*	-**
Profiel 33,462 o.b.v. waterspanningsmeting	1,08*	1.45/1,21	1,07*	1,40/1,17
Profiel 36,926 basis	0,90	1.45/1,21	0,87	1,40/1,17
Profiel 36,926 gedraineerd	1,05	-**	1,03	-**
Profiel 36,926 o.b.v. waterspanningsmeting	0,96	1.45/1,21	0,94	1,40/1,17
Profiel 40,550 basis	0,95	1.45/1,21	0,93	1,40/1,17
Profiel 40,550 gedraineerd	1,08	-**	1,08	-**
Profiel 40,550 o.b.v. waterspanningsmeting	0,98	1.45/1,21	0,99	1,40/1,17

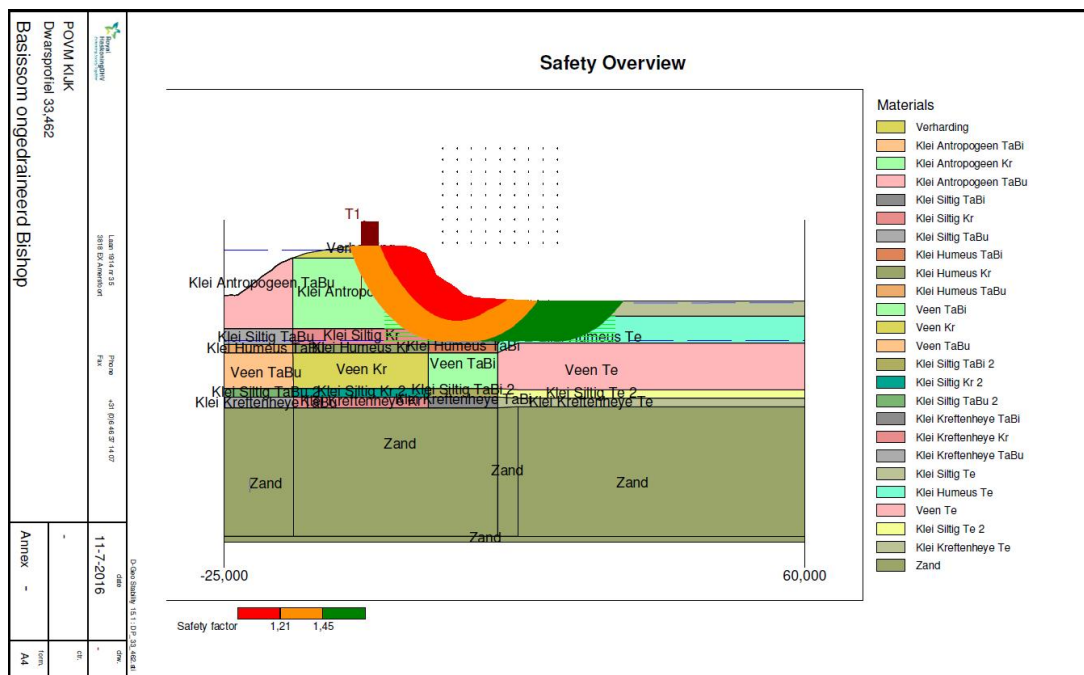
\* Bij de maatgevende glijcirkel is nog een relatief groot restprofiel aanwezig, echter dit beeld verandert enigszins wanneer de safety overview met de normcirkel (bij vereiste veiligheidsfactor van 1,45 voor model Bishop) wordt gepresenteerd, zie figuur 2.

\*\* vereiste veiligheidsfactoren voor gedraineerde berekeningen met Mohr-Coulomb model zijn niet bepaald aangezien het doel van deze analyse is om de veiligheid van de glijcirkels in een gedraineerde en een ongedraineerde analyse onderling te vergelijken.

Opgemerkt wordt dat de vereiste stabiliteitsfactor voor de basisberekening bij volledige verzadiging door overslag) lager is dan in de tabel aangegeven (zie par 4.1). Deze vereiste schadefactor is 1.25 voor model Uplift-Van.

Voor profiel 33,462 horen de gerapporteerde veiligheidsfactoren bij maatgevende glijcirkels die mogelijk niet tot bezwijken van de waterkering leiden, aangezien er een ruim restprofiel aanwezig blijft. Echter de berekende glijvlakken die groter zijn maar (net) niet voldoen aan de vereiste veiligheid, met een schematiseringsfactor 1,2 of met een schematiseringsfactor 1,0 hebben een klein restprofiel. Een voorbeeld hiervan voor de basisberekening is opgenomen in onderstaande Figuur 5.1.





Figuur 5.1 Safety overview van ongedraineerde Bishop berekening voor profiel 33,462. Hierin is te zien dat de dijk niet voldoet aan de veiligheid van 1,45 die vereist wordt met een schematiseringsfactor van 1,2. Zonder schematiseringsfactor is het restprofiel ruimer

### 5.1.2 Conclusies

Analyse glijcirkels modellen Bishop en Lift-Van:

De glijcirkels die gevonden worden met het model Bishop en met het model Lift-Van zijn voor alle berekeningen vergelijkbaar. Ook met het model Lift-Van worden Bishop-achtige glijvlakken gevonden. Er is geen sprake van een oprijfsituatie, waardoor ook geen typische langgerekte Lift-Van glijvlakken worden gevonden. Dit was op voorhand ook te verwachten.

De glijcirkel voor profiel 26,275 reikt het diepste en loopt zowel door dijksmateriaal als door de natuurlijke lagen onder de dijk en de teen. Voor de andere drie profielen zijn de glijcirkels ondieper en lopen bijna uitsluitend in dijksmateriaal onder de kruin, met slechts een klein deel van de glijcirkel in natuurlijke klei ter hoogte van de binnenteen. Dit verschil wordt mogelijk veroorzaakt door de hogere stijghoogte in profiel 26,275 en dus de lagere korrelspanning in de diepere lagen.

Verskil basisberekening met gedraineerde berekening:

De glijcirkels in de basisberekening en in de gedraineerde berekening zijn vergelijkbaar voor alle profielen. De radii van de gevonden maatgevende gedraineerde en ongedraineerde glijcirkels verschillen onderling ca. 1 m (zonder duidelijke trend).

De berekende veiligheidsfactoren voor profielen 26,275 en 33,462 zijn vergelijkbaar voor de gedraineerde en de CSSM berekening. Voor profielen 36,926 en 40,550 is de veiligheid berekend met de CSSM basis berekening lager dan de veiligheid met de gedraineerde berekening. Het verschil tussen de gedraineerde en CSSM veiligheidsfactoren is in de orde van 0,15. Hierbij dient wel te worden opgemerkt dat de gedraineerde berekeningen zijn gebaseerd op de regionale proefverzameling Alblasserwaard/Krimpenerwaard (celproeven en dat de ongedraineerde berekeningen zijn gebaseerd op de proefverzameling KIJK. Ook dient te worden opgemerkt dat partiële veiligheidsfactoren voor CSSM (met ongedraineerd

materiaalgedrag) en MC (gedraineerd materiaalgedrag) enigszins afwijken Hierdoor is deze vergelijking enigszins discutabel.

Vershil basisberekening met gevoeligheidsanalyse op basis van waterspanningsmetingen:

De glijcirkels in de basis berekening en de berekening met aangepaste waterspanning zijn vergelijkbaar. Het verschil tussen de twee berekeningen betreft zowel de POP, de ingevoerde grensspanning als de stijghoogte en freatische lijn in de DGeostability berekeningen. In alle gevallen neemt de veiligheidsfactor toe, ten opzichte van de basissom, waarbij de grootste winst behaald wordt in profiel 26,275 voor het model Bishop, de veiligheidsfactor neemt toe van 0,88 naar 0,95.

## 5.2 Deltares DGeostability

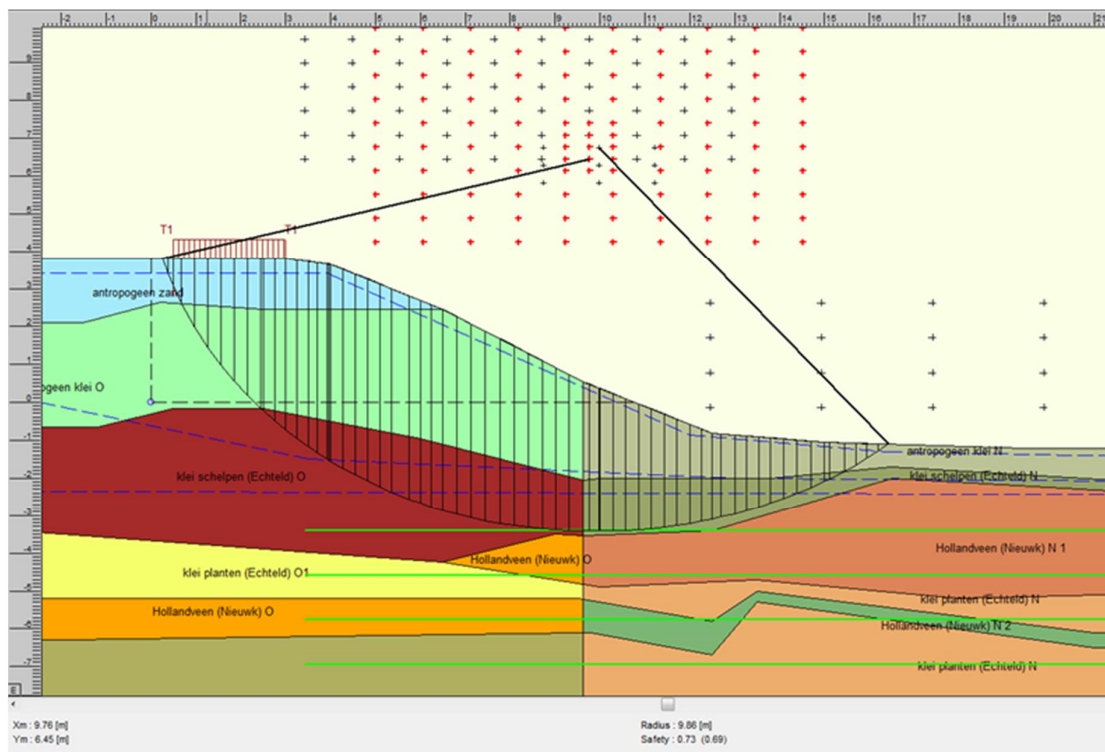
### 5.2.1 Resultaten

Door Deltares zijn met DGeostability berekeningen voor de 4 dwarsprofielen met gedraineerde parameters van de proevenverzameling Alblasserwaard/Krimpenerwaard uitgevoerd met een nauwkeurige schematisatie van de ondergrond volgens de geotechnische dwarsprofielen en waterspanningen conform (Hoven, 2016B). In onderstaande tabel zijn de berekende stabiliteitsfactoren voor drie scenario's (dagelijkse waterstand, MHW en neerslag) weergegeven.

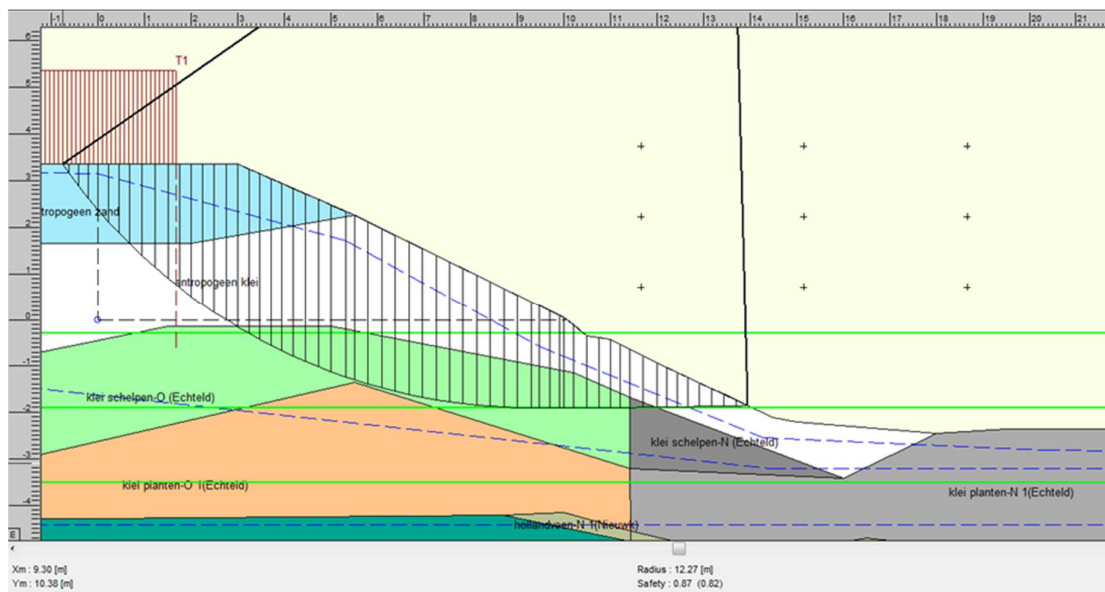
*Tabel 5.2 Veiligheidsfactoren resulterend uit DGeostability berekeningen Deltares met gedraineerde sterkteparameters van de proevenverzameling Alblasserwaard/Krimpenerwaard (2035 situatie)*

		dagelijkse omstandigheden	MHW (volledige verzadiging)	extreme neerslag
Profiel 1 26.275	Bishop	0.99	0.72	0.90
	Lift-Van	0.99	0.73	0.89
	Spencer	1.02	0.76	0.89
Profiel 4 36.951	Bishop	1.03	0.82	0.91
	Lift-Van	1.00	0.87	0.95
	Spencer	1.04	0.83	0.95
Profiel 5 40.55	Bishop	0.99	0.67	0.89
	Lift-Van	1.01	0.75	0.90
	Spencer	1.00	0.72	0.93

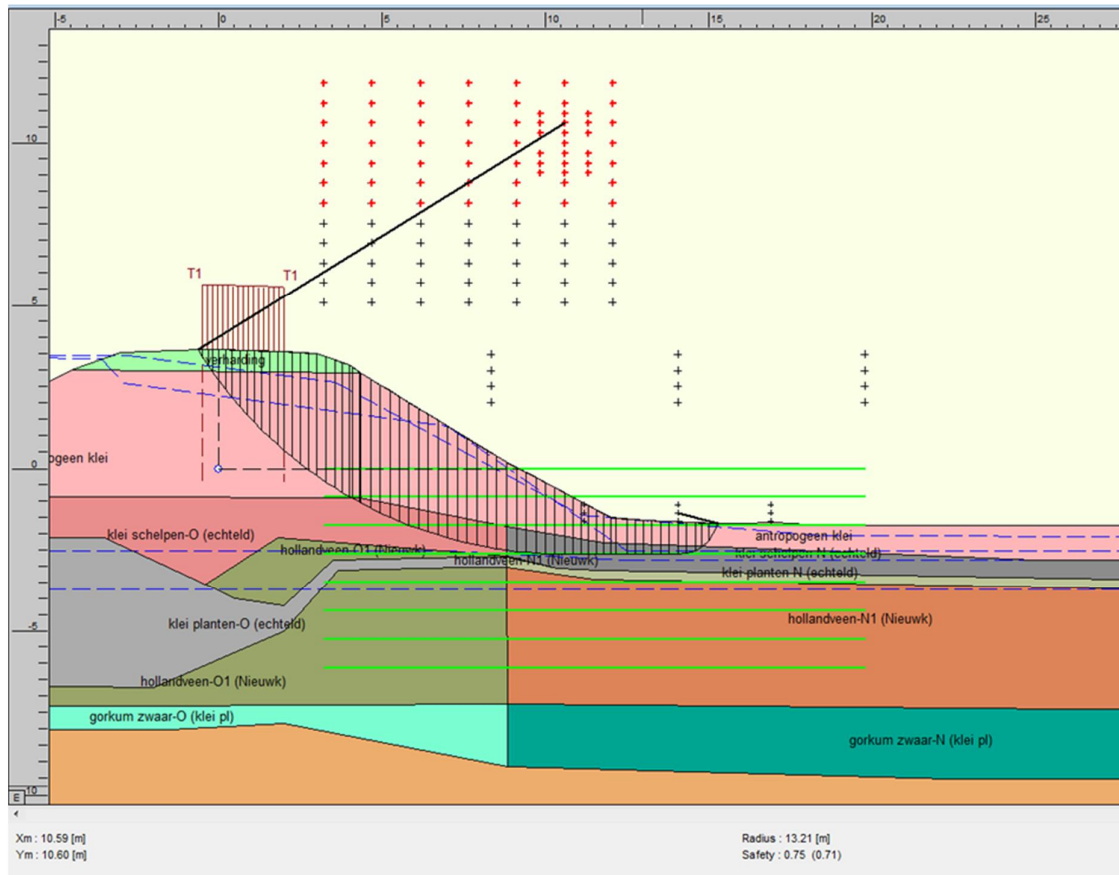
Tevens zijn met DGeostability berekeningen uitgevoerd met ongedraineerde sterkteparameters gebaseerd op het laboratoriumonderzoek en de grensspanningen gebaseerd op de sonderingen die in het kader van onderhavig onderzoek door Wiertsema&Partners en Deltares zijn uitgevoerd. Deze berekeningen zijn uitgevoerd in het kader van activiteit 6 en gerapporteerd in (Rozing en Schweckendiek, 2016). Het onderzoek van activiteit 6 richtte zich op de 3 dwarsprofielen waarvoor werd verwacht dat Faalkans Updating het meest succesvol zou zijn. Daarbij is net als bij de berekeningen met gedraineerde parameters rekening gehouden met een nauwkeurige schematisatie van de ondergrond volgens de geotechnische dwarsprofielen en waterspanningen conform (Hoven, 2016B). De resultaten van de berekende veiligheidsfactoren zijn in tabel 5.3 weergegeven.



Figuur 5.2 Glijcirkel Profiel 1 met Lift-Van



Figuur 5.3 Glijcirkel Profiel 4 met Lift-Van



Figuur 5.4 Glijcirkel Profiel 5 met Lift-Van

Tabel 5.3 Veiligheidsfactoren resulterend uit DGeostability berekeningen (model LiftVan) Deltares met ongedraineerde sterkteparameters d (2035 situatie)

	Ongedraineerde sterkteparameters	dagelijkse omstandigheden	MHW	MHW volledige verzadiging
Profiel 1 26.275 (case 1)	Rekenwaarden	1.01	0.98	0.88
	Verwachtingswaarden		1.52	
Profiel 4 36.951 (case 2)	Rekenwaarden		1.04	0.85
	Verwachtingswaarden		1.74	1.70
Profiel 5 40.55 (Case 3)	Rekenwaarden	1.37	1.35	0.71
	Verwachtingswaarden		1.87	

## 5.2.2 Conclusies

### Analyse glijcirkels:

De maatgevende glijvlakken (zie figuren 5.2 t/m 5.5) zijn vrij ondiep. Het glijvlak van profiel 1 is echter relatief diep. Dit verschil wordt mogelijk veroorzaakt door de hogere stijghoogte in profiel 26,275 en dus de lagere korrelspanning in de diepere lagen. (dit werd ook geconstateerd voor de analyses uitgevoerd door Fugro/RoyaHaskoningDHV).

### Verskil gedraineerd ongedraineerd:

De berekende veiligheidsfactoren voor profielen 4 en 5 zijn vergelijkbaar voor de gedraineerde en de CSSM berekening. Voor profiel 1 is de veiligheid berekend met de CSSM hoger dan de veiligheid met de gedraineerde berekening. Het verschil tussen de gedraineerde en CSSM veiligheidsfactoren is in de orde van 0,15.

### Verskil MHW en MHW met volledige verzadiging (ongedraineerd):

Resultaten met volledige verzadiging ('MHW volledige verzadiging') geven erg lage berekende stabiliteitsfactoren. Deze liggen aanmerkelijk lager dan de berekeningen uitgaande van de waterspanningen zonder verzadiging door overslag. Vooral bij profiel 5 is dit verschil groot terwijl dit verschil bij profiel 1 relatief gezien gering is. Voor de berekeningen met volledige verzadiging worden erg kleine maatgevende glijcirkels berekend die grotendeels door de klei in de onverzadigde zone (onder dagelijkse omstandigheden) gaan. Voor deze laag zijn vrij conservatieve gedraineerde sterkteparameters gemodelleerd op basis van de laboratoriumresultaten van het POVM onderzoek. Dit verklaart grotendeels de lage berekende stabiliteitsfactoren.

Uit de analyses blijkt dat soms dermate kleine 'maatgevende' glijvlakken worden berekend waarvan de indruk bestaat dat deze na optreden (en het optreden van secundaire afschuivingen) niet tot overstroming zouden kunnen leiden. De oude 'zonerings-regels' (differentiatie van de schadefactor als gevolg van de ligging van de maatgevende glijvlakken) zijn binnen het WBI niet meer toepasbaar. Nadere analyses van dergelijke glijvlakken kan mogelijk enige optimalisatie geven. Hier dient men alert op te zijn.

## 5.3 EEM Shanssep

### 5.3.1 Inleiding

Door gebruik te maken van een EEM berekeningsmodel waarbij de spanningssituatie rondom de dijk beter kan worden gemodelleerd, zoals spanningsspreiding of de invloed van spanningsrotatie, kan naar verwachting winst worden geboekt. Hierdoor mag worden aangenomen dat de sterkte en daarmee de macrostabiliteit kan worden opgewaardeerd. In het berekeningsmodel is met ongedraineerde sterkte (conform het SHANSEP model) gerekend.

Tijdens het schrijven van het PvA voor o.a. onderhavig onderzoek in 2015, was nog niet zeker of het rekenen met ongedraineerde sterkteparameters de nieuwe standaard zou worden. Recent is de beslissing genomen om uit te gaan van ongedraineerde sterkteparameters waardoor analyses met gedraineerde sterkteparameters minder relevant zijn geworden. Dit is dan ook de reden dat analyses met gedraineerde sterkteparameters in EEM niet zijn uitgevoerd.

Voor activiteit 4 is e.e.a. geconcretiseerd in de volgende doelstellingen:

- 1 Ervaring opdoen met ongedraineerde sterkte analyses in PLAXIS en het vergelijken van de resultaten met de werkwijze zoals die nu in het WBI wordt gehanteerd, gebaseerd op analytische glijvlakmodellen (DGeostability).

- 2 Het vergelijken van de “standaard” PLAXIS materiaalmodellen Mohr Coulomb (MC) en Soft Soil (SS) met het nieuw ontwikkelde materiaal model Mohr-Coulomb-SHANSEP (MC-SHANSEP).
- 3 Rapporteren van de ervaringen bij gebruik van het nieuw ontwikkelde materiaal model MC-SHANSEP.
- 4 Rapporteren van de ervaringen bij gebruik van de Design Approach (DA) methode in PLAXIS;<sup>2</sup>.
- 5 Waar mogelijk kwantificeren van de extra sterkte ten gevolge van spanningsrotatie onder en naast het talud bij gebruik van het MC-SHANSEP model.

### 5.3.2 Aanpak

Om de doelstellingen te bereiken wordt de volgende aanpak gehanteerd:

- De stabiliteitsberekeningen zijn gemaakt aan de hand van drie dwarsprofielen uit de scope van het dijkversterkingsproject KIJK (Krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard):
  - Raai 1, Dp 26.2 + 075m.
  - Raai 4, Dp 36.9 + 009m.
  - Raai 5, Dp 40.5 + 058m.
- Voor de raaien wordt de volgende situatie beschouwd:
  - 2035 situatie.
  - MHW situatie zonder infiltratie in binnentalud.
  - Geometrie met onverzadigde kleilaag.
  - Bovenbelasting 15 kPa over 2.5 m breedte.

### 5.3.3 Uitgangspuntenberekeningen

Voor de algemene gehanteerde uitgangspunten wordt verwezen naar Hoofdstuk 4. Verder zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd voor de berekeningen:

- De gebruikte Plaxisversie is 2D2016.01.
- De gehanteerde geometrie en fasering zijn gerapporteerd in bijlage G.
- Voor alle grond parameters zijn de verwachtingswaarden gehanteerd, zie ook Konstantinou (2016) en bijlage F.
- Alle (stijve) zandlagen en de onverzadigde klei laag zijn in alle gevallen geschematiseerd als MC, drained.
- Alle overige (slappe) lagen zijn, afhankelijk van de berekening, geschematiseerd als MC, SS of MC-SHANSEP met drainage type undrained A. Merk op dat bij een switch naar het MC-SHANSEP model het gedrag vergelijkbaar wordt met Undrained B.
- Voor de berekeningen met het MC (Mohr Coulomb) en SS (SofSoil) model, Undrained A zijn de gedraineerde sterkte parameters gebruikt zoals gerapporteerd in [Konstantinou, 2016]. Voor de kleilagen zijn dit de gemiddelde waarden bij 25% schuifrek en voor de veenlagen de gemiddelde waarden bij 40% schuifrek. Opgemerkt wordt dat hierbij ook de bepaalde (niet nul) cohesie waarden zijn overgenomen.
- Voor de eerste fasen zijn de waterspanningen gemodelleerd die horen bij de dagelijkse situatie en daarna voor de maatgevende situatie de waterspanningen die horen bij de MHW situatie (zonder volledige infiltratie door overslag).
- De gemodelleerde waterspanningen in DGeostability kunnen niet altijd exact gereproduceerd worden in Plaxis. In DGeostability is het mogelijk om een stijghoogtelijn toe te wijzen aan de rand van een grondlaag. Dit kan niet op dezelfde eenvoudige wijze

<sup>2</sup> Een Design Approach DA is een hulpmiddel in het programma om op efficiënte wijze partiële factoren te kunnen toepassen op materiaal parameters en/of belastingen (zie verder bijlage J van dit rapport).

in Plaxis. Hier is er echter voor gekozen de waterspanning iets anders aan te brengen conform de mogelijkheden in Plaxis. Gecontroleerd is dat de waterspanningen binnen de grondlagen waar het afschuifmechanisme plaats vindt niet significant verschillen.

- De gehanteerde fasering is in bijlage G weergegeven voor alle modellen. Alle fasen zijn gedraineerd uitgerekend behalve de fase “verkeersbelasting” en “safety”.
- Er is in de Plaxis modellen geen sterkte reductie uitgevoerd in de bovenste laag “antropogeen zand” om een lokaal mechanisme te voorkomen. De invloed hiervan is met een gevoeligheidsberekening afgetast voor de ondiepe glijvlakken. Het effect is relatief klein, in de orde van 0,03 op de berekende stabiliteitsfactor.
- Effectief zijn 5 verschillende modellen opgesteld (zie ook het kopje resultaten voor een verdere toelichting op deze aanpak):
  - Alle grondlagen met MC.
  - Alle stijve lagen met MC en alle slappe lagen met SS.
  - Alle stijve lagen met MC en alle slappe lagen eerst met SS (met een OCR) daarna met MC-SHANSEP.
  - Alle stijve lagen met MC en alle slappe lagen eerst met SS (met een POP) daarna met MC-SHANSEP.
  - Alle stijve lagen met MC en alle slappe lagen met MC-SHANSEP (in combinatie met OCR\_min).

#### 5.3.4 Resultaten

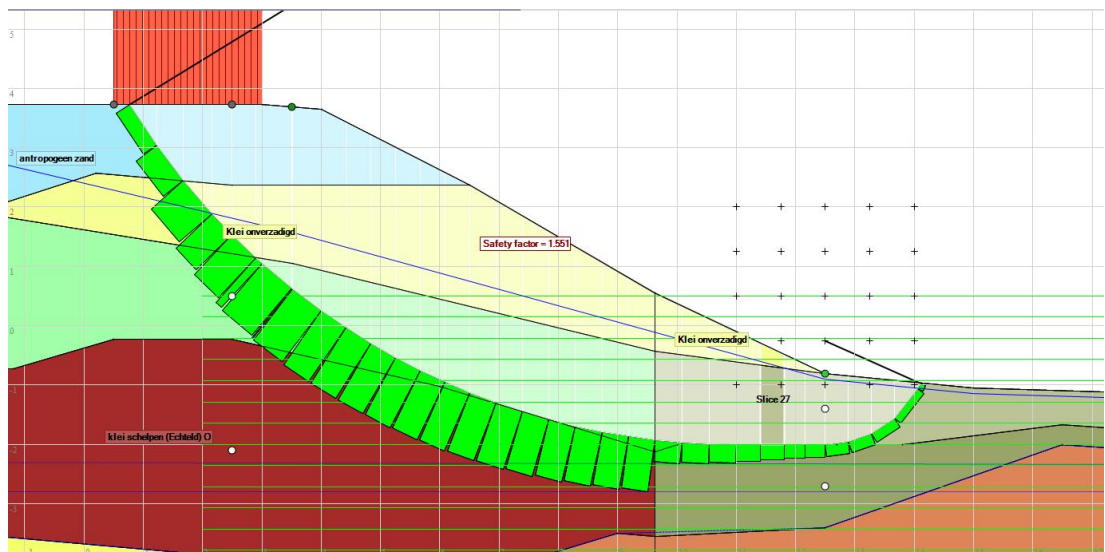
In bijlage D zijn de resultaten beschreven van de verificatie van het MC-SHANSEP model. Daarbij zijn de ervaringen met het gebruik van het model gerapporteerd (bugs en opmerkelijke zaken).

In bijlage E wordt ingegaan op de diverse wijzen waarop de overconsolidatie kan worden aangebracht binnen de diverse materiaal modellen. Dit is een belangrijk aspect omdat in een ongedraineerde berekening de overconsolidatie een belangrijke invloed heeft op de maximaal te mobiliseren sterkte.

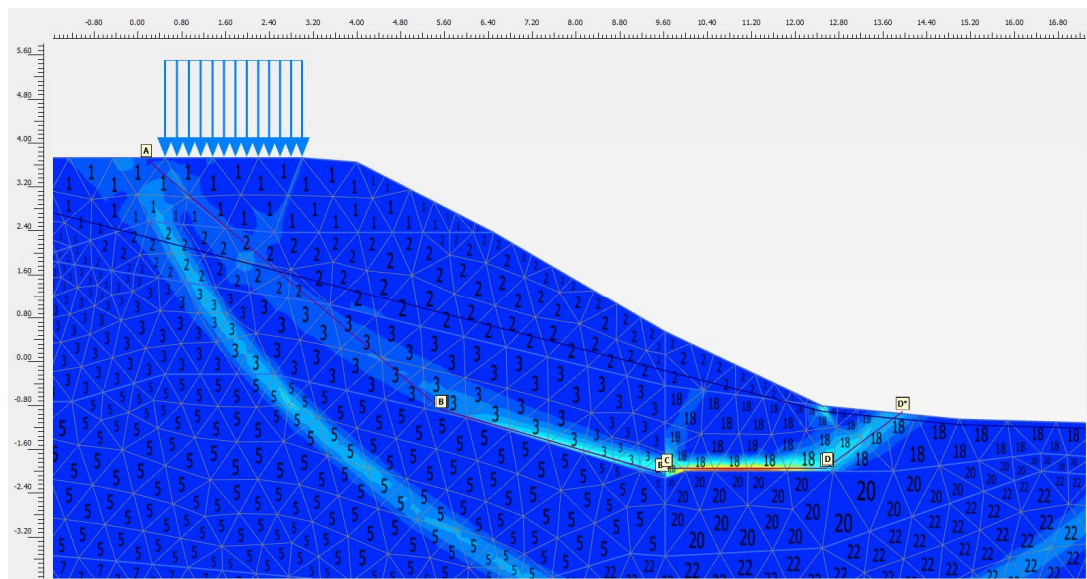
De resultaten van de diverse berekeningen zijn gerapporteerd in bijlage H. Hier wordt nader ingezoomd op de meest relevant resultaten van het DGeostability model en de diverse Plaxis modellen op basis van het SHANSEP model in raai 1. Op basis van deze resultaten kunnen diverse conclusies worden getrokken.

Navolgend wordt ingegaan op de resultaten van raai 1:

In Figuur 5.5 is het maatgevende (ondiepe) afschuifvlak getoond dat is berekend met het analytische model Bishop + Uplift Van in D-Geo Stability In Figuur 5.6 is het maatgevende (ondiepe) afschuifvlak getoond dat is berekend met het Plaxis model “SS+SHANSEP POP”. In dit Plaxis model wordt in eerste instantie het Soft Soil (SS) model gebruikt waarmee een overconsolidatie door middel van een POP wordt geïntroduceerd. Vervolgens wordt het SS model vervangen door het SHANSEP model.



Figuur 5.5 Maatgevende (ondiepe) afschuifvlak in D-Geo Stability voor raai 1 (Rozing & Schweckendiek, 2016), berekende Safety Factor is 1,55. Noot: in D-Geo Stability is t.o.v. de oorspronkelijke berekening het aanpassingspercentage t.g.v. de bovenbelasting op 100% gezet in de onverzadigde kleilagen, hetgeen een beter vergelijk met Plaxis geeft. Hierdoor neemt de safety factor toe van 1,52 naar 1,55

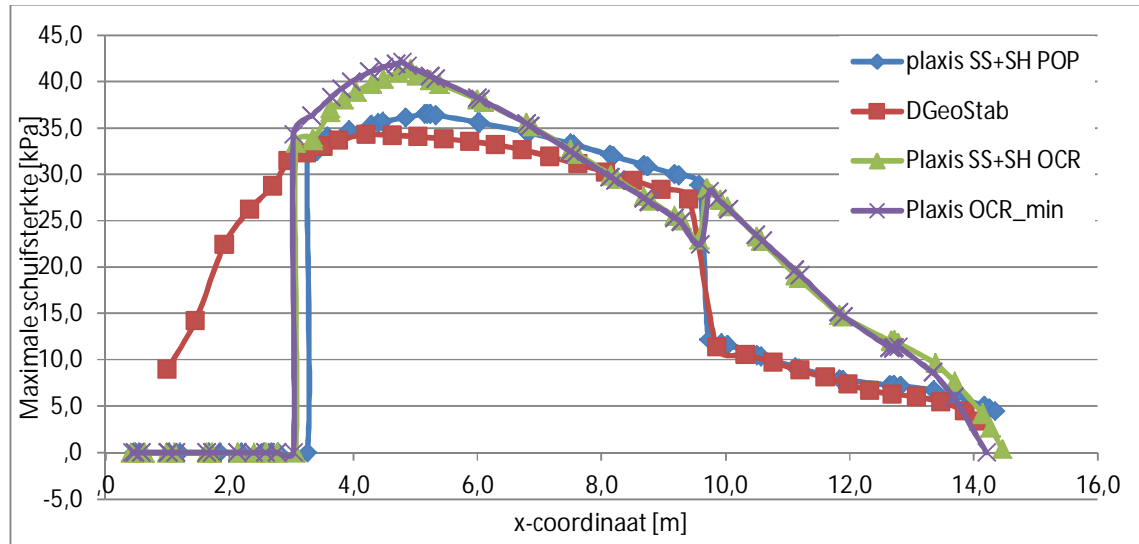


Figuur 5.6 Maatgevende (ondiepe) afschuifvlak in Plaxis SS+SHANSEP POP model voor raai 1 (getoond m.b.v. incremental shearstrains), berekende Safety Factor is 1,67. Indien ook rekening zou zijn gehouden met een sterkte reductie in de bovenste antropogene zandlaag zakt de SF naar ca. 1,64. In deze figuur zijn ook de locaties van de "cross-sections" aangegeven op basis waarvan de schuifsterkte in de diverse Plaxis modellen is uitgelezen

De maximaal gemobiliseerde schuifsterkte in de twee verschillende modellen is vergeleken langs het maatgevende ondiepe glijvlak (zie Figuur 5.5 en Figuur 5.6) en gepresenteerd in



Figuur 5.7. Voor de volledigheid is ook de maximaal gemobiliseerde schuifsterkte uitgelezen uit de andere Plaxis modellen voor deze raai 1.



Figuur 5.7 Vergelijk van de maximaal gemobiliseerde schuifsterkte langs het (ondiepe) afschuifvlak in DGeostability en de diverse Plaxis modellen voor raai 1, uitgezet langs de x-coördinaat van het afschuifvlak

Bij Figuur 5.7 kunnen de volgende opmerkingen worden gemaakt:

- In DGeostability (\*.dsx) wordt voor twee verticalen (onder de kruin en in het achterland) in het midden van de laag een grensspanning gedefinieerd. Op basis van de effectieve verticale spanning (welke volgt uit het evenwicht van de verticaal) en de ingevoerde grensspanning wordt een POP bepaald. Deze POP waarde wordt vervolgens in de gehele grondlaag toegepast.
- In de Plaxis modellen is state parameter 2 uitgelezen welke de maximaal te mobiliseren schuifsterkte ( $S_u$ ) weergeeft voor het SHANSEP model. De lagen welke worden doorsneden tussen ca.  $x = 0$  en  $x = 3$  m zijn MC lagen en hebben geen state parameter 2, vandaar dat ook een waarde nul wordt geplott.
- De cross-sections zijn in alle modellen op dezelfde plek genomen, namelijk ter plaatse van het ondiepe glijvlak. In de modellen Plaxis "SS+SH OCR" en Plaxis "OCR\_min" loopt het maatgevende glijvlak echter op een dieper niveau.

Uit Figuur 5.7 kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

- Bij het hanteren van een POP in de grondlagen ontstaat er een grote sprong in de sterkte tussen de grondlagen onder de kruin en onder het achterland. Bij hanteren van een OCR is dit een geleidelijker verloop.
- De Plaxis modellen (SS+SH OCR en SHANSEP OCR\_min) welke zijn gebaseerd op een ingevoerde OCR waarde mobiliseren een hogere sterkte dan het DGeostability model. Dit verschil komt voort uit het feit dat de methode POP vs. methode OCR tot verschillende grensspanningen leidt in de diverse delen van een grondlaag onder een talud, uitgaande van bepaling van de overconsolidatie op een bepaalde (x,y) coördinaat (= verticaal onder kruin of achterland in het midden van de laag).
- Het Plaxis "SS+SHANSEP POP" model geeft het beste vergelijk met het DGeostability-model maar mobiliseert gemiddeld genomen iets meer schuifsterkte langs het afschuifvlak. De hogere schuifsterkte in dit Plaxismodel komt voort uit diverse

verschillen in de berekeningswijze in de beide modellen (welk mogelijk een tegenstrijdig effect hebben):

- De sterkte in het Plaxis “SS+SHANSEP POP” model is hier bepaald aan het begin van fase 2, op dit moment is ter plaatse van het talud  $\sigma'_{-1}$  toegenomen t.o.v.  $\sigma'_{-1}$  ( $=\sigma'_{-v}$ ) in de K0 fase van het Plaxis model (welke vergelijkbaar is met  $\sigma'_{-v}$  in het D-Geo Stability model) en is de OCR waarde afgenomen. Bij een m waarde kleiner dan 1 zal echter de toename in  $\sigma'_{-1}$  zwaarder gaan wegen dan de afname in OCR waarde. Voorgaande is het effect van spanningsspreiding.
- Verandering van de overconsolidatie waarde bij “doorgeven” in Plaxis: 1D POP -> 3D OCR -> 1D OCR.
- Initiële effectieve spanningscondities zijn anders doordat in D-Geo Stability “direct” de MHW situatie wordt beschouwd terwijl in Plaxis wordt gestart met de dagelijkse condities alvorens naar de MHW situatie te gaan. Dit is van invloed bij de bepaling van de sterkte in het MC-SHANSEP model.

Om meer inzicht te krijgen in de grootte van de maximale gemobiliseerde schuifsterkte in de diverse modellen en in welke mate de hierboven genoemde effecten een rol spelen zijn hieronder voor twee verticalen de  $s_u$  waarden nagerekend ter plaatse van de ondiepe glijcirkel. De benodigde input voor deze berekeningen is afgeleid uit de diverse modellen. De berekende  $s_u$  waarden zijn vervolgens vergeleken met de waarden in Figuur 5.7. Geconcludeerd wordt dat alle handmatig berekende  $S_u$  waarden goed overeenkomen met de diverse berekeningen. Als voorbeeld is dit voor  $x = 5$ , bovenzijde binnentalud en  $x = 11$ , binnenteen onderstaand uitgewerkt:

Op  $x = \text{ca. } 5 \text{ m}$  geldt

D-Geo Stability:  $s_u = S \times \sigma'_{-v} \times (\text{OCR})^m = 0,32 \times 50,2 \times (113,6 / 50,2)^{0,918} = 34 \text{ kPa}$ .

SS+SH POP:  $s_u = S \times \sigma'_{-1} \times (\text{OCR})^m = 0,32 \times 64 \times (120 / 64)^{0,918} = 36,5 \text{ kPa}$

SS+SH OCR:  $s_u = S \times \sigma'_{-1} \times (\text{OCR})^m = 0,32 \times 64 \times (135 / 64)^{0,918} = 40,6 \text{ kPa}$

SHANSEP OCR\_min:  $S_u = s_u = S \times \sigma'_{-1} \times (\text{OCR})^m = 0,32 \times 58 \times (2,4)^{0,918} = 41,5 \text{ kPa}$

Op  $x = \text{ca. } 11 \text{ m}$  geldt

D-Geo Stability:  $s_u = S \times \sigma'_{-v} \times (\text{OCR})^m = 0,32 \times 19,3 \times (31,6 / 19,3)^{0,918} = 9,7 \text{ kPa}$ .

SS+SH POP:  $s_u = S \times \sigma'_{-1} \times (\text{OCR})^m = 0,32 \times 26 \times (29 / 26)^{0,918} = 9,2 \text{ kPa}$

SS+SH OCR:  $s_u = S \times \sigma'_{-1} \times (\text{OCR})^m = 0,32 \times 26 \times (67 / 26)^{0,918} = 19,8 \text{ kPa}$

SHANSEP OCR\_min:  $s_u = S \times \sigma'_{-1} \times (\text{OCR})^m = 0,32 \times 20 \times (3,5)^{0,918} = 20,2 \text{ kPa}$

5.3.5 Theoretische analyse spanningsspreiding

De theoretische toename in sterkte onder het talud is, binnen het SHANSEP model, afhankelijk van de toename in effectieve spanning t.g.v. spanningsspreiding ( $\sigma'_{-v} \rightarrow \sigma'_{-1}$ ) en de bijbehorende afname in OCR waarde.

Uitgaande van een identieke spanningssituatie en overconsolidatie in DGeostability en de K0 fase van Plaxis volgt in beide modellen voor de sterkte van een punt onder het talud:

$$s_{u,voor} = S \sigma'_{-v} \left( \frac{\sigma'_{pg}}{\sigma'_{-v}} \right)^m$$

In fase 1 van het Plaxis model is spanningsspreiding in rekening gebracht en volgt voor de sterkte in hetzelfde punt onder het talud (met de aanname  $\sigma'_{-1} < \sigma'_{pg}$ ):

$$s_{u,na} = S \sigma'_1 \left( \frac{\sigma'_{pg}}{\sigma'_1} \right)^m$$

Met de aanname dat  $\sigma'_1 > \sigma'_v$  volgt voor de verhouding van de sterkte in dat punt:

$$\frac{s_{u,na}}{s_{u,voor}} = \frac{S \sigma'_1 \left( \frac{\sigma'_{pg}}{\sigma'_1} \right)^m}{S \sigma'_v \left( \frac{\sigma'_{pg}}{\sigma'_v} \right)^m} = \left( \frac{\sigma'_1}{\sigma'_v} \right)^{(1-m)}$$

Hieruit volgt:

- Voor  $m = 1$  is  $s_{u,na} / s_{u,voor} = 1$ , oftewel er is geen effect van spanningsspreiding, de sterkte berust volledig op de grensspanning;
- Voor  $m = 0$  is  $s_{u,na} / s_{u,voor}$  maximaal, oftewel er is maximaal effect van spanningsspreiding, de sterkte berust volledig op de in situ spanning;

Voor de situatie en numerieke waarden zoals besproken bij Figuur 5.7 volgt voor de theoretische toename in sterkte t.g.v. spanningsspreiding:

$$\begin{aligned} \text{ter plaatse van verticaal } x &= \text{ca. 5 m: } s_{u,na} / s_{u,voor} = (64 / 50,2)^{(1-0,918)} = 1,02 \\ \text{ter plaatse van verticaal } x &= \text{ca. 11 m: } s_{u,na} / s_{u,voor} = (26 / 19,3)^{(1-0,918)} = 1,02 \end{aligned}$$

Het theoretisch effect t.g.v. spanningsspreiding is dus orde 2% (dus alleen a.g.v. verschil  $\sigma'_1$  en  $\sigma'_v$ ). De toename in SF is gelijk aan  $1,64 / 1,55 = 1,06$ , oftewel 6%. De extra toename in SF (boven de 2%) dient dus te worden geweten aan de overige verschillen tussen de beide modellen.

### 5.3.6 Conclusies

Het SHANSEP model is met behulp van een aantal eenvoudige berekeningen geverifieerd en ervaring is opgedaan met de praktische toepassing van het SHANSEP model. Hierbij is geconcludeerd dat het model naar behoren werkt. Tijdens de toepassing van het model zijn echter een aantal bugs geconstateerd welke het gebruik en de interpretatie van resultaten bemoeilijken. Daarnaast zijn een aantal zaken onderkend ten aanzien van de werking van het model welk inzicht nodig is om de resultaten te kunnen begrijpen. De bugs en de onderkende zaken zijn vastgelegd in bijlage D.

In bijlage E wordt ingegaan op de wijze waarop de overconsolidatie (welke een grote invloed heeft op de sterkte van de grond) in de Plaxis berekening met het SHANSEP model kan worden meegenomen. Geconcludeerd wordt dat er op dit moment geen aanpak mogelijk is in Plaxis die identiek is aan de binnen het project "actuele sterkte" gehanteerde aanpak in DGeostability.

Omdat in Plaxis de in DGeostability gehanteerde werkwijze niet exact kan worden gereproduceerd zijn een aantal varianten vergeleken:

- Plaxis MC: dit is een referentie berekening waarin alle lagen zijn gemodelleerd met het relatief eenvoudige MC materiaal model.
- Plaxis SS: dit is een referentie berekening waarin alle slappe lagen zijn gemodelleerd met het meer geavanceerde SS materiaal model.

- Plaxis SS+SHANSEP OCR: dit is een vergelijkende berekening waarin alle slappe lagen zijn gemodelleerd met het SS model waarin de initiële overconsolidatie met een OCR waarde wordt bepaald waarna vervolgens wordt gewiticht naar het SHANSEP model.
- Plaxis SS+SHANSEP POP: dit is een vergelijkende berekening waarin alle slappe lagen zijn gemodelleerd met het SS model waarin de initiële overconsolidatie met een POP waarde wordt bepaald waarna vervolgens wordt gewiticht naar het SHANSEP model.
- Plaxis SHANSEP OCR\_min: dit is een vergelijkende berekening waarin alle slappe lagen zijn gemodelleerd met het SHANSEP model waarin de initiële overconsolidatie wordt aangebracht door middel van de input parameter OCR\_min.

Voor drie raaien zijn berekeningen gemaakt met de bovengenoemde Plaxismodellen (zie Plaxisinvoer in bijlage F en G) en vergeleken met de resultaten van DGeostability (zie bijlage H). De berekende Safety Factoren (SF) zijn hieronder gerapporteerd.

Tabel 5.4 Vergelijk van berekende Safety Factoren voor het maatgevende schuifvlak voor de diverse modellen

Raai	D-Geo Stability SHANSEP (*)	Plaxis MC (**)	Plaxis SS (**)	Plaxis SS+SHANSEP OCR (**)	Plaxis SS+SHANSEP POP (**)	Plaxis SHANSEP OCR_min (**)
1	1,52 (ondiep) 1,61 (diep)	1,28 (diep)	1,29 (diep)	1,67 (diep)	1,67 (ondiep)	1,69 (diep)
4	1,97 (ondiep) 1,74 (diep)	1,06 (diep)	n.b.	n.b.	n.b.	1,38 (ondiep)
5	1,87 (ondiep) 2,17 (diep)	1,27 (diep)	n.b.	n.b.	n.b.	1,70 (ondiep)

Opmerkingen bij

Tabel 5.4:

- (\*) de gerapporteerde waarden gaan uit van 0% aanpassing in de onverzadigde kleilaag ten gevolge van de bovenbelasting, indien van 100% aanpassing worden uitgegaan (net zoals in het Plaxis model) dan nemen de gerapporteerde SF waarden met orde 0,03 toe.
- (\*\*) in de gerapporteerde waarden is geen rekening gehouden met sterktereductie in de bovenste antropogene zandlaag, indien dit wel wordt meegenomen (net zoals in het D-Geo Stability model) dan nemen de gerapporteerde SF waarden met orde 0,03 af.
- De berekeningen zijn gemaakt op basis van verwachtingswaarden voor de grondparameters en dus ook zonder partiële factoren voor belastingen en/of sterkte.

Uit Tabel 5.4 worden de volgende conclusies getrokken:

- Er is in het algemeen een groot verschil in berekeningsresultaten tussen DGeostability en de Plaxis analyses.
- Het MC en SS model geven een significant lagere SF waarde vergeleken met het SHANSEP model voor de hier beschouwde situatie met overgeconsolideerde grondlagen. Dit gedrag is verklaarbaar doordat het MC en SS model significant lagere ongedraineerde sterktes mobiliseren (o.b.v. de gedraineerde sterkte parameters  $\phi'$  en  $c'$ ). Zie ook bijlage I voor een verdere toelichting. Deze modellen zijn niet/minder geschikt voor ongedraineerd gedrag op basis van gedraineerde parameter (MC) en niet normaal geconsolideerde spanningspaden (SS). Een van de redenen is dat MC lineair Elastisch, perfect plastisch is, waardoor, bij ongedraineerd belasten de effectieve

isotrope spanning gelijk blijft en wordt er geen water over -, of onderspanningen als gevolg van schuifvervorming berekend.

- Het MC- en SS-model geven vrijwel vergelijkbare waarden voor de SF. Dit is verklaarbaar doordat de beide materiaal modellen voor een overgeconsolideerde situatie op vrijwel dezelfde (elastische) wijze reageren.
- De gevonden SF waarden voor de Plaxis SHANSEP modellen in raai 1 zijn hoger dan de gevonden SF waarden in DGeoStab. De verschillen kunnen worden verklaard aan de hand van de verschillen in berekeningswijze en aanpak in de modellen.
- Het model Plaxis SS+SHANSEP POP sluit het dichtst aan bij de resultaten van D-Geo Stability (qua vorm afschuifvlak en berekende SF).
- In raai 4 en 5 worden in Plaxis andere afschuifvlakken gevonden (met een lagere SF waarde) in vergelijking met DGeostability (zie ook bijlage H). Mogelijke verklaring is dat niet-cirkelvormige glijvlakken maatgevend zijn welke niet door DGeostability met de Bishop + Uplift Van methode kunnen worden gedetecteerd.

Overall wordt geconcludeerd dat met toepassing van het SHANSEP model in Plaxis en de aanpak conform het WBI in DGeostability tot vergelijkbare resultaten kan worden gekomen. Hierbij dient dan wel zo goed mogelijk rekening te worden gehouden met de volgende verschillen tussen de beide modellen c.q. aanpakken:

- De initiële overconsolidatie: het is op dit moment niet mogelijk een overconsolidatie aan te brengen in de diverse grondlagen in het Plaxis model welke identiek is aan die in D-Geo Stability. Noot: hieruit volgt ook een feature request aan Plaxis: namelijk het binnen het SHANSEP model kunnen aanbrengen van een overconsolidatie door middel van een POP in de K0 fase.
- De initiële spanningssituatie: in Plaxis is het gebruikelijk in de initiële fase te starten met de “dagelijkse” omstandigheden alvorens toe te werken naar de maatgevende situatie. In D-Geo Stability wordt slechts de maatgevende situatie beschouwd. Hiermee is de (initiële) spanningssituatie waarop de sterkte wordt gebaseerd verschillend.
- Het effect van spanningsspreiding: theoretisch kan worden beredeneerd dat er voor een power  $m < 1$  een effect is van spanningsspreiding, hetgeen mee kan worden genomen in Plaxis en niet in D-Geo Stability.

Voor wat betreft het gebruik van de Design Approach methode wordt in bijlage J geconcludeerd dat deze aanpak voor de hier beschouwde situatie tot vergelijkbare resultaten leidt als het gebruik van een safety fase.

In bijlage K is de mogelijkheid beschouwd om op basis van een berekening met het Soft Soil Creep (SSC) model te komen tot een meer continue profiel van overconsolidatie (OCR of POP) onder het talud. Dit is aanvulling op de hier gehanteerde aanpak met aparte grondlagen onder kruin en achterland welke leidt tot een (onrealistische) sprong in overconsolidatie (en sterkte) onder het talud. Geconcludeerd wordt dat het met het SSC model mogelijk is te komen tot een meer continue profiel van overconsolidatie. Verder onderzoek is echter nodig om te bepalen of en hoe het SSC model kan bijdragen aan een praktisch werkbaar methodiek.

## 6 Conclusies

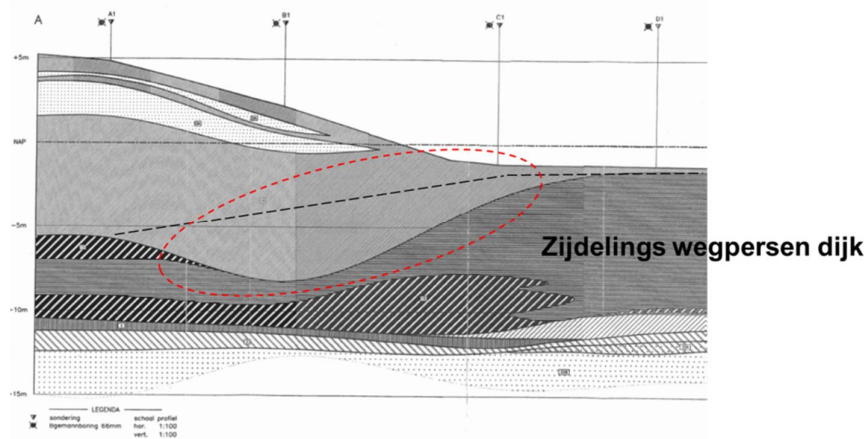
### 6.1 Schematisatie ondergrond en waterspanningen

#### 6.1.1 Schematisatie ondergrond

In de dagelijkse adviespraktijk wordt de schematisatie van de ondergrond in en rond de dijk (ten behoeve van macrostabiliteit binnenwaarts) in het algemeen gebaseerd op onderzoekspunten (sonderingen en/of boringen) ter plaatse van de kruin van de dijk en in de teen of achterland. Het onderzoekspunt in de dijkskruin geeft informatie over de opbouw van de dijk (dijksmateriaal en evt. aanwezig wegcunet) en de oorspronkelijke lagen daaronder. Het onderzoekspunt in de teen of het achterland wordt gebruikt voor schematisatie van de binnendijks gelegen lagen. Dit onderzoek wordt in het algemeen herhaald met bepaalde tussenafstand evenwijdig aan de dijk. Met dit onderzoek in dwars- en lengterichting van de dijk wordt in een, voor het betreffende dijkvak maatgevend of representatief dwarsprofiel, conservatieve inschatting gemaakt van de grondlagenopbouw.

Door het uitvoeren van meer onderzoek (zowel in lengterichting als in dwarsrichting) mag worden verwacht dat een nauwkeuriger en optimalere of vergelijkbare schematisatie wordt verkregen. Om een optimaal toetsresultaat te bereiken kan dit overigens wel betekenen dat het dijkvak in meerdere stukken moet worden opgeknipt en met meer geavanceerde berekeningen dient te worden geanalyseerd.

In het kader van onderhavig onderzoek is in enkele geselecteerde dwarsprofielen aanvullend grondonderzoek voor het nauwkeuriger schematiseren van de ondergrond uitgevoerd, zie Figuur 2.4. De gedachte was dat door dit aanvullend onderzoek niet alleen een nauwkeuriger schematisatie zou worden bereikt, maar dat tevens het vermeende zijdelingse wegpersen van de slappe lagen onder de dijk en de daarmee verwachte opstuiking van het achterland zou kunnen worden vastgesteld. Eerder was dit namelijk vastgesteld in een dwarsprofiel van de Lekdijk waar tevens veel lokaal grondonderzoek was uitgevoerd, zie figuur 6.1. Door meer relatief zwaar dijksmateriaal in de teen en onder het binnentalud en door horizontale opstuiking wordt een hogere mate van stabiliteit van het binnentalud verwacht.



Figuur 6.1 Dwarsprofiel Lekdijk met zijdelingse wegpersen van de slappe lagen onder de dijk

Uit het onderhavige onderzoek volgt dat het bovengenoemde zijdelingse wegpersen specifiek bij de Hollandse IJsseldijk niet is geconstateerd. Dit heeft te maken met de geologische ontstaansgeschiedenis van de Hollandse IJssel, zie paragraaf 2.1.1. De Hollandse IJssel is

relatief jong en ontstond, ongeveer 2200 jaar geleden. De Hollandse IJssel erodeerde plaatselijk het veen en op het veen werden oever- en komafzettingen afgezet. De *in situ* kleilaag is afgezet vanuit de Hollandse IJssel en is onderdeel van de oeverwal van de rivier. Deze strekt zich binnendijks beperkt uit. Op de oeverwal is later de dijk aangelegd. Door deze kleilagen (oeverwal) is de oorspronkelijke ondergrond als het ware voorbelast en minder slap in vergelijking met het in figuur 6.1 gegeven profiel, waardoor het zijdelings wegpersen niet of nauwelijks heeft kunnen optreden.

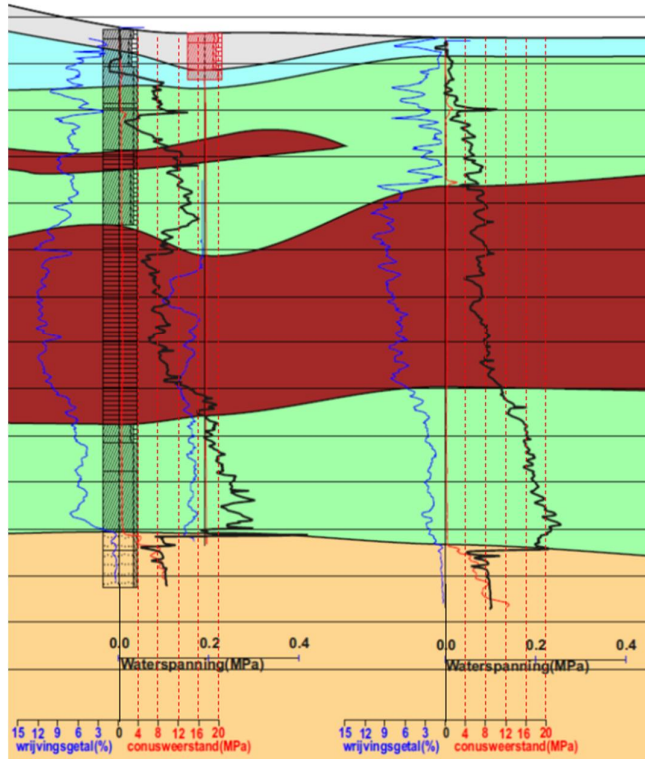
Het zijdelings wegpersen is dan ook niet te zien in de onderzochte dwarsprofielen. In de binnenteen en onder het binnentalud is niet significant meer dijksmateriaal aanwezig ten opzichte van de oorspronkelijke schematisatie. Op dit vlak is voor specifiek de Hollandse IJssel dan ook geen optimalisatie van de berekende evenwichtsfactor mogelijk. Dit in tegenstelling tot dijken zoals bijvoorbeeld de Lekdijk waar sprake is van een andere geologische ontstaansgeschiedenis. Geconcludeerd wordt dat wordt verwacht dat het zijdelings wegpersen voor de meeste dijken in Nederland op slappe ondergrond wel speelt. Duidelijk is dat naast het uitgevoerde grondonderzoek de geologische informatie en resultaten uit het historisch onderzoek grote meerwaarde hebben voor duiding van de resultaten.

Wel zijn de geoptimaliseerde schematisaties van de ondergrond complexer. Zie de geotechnische dwarsprofielen in paragraaf 2.1.3. Tevens volgt hieruit dat de slappe lagen exact ter plaatse van de binnenteen in het algemeen wat meer zijn gecompacteerd als gevolg van de belasting van het dijksmateriaal. De diepteligging van de top van de veenlaag is hier veelal lager dan 5 m uit de teen. Dit is goed zichtbaar in dwarsprofiel 1 en 4.

Tevens mag worden verwacht dat de grensspanning in deze lagen hierdoor wat hoger zal zijn dan verder uit de teen. Met name in dwarsprofiel 4 is dit zichtbaar, zie figuur 6.2, waarbij de conusweerstand in de veenlaag en de kleilaag (klei met plantenresten) 1,5 a 2 maal hoger is direct in de binnenteen van de dijk.

DKMP405\_BIT

DKMP406\_AL



Figuur 6.2 Dwarsprofiel 4 (sondering links in binnenteen en sondering rechtst 5 m uit binnenteen)

In de dagelijkse adviespraktijk zal de grondopbouw binnendijs worden gebaseerd op een onderzoekspunt dat niet exact in de teen is gelegen. Door ook een onderzoekspunt in de teen uit te voeren kan derhalve optimalisatie worden bereikt qua grondopbouw en grensspanningen. Een nauwkeurige schematisatie vraagt in feite zowel een sondering in de binnenteen teen als in het achterland.

De berekeningen, zie Hoofdstuk 5 laten zien dat de stabiliteit van de onderzochte profielen met name door het dijksmateriaal worden bepaald. De maatgevende glijvlakken gaan voornamelijk door het dijksmateriaal en slechts beperkt door de daar onder gelegen lagen waardoor de maatgevende glijvlakken relatief klein zijn. Dit wordt enerzijds veroorzaakt door de relatief lage stijghoogte en dus hogere korrelspanning in de diepere lagen en doordat geen sprake is van opdrijven. Voor de berekeningen met infiltratie bij overslag wordt dit veroorzaakt door de aanname dat het freatisch vlak min of meer op het maaiveld (talud) ligt a.g.v. infiltratie. Tevens kan het relatief steile binnentalud als oorzaak van relatief kleine glijvlakken worden aangemerkt.

Gezien de in het algemeen heterogene opbouw van een dijk is het in voorkomende gevallen belangrijk om de ondergrond(opbouw) ook ter plaatse van het talud vast te stellen. Het geotechnische dwarsprofiel in raai 2 geeft duidelijk aan hoe de grondopbouw anders zou zijn geschematiseerd als geen onderzoek ter plaatse van het talud uitgevoerd zou zijn.

In deze studie in het vanwege het feit dat de glijvlakken over het algemeen vrij ondiep insnijden en daardoor grotendeels door het dijksmateriaal gaan maar in beperkte mate



mogelijk gebleken te onderzoeken hoe groot de invloed van een nauwkeurige schematisatie van de ondergrond is. Aanbevolen wordt dit voor situaties met andere kenmerken te herhalen omdat dit toch een beter inzicht oplevert.

### 6.1.2 Waterspanningen

Uit het waterspanningsonderzoek (zie paragraaf 2.2) volgt dat het freatisch vlak in de beschouwde dwarsprofielen nauwelijks verandert als gevolg van de hoogte en tijdsduur van de buitenwaterstand. Wel volgt uit het onderzoek dat er veiligheidshalve van moet worden uitgegaan dat het freatisch vlak wordt verhoogd als de buitenwaterstand hoger wordt dan de onderzijde van de in de dijk aanwezige opgebrachte doorlatende zand/puinlagen. Dit is met name het geval bij raai 2 en 4. Er kan namelijk niet van worden uitgegaan dat de waarschijnlijk aanwezige maar gestructureerde kleibekleding op het buitentalud voldoende doorlatend is.

De hoogte van het freatisch vlak reageert beperkt op neerslag. Voor extreme neerslagomstandigheden dient er echter van te worden uitgegaan dat het freatisch vlak wordt verhoogd. De druktoename als gevolg van neerslag wordt in de lager gelegen grondlagen niet gemeten.

De stijghoogte in de watervoerende zandlagen reageert beperkt op de buitenwaterstand omdat de rivier waarschijnlijk niet insnijdt in deze zandlagen. Daarnaast is de stijghoogte mede vanwege de lage polderpeilen in o.a. de Prins Alexanderpolder en de Zuidplaspolder onder normale omstandigheden zeer laag. Hierdoor is ter plaatse van de beschouwde dwarsprofielen geen sprake van opdrijven.

Naast de in het kader van dit onderzoek beschouwde dwarsprofielen is in het verleden meermaals en in meerdere andere dwarsprofielen waterspanningsonderzoek uitgevoerd. Deze metingen komen in grote lijnen overeen met de hier beschreven constatering. Geconcludeerd wordt dat de waterspanningen in kleidijken, in het algemeen en specifiek voor de Hollandse IJssel, grote verschillen vertonen, met name voor wat betreft de hoogte van het freatisch vlak en de waterspanningen in de zone (van stel 5 m diepte) daaronder. Het is niet ondenkbeeldig dat de gemeten hoogte het freatisch vlak in een op korte afstand gelegen geohydrologisch vergelijkbaar dwarsprofiel fors anders is. Een freatisch vlak dat meer dan 0,5m hoger is, is zeker geen uitzondering. Als de geohydrologische omstandigheden afwijken, kan dit verschil nog groter zijn.

In het kader van dit POVM onderzoek zijn 9 waterspanningsmeters per dwarsprofiel geplaatst. Normaliter zullen dit er in de adviespraktijk circa 4 zijn. Uit bovengenoemde blijkt dat de schematisatie van de waterspanningen (hoogte freatisch vlak en verloop in de diepte), zelfs met de data van 9 waterspanningsmeters, nog steeds relatief grote onzekerheid geeft wat zit uit in een conservatieve schematisatie.

Met name de waterspanningschematisatie voor de situatie bij relatief veel overslag ( $> 1 \text{ l/s/m}$ ) is zeer onzeker. In dit onderzoek is ter bepaling van de macrostabiliteit van het binnentalud bij overslag dan ook dan ook van het conservatieve uitgangspunt uitgegaan dat de gehele dijk is verzadigd met water. Ofwel het freatisch vlak stijgt tot maaiveldhoogte. Dit is zeer conservatief maar zal zonder overslag en/of infiltratiemetingen en nadere geohydrologische analyses in de meeste gevallen veiligheidshalve niet gunstiger kunnen worden aangenomen. Duidelijk zal zijn dat meer kennis van dit infiltratieproces tot grote optimalisatie kan leiden.

## 6.2 Parameters uit laboratoriumonderzoek

Ten behoeve van de berekeningen die in dit rapport zijn besproken is laboratoriumonderzoek uitgevoerd (Konstantinou, 2017). Met betrekking tot de volgende punten is getracht met een extra inspanning in het laboratoriumonderzoek een meerwaarde ten opzichte van het reguliere grondonderzoek te creëren:

- Er is lokaal per dwarsprofiel grondonderzoek uitgevoerd. Hierdoor wordt onzekerheid in lengte richting beperkt, immers in de rekenprofielen is ook het grondonderzoek uitgevoerd. Dit heeft mogelijkheden voor het verkleinen van de onzekerheid tot gevolg.

- Er is onderzoek gedaan naar de richtingsafhankelijkheid van de sterkte. Dit houdt in dat bij het sterkte onderzoek naar veen monsters zowel evenwijdig aan de lengterichting van het dijklichaam zijn afgeschoven als in de richting loodrecht op de dijk. Voor de kleimonsters zijn triaxiaalproeven uitgevoerd. Bij de registratie van de proeven is de richting van het glijvlak vergeleken met de oriëntatie van het dijklichaam.
- Voor laboratoriumproeven op veen geldt dat de vezels naar verwachting het gedrag beïnvloeden. Hierdoor zou de monstergrootte de resultaten kunnen beïnvloeden. Om dit te controleren zijn grote monsters beproefd.
- Voor het kunnen toepassen van EEM berekeningen zijn in dit onderzoek de benodigde parameters bepaald.

De resultaten van het onderzoek worden aan de hand van de bovengenoemde punten, puntsgewijs besproken. Het eerste punt betreft het lokaal uitvoeren van het grondonderzoek. De resultaten van het onderzoek dat in het kader van het hier gerapporteerde actuele sterkte onderzoek is uitgevoerd, zijn vergeleken met de sterkte eigenschappen die in het dijkversterkingsproject KJK zijn uitgevoerd. Kort samengevat kan worden gesteld dat de spreiding in eigenschappen die lokaal in het actuele sterkte onderzoek zijn gevonden kleiner is dan de spreiding die in het regionale, KJK, onderzoek is gevonden. Het lokaal uitvoeren van het grondonderzoek heeft hier geleid tot het reduceren van de variatie in beschouwde parameters. Er worden twee opmerkingen gemaakt bij het veralgemeniseren van deze ervaring. De eerste opmerking is dat verwacht wordt dat een kleinere spreiding leidt tot een minder conservatieve karakteristieke waarde en daarmee tot een minder conservatieve rekenwaarde van de beschouwde parameter. In dit geval wordt in het lokaal uitgevoerde laboratoriumonderzoek een lagere verwachtingswaarde gevonden dan in het regionale onderzoek. Door geringere spreiding wordt uit het lokale onderzoek een karakteristieke waarde gevonden die vrijwel overeen komt met de karakteristieke waarde die in het regionale onderzoek is gevonden. Deze effecten heffen elkaar op. (Blijkbaar zijn hier lokaal wat slechtere plekken gevonden gezien de lagere verwachtingswaarde en is door het lokale onderzoek en (verwachte) lagere spreiding gevonden). De tweede opmerking betreft het aantal proeven. Indien de lokale verzameling een aanzienlijk kleiner aantal proeven omvat dan de regionale verzameling kan door het geringe aantal proeven de gunstiger spreiding niet worden benut waardoor alsnog een conservatieve karakteristieke waarde wordt gevonden.

Het tweede punt betreft een mogelijke richtingsafhankelijkheid van de maximaal te mobiliseren schuifweerstand.

Geconcludeerd kan worden dat tegen de verwachting de resultaten van de DSS proeven niet door oriëntatie van de afschuifrichting ten opzichte van het dijklichaam worden beïnvloed. Voor de triaxiaalproeven lijkt de richting van het gevonden glijvlak wel door de ligging ten opzichte van het dijklichaam te worden bepaald. Het is opvallend dat de meeste monsters bezwijken met een glijvlak dat van het dijklichaam af gericht is. Omdat in een triaxiaalproef de richting van het optredende glijvlak niet wordt opgelegd, heeft dit, vooralsnog, geen gevolgen voor de resulterende sterkte parameters.

Het derde punt betreft de monsterafmetingen. Er wordt een verschil gevonden tussen de DSS proeven met conventionele afmetingen en de DSS proeven die op grote monsters, de LDSSA proeven, worden uitgevoerd. In aansluiting op eerder gevonden resultaten geven de LDSSA proeven een iets hogere sterkte dan de conventionele proeven. Echter, omdat ongelukkigerwijze de monsters voor het LDSSA onderzoek zijn gestoken in een, organische, geulopvulling en niet in de veenlaag waar de conventionele monsters zijn gestoken, kan er geen eenduidige conclusie worden getrokken.

Het laatste punt betreft het bepalen van de benodigde parameters voor het EEM analyse. De resultaten van de EEM analyses worden besproken in de volgende paragraaf.

### 6.3 Berekeningsresultaten

De verwachting is dat het uitvoeren van lokaal onderzoek leidt tot het meer nauwkeurig in rekening kunnen brengen van de lokaal aanwezige sterkte. In de dagelijkse ingenieurspraktijk is het gebruikelijk om bij beperkte informatie de ontbrekende parameters conservatief te schatten. Indien lokaal aanvullend onderzoek wordt uitgevoerd om de ontbrekende parameters te bepalen mag worden verwacht dat het resultaat vergelijkbaar of minder conservatief is dan de eerder gemaakt schatting. Door de resultaten van de eerder uitgevoerde toets en ontwerp berekeningen te vergelijken met de resultaten van de berekeningen, gebaseerd op het aanvullend onderzoek ontstaat een indruk van de consequenties van aanvullend onderzoek op de berekende stabiliteit. Op drie punten is aanvullend onderzoek uitgevoerd. De eerste is aanvullend grondonderzoek voor het nauwkeuriger schematiseren van de ondergrond. De resultaten hiervan zijn besproken in paragraaf 6.1. Het tweede punt is het uitvoeren van aanvullende laboratoriumproeven de resultaten hiervan zijn besproken in paragraaf 6.2. Het derde punt is het meten van de waterspanningen en bijbehorende optimalisatie van de schematisatie van de waterspanningen hetgeen in paragraaf 6.1 is besproken.

Paragraaf 6.1 gaf aan dat de verwachte opstuiking van het achterland niet zichtbaar was in de ondergrondschematisatie. In de binnenteen is niet significant meer dijksmateriaal aanwezig ten opzichte van de oorspronkelijke schematisatie. In paragraaf 6.2 is aangegeven dat weliswaar de lokaal gevonden spreiding in sterkte parameters kleiner is dan de regionaal gevonden spreiding, echter door de lagere verwachtingswaarde wordt slechts een minimaal verschil in rekenwaarden voor de sterkte eigenschappen gevonden. Dit heeft dus voor de semi-probabilistische analyses niet tot optimalisatie geleid. Voor de probabilistische sommen zou dit mogelijk wel tot enige optimalisatie hebben kunnen geleid. Paragraaf 2.2 toont de complexiteit van de gemeten waterspanningen en het daaruit geschematiseerde grondwaterstandsverloop.

Tabel 5.2 en Tabel 5.3 tonen de berekeningsresultaten na het doorvoeren van de bovengenoemde aanpassingen. Opvallend is dat de gedraineerde berekeningen, na aanpassing tot een lagere berekende evenwichtsfactor leiden dan de eerder uitgevoerde berekeningen in het kader van het project KIJK. Hieruit kan worden geconcludeerd dat de huidige adviespraktijk niet altijd voldoende conservatief is. Immers, het basisprincipe is dat onzekerheden aan de veilige kant worden ingeschat en dat nader onderzoek zal leiden tot een gelijke of hogere berekende evenwichtsfactor. Hierbij wordt opgemerkt dat de probabilistische berekeningen die in het kader van het project actuele sterkte zijn uitgevoerd laten zien dat het huidige dijklichaam juist ter plaatse van het beschouwde dwarsprofiel voldoet aan de norm<sup>3</sup> Hieruit volgt dat de oorspronkelijke berekeningen die in het kader van het project KIJK zijn uitgevoerd wel voldoende conservatief zijn geweest.

De berekeningen gebaseerd op ongedraineerde sterkte eigenschappen, Tabel 5.3, laten zien dat de berekeningen gebaseerd ongedraineerde sterkte parameters een gunstiger, minder conservatief, beeld geven dan de berekeningen gebaseerd op gedraineerde sterkte eigenschappen. In onderstaande tabel zijn de resultaten van deze resultaten met ongedraineerde parameters van zowel Fugro/RoyalHaskoningDHV als Deltares weergegeven.

<sup>3</sup> Nadere verificatie is nodig om aan te kunnen geven in hoeverre het resultaat in het dwarsprofiel representatief/maatgevend is voor het betreffende dijkvak met een bepaald breedte.

Tabel 6.1 Berekende stabiliteitsfactoren uit DGeostability berekeningen Fugro/RoyalHaskoningDHV en Deltares met ongedraineerde sterkteparameters (situatie 2035)

Profiel nr.	Locatie	Berekening	Berekende stabiliteitsfactoren			
			Fugro/Royal HaskoningDHV	Deltares	verschil	verschil %
1	Dp26.2+75 m	Mhw	0.93	0.98	0.05	5
		Volledige verzadiging	0.88	0.88	0.00	0
2	Dp 33.4+62m	Mhw	1.07			
		Volledige verzadiging	1.07			
4	Dp 36.9+26m	Mhw	0.94	1.04	0.10	11
		Volledige verzadiging	0.87	0.85	-0.02	-2
5	Dp40.5+50 m	Mhw	0.99	1.35	0.36	36
		Volledige verzadiging	0.93	0.71	-0.22	-24

Zowel door Fugro/RoyalHaskoningDHV als Deltares zijn stabiliteitsanalyses uitgevoerd. Fugro/RoyalHaskoningDHV heeft zich hierbij gericht op de analyses zoals deze normaliter in de adviespraktijk worden uitgevoerd. De door Deltares uitgevoerde analyses richten zich op diverse optimalisaties.

De berekeningen laten zien dat stabiliteit van de onderzochte profielen met name door het dijksmateriaal worden bepaald. De maatgevende cirkels gaan voornamelijk door het dijksmateriaal en slechts beperkt door de daar onder gelegen lagen. Dat was reeds zo in de oorspronkelijke ontwerp berekeningen en dat blijft zo na de optimalisatie van de ondergrond schematisatie. Dit wordt grotendeels veroorzaakt door de relatief lage waterspanning in de diepere grondlagen als gevolg van de lage stijghoogte in het eerste watervoerende zandpakket (geen opdrijven). Opgemerkt wordt dat uit de berekeningen twee bijna gelijkwaardige faalmechanismen wordt gevonden. De eerst is een ondiepe met het glijvlak volledig in het dijklichaam gelegen en iets diepere waar ook de sterkte in de top van de onderliggende lagen wordt aangesproken. De optimalisatie van de dieper gelegen lagen hebben voor deze profielen geen optimalisatie van de berekende evenwichtsfactor tot gevolg gehad.

De geoptimaliseerde analyses voor de situatie met waterspanningen zonder volledige infiltratie geven hogere stabiliteitsfactoren (5 tot 11%) voor profiel 1 en 4. Voor profiel 5 is dit verschil aanmerkelijk groter (36%). Dit verschil wordt dus veroorzaakt door het totaal van optimalisaties door (lokaal) terreinonderzoek (boringen en sonderingen) en monitoring van de waterspanningen en stijghoogten.

Ook worden gunstiger resultaten verkregen door een nauwkeuriger modellering van de autonome bodemdaling. In de analyses door Fugro/RoyalHaskoningDHV is dit gemodelleerd door eenvoudigweg de mate van bodemdaling op te tellen bij de buitenwaterstanden.

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

Uit paragraaf 6.2 volgt dat geen optimalisatie is bereikt met het lokaal bepalen van de sterkteparameters.

Bij deze vergelijking dient te worden opgemerkt dat de gehanteerde volumegewichten enigszins verschillend zijn (zie paragraaf 4.4).

De resultaten van de analyses met volledige verzadiging laten een ander beeld zien. Het verschil in stabiliteitsfactor voor profiel 1 en 4 is nihil terwijl dit voor profiel 5 fors is nl. 24%.

Volgens de laatste inzichten in de door Deltares uitgevoerde analyses voor de sterkte van de klei in de onverzadigde zone uitgegaan van gedraineerde parameters. Deze zijn conservatiever dan de ongedraineerde parameters waarvan Fugro/RoyalHaskoningDHV is uitgegaan.

Tabel 5.4 toont de vergelijking tussen de analytische glijvlak berekeningen en de EEM analyses. In de EEM analyses zijn berekeningen met verschillende materiaalmodellen uitgevoerd. Voor de profielen 1 en 5 sluiten de berekeningen met het SHANSEP model goed aan bij de ongedraineerde analytische glijvlak berekeningen. Voor profiel 1 zijn ook berekeningen met het Mohr-Coulomb, *MC* en het Soft Soil, *SS* model uitgevoerd. De berekeningen met *MC* en het *SS* model leiden tot een lagere berekende evenwichtsfactor dan de berekeningen met het SHANSEP model en de analytische glijvlakberekeningen. Dit kan worden verklaard door het verschil in sterkte die conform de verschillende modellen in de ondergrond wordt gemobiliseerd. Voor overgeconsolideerde condities geven het *MC* en *SS* model een onderschatting van de aanwezige sterkte. Het SHANSEP model is specifiek ontwikkeld om de ongedraineerde sterkte ook in de overgeconsolideerde condities goed weer te geven. De berekeningsresultaten zoals weergegeven in Tabel 5.4 tonen de meerwaarde aan van het gebruik van SHANSEP model in sterkte berekeningen van dijken ten opzichte van het *MC* en *SS* model.

Voor profiel 4 wordt een duidelijk verschil gevonden tussen de analytische glijvlak berekeningen en berekeningen met het SHANSEP model. Dit is het gevolg van de meer complexe ondergrondschematisatie, waardoor niet-cirkelvormige glijvlakken dominant worden. De analytische berekeningen zijn alleen uitgevoerd met het model Bishop en LiftVan, die beiden cirkelvormige glijvlakken toetsen. Voor profiel 4 wordt door PLAXIS-SHANSEP een duidelijk niet cirkelvormig glijvlak gevonden. Hieruit wordt geconcludeerd dat berekeningen met het PLAXIS – SHANSEP leidt tot vergelijkbare resultaten voor vergelijkbare glijvlakken. Doordat sterkte met eindige elementen methoden niet gekoppeld is aan cirkelvormige glijvlakken kunnen ook andere niet cirkelvormige glijvlakken worden gevonden. Voor meer complexe geometrieën en / of oppervlakkige glijvlakken kan dit leiden tot lagere berekende evenwichtsfactoren.

Naast bovengenoemde is het SHANSEP model in EEM is ook van belang omdat hiermee spanningsisotropie kan worden meegenomen bij ongedraineerd materiaalgedrag. Met EEM kunnen vervormingen worden berekend en dit is o.a. van belang bij constructies is waterkeringen.

## 7 Aanbevelingen

### **Grondonderzoek:**

In de dagelijkse adviespraktijk wordt de schematisatie van de ondergrond in en rond de dijk in het algemeen gebaseerd op onderzoekspunten (sonderingen en/of boringen) ter plaatse van de kruin van de dijk en in de teen of het achter/voorland. Afhankelijk van de geologische ontstaansgeschiedenis zal het zijdelings wegpersen van slappe ondergrondlagen in meer of mindere mate kunnen optreden. Als dit zijdelings wegpersen aannemelijk is wordt aanbevolen het effect op de macrostabiliteit (optimalisatie grondopbouw en grensspanningen) met het uitvoeren van extra grondonderzoek (sonderingen en of boringen) te bepalen door het onderzoek ter plaatse van het talud, exact in de binnenteen en in het achterland uit te voeren.

Bovengenoemde ondersteund de aanbeveling binnen het WBI om voor de dagelijkse adviespraktijk waarbij slechts een onderzoekspunt binnendijs wordt uitgevoerd, deze niet te dicht bij de teen uit te voeren.

Bij relatief kleine maatgevende glijvlakken (dus ook voor dijkversterking KIJK) wordt aanbevolen, gezien de in het algemeen heterogene opbouw van een dijk, ook grondonderzoek ter plaatse van het talud uit te voeren.

Daarnaast wordt aanbevolen tevens geologische kennis en historische informatie te gebruiken.

### **Waterspanningsonderzoek:**

Het is niet ondenkbeeldig dat de gemeten hoogte van het freatisch vlak in een op korte afstand geleiden geohydrologisch vergelijkbaar dwarsprofiel fors anders is, bijvoorbeeld een 0.5 m hoger freatisch vlak. Als de geohydrologische omstandigheden afwijken, kan dit verschil nog groter zijn. Aanbevolen wordt hiermee rekening te houden (ook als uitvoerig wordt gemeten zoals in het kader van dit onderzoek) ter bepaling van een conservatieve waterspanningschematisatie voor (bijvoorbeeld) macrostabiliteit. In de adviespraktijk worden normaal gesproken circa 4 waterspanningsmeters per dwarsprofiel gemonitord, waarmee vervolgens een conservatieve schematisatie van het freatisch vlak en de waterspanningen in de diepte wordt gemaakt voor een bepaald dijkvak. Aanbevolen wordt meer waterspanningsmeters te plaatsen teneinde de relatief grote onzekerheid te beperken.

Met name de waterspanningschematisatie voor de situatie bij relatief veel overslag ( $> 1$  l/s/m) is zeer onzeker. Gezien de kennisleemte op dit gebied wordt dan ook van conservatieve uitgangspunten uitgegaan (freatische lijn op maaiveld (talud)). Aanbevolen wordt dan ook om hier nader onderzoek naar te verrichten. Aanbevolen wordt om dit in het kader van het POVM onderzoek 'Beter benutten actuele sterkte' activiteit 7 ' Proefbelasting' te onderzoeken. Dit is in het algemeen belangrijk gezien de kennisleemte op dit gebied, maar vooral belangrijk als uit de stabiliteitanalyses blijkt dat stabiliteit bij overslag het maatgevende mechanisme is.

Afhankelijk van de resultaten van het onderzoek van activiteit 7 zal blijken of de macrostabiliteit bij overslag voor dijkversterking KIJK relevant/maatgevend blijft. Zo ja, dan wordt aanbevolen hiervoor nader onderzoek te verrichten binnen dijkversterking KIJK. Binnen activiteit 7 wordt aanbevolen om hiervoor dan aanbevelingen op te nemen.

### **Aanbeveling labonderzoek:**

De schaalinvloed van de aangetroffen veenlagen op de DSS methode werd ook beoordeeld op basis van de testresultaten van conventionele DSS en grootschalige DSS (LDSSA) tests

op monsters uit aangrenzende locaties die op gelijke diepte zijn beproefd. Het beproefde materiaal bleek verschillend te zijn van het materiaal dat in de conventionele DSS tests beproefd werd. Om de voordelen van de LDSS tests volledig te kunnen benutten wordt aanbevolen aanvullende LDSS tests op opnieuw gestoken monsters uit te voeren.

Ook werd de invloed van de belastingrichting op de ongedraineerde schuifsterkte eigenschappen van de grondmonsters onderzocht aan de hand van conventionele DSS en van LDSSA tests waarbij de schuifrichting loodrecht en evenwijdig aan de dijk werd aangebracht. De testresultaten van beide proefmethoden laten zien dat de belastingrichting niet significant van invloed is op de ongedraineerde schuifsterkte van de monsters. Dit betekent dat de spanningsgeschiedenis van de in deze studie beproefde veenmonsters wat betreft voorafschuiving (pre-shearing) in een hoofdrichting de ongedraineerde schuifspanning niet beïnvloedt als de afschuiving van de grond in een andere richting plaatsvindt ten opzichte van de voorafgaande afschuifrichting. Omdat de eerdergenoemde opstuiking (of het zijdelingse wegpersen van de ondergrond) gezien de geologische ontstaansgeschiedenis van de Hollandse IJssel (zie paragraaf 2.1.1) voor de Hollandse IJsseldijken niet speelt, maar mogelijk wel voor andere dijken op slappe grond, wordt aanbevolen deze richtingsafhankelijkheid ook voor andere dijken te controleren.

Aanbevolen wordt de sterkteproeven uitgevoerd in het kader van dit POVM onderzoek samen te voegen met de proeven die zijn uitgevoerd door KJK. Mogelijk dat de spreiding hierdoor lager wordt met als gevolg een hogere karakteristieke- en ook rekenwaarde.

#### **Aanbevelingen berekeningsmodel:**

Berekeningen met het PLAXIS – SHANSEP model leiden tot vergelijkbare resultaten voor vergelijkbare glijvlakken. Hierbij is geconcludeerd dat het model naar behoren werkt. Aanbevolen wordt dan ook dit model te gebruiken.

Hierbij dient dan wel zo goed mogelijk rekening te worden gehouden met de volgende verschillen tussen de beide modellen c.q. aanpakken:

- De initiële overconsolidatie: het is op dit moment niet mogelijk een overconsolidatie aan te brengen in de diverse grondlagen in het Plaxis model welke identiek is aan die in D-Geo Stability. Noot: hieruit volgt ook een feature request aan Plaxis: namelijk het binnen het SHANSEP model kunnen aanbrengen van een overconsolidatie door middel van een POP in de K0 fase.
- De initiële spanningssituatie: in Plaxis is het gebruikelijk in de initiële fase te starten met de “dagelijkse” omstandigheden alvorens toe te werken naar de maatgevende situatie. In DGeostability wordt slechts de maatgevende situatie beschouwd. Hiermee is de (initiële) spanningssituatie waarop de sterkte wordt gebaseerd verschillend.
- Het effect van spanningsspreiding: theoretisch kan worden beredeneerd dat er voor een power  $m < 1$  een effect is van spanningsspreiding, hetgeen mee kan worden genomen in Plaxis en niet in DGeostability.

Aanbevolen wordt de bugs en de onderkende zaken die zijn vastgelegd in bijlage D op te lossen.

Geconcludeerd wordt dat het met het SSC model mogelijk is te komen tot een meer continu profiel van overconsolidatie. Verder onderzoek is echter nodig om te bepalen of en hoe het SSC model kan bijdragen aan een praktisch werkbaar methodiek.



In raai 4 worden in Plaxis andere afschuifvlakken gevonden in vergelijking met DGeostability. Dit is het gevolg van de meer complexe ondergrondschematisatie, waardoor niet-cirkelvormige glijvlakken dominant worden. Voor meer complexe geometrieën en / of oppervlakkige glijvlakken kan dit leiden tot lagere berekende evenwichtsfactoren. Voor deze situatie wordt aanbevolen stabiliteitsanalyses met EEM uit te voeren.



## 8 Referenties

Deltares (2014). 1209434-003-geo-0002 Handreiking voor het bepalen van de schuifsterkte parameters – WTI2017 toetsregels stabiliteit, 2014

Fugro/RHDHV (2016). Consequentieanalyse Krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard, Uitgangspuntennotitie, Referentie: RDCBE2432R001F03, Versie: 03/Finale versie, Datum: 5 januari 2016

Fugro & RoyaHaskoningDHV (2016). Memo. Berekeningen 4 profielen KIJK, Referentie WATBE7926N002F01, Finale Versie, Datum: 10 oktober 2016.

Kanning W. (2016). POVM Beter benutten actuele sterkte, Activiteit 5 - Concept Werkwijzer Bewezen Sterkte, Deltares rapport (concept), mei 2016 versie 1

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

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

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

Inpijn-Blokpoel (2016). Grondonderzoek actuele sterkte tussen Gouda en Capelle a/d IJssel, Installatie monitoringsnet en meetdata t/m 25-05-2016, documentnummer 06P002127-RG-01, Inpijn-Blokpoel

Konstantinou M (2017). POVM: Soil parameters assessment (factual report), Deltares Maart 2017

Lad C.C. Foot R. (1974). New Design Procedure for Stability of Soft Clays *Journal of the Geotechnical Engineering Division* Vol. 100 GT7 p 763-786

Plaxis (2016). The SHANSEP MC model (manual on the use of the SHANSEP MC material model), 2016

Rosenbrand E. (2016). Extrapolatie berekeningsresultaten 3 dwarsprofielen KIJK, Deltares 31 oktober 2016

RoyalHaskoningDHV (2016). Rapport Consequentieanalyse Krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard, Referentie: WATBE2432R002F02, Versie: 02/Finale versie, Datum: 13 mei 2016

Rozing, A. (2015). POVM, PvA Beter benutten actuele sterkte', Deltares kenmerk 1220518-000-GE0-0007, 25 juni 2015

Rozing, A. (2016). POVM Beter benutten actuele sterkte, Activiteit 2 – Keuze van het proeftraject en gevoeligheidsanalyses, Deltares Rapport (definitief) 1220518-005-GEO-0002 v2 Augustus 2016



Rozing, A en Schweckendiek, T. (2017). POVM Beter benutten actuele sterkte KIJK – activiteit 6 – Faalkans Updating, versie 2 (definitief), april 2017

Schweckendiek, T. en Van der Krogt, M. (2015). Verkenning Bewezen Sterkte MMD. Deltares rapport 1221189-000-GEO-0004

Schweckendiek et al. (2016). Reliability updating for slope stability of dikes - Test cases report Deltares rapport (concept) 1230090.037, 31 May 2016

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

Technische Rapport Waterspanningen bij Dijken, TAW 1 september 2004, ISBN-90-369-5565-3

## A Voorgenomen activiteiten POVM Beter benutten actuele sterkte

Hieronder zijn de voorgenomen activiteiten vallende onder het POVM onderzoek 'Beter benutten actuele sterkte' conform het PvA [1] weergegeven.

Activiteiten 2015:

1. Opstellen gedetailleerd plan van aanpak inclusief kostenbegroting.
2. Keuze van het proeftraject (aantal dwarsprofielen).
3. Uitvoeren terrein-, laboratoriumonderzoek en monitoring van de waterspanningen binnen het proeftraject.
4. Toepassen beter berekeningsmodel (EEM).
5. Opstellen werkwijze (stappenplan), Verzamelen historische gegevens en uitvoeren (technische) haalbaarheidsstudie.

Activiteiten 2016 en 2017:

6. Toepassen bewezen sterkte technieken.
7. Proefbelasten van de waterkering in combinatie met bewezen sterkte technieken.
8. Ontwerpen van een alternatieve principe dijkversterkingsmaatregel, waarmee ingrijpender dijkversterking kan worden voorkomen.
9. Acceptatie en Implementatie van de werkwijze.

### A.1 Activiteiten 2015

Ad 2: Keuze proeftraject

Aanbevolen wordt om dit onderzoek in eerste instantie uit te voeren voor een beperkt (representatief) deel van een van de referentieprojecten genoemd in H2. Dit proeftraject (bestaande uit een aantal te onderzoeken dwarsprofielen) dient zodanig te worden gekozen dat wordt verwacht dat de meeste van nagenoemde activiteiten kunnen worden doorlopen en dat uiteindelijk de kans op verkleining van de versterkingsopgave, dan wel het beperken van de versterkingsmaatregel groot is. Hiermee wordt namelijk beoogd dat de voorgestelde methode snel en effectief wordt onderbouwd. Hierbij wordt o.a. gedacht aan de volgende dwarsprofielen:

- Dwarsprofielen waar het (vermeende) doorpersen van de ondergrond speelt.
- Dwarsprofielen die de situatie van 1953 zonder problemen hebben doorstaan en die nadien niet zijn opgehoogd of versterkt.
- Dwarsprofielen waar in principe de mogelijkheid bestaat een proefbelasting aan te brengen.
- Dwarsprofielen die in voldoende mate toegankelijk zijn voor het uitvoeren van het terreinwerk en de monitoring.

Ter bepaling van de keuze van de dwarsprofielen worden naast archiefonderzoek en bestudering van beschikbare gegevens ook gevoeligheidsanalyses in een aantal dwarsprofielen uitgevoerd. Op deze wijze wordt inzicht verkregen in de invloed van de verschillende aspecten (waaronder waterspanningen en parameters), waardoor het duidelijk wordt waar winstpunten bij aanvullend onderzoek (zie activiteit 3) zouden kunnen worden geboekt. Tevens wordt een visuele verkenning van de betreffende dijktrajecten uitgevoerd.

Product is een rapport waarin de onderbouwing van de keuze van het proeftraject is gegeven.

Ad 3:

Nadere detaillering van een plan voor en het uitvoeren van terrein-, laboratoriumonderzoek en monitoring van de waterspanningen binnen het proeftraject:

Opstellen van een plan en kostenraming.

De keuze voor het proeftraject (bestaande uit een aantal te onderzoeken dwarsprofielen) moet nog worden gemaakt. Pas als de locatie en het aantal dwarsprofielen bekend is kan een gedetailleerd plan worden gemaakt.

Navolgend is voor de dwarsprofielen per aspect aangegeven aan welk terrein-, laboratoriumonderzoek en monitoring van de waterspanningen kan worden gedacht:

- Schematisatie ondergrond:  
Ter vaststelling van de aanwezige grondopbouw wordt aanbevolen wordt om sonderingen en boringen uit te voeren op de locaties buitenteen, kruin, enkele locaties ter hoogte van het talud, binnenteen en enige meters landwaarts en achterland. De keuze van de locaties is met name belangrijk omdat hiermee het vermeende zijdelingse wegpersen van de slappe lagen kan worden vastgesteld.
- Parameters:  
Naast het uitvoeren van classificatieproeven, Ko-CRS proeven, triaxiaalproeven en DSS-proeven (ter bepaling van de gedraineerde en ongedraineerde sterkteparameters) wordt hierbij ook gedacht aan het uitvoeren van bijzondere proeven (triaxiaalproeven met afwijkende spanningspaden). Ook wordt gedacht aan het uitvoeren van sterkteproeven op grote grondmonsters met het doel het vaststellen (verkleinen) van de invloed van schaafeffecten op de rekenwaarde van de sterkte-eigenschappen (in ieder geval voor veen).  
Ter bepaling van de ongedraineerde materiaal-parameters wordt ook gedacht aan het uitvoeren van in situ metingen als sonderingen, bol-sonde en field-vane metingen. De bol-conus zal waarschijnlijk niet geschikt zijn in het stevige dijksmateriaal maar wel voor beproeving van de slappere lagen binnendijks.
- Waterspanningen:  
Ter bepaling van de hoogte van het freatisch vlak (en de waterspanning in de diepte en de indringlengte) zijn waterspanningsmeters nodig ter plaatse van de locaties buitenkruinlijn, binnenkruinlijn en binnenteen.  
Ter bepaling van de stijghoogte in de watervoerende zandlagen dienen op verschillende locaties in het dwarsprofiel peilbuizen te worden geplaatst waarin met divers de stijghoogten worden gemeten.  
Bovengenoemde waterspanningsmeters en peilbuizen dienen te worden geplaatst in de representatieve/maatgevende dwarsprofielen.  
Omdat de relatie tussen de gemeten waterspanningen en stijghoogten met de buitenwaterstand belangrijk is dient voor de gehele meetperiode ook de waterstand op de Hollandse IJssel te worden vastgelegd.  
Ook dient dienen voor de gehele meetperiode de dagsommen neerslag te worden verzameld.  
De meetperiode dient voldoende lang te zijn (en bij voorkeur zo lang mogelijk).  
Voldoende lang is in dit geval een periode waarin een aantal hevige neerslagperioden en hoge waterstanden in de Hollandse IJssel zijn opgetreden. Hierbij wordt opgemerkt dat de Stormvloedkering in de Hollandse IJssel met enige regelmaat gesloten wordt.

Monitoring van de waterspanningen tijdens deze gebeurtenissen is van belang. Er is rekening gehouden met 3 meetperioden van 2 maanden per keer.

Omdat de macrostabiliteit vooralsnog zowel met gedraineerd als ongedraineerd materiaalgedrag zal worden onderzocht, dient hiermee bij het terrein- en het laboratoriumonderzoek rekening te worden gehouden.

Producten zijn, factual reports met het uitgevoerde terrein- en laboratoriumwerk, geotechnische dwarsprofielen.

Ad 4: Toepassen beter berekeningsmodel (EEM model 'Soft Soil') waarmee de voorgeschiedenis van de dijk beter kan worden gemodelleerd waardoor naar verwachting winst kan worden geboekt.t:

Of de hypothese, dat door het zijdelings wegpersen een ander grondmodel nodig is, aannemelijk is, moet worden aangetoond door een Eindige Elementen berekening waarin de spanningsgeschiedenis zo goed mogelijk wordt nagebootst en de parameters zo goed mogelijk zijn bepaald.

Voor het proeftraject zullen macrostabiliteits-analyses met DGeostability en met EEM worden uitgevoerd.

Hiervoor zal in overleg met project KIJK een uitgangspuntennotitie worden opgesteld.

De macrostabiliteit zal vooralsnog zowel met gedraineerd als ongedraineerd materiaalgedrag worden onderzocht.

Ten behoeve van het rekenen met ongedraineerd materiaalgedrag is het noodzakelijk dat het SHANSEP model in EEM (Plaxis) wordt ingebouwd. Het inbouwen en valideren van het SHANSEP model in EEM zit echter niet in het PvA 'Beter benutten actuele sterkte'. Dit wordt binnen het onderwerp 'Ongedraineerd rekenen' opgepakt. Voor het project 'Beter benutten actuele sterkte' dient dit model voor november beschikbaar en gevalideerd te zijn.

Er zal worden uitgegaan van de nieuwe normen. Voor de case Hollandse IJssel is voor traject 15-3 (Dijken langs de Hollandse IJssel aan Krimpenerwaardse zijde) een overstromingskansnorm vastgesteld van 1:10.000 (zie Wetsvoorstel Waterwet) (Overstromingskans als bedoeld in artikel 2.2, eerste lid, onderdeel a).

Na het afronden van bovengenoemd onderzoek is het inzichtelijk geworden welk effect het aanvullend grondonderzoek heeft gehad. Als dit onderzoek heeft geleid tot een goedkeuring of bijna goedkeuring van de onderzochte locaties, kan overwogen worden om aanvullend onderzoek uit te voeren langs het gehele dijktraject. Dit onderzoek wordt echter niet binnen de POV-M uitgevoerd en is niet opgenomen in dit PvA.

Product is een rapport waarin het berekeningsmodel, de berekeningswijze en de resultaten worden gepresenteerd. Tevens de conclusies en de aanbevelingen voor de vervolgfases. Bovengenoemd onderzoek kan zondermeer als 'no-regret' activiteit worden gezien.

Ad 5: Opstellen werkwijze (stappenplan), verzamelen historische gegevens en haalbaarheidsstudie:

Voor de dijktrajecten waar op basis van voorgaande stappen niet tot goedkeuring is gekomen wordt vervolgd met deze stap.

- Mede op basis van het Technisch Rapport Actuele Sterkte (TRAS) zal eerst een werkwijze (stappenplan) worden opgesteld waarmee de macrostabiliteit middels actuele sterkte technieken zal worden berekend. Hierbij zal in stappen worden aangegeven welke activiteiten noodzakelijk zijn om verantwoord tot aanscherping van de beoordelingsmethode te komen (Er wordt bedoeld op het nu reeds uitwerken van de stap 3 van H3, en een doorkijk naar de stappen 4 en 5.
- Verzamelen benodigde (historische) gegevens voor overige dijkvakken.  
Voor het uitvoeren van een actuele sterkte-onderzoek moet er voldoende betrouwbare informatie over de overleefde belastingsituaties voorhanden zijn. Daarom zal in eerste instantie een inventarisatie van de benodigde en beschikbare gegevens worden uitgevoerd. Er wordt ervan uitgegaan dat de opdrachtgever, in overleg met Deltares, dit zogenaamde historische feitenonderzoek uitvoert en de benodigde informatie aanlevert. Deltares zal zo volledig mogelijk aangeven welke gegevens voor welke dijkstrekkings noodzakelijk zijn. Opgemerkt wordt dat het gezien de planning zinvol is het historisch feitenonderzoek vroegtijdig te starten en parallel aan de eerder genoemde activiteiten uit te voeren. Er wordt benadrukt dat een gedegen feitenonderzoek cruciaal is voor een goed eindresultaat. Ofwel de beschikbaarheid en kwaliteit van historische gegevens is bepalend voor het succes van een bewezen-sterkte-analyse. Conclusie na deze inventarisatie kan dan ook zijn dat er te weinig essentiële info beschikbaar blijkt van een bepaalde historische situatie om een succesvolle poging tot optimalisatie o.b.v. bewezen sterkte te doen.

Bij benodigde informatie wordt o.a. gedacht aan de stormvloedramp van 1953, eventueel 1916, hoge waterstanden bij sluitingen van de Algera-kering bij Capelle a/d IJssel en extreme neerslagsituaties:

- De situatie van 1953 is al eerder genoemd. De waterstand tijdens de stormvloedramp was hoger (maar kortdurender) dan het huidige MHW. Belangrijk is de inventarisatie van benodigde gegevens (met name historische) en de betrouwbaarheid daarvan. Verwacht wordt dat o.a. de volgende gegevens bij het HHS beschikbaar zijn:
  - Gedetailleerde dwarsprofielen van de huidige en historische situaties.
  - Informatie over autonome bodemdaling
  - Gegevens over de evt. uitgevoerde dijkreconstructies na 1953.
  - Polderpeilen, waterstanden, buitenwaterstand en verloop in de tijd, neerslaggegevens ten tijde van de historische situatie.
- Ook treden regelmatig hoge waterstanden op bij sluitingen van de Algera-kering (Stormvloedkering in de Hollandse IJssel). Hoewel deze waterstanden lager zijn dan het huidige MHW kan monitoring hiervan en de invloed hiervan op de waterspanningen in en onder de dijk, belangrijke informatie geven. Verwachtingen zijn dat MHW weinig invloed heeft op de hoogte van de freatische lijn (de dijken zijn van klei) en de stijghoogte in het watervoerende zandpakket onder de dijk. Deze situatie lijkt daarmee dus op de situatie tijdens dagelijkse omstandigheden.
- Gezien bovengenoemde heeft extreme neerslag waarschijnlijk grotere invloed op de macrostabiliteit dan het optreden van MHW. Hevige neerslag is meerdere malen opgetreden zonder dat daarbij doorgaande deformaties of afschuivingen zijn opgetreden. Monitoring van neerslag in relatie tot de hoogte van het freatische vlak in de dijk (zie ook stap 1) kan in dit verband belangrijke informatie opleveren. Hierbij dient te worden opgemerkt dat de definitie van 'extreme (norm) neerslag' veelal wordt geïnterpreteerd als een 7-daagse neerslagsom van 155mm. Deze

hoeveelheid is niet rechtstreeks gekoppeld aan een bepaalde kans van voorkomen. Om deze link te kunnen leggen zal overleg met het KNMI nodig zijn.

In H3 is aangegeven dat voor de dijken aan de Schielandse zijde plaatselijk sprake is van scheurvorming in de kruin van de dijk hetgeen zou kunnen wijzen op een minder goede stabiliteit onder dagelijkse omstandigheden. Mogelijkerwijs kan het wel of niet optreden van scheurvorming echter worden geweten aan het al dan niet aanwezig zijn van watergangen achter de dijk. Dit vereist nadere analyse of de scheurvorming is gekoppeld aan de aanwezigheid van binnendijkse watergangen. Opgemerkt wordt dat de dijken aan de Schielandse zijde vooralsnog geen deel uitmaken van dit onderzoek.

- Onderzoeken of er voldoende gegevens voorhanden zijn om het actuele sterkteonderzoek uit te voeren. Hierbij wordt met name gedoeld op de historische gegevens van de situatie uit 1953.
- Het uitvoeren van een haalbaarheidsstudie.

Wanneer blijkt dat er voldoende betrouwbare gegevens voorhanden zijn, wordt een haalbaarheidsstudie uitgevoerd. Hierbij wordt de kans, dat het actuele sterkteonderzoek tot een positief resultaat leidt, onderzocht door middel van eenvoudige analyses. Daarnaast wordt een zeer globale consequentieanalyse uitgevoerd naar het economisch voordeel van een positief resultaat. Uit de haalbaarheidsstudie volgt of het actuele sterkte-onderzoek economisch verantwoord is.

Op dit moment is al duidelijk dat vooral aan de zijde van de Krimpenerwaard een eventuele binnenwaartse versterking van de IJsseldijk hoge kosten met zich mee zal brengen vanwege de binnendijkse bebouwing. Naar verwachting zal de economische haalbaarheid snel en relatief eenvoudig kunnen worden vastgesteld, zonder er al te diep op in te gaan.

Opgemerkt wordt dat uit de haalbaarheidsstudie dus kan volgen dat op basis van de in deze activiteit 5 gegeven historische situaties niet wordt verwacht dat het actuele sterkteonderzoek een positief resultaat geeft. In deze haalbaarheidsstudie zal echter ook worden aangegeven (ingeschat) of een onderzoek zoals gegeven in activiteiten 7 en 8 zinvol is.

Producten zijn:

- Een blauwdruk van de werkwijze waarmee de macrostabiliteit middels actuele sterkte technieken kan worden berekend.
- Een rapport waarin de werkwijze, analyse van de beschikbare (historische) gegevens en een haalbaarheidsstudie, voor het proeftraject van de Hollandse IJssel wordt beschreven.

## A.2 Voorstel activiteiten 2016 en 2017

Ad 6: Toepassen bewezen sterkte technieken:

Als het resultaat van de vorige stap positief uitvalt, zal het actuele sterkteonderzoek in een aantal dwarsprofielen van het proeftraject worden uitgevoerd op basis van de situatie van 1953. Het actuele sterkteonderzoek zal ook worden uitgevoerd op basis van de hoogwatersituaties bij sluitingen van de Algera-kering en bij extreme neerslagsituaties. Deze laatste stap wordt ook uitgevoerd als het beschouwen van de situatie van 1953 al positief uitvalt. Dit teneinde te kunnen demonstreren/aantonen in hoeverre, zonder beschouwing van de situatie van 1953, toch tot goedkeuren of scopeverkleining kan worden gekomen. Dit is essentieel om de methode compleet en daarmee breder inzetbaar te maken. De actuele sterkte-aanpak is een verzameling van geavanceerde rekenmethoden al dan niet aangevuld met gedetailleerd grondonderzoek. De rekenmethoden omvatten ruwweg de volgende stappen, oplopend in complexiteit:

- Bewezen sterkte-onderzoek. Hierbij wordt nagegaan of en in hoeverre de situatie met betrekking tot macrostabiliteit onder maatgevende omstandigheden voor het toetsen op veiligheid gunstiger is dan bij een belastingssituatie in het verleden die zonder problemen is overleefd. Dit door het uitvoeren van deterministische stabiliteitanalyses voor de huidige situatie tijdens MHW maar ook voor de historische situaties waarbij de dijk een extreem hoge waterstand heeft overleefd. Voor dit onderzoek is het nodig dat het waterspanningsbeeld in en onder de dijk wordt bepaald voor de historische situaties en de Normsituatie (=huidige situatie onder maatgevende omstandigheden).
- Probabilistische stabiliteitsanalyse. De beoordeling van de stabiliteit op basis van een probabilistische stabiliteitsanalyse komt neer op het vaststellen van een faalkans (kans op instabiliteit) in plaats van een stabiliteitsfactor. De toelaatbare faalkans is gerelateerd aan de overschrijdingskans (= kans per jaar) van het MHW voor het dijkringgebied.
- Een probabilistische analyse waarbij rekening gehouden wordt met de overleefde belasting. Dit is in feite een combinatie van de twee vorige stappen, en wordt de bewezen sterkte op basis van een posteriori probabilistische stabiliteitsanalyse genoemd. Hierbij wordt opgemerkt dat zelfs niet-extreme hoogwatersituaties die meermaals zijn opgetreden een positieve bijdrage kunnen leveren.

De strategie die met name bij bovengenoemde activiteiten gehanteerd wordt, is dat van grof naar fijn gewerkt wordt, waarbij met steeds geavanceerdere technieken wordt geprobeerd de versterkingsopgave te beperken. Zodra blijkt, dat op een zeker moment verdere analyse met een meer geavanceerd rekenmodel weinig of geen kans van slagen heeft, wordt gestopt en geconcludeerd dat de strategie niet tot het gewenste resultaat zal leiden.

Product is een rapport waarin de werkwijze (met actuele sterkte technieken) wordt uitgewerkt voor het proeftraject. De resultaten worden gepresenteerd alsmede de conclusies van het onderzoek en aanbevelingen voor de vervolgfases. De werkwijze zal worden ingebracht in de werkgroep Evaluatie Dijkversterking en ENW met het doel tot een door ENW geaccepteerde werkwijze te komen die door DRGW wordt bekrachtigd.

Opgemerkt wordt dat op dit moment nog niet duidelijk is voor hoeveel dwarsprofielen van de IJsseldijk het bewezen sterkte onderzoek kan worden uitgevoerd (binnen het budget voor 2015). Zoals eerder aangegeven is dit vooralsnog ingeschat op 3 tot 5 profielen. Na afloop van de activiteiten 5 of 6 wordt er rekening mee gehouden dat onderzoek in aanvullende dwarsprofielen is benodigd (activiteit 3). De mogelijkheid bestaan namelijk dat door beschouwing van het beperkte aantal dwarsprofielen het stappenplan (activiteit 5) onvoldoende kan worden geverifieerd/gevalideerd. Dit onderzoek in meerdere dwarsprofielen kan dan parallel aan het onderzoek, zoals genoemde in de activiteiten 5 en 6, worden uitgevoerd.

#### Ad 7: Proefbelasten van de waterkeringen

Voor de dijkvakken waar op basis van bovengenoemde niet tot goedkeuren kan worden gekomen wordt voorgesteld de minimale proefbelasting te bepalen, op basis waarvan goedkeuren zou volgen, als de dijk dit zonder problemen kan weerstaan. Opgemerkt wordt dat hierbij voldoende aandacht zal worden gegeven aan de betekenis van 'zonder problemen kan weerstaan'.

In deze stap worden daadwerkelijk proefbelastingen op de dijk aangebracht (proeftraject) waarmee een situatie wordt gecreëerd die slechter is dan de situatie tijdens MHW. Voor de dijkvakken die dit zonder problemen kunnen weerstaan, kan met voldoende zekerheid worden gesteld dat dijkversterking niet nodig is.



Vooralsnog wordt bij 'proefbelasting' gedacht aan het aanbrengen van een fysieke belasting op de kruin denkende aan met water gevulde containers. Verwachting is dat de aan te brengen belasting is veel gevallen gering kan zijn. 'Gering' zou daarbij kunnen worden gekwantificeerd als 'ter grootte van de verkeersbelasting'. Gedachte daarbij is dat de dijk deze belasting zonder meer zou moeten kunnen weerstaan omdat deze immers meermaals is opgetreden. Indien uit de analyses volgt dat een grotere belasting nodig is zal moeten worden bezien in hoeverre het Waterschap het verantwoord vindt om deze belasting aan te brengen. Hoewel onder de geconditioneerde omstandigheden geen sprake is van een inundatierisico bestaat een kleine kans dat door optredende deformatie mogelijk schade aan de waterkering kan optreden.

Als uit de analyses in voorgaande stappen blijkt dat extreme neerslag maatgevend is zou bij een 'proefbelasting' wellicht kunnen worden gedacht aan het verhogen van het freatisch vlak. Uiteraard zal ook moeten worden bezien of het daadwerkelijk aanbrengen van een dergelijke proefbelasting in de praktijk tot de mogelijkheden behoort.

Producten van deze activiteiten zijn:

- Een rapport waarin de werkwijze voor bepaling van de minimaal benodigde proefbelasting(en) en de uitwerking voor het proeftraject (predictie) wordt beschreven en uitgewerkt.
- Een plan van aanpak voor het uitvoeren van het daadwerkelijk aanbrengen van de proefbelasting en het interpreteren van de resultaten.
- Het uitvoeren van de proefbelasting. Een rapport waarin de resultaten worden gepresenteerd alsmede de conclusies van het onderzoek en aanbevelingen voor de vervolgfases.

Ad 8: Ontwerpen van een alternatieve principe dijkversterkingsmaatregel

Als laatste stap zal worden bepaald of een alternatieve maatregel mogelijk is in plaats van de ingrijpende versterking met constructies zoals bijvoorbeeld verankerde damwanden of diepwanden. Hierbij wordt dan gedacht aan bijvoorbeeld het aanbrengen van een kwelscherm of kleikist waarmee indringing van het freatisch vlak in de dijkskern wordt voorkomen. Hierdoor wordt een nadelige belastingsituatie voorkomen, die het goedkeuren van de stabiliteit met bewezen sterkte technieken tegenhoudt. In deze stap worden de mogelijke maatregelen gedefinieerd. In deze stap worden de uitgangspunten en randvoorwaarden alsmede een werkwijze opgesteld om een dergelijke maatregel te kunnen ontwerpen.

Ad 9: Implementatie van de werkwijze.

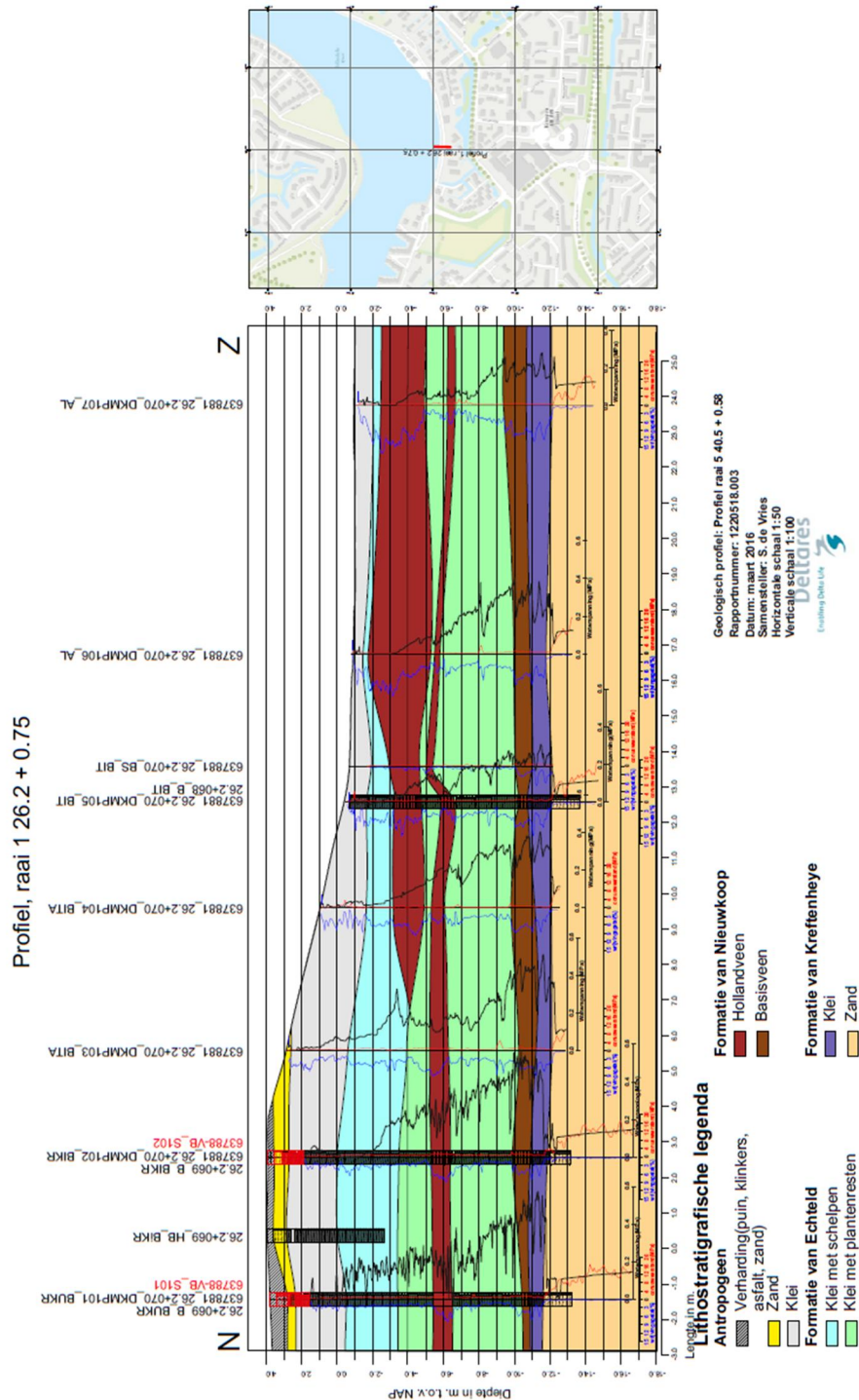
In de vorige fasen is de werkwijze opgesteld en geverifieerd waarmee de methode beschikbaar en toegankelijk wordt gemaakt voor implementatie in de adviespraktijk. De werkwijze zal wederom worden ingebracht in de werkgroep Evaluatie Dijkversterking en ENW met het doel tot een door ENW geaccepteerde werkwijze te komen (die door DRGW wordt bekrachtigd) waarbij ernaar zal worden gestreefd dat deze werkwijze Nederland breed kan worden geïmplementeerd in de adviespraktijk.

Product is een aangescherpt (en door ENW geaccepteerd) werkwijze rapport waarmee de macrostabiliteit van het binnentalud middels actuele sterkte technieken kan worden berekend.

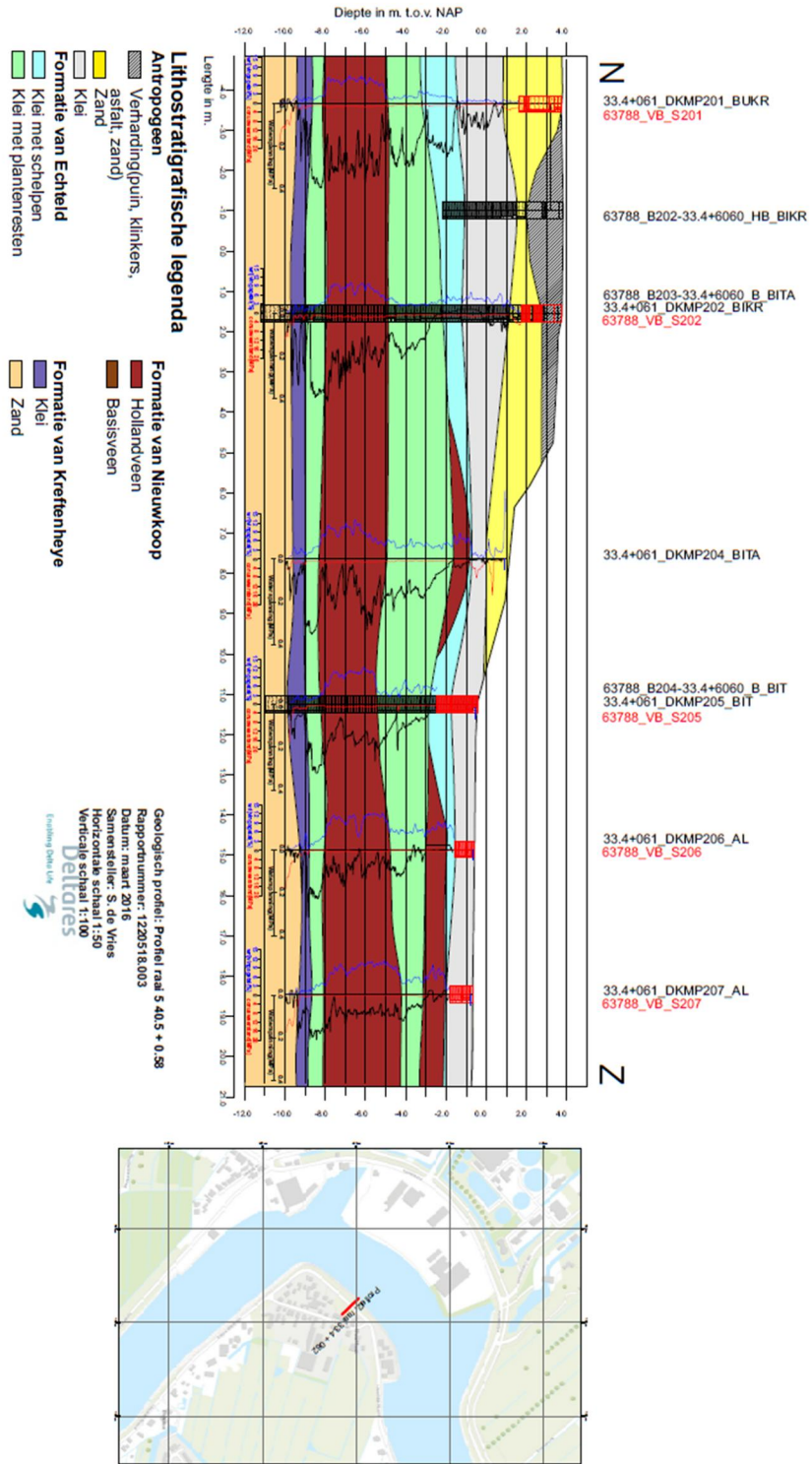


*Opgemerkt wordt dat het onderzoek beschreven in dit plan van aanpak wordt uitgevoerd om daarmee aan te kunnen tonen dat de aanpak succesvol is. Hierna kan de werkwijze (buiten onderhavig project om) worden geïmplementeerd in de adviespraktijk voor o.a. de IJsseldijken.*

## B Geotechnische dwarsprofielen



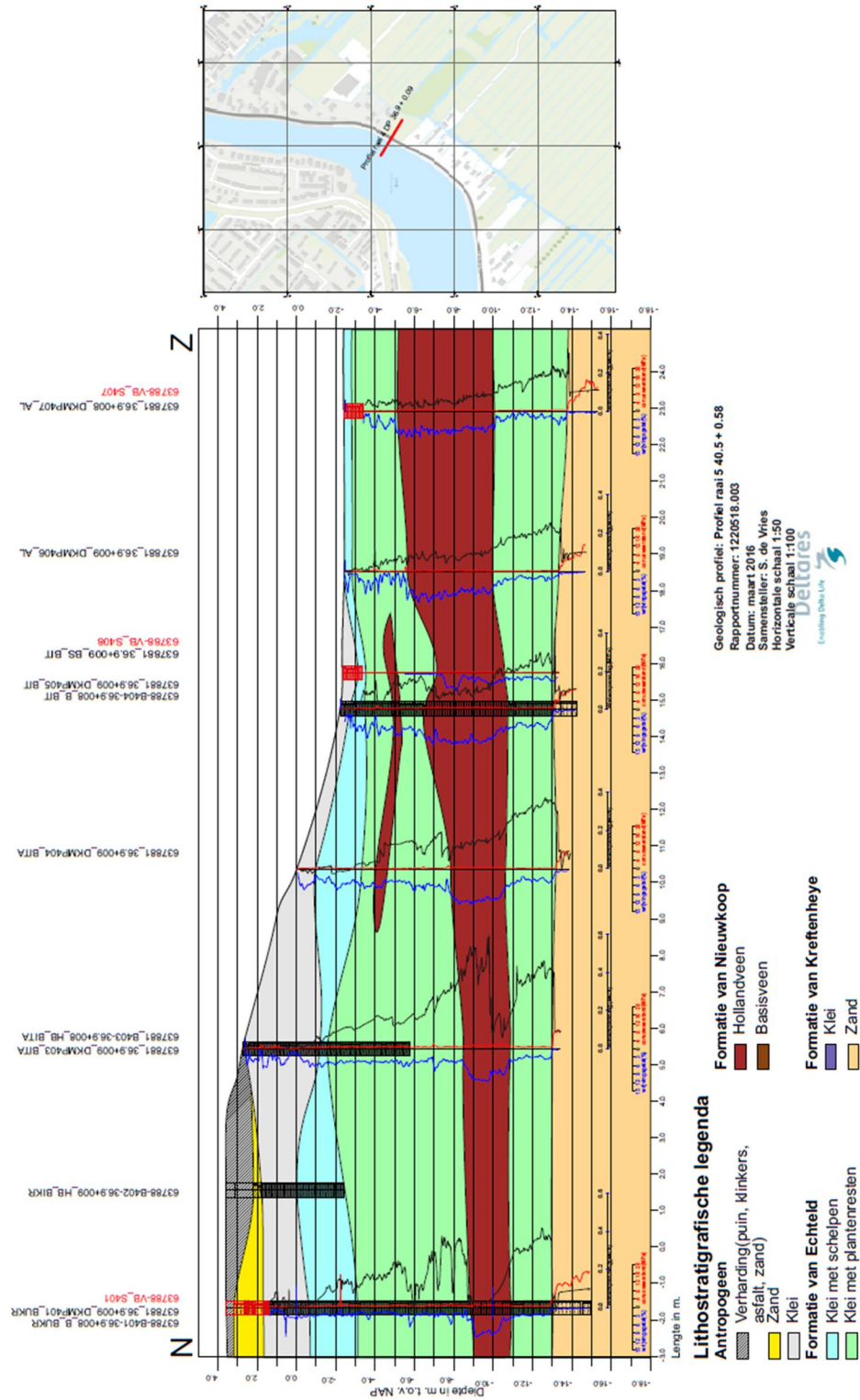
Geotechnisch dwarsprofiel raai 1



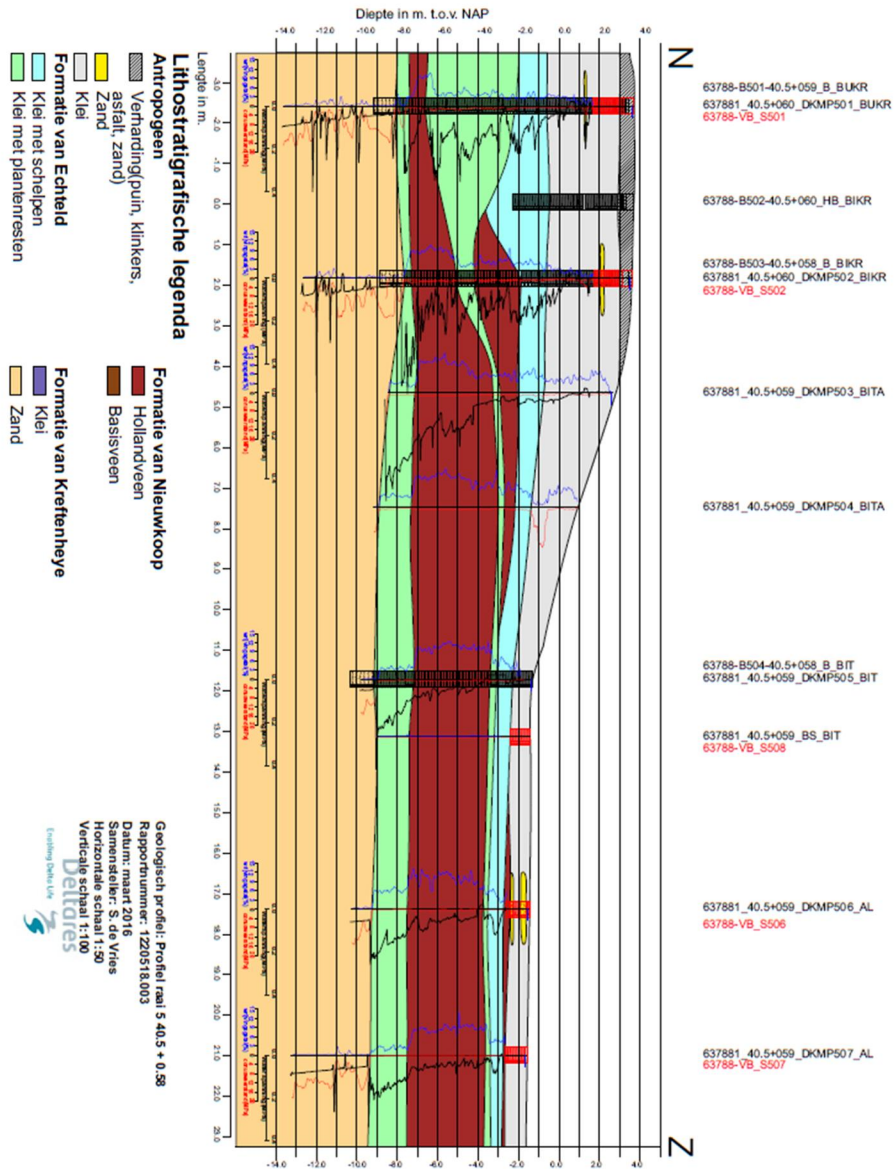
Profiel, raai 2 33.4 + 0.62

Geotechnisch dwarsprofiel raai 2

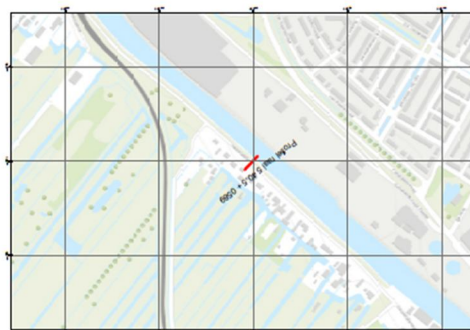
Profiel, raai 4 36.9 + 0.09



Geotechnisch dwarsprofiel raai 4

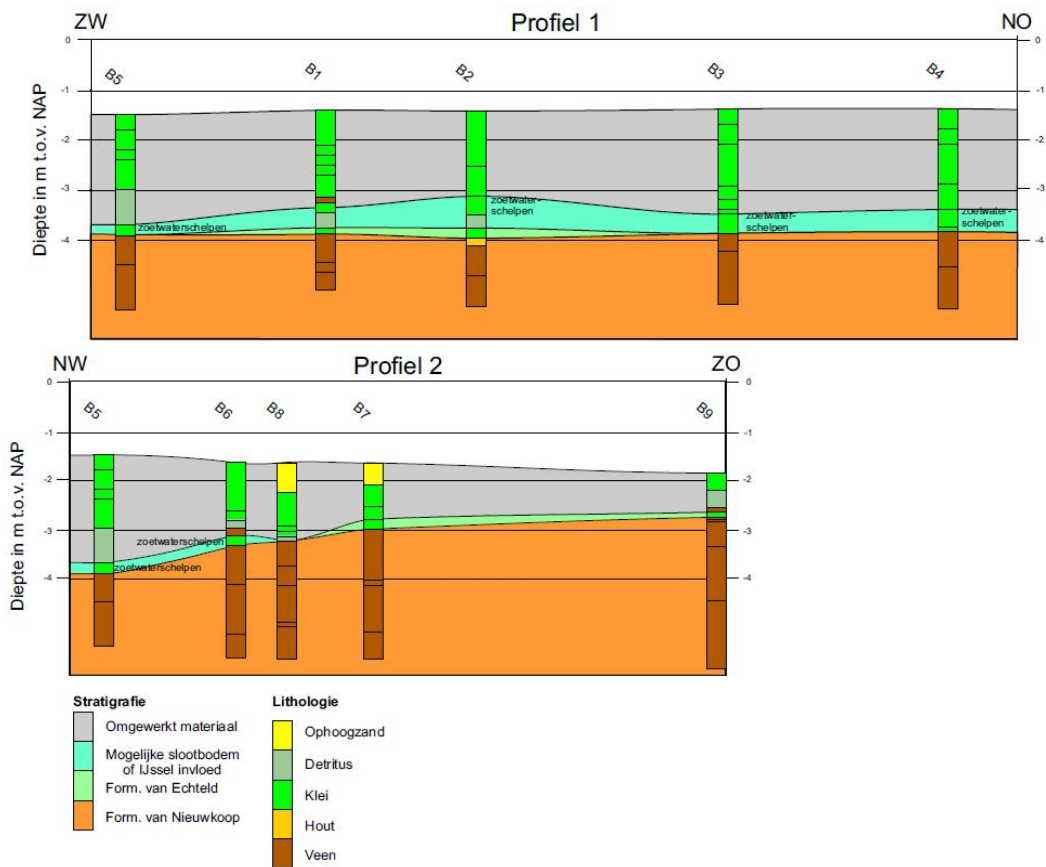
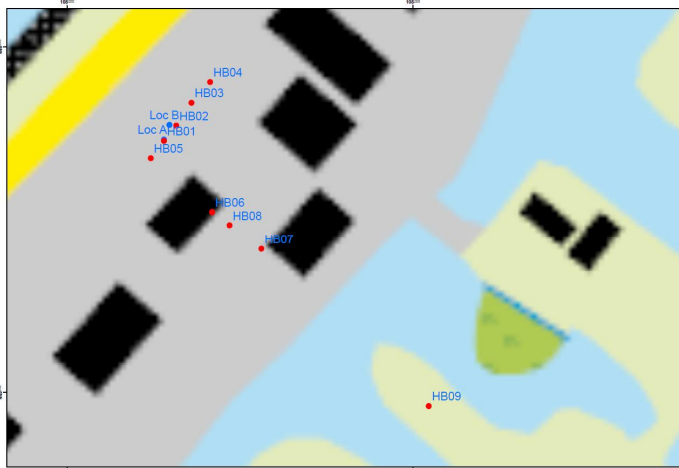


Profiel, raai 5 40.5 + 0.58



Geotechnisch dwarsprofiel raai 5

## C Handboringen Gouderak



## Omschrijving en interpretatie van de handboringen Gouderak:

### Boring 1

De scherpe basis van het veenlaagje op 1,75mtr duidt op een niet natuurlijke overgang.  
De klei op 185 zou overeen kunnen komen met de klei in de andere boringen waarin zoetwaterschelpen te vinden zijn  
Ook het eronder liggende detritus pakket zou dan natuurlijk kunnen zijn.  
De klei op 2.35mtr is zeker natuurlijk en

### Boring 2

Tot 1.70mtr is de klei verstoord  
De klei tot 2.07mtr bevat veenbrokjes maar ook zoetwaterschelpen.  
Deze klei ligt bovenop detritus en komt overeen met Boring 1.  
De kleilaag boven het hout bevat wel humeuze brokken maar daar lijkt alleen de bovenkant van verstoord.

### Boring 3

Het kleipakket bevat alleen in de top puin verder lijkt het redelijk ongestoord.  
Maar dit pakket heeft op 2.10mtr een scherpe overgang naar de onderliggende klei.  
De onderliggende klei bevat weer zoetwaterschelpen en ook detritus waardoor het overeenkomt met de naast gelegen boring 2 waar klei en detritus daarentegen wel gescheiden zijn.

### Boring 4

De klei op 2.00mtr is blauwgrijs en staat in scherp contrast met de kleien in de andere boringen.  
Deze laag heeft aan de basis wel de zoetwaterschelpen.  
De klei op 2.35mtr bevat aan de basis een schoon grijs kleibrokje maar zijn humeus karakter lijkt wel op de kleien die in andere boringen bovenop het veenpakket liggen.

### Boring 5

Tot 2.20 is het pakket verstoord.  
De zwarte detritus van 1.55 tot 2.20mtr lijkt een soort van slootbodempakket te zijn.  
De eronder liggende klei bevat is matig humeus en bevat veenbrokjes, detritus en zoetwaterschelpen.  
Mede door de zoetwaterschelpen kunnen we deze koppelen aan de nabij gelegen boringen maar lijkt wel verstoord. Op de grens met het veen bevat deze klei een blauwgrijs kleibrokje.

### Boring 6

De detritus op 1.18mtr lijkt wederom op slootvulling.  
Het veen onder de detritus op 1.35mtr is slap en amorf, mogelijk is dit toch nog detritus.  
De klei op 1.50mtr bevat weer zoetwaterschelpen.

### Boring 7

Mogelijk tot 1.15mtr verstoord.  
Het veen op 1.35mtr is zeer los daarom eerst geïnterpreteerd als detritus maar dit toch weer teruggedraaid.

### Boring 8

Klei is tot 1.40mtr verstoord. De eronder liggende klei lijkt, mede door de wortelresten, normaal.





Wat hier tegen spreekt is de scherpe overgang naar detritus.  
De detrituslaag is weer een los pakket wat misschien ook best wel veen kan zijn.  
Door de sterke amorfiteit is dit moeilijk vast te stellen.

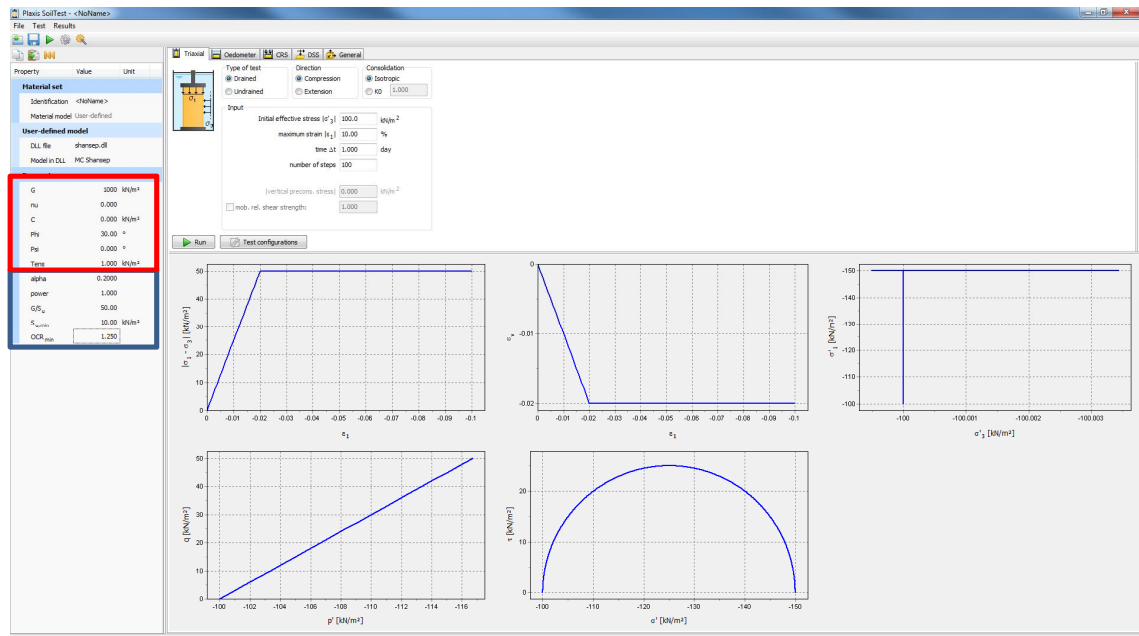
#### Boring 9

Deze boring is in het weiland gezet.  
Het pakket lijkt tot 0.90 mtr verstoord.  
De locatie spreekt dit echter tegen, daarom wordt de grens bij het erboven liggende veen gelegd.  
Deze boring ligt het verst van de dijk en heeft wat het veen betreft een ander karakter.  
Nabij de dijk is het veen steviger en droger terwijl het veen in de raai loodrecht op de dijk steeds een beetje slapper wordt.

## D Verificatie MC SHANSEP model

Het principe en de werking van het MC-SHANSEP model wordt toegelicht in [Plaxis, 2016]. Om inzicht te krijgen in de exacte werkwijze van dit model en om de correcte werking van dit user-defined soil model (UDSM) te verifiëren zijn enkele eenvoudige berekeningen gemaakt alvorens de dwarsprofielen door te rekenen. De opgedane ervaringen zijn hieronder gerapporteerd.

### Soiltest (slechts 1 spanningspunt)



Figuur D.1. Invoer en uitvoer van gedraineerde triaxiaaltest in Plaxis Soiltest, rood omkaderd zijn de MC parameters en blauw omkaderd zijn de SHANSEP parameters

Check:

- Sterkte SHANSEP:  $s_u = \alpha \times \sigma'_1 \times (\sigma'_{1,max} / \sigma'_1)^m = 0,2 \times 100 \times (1,25)^1 = 25$  kPa. Dit komt overeen met  $abs(\sigma'_1 - \sigma'_3) = 50$  kPa. OK
- Stijfheid SHANSEP:  $G / s_u = 50$ , met  $S_u = 25$  volgt  $G = 1250$  kPa, met  $\nu = 0$  volgt  $E = G \times 2 \times (1 + \nu) = 2500$  kPa. Hieruit volgt de lineaire rek  $\epsilonpsilon_1 = \Delta(\sigma'_1) / E = 50$  kPa / 2500 kPa = 0,02. OK

### EEM model

Verder is ook een gedraineerde triaxiaaltest met een EEM model doorgerekend. Opzet van dit model is gelijk aan de verificatie uitgevoerd door Plaxis in Hoofdstuk 3 van de documentatie van het MC-SHANSEP model [Plaxis,2016]. Deze verificatie leverde gelijke resultaten op met hetgeen gerapporteerd in [Plaxis, 2016].

Aanvullend is de berekening ook een keer ongedraineerd berekend. Ook deze verificatie leverde verwachte resultaten qua sterkte en stijfheid.

### Opmerkingen naar aanleiding van het gebruik van het Shansep model

Tijdens het gebruik van het MC Shansep model in de verificatie en de berekening van het dwarsprofiel in de eerste raai zijn meerdere zaken opgevallen, deze zijn hieronder benoemd. Opgemerkt wordt dat deze opmerkingen geldig zijn voor de Plaxis 2D2016.01 versie. Mogelijk dat in latere versies zaken zijn verbeterd.

- De OCR wordt niet geüpdatet in een gedefinieerde stress history in de general Soiltest run. B.v. eerst aanbrengen van een isotrope spanning van 200 kPa, daarna aflaten naar een isotrope spanning van 100 kPa en dan het materiaal tot bezwijken brengen analoog aan een triaxiaal test. In dit geval zou het materiaal overgeconsolideerd moeten zijn, dit gedrag wordt echter niet meegenomen in de general Soiltest. Voor de volledigheid wordt opgemerkt dat dit gedrag wel correct wordt meegenomen in een volledig EEM model;
- State parameter 1 toont de maximale  $\sigma'_1$  zoals gevonden in de stress history van de berekening, in deze waarde wordt echter niet de eventueel gedefinieerde  $OCR_{min}$  waarde meegenomen.
- State parameter 2 toont de berekende  $s_u$  waarde maar het "hint window" toont deze state parameter 2 niet (deze lijkt in plaats daarvan state parameter 1 te tonen)
- Wanneer gebruik wordt gemaakt van de input waarde  $OCR_{min}$  dient te worden beseft dat deze bij gebruik van de file "data.shansep.rsa" bij de start van elke fase opnieuw in rekening wordt gebracht op  $\sigma'_1$  om te komen tot  $\sigma'_{pg}$ . Hiermee ontwikkelt de grensspanning zich dus op een onrealistische manier wanneer het SHANSEP model in meerdere opeenvolgende fasen wordt gebruikt.
- Voorafgaand aan het gebruik van de file data.shansep.rs# gedraagt het model zich als Mohr-Coulomb, en is state parameter 2 (=  $s_u = 0$ ). Bij gebruik van de file data.shansep.rs#, wordt aan het begin van de betreffende fase # de schuifsterkte  $s_u$  en stijfheid  $G$  bepaald en het Shansep model geactiveerd (indien  $s_u$  ongelijk aan nul). Merk op dat het programma dus de  $\sigma'_1$  en  $\sigma'_{pg}$  van het eind van de vorige fase gebruikt. Elke fase volgend op de fase waarin het Shansep model is geactiveerd, neemt (indien geen nieuwe data.shansep file wordt gebruikt) de  $s_u$  en  $G$  over van de voorgaande fase. Oftewel als het Shansep model eenmaal is geactiveerd in een fase, gedraagt het zich in opvolgende fasen volgens het Shansep concept, en niet als Mohr-Coulomb. Als in een latere fase wederom een data.shansep.rs# file wordt gebruikt, dan wordt aan het begin van deze fase de  $s_u$  en  $G$  geüpdatet c.q. opnieuw bepaald op basis van de spanningssituatie op dat moment (= gelijk aan einde vorige fase).
- Bij gebruik van een geavanceerd model (zoals bv het SS model) in de K0 fase (inclusief initiële OCR) en in de fase daarna direct een switch naar het SHANSEP model wordt de OCR niet overgenomen. Alleen wanneer een zogenaamde "nil-fase" wordt ingevoegd na de K0 fase met het SS model en pas in fase 2 de materiaal switch wordt toegepast naar het SHANSEP model wordt de OCR waarde doorgegeven. Uit contact met Plaxis support lijkt dit een bug in de K0 kernel te zijn welke waarschijnlijk in de toekomst wordt opgelost zodat dan wel direct na de K0 fase een materiaal switch kan worden gemaakt.
- Alleen in versie 2D2016.01 (of later) kan gebruik worden gemaakt van de mogelijkheid dat wordt gestart met een geavanceerd model welke wordt gevolgd door het SHANSEP model om op deze wijze de initiële OCR door te geven.
- Opgemerkt dient te worden dat de gespecificeerde maximale trekspanning alleen van toepassing is op het MC gedeelte van het model. Voor het SHANSEP gedeelte is de maximale trekspanning niet meer van toepassing.



- Bij vergelijking van de plot  $\tau_{mob}$  en state parameter 2 van het Shansep model (=s<sub>u</sub> waarde) in een safety phase blijkt dat deze waarden niet gelijk zijn, dit komt doordat de  $\tau_{mob}$  de actuele waarden zijn (gereduceerd met SUMMsf) en de state parameter 2 de waarden zoals bepaald aan het begin van de fase waarin de data.shansep file is gebruikt.

## E Aanbrengen OCR in diverse materiaal modellen

In de hier beschouwde situatie willen we een dijklichaam modelleren welke in de huidige (initiële) situatie voor meerdere grondlagen een OCR waarde groter dan 1 heeft. Deze OCR waarde heeft grote invloed op de actuele sterkte van de grond dus het is van belang dat deze waarde goed wordt bepaald voor de initiële situatie en vervolgens goed wordt geüpdatet in de diverse fasen van de berekening. Hieronder wordt voor de diverse materiaal modellen toegelicht hoe eventueel een OCR kan worden ingevoerd.

### Toelichting overconsolidatie

Wanneer hier gesproken wordt over overconsolidatie (oc) dan zijn de volgende termen relevant:

in D-Geo Stability:

$\sigma'_{pg}$  = grensspanning

POP = Pre Overburden Pressure

OCR = Over Consolidatie Ratio

$$\sigma'_{pg} = \sigma'_v + (1D) POP$$

$$\sigma'_{pg} = \sigma'_v \times (1D) OCR$$

Deze spanningen zijn "1D"

in Plaxis:

$$\sigma'_{pg} \text{ (of } \sigma'_{pp}) = \sigma'_{peq} \times (3D) OCR$$

Waarin:

$$p_{eq} = p' - \frac{q^2}{M^2 (p' - c \cot \varphi)}$$

for the Soft Soil model, Soft Soil Creep mode and Modified Cam-Clay model. For the Modified Cam-Clay model, the cohesion  $c$  is defined as  $kN/m^2$

Deze spanningen zijn "3D"

Noot:

- Bij de invoer van de waarden OCR en POP in het tabblad "initial" van de material database worden deze waarden door het programma als "1D" oc waarden geïnterpreteerd. Het programma bepaalt zelf de resulterende "3D" oc waarden.
- Bij een materiaalswitch van een geavanceerd model zoals SS naar het SHANSEP model worden de "3D" oc waarden door het programma als "1D" oc waarden geïnterpreteerd.

### D-Geo Stability

In D-Geo Stability (\*.dsx) wordt voor twee verticalen (onder de kruin en in het achterland) in het midden van de laag een grensspanning gedefinieerd. Op basis van de effectieve verticale spanning (welke volgt uit het evenwicht van de verticaal) en de ingevoerde grensspanning wordt een POP bepaald. Deze POP waarde wordt vervolgens in de gehele grondlaag toegepast.

### MC model

Het MC model heeft geen directe mogelijkheid om een OCR in te voeren aangezien het model lineair elastisch materiaal gedrag kent binnen de Mohr coulomb bezwijkomhullende. In de initiële  $K_0$  waarde is het effect van oc wel meegenomen conform  $K_0 = K_{0nc} \times \sqrt{\text{OCR}}$ .

### SS model

Om een initiële overconsolidatie mee te nemen in het SS-model is het het meest efficiënt om gebruik te maken van een  $K_0$  fase in Plaxis. In het Soft Soil model dient een  $K_{0nc}$  te worden ingevoerd. Daarnaast dient er een  $K_0$  te worden ingevoerd alsmede een OCR (of POP).

Hier is gekozen om de bepaalde  $K_{0nc}$  op basis van  $K_0$ -CRS testen te hanteren en daarnaast wordt er een handmatige  $K_0$  ingevoerd op basis van de vergelijking  $K_0 = K_{0nc} \times \sqrt{\text{OCR}}$ . Er wordt een handmatige OCR (of POP) ingevoerd welke is teruggerekend uit de bepaalde in situ verticale spanning en de berekende grensspanning in [Konstantinou, 2016]. Deze OCR is een soort "1D OCR" waarde omdat deze is gebaseerd op 1 (hoofd)spanning. In werkelijkheid zijn er drie hoofdspansingen. In Plaxis wordt daarom gerekend met een "3D OCR". De berekende 3D OCR in Plaxis in een geavanceerd model zoals Soft Soil wordt berekend op basis van  $\text{OCR} = p_p / p_{eq}$ . Hierbij is  $p_p$  de isotrope grensspanning welke in de  $K_0$  fase is bepaald volgens een 1D overconsolidatie volgens het  $nc$  spanningspad. Voor het bereikte spanningspunt wordt vervolgens de equivalente isotrope spanning bepaald ( $p_p$ ) Hierna wordt de spanning afgelaten tot  $\sigma'_v$  (is korrelspanning gebaseerd op  $H \times \gamma$ ) en  $\sigma'_h$  is nu gelijk aan  $K_0 \times \sigma'_v$ . Deze spanningssituatie bepaald vervolgens de isotrope equivalente spanning ( $p_{eq}$ ).

Bedacht dient te worden bij gebruik van de  $K_0$  fase:

- "OCR 1D" is niet gelijk aan "OCR 3D".
- Door het berekenen van horizontaal evenwicht in een "nil-fase" na de  $K_0$  fase zal de OCR situatie anders worden dan in de initiële fase is aangebracht doordat de spanningen veranderen.

### SHANSEP model

Bij gebruik van het SHANSEP model in het model D-Geo Stability wordt de volgende werkwijze gehanteerd:

- De invoerparameters  $S$  en  $m$  zijn materiaal constanten.
- $\sigma'_v$  is een waarde welke volgt uit het verticaal evenwicht en de ingevoerde volumieke gewichten en freatische lijn.
- Het gaat dus om het correct kiezen van de waarde  $\sigma'_{pg}$  zodat de gewenste  $S_u$  waarde wordt verkregen op een aantal op voorhand bekend plekken (hier: twee verticalen met punten in het midden van de relevante grondlagen).
- Het model bepaalt vervolgens op alle andere locaties de sterkte door daar een grensspanning te bepalen op basis van een POP welke wordt bepaald door  $\text{POP} = \sigma'_{pg} - \sigma'_v$  in het midden van de laag in een verticaal.

In Plaxis kan niet exact dezelfde procedure worden gevolgd als in D-Geo Stability. Redenen hiervoor:

- Bij gebruik van SHANSEP model in alle fasen kan alleen met een OCR worden gewerkt en niet met een POP.
- Bij gebruik van bv eerst SS (met OCR of POP) gevolgd door SHANSEP dient rekening te worden gehouden met het feit dat door de werking van de modellen en het programma de resulterende oc niet hetzelfde is als in D-Geo Stability (1D OCR -> 3D OCR -> 1D OCR).

Om in het SHANSEP model een initiële overconsolidatie te krijgen bestaan de volgende mogelijkheden:

- Met behulp van de invoer parameter OCR\_min.
- Gebruik van SHANSEP model opvolgend aan een geavanceerd model zoals het Soft Soil model of het Hardening Soil model waarin een initiële OCR of POP kan worden ingevoerd in de K0 fase.

Daarnaast geldt dat tijdens de “phase history” door b.v. een tijdelijk hogere belasting of doordat de initiële spanningen afnemen het materiaal (meer of minder) overgeconsolideerd raakt.

Noot: Er is geen aparte mogelijkheid een initiële OCR of POP in te voeren in de K0 fase in Plaxis bij gebruik van het Shansep model (analoog aan de wijze bij geavanceerde modellen zoals b.v. het Soft Soil model). In de initiële K0 waarde is het effect van oc wel meegenomen conform  $K0 = K0nc \times (OCR)^{0.5}$ .

Voor de hier beschouwde situatie (een situatie met een initiële overconsolidatie) zijn de volgende aanpakken verkend.

Tabel E.1 Mogelijke aanpakken aanbrengen initiële overconsolidatie in SHANSEP model in Plaxis

Nr.	Aanpak	Commentaar
1	Shansep model hanteren in alle fasen met gebruik van OCR <sub>min</sub> (= bepaalde OCR uit grondonderzoek) en s <sub>u,min</sub> = 0 en file “data.shansep.rs1”	Bij hanteren van de file “data.shansep.rs1” wordt de sterkte bepaald in fase 1 direct aansluitend op de K0 fase. Oftewel de sterkte wordt dan bepaald op basis van $\sigma'_{v0}$ ( $=\sigma'_1$ ) en OCR <sub>min</sub> . In de daarop volgende fasen wordt de sterkte constant (gelijk aan hetgeen bepaald in fase 1) gehouden.  Nadeel is nu dat bij opvolgende (drained) fasen de $\sigma'_1$ mogelijk lager kan worden en daarmee feitelijk dus ook de sterkte. Deze sterkte verandering wordt nu echter <u>niet</u> meegenomen. Het opnieuw toepassen van de file data.shansep is hier ook geen optie omdat er dan een onrealistisch hoge sterkte ontstaat in de gebieden waar $\sigma'_1$ is toegenomen in de nilstep (de OCR <sub>min</sub> wordt hier opnieuw in rekening wordt gebracht).
2	Shansep model hanteren in alle fasen met gebruik van OCR <sub>min</sub> = 1 en s <sub>u,min</sub> = gelijk aan s <sub>u</sub> volgend uit grondonderzoek	De sterkte wordt min of meer een constante per grondlaag in alle fasen, de afhankelijkheid van $\sigma'_1$ en $\sigma'_{pg}$ is verdwenen (Alleen bij sterk toenemende $\sigma'_1$ kan de sterkte nog toenemen). Hierdoor wordt in delen van het model de sterkte wordt onderschat en in andere delen wordt overschat. Het is onduidelijk hoe het netto effect is.
3	Eerst gebruik van geavanceerd model (b.v. SS) met OCR en daarna Shansep met file “data.shansep.rs2”	Op deze wijze wordt de initiële OCR zoals aangebracht in het geavanceerde model doorgegeven aan het Shansep model.  Nadeel: door een bug in de huidige versie van het programma (2D2016.01) kan de materiaal switch niet direct worden gemaakt na de K0 fase (in dit geval wordt de initiële oc niet overgenomen) maar pas in fase 2 (in dit geval wordt de oc wel overgenomen).

Nr.	Aanpak	Commentaar
		<p>Noot 1: doordat de switch pas in fase 2 wordt gemaakt zal de initiële <math>\sigma'</math> worden toegepast op de (geroteerde) hoofdspansingen uit de nilstep.</p> <p>Noot 2: doordat de ingevoerde <math>\sigma'</math> verloopt volgens 1D OCR - &gt; 3D OCR -&gt; 1D OCR zal de door het SHANSEP gebruikte <math>\sigma'</math> lager zijn dan gedacht. Of de sterkte ook lager is hangt ook weer af van de <math>\sigma'_1</math>.</p> <p>Noot: Hier is gekozen om de data.shansep file alleen in fase 2 toe te passen. Als alternatief kan worden gekozen om in elke (drained) fase opnieuw de sterkte te bepalen van het Shansep model, hiermee worden veranderingen van spanningen in drained fasen wel meegenomen in de sterkte en stijfheid.</p>
4	Eerst gebruik van geavanceerd model (bv SS) met POP en daarna Shansep met file "data.shansep.rs2"	Zie optie 3.
5	??	

Hier wordt uitgegaan van optie 1, 3 en 4 aangezien deze het meest realistisch lijken. Opgemerkt wordt dat optie 3 en 4 alleen mogelijk is in Plaxis versie 2D2016.01 en later.

#### Feature request aan Plaxis

- Mogelijkheid tot invoer initiële (1D) POP of OCR per grondlaag (b.v. via borehole) op basis waarvan SHANSEP model in K0 fase direct  $\sigma'_{pg}$  kan bepalen (i.c.m. bepaalde  $\sigma'_1$ ) en daarmee  $s_u$ .





## F Grondparameters voor diverse raaien en materiaal modellen

ONDER											Saverage =										midden vd laag				
	g_sat	g_unsat	E'	G'	nu'	gr. Int. rap.	su	c'	phi'	psi'	tension	alfa	power m G/su	su_min	OCR_min	sigma'v	sigma'pg	OCR	POP	K0	K0_nc	drainage			
laag	[kN/m3]	[kN/m3]	[kN/m2]	[kN/m2]	[-]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[grad]	[grad]	[kN/m2]	[-]	[-]	[-]	[kN/m2]	[-]	[kN/m2]	[kN/m2]	[-]	[kN/m2]	[-]	[-]			
1 antropogeen zand	20	18	30000	12500	0.2			0	32.5	0	1						1		0.50	0.5	drained				
2 klei onverzadigd	18.7	18.7	7200	3000	0.2			7.32	31.3	0	1						1		0.43	0.43	drained				
3 antropogeen klei O	18.7	18.7	4711	1963	0.2	30.7	32.7	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	45	110.00	2.4	65.0	0.67	0.43	undrained A		
4 klei schelpen O	18.3	18.3	7576	3157	0.2	53.2	52.6	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	68	177.90	2.6	109.9	0.70	0.43	undrained A		
5 klei planten O1	16.1	16.1	6807	2836	0.2	47.5	47.3	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	94	153.80	1.6	59.8	0.55	0.43	undrained A		
6 hollandveen O	10.7	10.7	3914	1631	0.2	80	79.6	7.5	29.3	0	1	0.38	0.881	20.5	1	1	105	229.80	2.2	124.8	0.40	0.27	undrained A		
7 klei planten O2	15.5	15.5	8006	3336	0.2	55.6	55.6	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	130	178.30	1.4	48.3	0.50	0.43	undrained A		
8 basisveen O	12.3	12.3	3651	1521	0.2	73.8	74.2	7.5	29.3	0	1	0.38	0.881	20.5	1	1	160	200.60	1.3	40.6	0.30	0.27	undrained A		
9 klei kreftheneye O	15.5	15.5	7191	2996	0.2	50.2	49.9	6.3	31.3	0	1	0.25	0.8	60	1	1	161	210.80	1.3	49.8	0.49	0.43	undrained A		
10 zand	20	18	60000	25000	0.2			0	35	0	1						1		0.50	0.5	drained				
NAAST											Saverage =										midden vd laag				
nr	g_sat	g_unsat	E'	G'	nu'	gr. Int. rap.	su	c'	phi'	psi'	tension	alfa	power m G/su	su_min	OCR_min	sigma'v	sigma'pg	OCR	POP	K0	K0_nc	drainage			
laag	[kN/m3]	[kN/m3]	[kN/m2]	[kN/m2]	[-]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[grad]	[grad]	[kN/m2]	[-]	[-]	[-]	[kN/m2]	[-]	[kN/m2]	[kN/m2]	[-]	[kN/m2]	[-]	[-]			
2 klei onverzadigd	18.7	18.7	7200	3000	0.2			7.32	31.3	0	1							1		0.43	0.43	drained			
11 antropogeen klei N	16.7	16.4	720	300	0.2	5.1	5.0	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	5	17.31	3.5	12.3	0.80	0.43	undrained A		
12 klei schelpen N	14.8	14.8	2851	1188	0.2	20.3	19.8	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	13	71.11	5.5	58.1	1.01	0.43	undrained A		
13 hollandveen N1	10.2	10.2	843	351	0.2	17.6	17.1	7.5	29.3	0	1	0.38	0.881	20.5	1	1	18	51.07	2.8	33.1	0.45	0.27	undrained A		
14 klei planten N1	15.5	15.5	1741	726	0.2	12.2	12.1	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	25	39.21	1.6	14.2	0.54	0.43	undrained A		
15 hollandveen N2	12	12	1423	593	0.2	29	28.9	7.5	29.3	0	1	0.38	0.881	20.5	1	1	31	85.92	2.8	54.9	0.45	0.27	undrained A		
16 klei planten N2	14.9	14.9	4445	1852	0.2	30.8	30.9	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	46	103.06	2.2	57.1	0.64	0.43	undrained A		
17 basisveen N	10.6	10.6	2638	1099	0.2	55.5	53.6	7.5	29.3	0	1	0.38	0.881	20.5	1	1	59	158.77	2.7	99.8	0.44	0.27	undrained A		
18 klei kreftheneye N	15.3	15.3	5730	2388	0.2	39.9	39.8	6.3	31.3	0	1	0.25	0.8	60	1	1	60	203.14	3.4	143.1	0.79	0.43	undrained A		
10 zand	20	18	60000	25000	0.2			0	35	0	1						1		0.50	0.5	drained				
												Opmerkingen													
obv grondonderzoek, interpretatie rapport en/of DGeoStab berekening												grondparameters conform [ref.3]													
beredeneerd												NC drained sterkte parameters gekozen bij 25% shear strain (klei) en 40% rek voor veen,													
berekend												K0 = K0_nc * sqrt(OCR)													
												laag 1, 2 en 10 als MC gemodelleerd													
												G' = (G/su) * su_ber													
												E' = G' * (2*(1+nu))													
												su_ber = S * sigma'v * OCR ^ m													
												OCR = sigma'pg / sigma'v													

Figuur F.1 Gehanteerde parameters voor het MC en MC-SHANSEP model – raai 1





ONDER		gr. Int. rap.										berekend		Saverage =										midden vd laag				
nr.	laag	g_sat	g_unsat	E'	G'	nu'	su	su	c'	phi'	psi'	tension	alfa	power m	G/su	su_min	OCR_min	sigma'v	sigma'pg	OCR	POP	K0	K0_nc	drainage				
		[kN/m3]	[kN/m3]	[kN/m2]	[kN/m2]	[-]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[grad]	[grad]	[kN/m2]	[-]	[-]	[-]	[kN/m2]	[-]	[kN/m2]	[kN/m2]	[-]	[kN/m2]	[-]	[-]	[-]				
1	antropogeen zand	20	18	30000	12500	0.2			0	32.5	0	1								1		0.50	0.5	drained				
2	klei onverzadigd O	18	18	7200	3000	0.2			7.32	31.3	0	1								1		0.43	0.43	drained				
3	antropogeen klei O	18	18	2194	914	0.2	34.9	15.2	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	27.5	50	1.8	22.5	0.58	0.43	undrained A				
4	klei schelpen O	18	18	5324	2218	0.2	38.3	37.0	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	35	128.54	3.7	93.5	0.82	0.43	undrained A				
5	klei planten O1	16.4	16.4	7863	3276	0.2	55.8	54.6	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	55	188.8	3.4	133.8	0.80	0.43	undrained A				
6	klei planten O2	15.5	15.5	8729	3637	0.2	61.2	60.6	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	91	202.24	2.2	111.2	0.64	0.43	undrained A				
7	hollandveen O2	10.7	10.7	4688	1953	0.2	96.3	95.3	7.5	29.3	0	1	0.38	0.881	20.5	1	1	118	277.61	2.4	159.6	0.41	0.27	undrained A				
8	klei planten O3	16	16	8376	3490	0.2	59	58.2	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	129	187.42	1.5	58.4	0.52	0.43	undrained A				
9	zand	20	18	60000	25000	0.2			0	35	0	1								1		0.50	0.5	drained				
NAAST		gr. Int. rap.										berekend		Saverage =										midden vd laag				
nr.	laag	g_sat	g_unsat	E'	G'	nu'	su	su	c'	phi'	psi'	tension	alfa	power m	G/su	su_min	OCR_min	sigma'v	sigma'pg	OCR	POP	K0	K0_nc	drainage				
		[kN/m3]	[kN/m3]	[kN/m2]	[kN/m2]	[-]	[kN/m2]	[kN/m2]	[kN/m2]	[grad]	[grad]	[kN/m2]	[-]	[-]	[-]	[kN/m2]	[-]	[kN/m2]	[kN/m2]	[-]	[kN/m2]	[-]	[-]	[-]				
2	klei onverzadigd N	18	18	7200	3000	0.2			7.32	31.3	0	1								1		0.43	0.43	drained				
10	antropogeen klei N	18	18	1101	459	0.2	??	7.6	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	7	26.65	3.8	19.7	0.84	0.43	undrained A				
11	klei schelpen N	18	18	3135	1306	0.2	7.7	21.8	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	9.8	80.9	8.3	71.1	1.24	0.43	undrained A				
12	klei planten N1	13.7	13.7	2323	968	0.2	16.7	16.1	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	13	56.91	4.4	43.9	0.90	0.43	undrained A				
13	hollandveen N1	9.9	9.9	960	400	0.2	20.7	19.5	7.5	29.3	0	1	0.38	0.881	20.5	1	1	17	59.63	3.5	42.6	0.51	0.27	undrained A				
14	klei planten N2	13.5	13.5	3193	1330	0.2	23.1	22.2	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	20	77.43	3.9	57.4	0.85	0.43	undrained A				
15	hollandveen N2	10.7	10.7	1191	496	0.2	25.9	24.2	7.5	29.3	0	1	0.38	0.881	20.5	1	1	26	71.92	2.8	45.9	0.45	0.27	undrained A				
16	klei planten N3	16	16	2973	1239	0.2	21.7	20.6	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	35	68.15	1.9	33.2	0.60	0.43	undrained A				
9	zand	20	18	60000	25000	0.2			0	35	0	1								1		0.50	0.5	drained				
												<u>Opmerkingen</u>																
												grondparameters conform [ref.3]																
												NC drained sterkte parameters gekozen bij 25% shear strain (klei) en 40% rek voor veen,																
												K0 = K0_nc * sqrt(OCR)																
												laag 1, 2 en 10 als MC gemodelleerd																
												G' = (G/su) * su_ber																
												E' = G' * (2*(1+nu))																
												su_ber = S * sigma'v * OCR ^ m																
												OCR = sigma'pg / sigma'v																

Figuur F.3 Gehanteerde parameters voor het MC en MC-SHANSEP model – raai 4



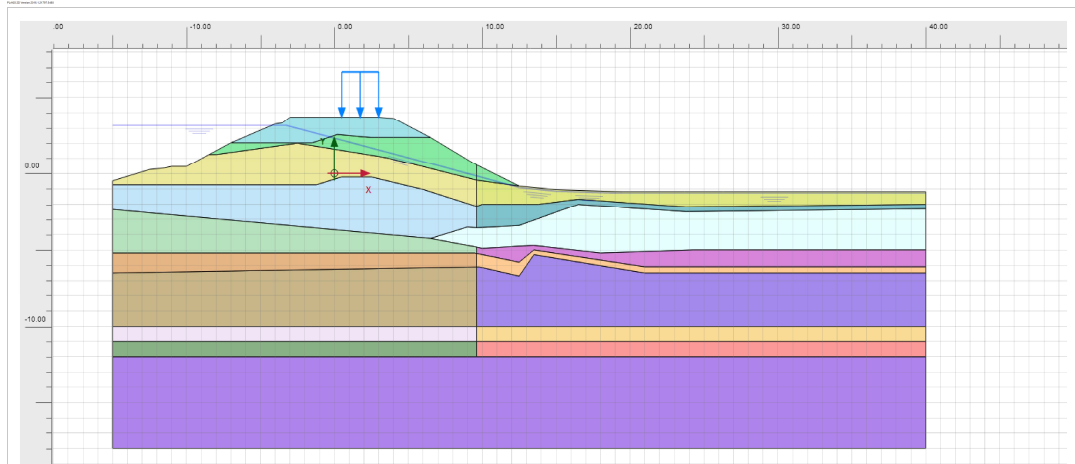
ONDER		g_sat	g_onsat	E'	G'	nu'	gr. Int. rap	berekend	Saverage =										midden vd laag																			
nr.	laag	[kN/m3]	[kN/m3]	[kN/m2]	[kN/m2]	[-]	[kN/m2]	[kN/m2]	c'	phi'	psi'	tension	alfa	power m	G/su	su_min	OCR_min	sigma'v	sigma'pg	OCR	POP	K0	K0_nc	drainage														
1	antropogeen zand	20	18	3000	12500	0.2			0	32.5	0	1												0.5	drained													
2	klei onverzadigd O	18.4	18.4	7200	3000	0.2			7.32	31.3	0	1												0.43	drained													
3	antropogeen klei O	18.4	18.4	7112	2963	0.2	43.1	49.4	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	53	169.8	3.2	117	0.77	0.43	Undrained A														
4	klei schelpen O	17.6	17.6	8397	3499	0.2	59	58.3	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	59	201.54	3.4	143	0.79	0.43	Undrained A														
5	hollandveen O1	12.5	12.5	2685	1119	0.2	54.5	54.6	7.5	29.3	0	1	0.38	0.881	20.5	1	1	59	161.98	2.7	103	0.45	0.27	Undrained A														
6	klei planten O	16.1	16.1	6663	2776	0.2	49.6	46.3	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	67	154.89	2.3	88	0.65	0.43	Undrained A														
7	hollandveen O2	12.5	12.5	3345	1394	0.2	63.7	68.0	7.5	29.3	0	1	0.38	0.881	20.5	1	1	94	195.16	2.1	101	0.39	0.27	Undrained A														
8	gorkum zwaar O	17.9	17.9	6750	2812	0.2	50.2	46.9	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	124	148.68	1.2	25	0.47	0.43	Undrained A														
9	zand	20	18	6000	25000	0.2			0	35	0	1											0.5	drained														
NAAST		g_sat	g_onsat	E'	G'	nu'	gr. Int. rap	berekend	Saverage =										midden vd laag																			
nr.	laag	[kN/m3]	[kN/m3]	[kN/m2]	[kN/m2]	[-]	[kN/m2]	[kN/m2]	c'	phi'	psi'	tension	alfa	power m	G/su	su_min	OCR_min	sigma'v	sigma'pg	OCR	POP	K0	K0_nc	drainage	opmerkingen													
10	antropogeen klei N	18.4	18.4	1440	600	0.2			10	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	5	5	1.0	0	0.43	0.43	Undrained A	geen grensspanning												
11	hollandveen N1	11.2	11.2			0.2				7.5	29.3	0	1	0.38	0.881	20.5	1	1					0.27	Undrained A	bekend, su_min = 10													
12	klei schelpen N	17	17	3608	1503	0.2	26.9	25.05404	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	13	91.914	7.1	79	1.14	0.43	Undrained A	niet gemodelleerd in Plaxis													
13	klei planten N1	16.1	16.1	4318	1799	0.2	31.8	29.98402	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	20	107.56	5.4	88	1.00	0.43	Undrained A														
14	hollandveen N2	11.2	11.2	1043	435	0.2	22.8	21.20405	7.5	29.3	0	1	0.38	0.881	20.5	1	1	31	60.411	1.9	29	0.38	0.27	Undrained A														
15	gorkum zwaar N	16.4	16.4	3077	1282	0.2	22.6	21.36974	6.3	31.3	0	1	0.32	0.918	60	1	1	47	68.909	1.5	22	0.52	0.43	Undrained A														
9	zand	20	18	6000	25000	0.2			0	35	0	1											0.5	drained														

**Opmerkingen**  
 grondparameters conform [ref. 3]  
 NC drained sterkte parameters gekozen bij 25% shear strain (klei) en 40% rek voor veen,  
 $K0 = K0\_nc * \sqrt{OCR}$   
 laag 1, 2 en 10 als MC gemodelleerd  
 $G' = (G/su) * su\_ber$   
 $E' = G * (2*(1+nu))$   
 $su\_ber = S * \sigma'v * OCR^m$   
 $OCR = \sigma'pg / \sigma'v$

Figuur F.4 Gehanteerde parameters voor het MC en MC-SHANSEP model – raai 5

## G Plaxis invoer diverse modellen

### Raai 1



Figuur G.1. Gehanteerde geometrie raai 1

ID	Calculation type	Loading type (D)	Pore pressure calculation type	Ignore undr. behaviour (A,B) (D)	Ignore suction (D)	Comments	$F_{M,u}$ - Reached safety factor (R)	Reset displacements to zero (D)
Initial phase MC [InitialPhase]	K0 procedure	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1.000	<input type="checkbox"/>
nistep drained (hor. evenwicht) MC [Phase_1]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1.000	<input checked="" type="checkbox"/>
MHW drained MC [Phase_2]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1.000	<input checked="" type="checkbox"/>
Verkeersbelasting undrained MC [Phase_3]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1.000	<input checked="" type="checkbox"/>
Safety undrained MC [Phase_4]	Safety	Incremental multipliers	Use pressures from previous phase	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	geen strength reduction in laag "antropogeen zand"	1.276	<input checked="" type="checkbox"/>

Figuur G.2. Gehanteerde fasering MC model – raai 1

ID	Calculation type	Loading type (D)	Pore pressure calculation type	Ignore undr. behaviour (A,B) (D)	Ignore suction (D)	Comments	$F_{M,u}$ - Reached safety factor (R)	Reset displacements to zero (D)
Initial phase SS [InitialPhase]	K0 procedure	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1.000	<input type="checkbox"/>
nistep drained (hor. evenwicht) SS [Phase_1]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1.000	<input checked="" type="checkbox"/>
MHW drained SS [Phase_2]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1.000	<input checked="" type="checkbox"/>
Verkeersbelasting undrained SS [Phase_3]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1.000	<input checked="" type="checkbox"/>
Safety undrained SS [Phase_4]	Safety	Incremental multipliers	Use pressures from previous phase	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	geen strength reduction in laag "antropogeen zand"	1.289	<input checked="" type="checkbox"/>

Figuur G.3. Gehanteerde fasering SS model – raai 1

ID	Calculation type	Loading type (D)	Pore pressure calculation type	Ignore undr. behaviour (A,B) (D)	Ignore suction (D)	Comments	$2M_{uf}$ - Reached safety factor (R)	Reset displacements to zero (D)
Initial phase SS [InitialPhase]	K0 procedure	Staged construction	Phreatic	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1,000	<input type="checkbox"/>
nlstep drained (hor. evenwicht) SS [Phase_1]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1,000	<input checked="" type="checkbox"/>
MHW drained SHANSEP [Phase_2]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1,000	<input checked="" type="checkbox"/>
Verkeersbelasting undrained SHANSEP [Phase_3]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1,000	<input checked="" type="checkbox"/>
Safety undrained SHANSEP [Phase_4]	Safety	Incremental multipliers	Use pressures from previous phase	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	geen strength reduction in laag "antropogeen zand"	1,673	<input checked="" type="checkbox"/>

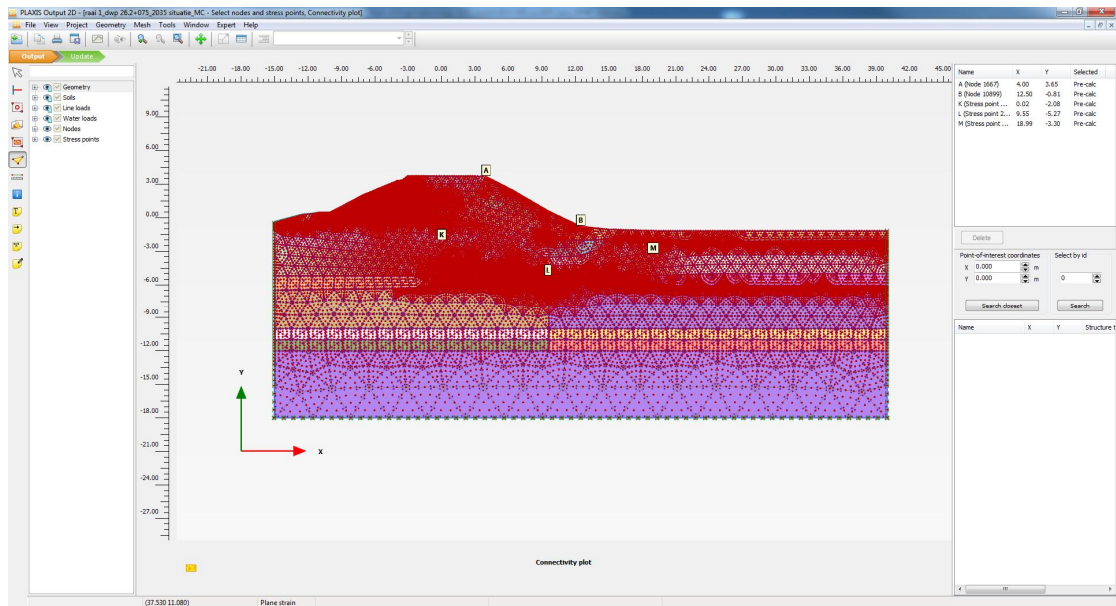
Figuur G.4. Gehanteerde fasering SS+SHANSEP OCR model – raai 1

ID	Calculation type	Loading type (D)	Pore pressure calculation type	Ignore undr. behaviour (A,B) (D)	Ignore suction (D)	Comments	$2M_{uf}$ - Reached safety factor (R)	Reset displacements to zero (D)
Initial phase SS [InitialPhase]	K0 procedure	Staged construction	Phreatic	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1,000	<input type="checkbox"/>
nlstep drained (hor. evenwicht) SS [Phase_1]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1,000	<input checked="" type="checkbox"/>
MHW drained SHANSEP [Phase_2]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1,000	<input checked="" type="checkbox"/>
Verkeersbelasting undrained SHANSEP [Phase_3]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1,000	<input checked="" type="checkbox"/>
Safety undrained SHANSEP [Phase_4]	Safety	Incremental multipliers	Use pressures from previous phase	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	geen strength reduction in laag "antropogeen zand"	1,665	<input checked="" type="checkbox"/>

Figuur G.5. Gehanteerde fasering SS+SHANSEP POP model – raai 1

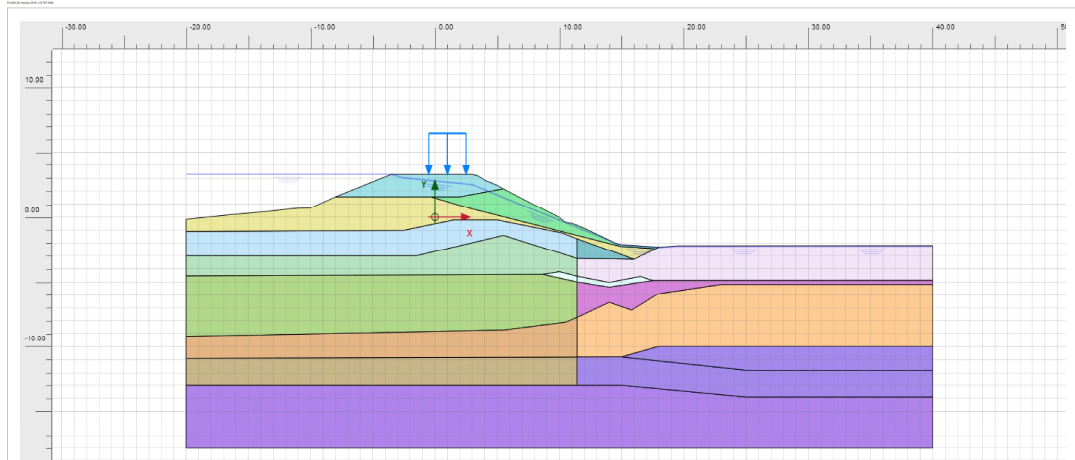
ID	Calculation type	Loading type (D)	Pore pressure calculation type	Ignore undr. behaviour (A,B) (D)	Ignore suction (D)	Comments	$2M_{uf}$ - Reached safety factor (R)	Reset displacements to zero (D)
Initial phase SH [InitialPhase]	K0 procedure	Staged construction	Phreatic	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1,000	<input type="checkbox"/>
nlstep drained (hor. evenwicht) SH [Phase_1]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1,000	<input checked="" type="checkbox"/>
MHW drained SH [Phase_2]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1,000	<input checked="" type="checkbox"/>
Verkeersbelasting undrained SH [Phase_3]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1,000	<input checked="" type="checkbox"/>
Safety undrained SH [Phase_4]	Safety	Incremental multipliers	Use pressures from previous phase	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	geen strength reduction in laag "antropogeen zand"	1,691	<input checked="" type="checkbox"/>

Figuur G.6. Gehanteerde fasering SHANSEP model (in combinatie met OCR\_min) – raai 1



Figuur G.7. Geselecteerde knopen en spanningspunten in modellen raai 1

#### Raai 4



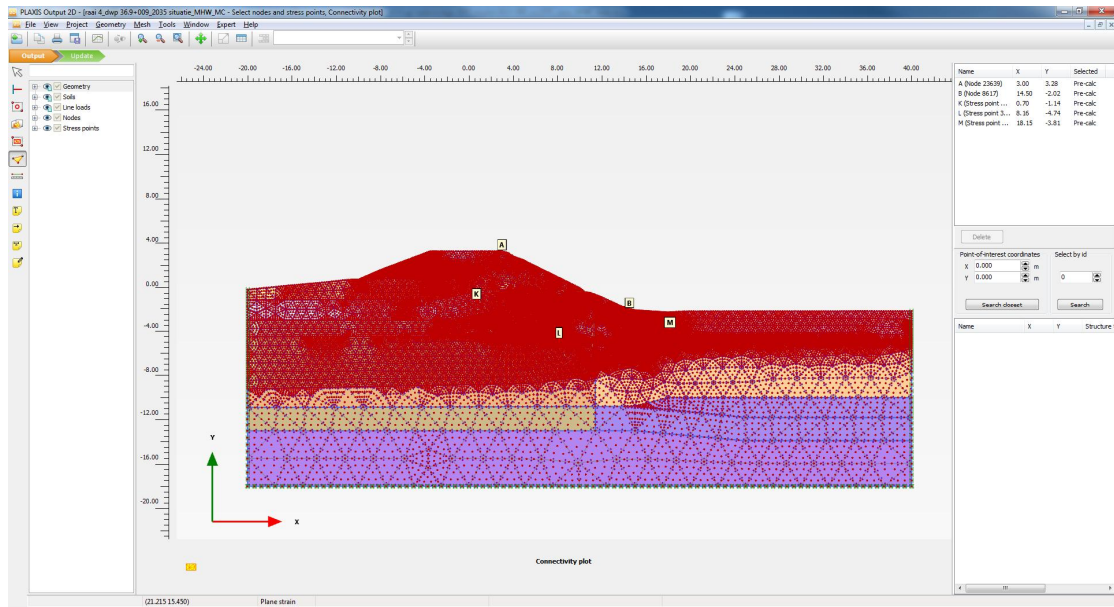
Figuur G.8. Gehanteerde geometrie raai 4

ID	Calculation type	Loading type (D)	Pore pressure calculation type	Ignore unrat. behaviour (A/B) (D)	Ignore suction (D)	Comments	$2^{\text{nd}}$ $\mu_f$ - Reached safety factor (R)	Reset displacements to zero (D)
Initial phase MC [InitialPhase]	K0 procedure	Staged construction	Phreatic	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1.000	<input checked="" type="checkbox"/>
nistep drained MC [Phase_1]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1.000	<input checked="" type="checkbox"/>
MHW drained MC [Phase_2]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1.000	<input checked="" type="checkbox"/>
Verkeersbelasting undrained MC [Phase_3]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1.000	<input checked="" type="checkbox"/>
safety undrained MC [Phase_4]	Safety	Incremental multipliers	Use pressures from previous phase	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1.063	<input checked="" type="checkbox"/>

Figuur G.9. Gehanteerde fasering MC model – raai 4

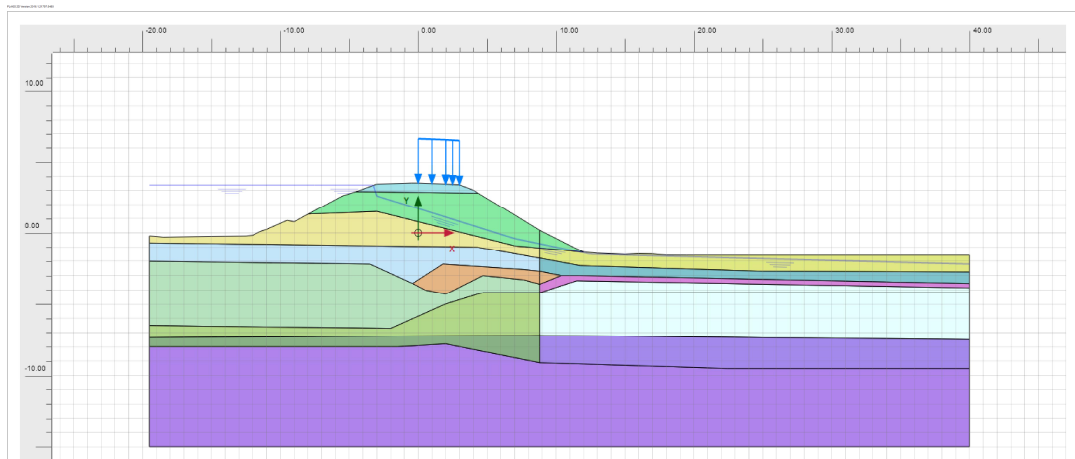
ID	Calculation type	Loading type (D)	Pore pressure calculation type	Ignore unid. behaviour (A,B) (D)	Ignore suction (D)	Comments	$SN_{ult}$ Reached safety factor (R)	Reset displacements to zero (D)
Initial phase SH [InitialPhase]	K0 procedure	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		1,000	<input type="checkbox"/>
1st step drained SH [Phase_1]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		1,000	<input type="checkbox"/>
MHW drained SH [Phase_2]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		1,000	<input type="checkbox"/>
Verkeersbelasting undrained SH [Phase_3]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		1,000	<input type="checkbox"/>
<b>safety undrained SH [Phase_4]</b>	<b>Safety</b>	<b>Incremental multipliers</b>	Use pressures from previous phase	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<b>1.383</b>	<input checked="" type="checkbox"/>

Figuur G.10. Gehanteerde fasering SHANSEP (in combinatie met OCR\_min) model – raai 4



Figuur G.11. Geselecteerde knopen en spanningspunten in modellen raai 4

### Raai 5



Figuur G.12. Gehanteerde geometrie raai 5

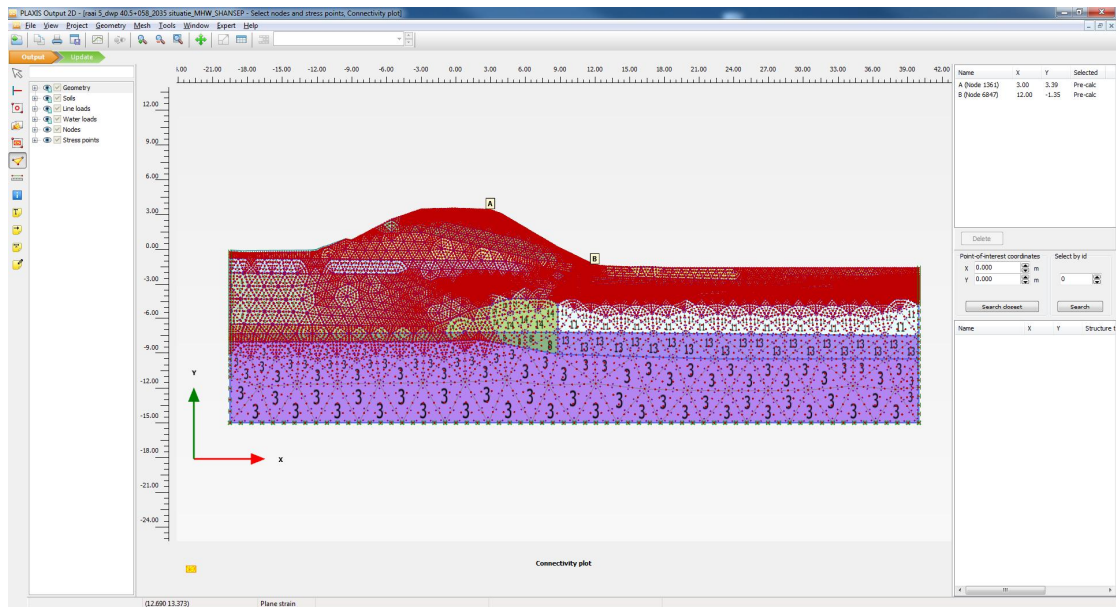


ID	Calculation type	Loading type (D)	Pore pressure calculation type	Ignore undr. behaviour (A,B) (D)	Ignore suction (D)	Comments	$FM_{uf}$ - Reached safety factor (R)	Reset displacements to zero (D)
Initial phase [InitialPhase]	K0 procedure	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		1.000	<input type="checkbox"/>
nitstep drained [Phase_1]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		1.000	<input type="checkbox"/>
MHW situatie drained [Phase_2]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		1.000	<input type="checkbox"/>
Bovenbelasting undrained [Phase_3]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		1.000	<input type="checkbox"/>
<b>Safety [Phase_4]</b>	<b>Safety</b>	<b>Incremental multipliers</b>	<b>Use pressures from previous phase</b>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>geen sterkte reductie in laag antropogeen zand</b>	<b>1.271</b>	<input type="checkbox"/>

Figuur G.13. Gehanteerde fasering MC model – raai 5

ID	Calculation type	Loading type (D)	Pore pressure calculation type	Ignore undr. behaviour (A,B) (D)	Ignore suction (D)	Comments	$FM_{uf}$ - Reached safety factor (R)	Reset displacements to zero (D)
Initial phase [InitialPhase]	K0 procedure	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		1.000	<input type="checkbox"/>
nitstep drained [Phase_1]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		1.000	<input type="checkbox"/>
MHW situatie drained [Phase_2]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		1.000	<input type="checkbox"/>
Bovenbelasting undrained [Phase_3]	Plastic	Staged construction	Phreatic	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		1.000	<input type="checkbox"/>
<b>Safety [Phase_4]</b>	<b>Safety</b>	<b>Incremental multipliers</b>	<b>Use pressures from previous phase</b>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<b>geen sterkte reductie in laag antropogeen zand</b>	<b>1.699</b>	<input type="checkbox"/>

Figuur G.14. Gehanteerde fasering SHANSEP model – raai 5



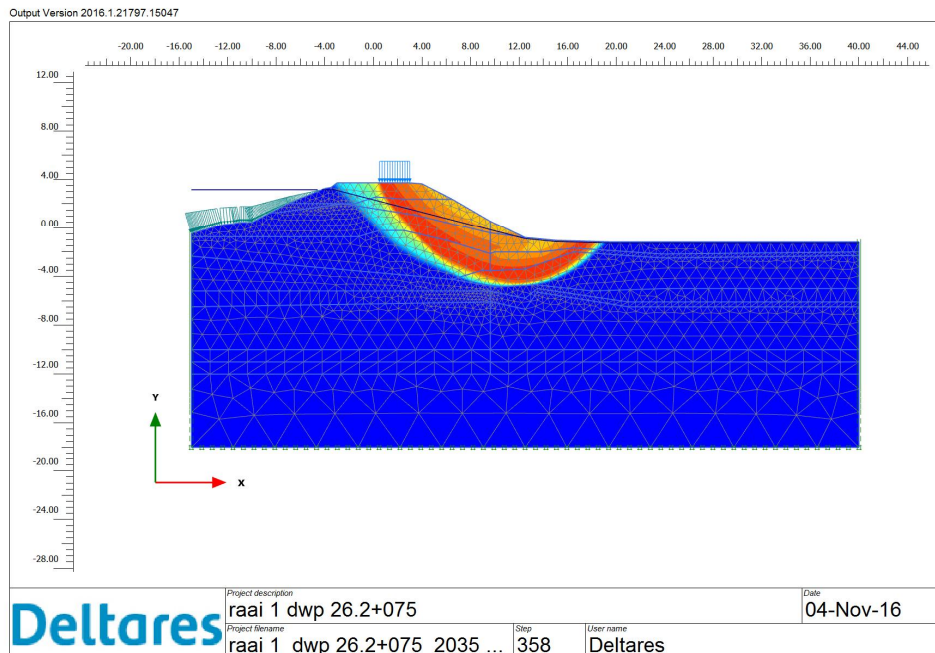
Figuur G.15. Geselecteerde knopen en spanningspunten in modellen raai 5

## H Plaxis resultaten van diverse modellen

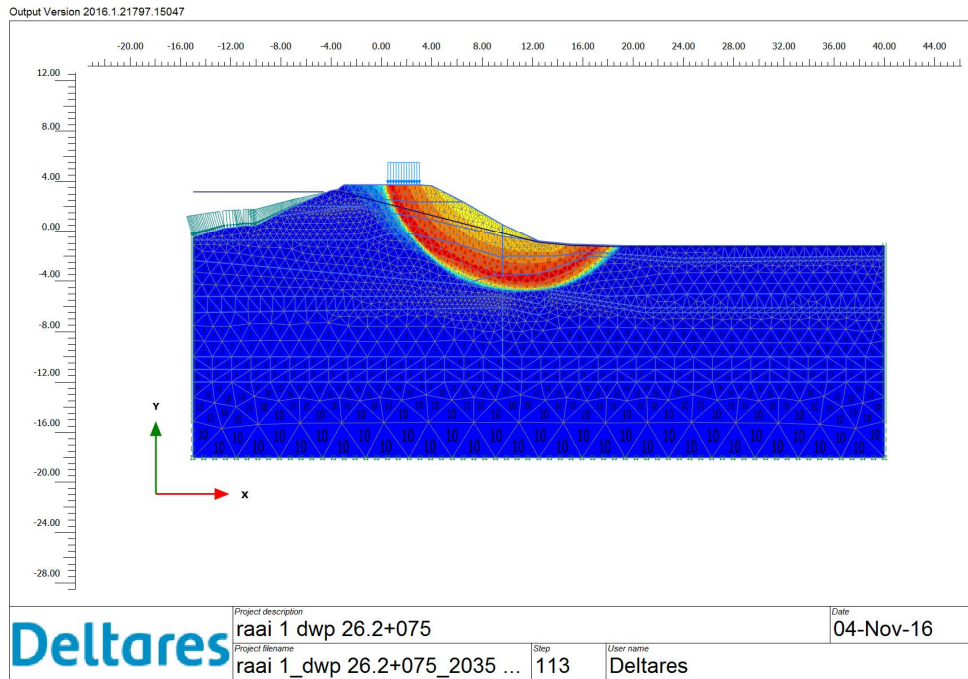
### Raai 1

Case 1 – 26.2	
Ondiepe glijvlak	Diepe glijvlak
<b>SF bij MHW, geen overslag</b> <b>1.52</b>	1.61

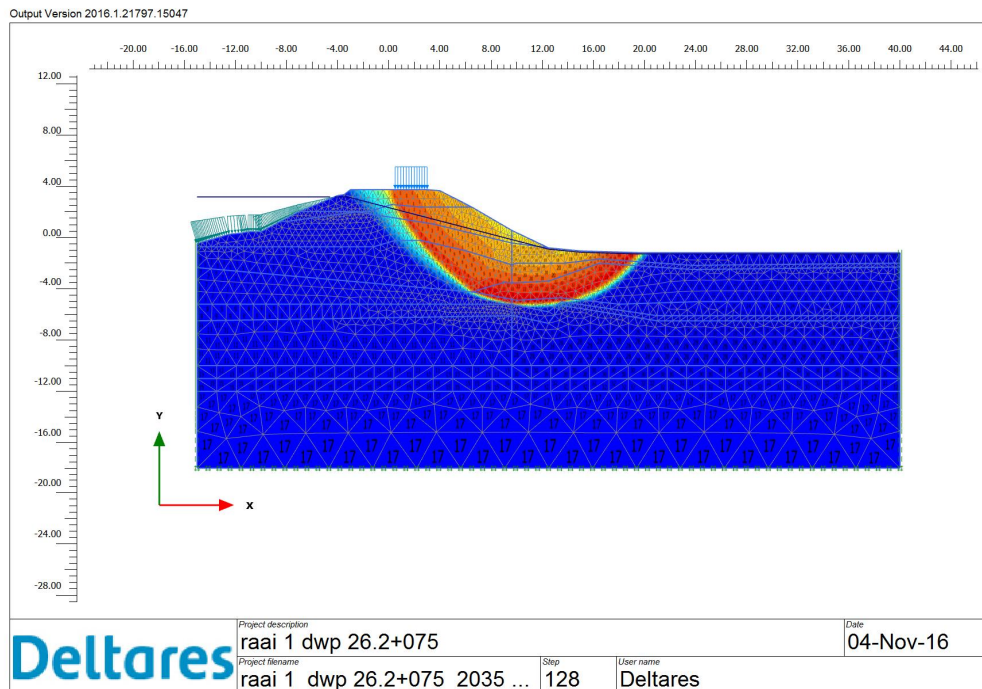
Figuur H.1 Gerapporteerde afschuifmechanismen D-Geo Stability [Rozing & Schweckendiek, 2016]



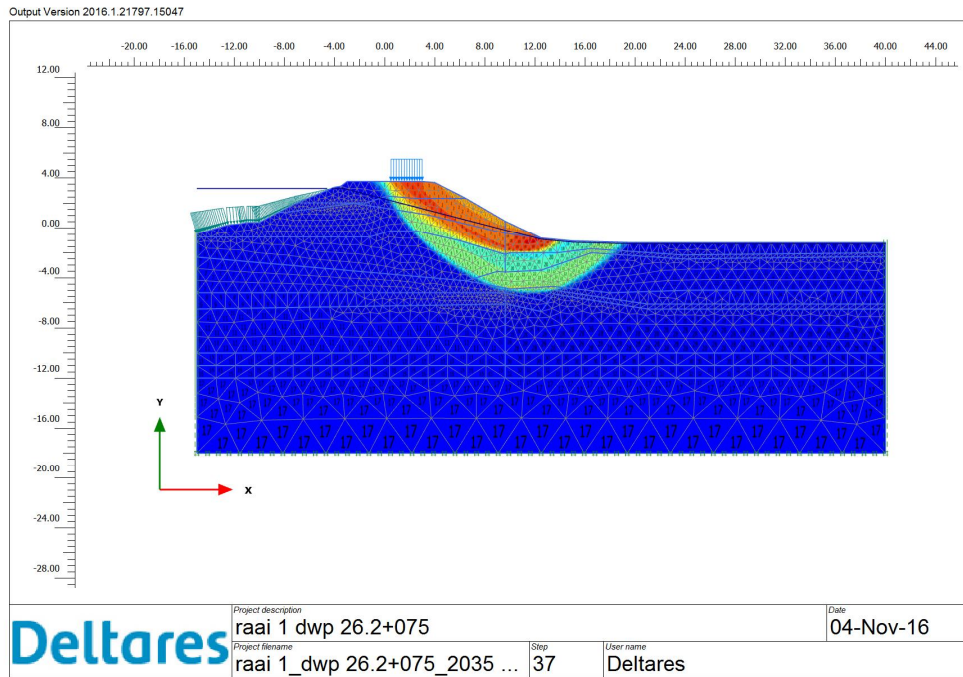
Figuur H.2. Indicatie afschuifvlak MC model obv incrementele verplaatsingen – raai 1



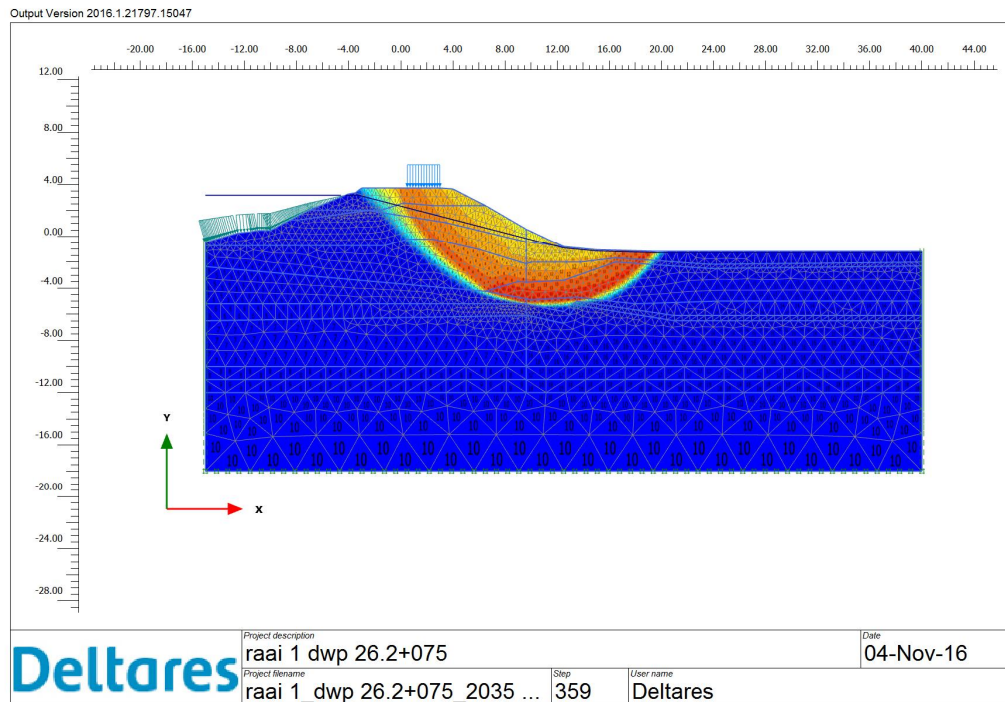
Figuur H.3. Indicatie afschuifvlak SS model obv incrementele verplaatsingen – raai 1



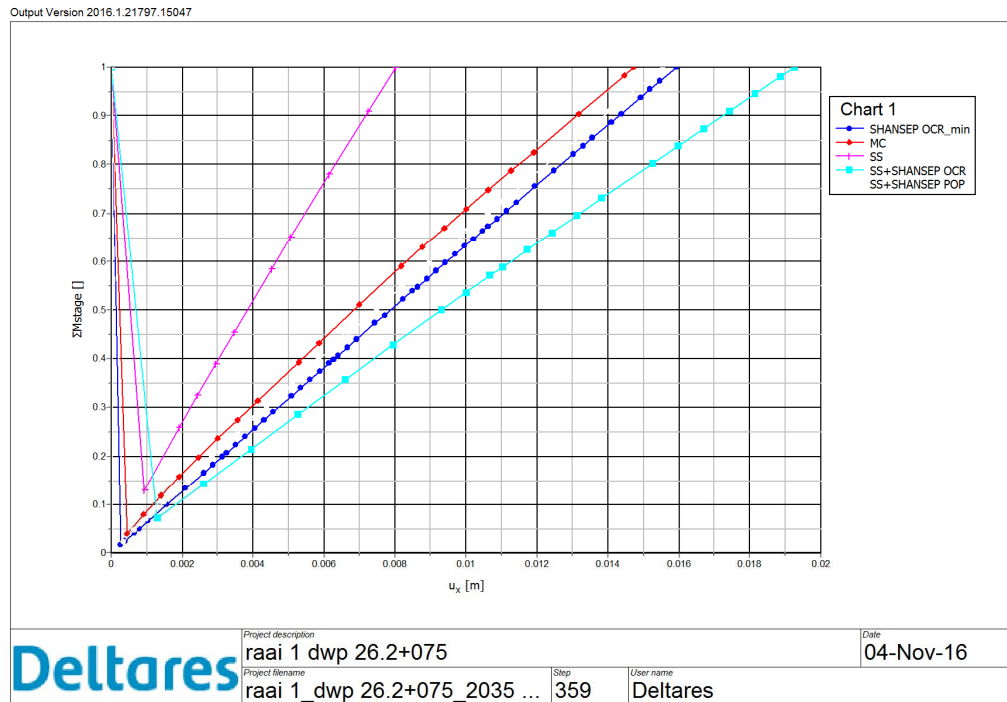
Figuur H.4 Indicatie afschuifvlak SS + MC-SHANSEP OCR model obv incrementele verplaatsingen – raai 1



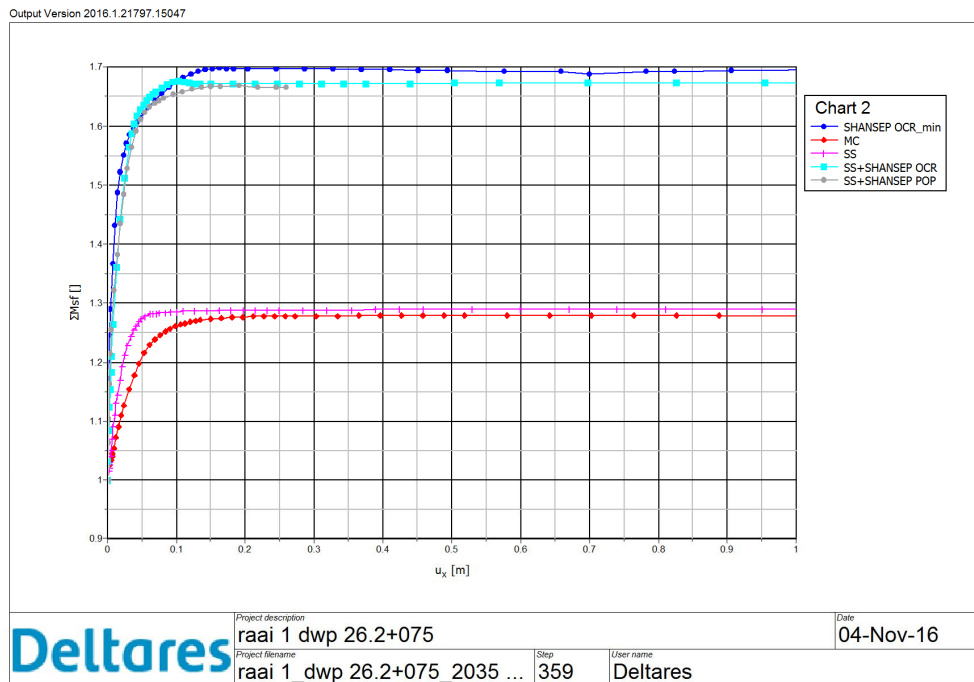
*Figuur H.5 Indicatie afschuifvlak SS + MC-SHANSEP POP model obv incrementele verplaatsingen – raai 1. Noot: te zien is dat twee schuifvlakken (ondiep en diep) tot ontwikkeling komen. Maatgevend is hier het ondiepe glijvlak*



*Figuur H.6 Indicatie afschuifvlak MC-SHANSEP model (in combinatie met OCR\_min) obv incrementele verplaatsingen – raai 1*

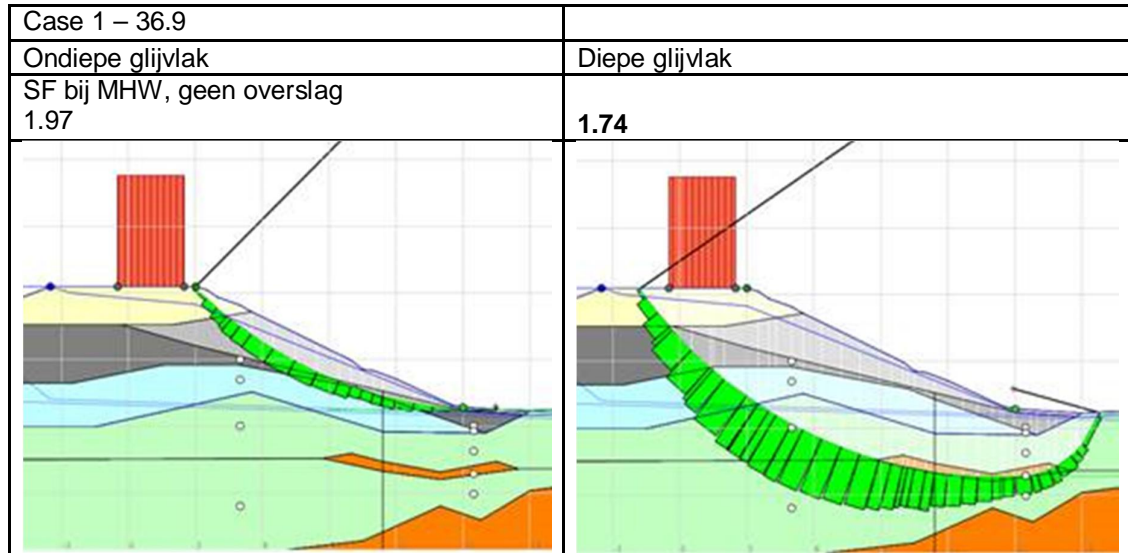


Figuur H.7. Vergelijk horizontale vervormingen punt B voor fase "MHW drained" (merk op dat er een bug in het Curves programma aanwezig is waardoor de lijnen starten op SUMMstage = 1 terwijl dit 0 zou moeten zijn) – raai 1

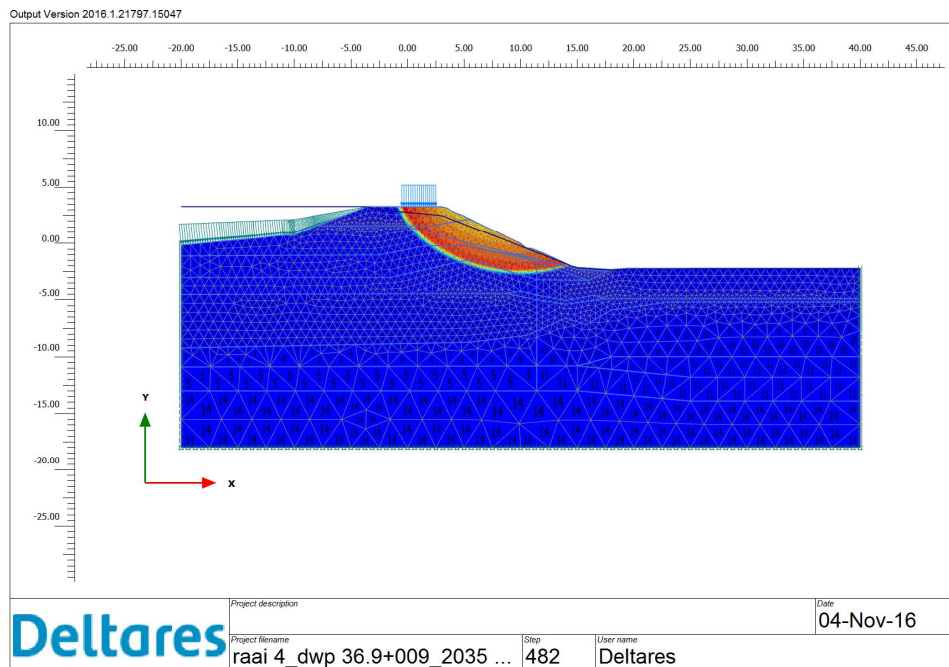


Figuur H.8. Vergelijk SUMMsf vs. horizontale verplaatsingen punt B – raai 1

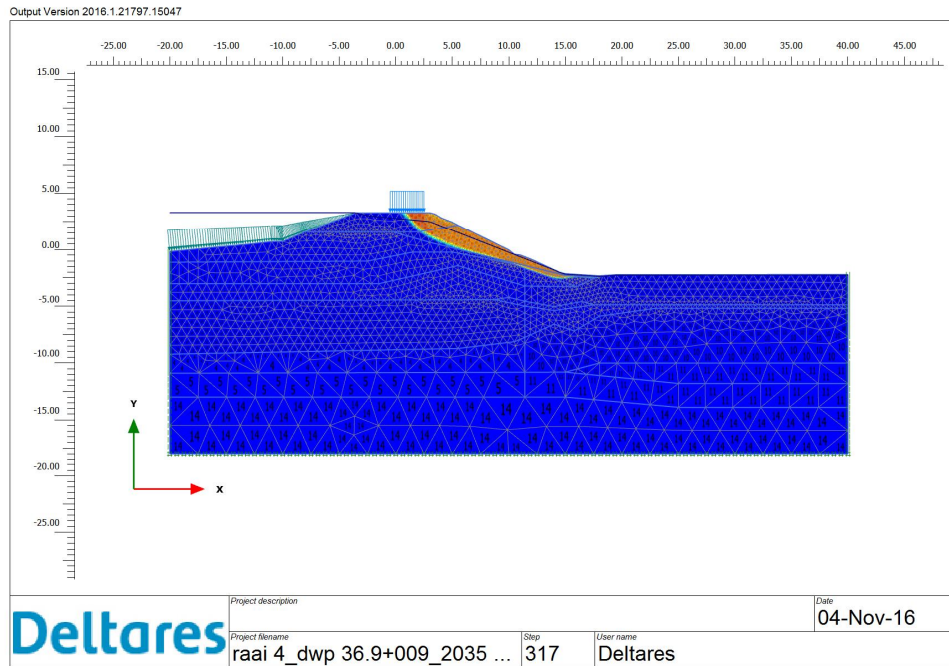
**Raai 4**



Figuur H.11 Gerapporteerde afschuifmechanismen D-Geo Stability [Rozing & Schweckendiek, 2016]



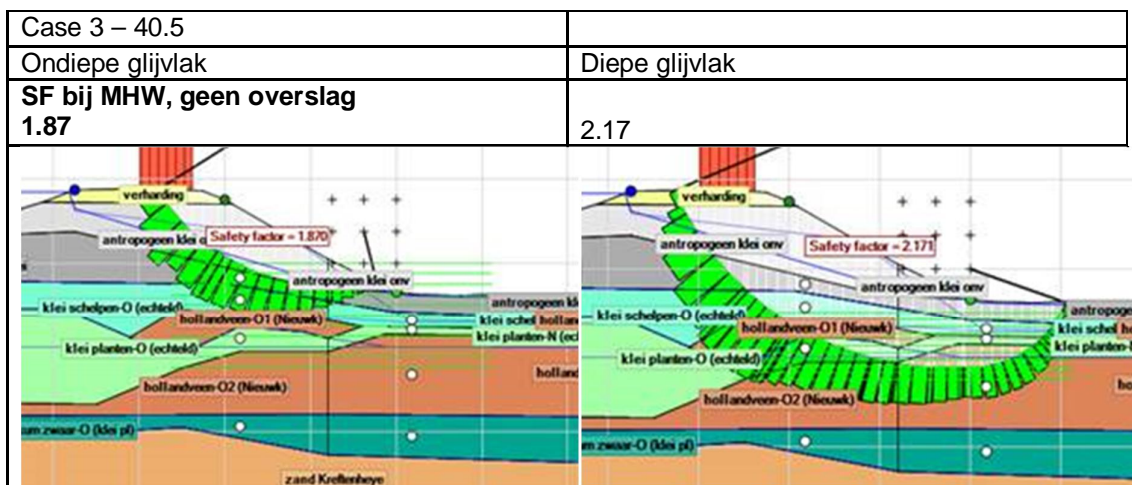
Figuur H.12 Indicatie afschuifvlak MC model obv incrementele verplaatsingen – raai 4



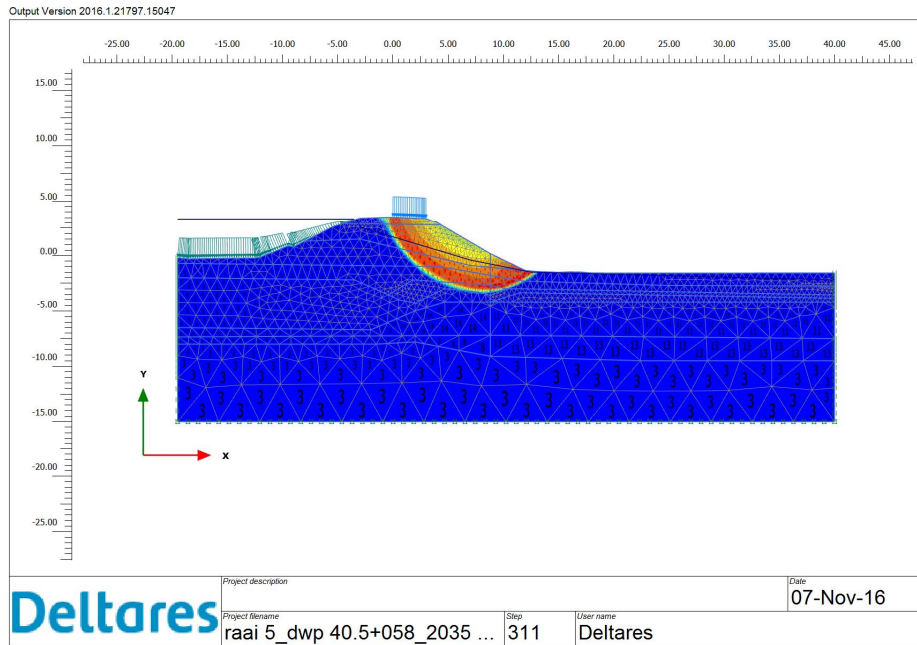
Figuur H.13 Indicatie afschuifvlak SHANSEP (in combinatie met OCR\_min) model obv incrementele verplaatsingen – raai 4, SF = 1,38

Geconcludeerd wordt dat het gevonden maatgevende (ondiepe) afschuifmechanisme in DGeoStab en Plaxis (o.b.v. SHANSEP) niet goed overeenkomen. Mogelijke verklaring is dat het maatgevende afschuifmechanisme niet-cirkelvorming is waardoor deze niet gedetecteerd kan worden met de methode Bishop in DGeoStab.

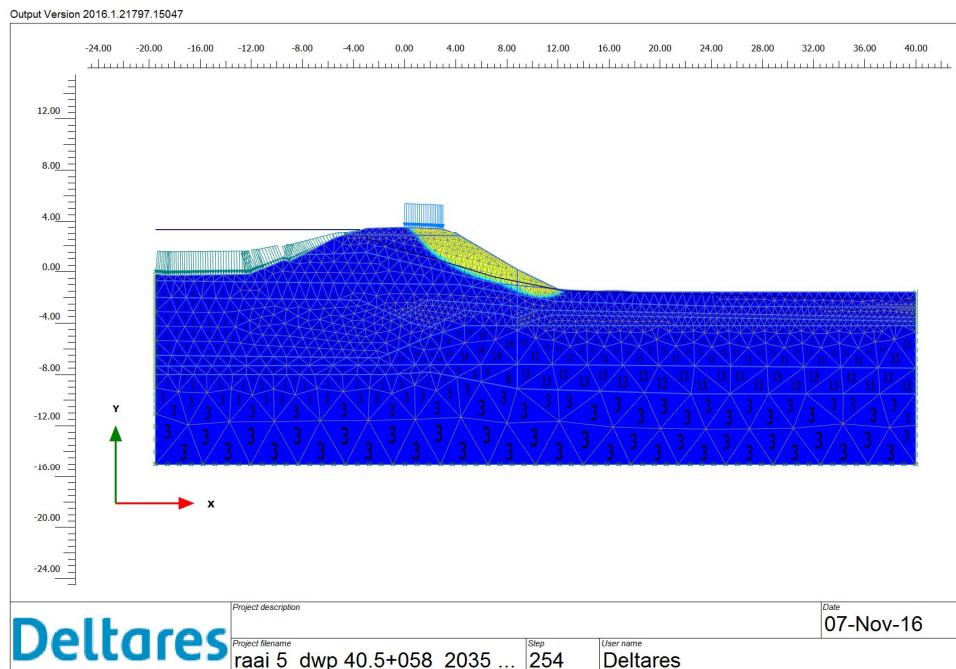
### Raai 5



Figuur H.14 Gerapporteerde afschuifmechanismen D-Geo Stability [Rozing & Schweckendiek, 2016]



Figuur H.15 Indicatie afschuifvlak MC model obv incrementele verplaatsingen – raai 5



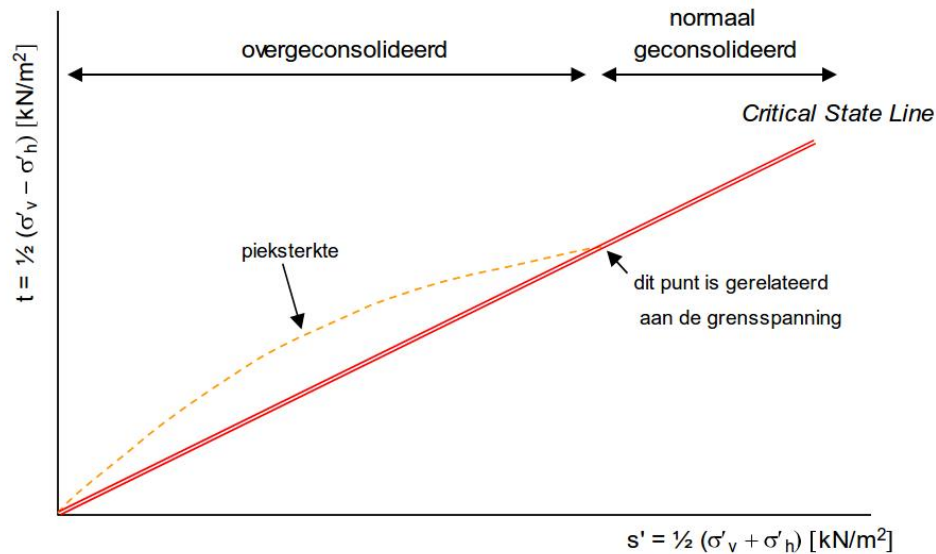
Figuur H.16 Indicatie afschuifvlak SHANSEP model obv incrementele verplaatsingen – raai 5, SF = 1,70

Geconcludeerd wordt dat het gevonden maatgevende (ondiepe) afschuifmechanisme in D-Geo Stability en Plaxis (o.b.v. SHANSEP) slechts gedeeltelijk overeenkomen. Mogelijke verklaring is dat het maatgevende afschuifmechanisme niet-cirkelvormig is waardoor deze niet gedetecteerd kan worden met de methode Bishop in D-Geo Stability.



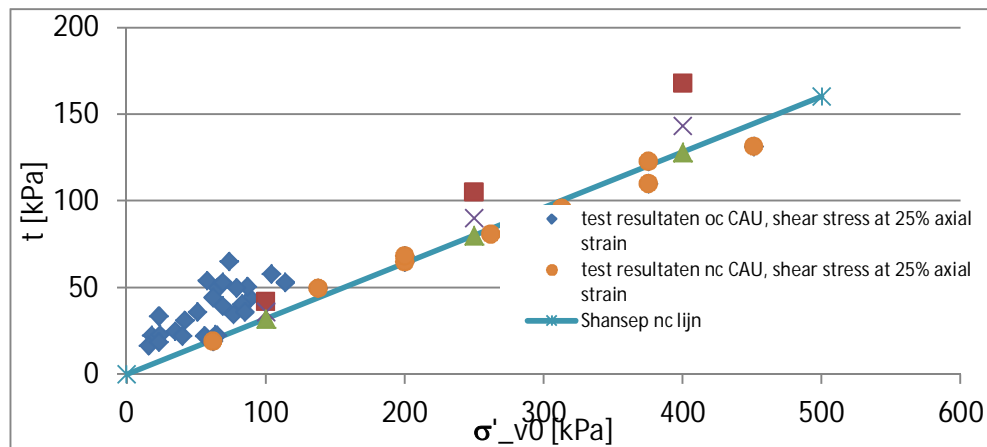
## I Theoretisch vergelijk MC, SS en SHANSEP model

Volgens het CSSM model wordt de sterkte beschreven in het normaal geconsolideerde gebied door een Mohr coulomb bezwijklijn met een cohesie gelijk aan nul. Oftewel de sterkte wordt volledig bepaald door de inwendige hoek van wrijving. In het overgeconsolideerde gebied wordt de sterkte beschreven door het SHANSEP model. Zie ook onderstaand figuur.



Figuur 1.1. Karakterisering van de schuifsterkte volgens het Critical State Soil Mechanics raamwerk (CSSM), overgenomen uit [Deltares, 2014] (Opgemerkt wordt dat  $\sigma'_v$  en  $\sigma'_h$  hier samenvallen met  $\sigma'_1$  en  $\sigma'_2$ )

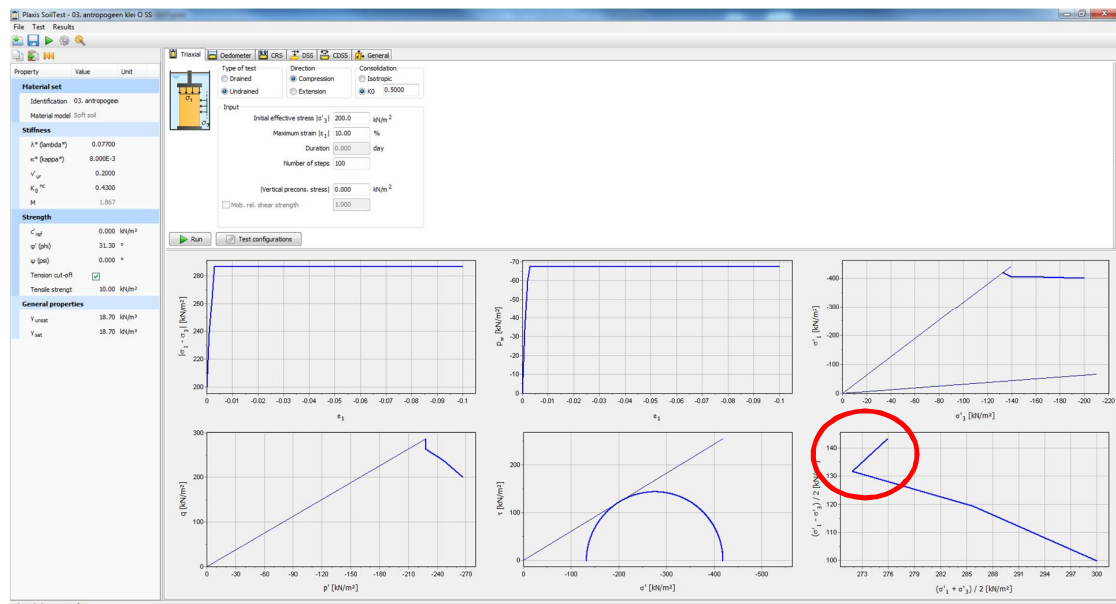
Om verder inzicht te krijgen in de verschillen en overkomsten tussen de diverse materiaal modellen worden de resultaten van de ongedraineerde schuifsterkte van de diverse modellen vergeleken in onderstaand figuur.



Figuur 1.2. Vergelijk van maximaal gemobiliseerde ongedraineerde schuifsterkte vs. initiële verticale spanning na consolidatie voor diverse materiaal modellen

Bij deze figuur kan worden opgemerkt:

- De ongedraineerde schuifsterkten van de diverse materiaal modellen zijn bepaald met behulp van Soiltest in Plaxis. De testen zijn ongedraineerd uitgevoerd en anisotroop geconsolideerd met een  $K_0$  van 0.5.
- De resultaten van de normaal geconsolideerde (nc) triaxiaal testen zijn overgenomen uit het grondonderzoeksrapport en liggen op een rechte lijn. Deze rechte lijn (hier aangeduid als Shansep nc lijn) heeft als vergelijking  $\tau = S \times \sigma'_{v0}$ . Hierin is  $S$  de Shansep parameter en  $\sigma'_{v0}$  de initiële verticale spanning na consolidatie (welke hier gelijk wordt geacht aan  $\sigma'_{v1}$ ).
- De testresultaten van de overgeconsolideerde (oc) triaxiaal testen zijn overgenomen uit het grondonderzoeksrapport en liggen alle boven de nc lijn hetgeen in overeenstemming is met de CSSM theorie.
- Bij bepaling van de ongedraineerde schuifsterkte van zowel het MC als SS model valt op dat deze in het nc gebied boven de Shansep nc lijn vallen, oftewel het MC en SS model overschatten de werkelijkheid in het nc gebied.
- Bij bepaling van de ongedraineerde schuifsterkte van zowel het MC als SS model valt op dat deze in het oc gebied onder de test resultaten van de oc triaxiaal testen vallen, oftewel het MC en SS model onderschatten de werkelijkheid in het oc gebied.
- Verder kan worden opgemerkt dat in nc gebied het SS model een gebogen spanningspad volgt en daarmee een lagere ongedraineerde schuifsterkte mobiliseert dan het MC model (en dus dichterbij de werkelijkheid komt, hoewel deze nog steeds enigszins wordt overschat). In het oc gebied zal het SS model zich steeds meer als het MC model gaan gedragen en dezelfde schuifsterkte mobiliseren (welke dus een onderschatting is van de werkelijkheid).
- Opgemerkt wordt verder dat voor de hier getoonde resultaten in de Mohr coulomb bezwijklijn van zowel het MC als het SS model de cohesie op nul is gesteld.
- Het SS model vertoont opmerkelijk gedrag richting bezwijken, zie onderstaande figuur. Onduidelijk voor nu wat hier precies gebeurt. Het uiteindelijk gedrag is echter vergelijkbaar met het MC model zoals verwacht.



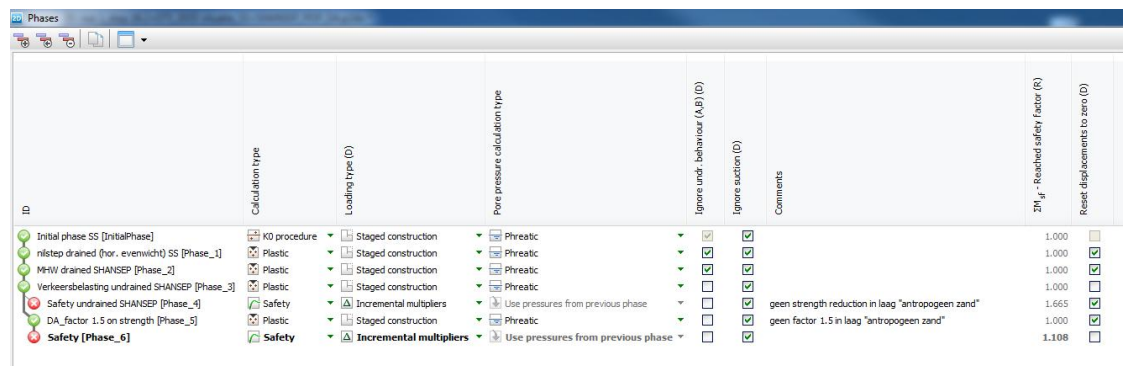
Figuur 1.3. Opmerkelijk gedrag van SS model nabij bezwijken

## J Gebruik Design Approach (DA) in Plaxis

In Plaxis bestaat er de mogelijkheid om gebruik te maken van de zogenaamde Design Approaches (DA). Een DA is een hulpmiddel in het programma om op efficiënte wijze partiële factoren te kunnen toepassen op materiaal parameters en/of belastingen.

Vraag is of het gebruik van de DA een alternatief kan zijn voor toepassing van een safety fase om de stabiliteitsfactor van een talud te bepalen. Om meer inzicht te kunnen geven in het gebruik van de DA methode is hier een aanvullende berekening gemaakt voor raai 1 met het model SS + SHANSEP POP. Opgemerkt wordt dat geen volledige verificatie is gemaakt van de correcte werking van de DA in Plaxis.

De volgende fasering is gehanteerd in de aanvullende berekening:



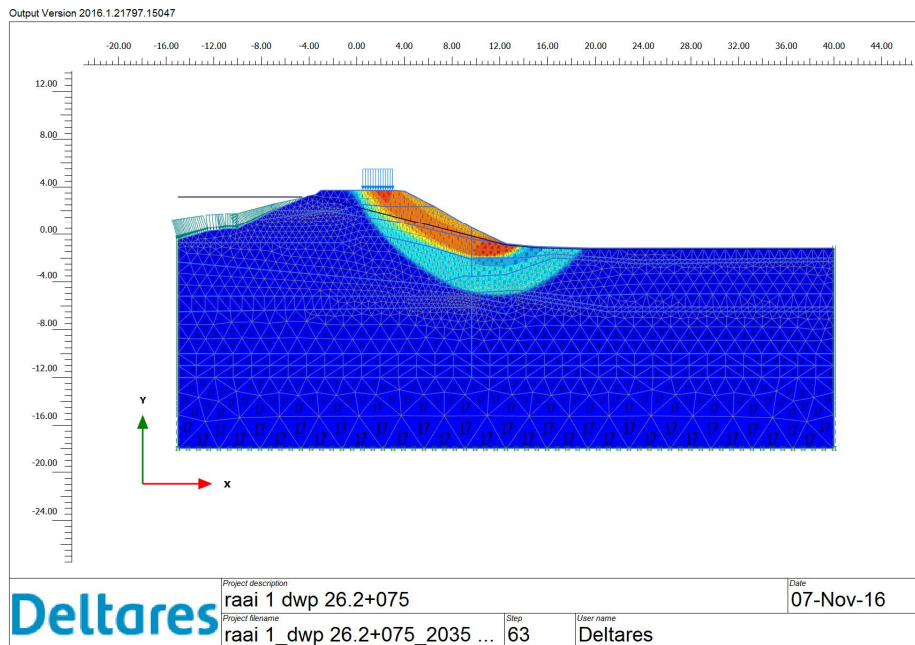
Phase Name	Calculation type	Loading type (D)	Pore pressure calculation type	Ignore undr. behavior (A,B) (D)	Ignore suction (D)	Comments	$F_{M, f}$ - Reached safety factor (S)	Reset displacements to zero (D)
Initial phase SS [InitialPhase]	K0 procedure	Staged construction	Pileptic	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1.000	<input type="checkbox"/>
nistep drained (hor. evenwicht) SS [Phase_1]	Plastic	Staged construction	Pileptic	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1.000	<input type="checkbox"/>
MHW drained SHANSEP [Phase_2]	Plastic	Staged construction	Pileptic	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1.000	<input type="checkbox"/>
Verkeersbelasting undrained SHANSEP [Phase_3]	Plastic	Staged construction	Pileptic	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1.000	<input type="checkbox"/>
Safety undrained SHANSEP [Phase_4]	Safety	Incremental multipliers	Use pressures from previous phase	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	geen strength reduction in laag "antropogeen zand"	1.665	<input type="checkbox"/>
DA_factor 1.5 on strength [Phase_5]	Plastic	Staged construction	Pileptic	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	geen factor 1.5 in laag "antropogeen zand"	1.000	<input type="checkbox"/>
Safety [Phase_6]	Safety	Incremental multipliers	Use pressures from previous phase	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>		1.108	<input type="checkbox"/>

Figuur J.1. Gehanteerde fasering voor aanvullende berekening met DA

Effectief zijn aan het originele model twee fasen toegevoegd:

- DA\_factor 1.5 on strength: in deze fasen is een partiële factor van 1,5 toegepast op de sterkte van alle materialen, uitgezonderd de laag "antropogeen zand" omdat deze ook niet is gereduceerd in de originele safety fase. In de SHANSEP lagen is een factor 1,5 gezet op de parameter alfa (of S). In de MC lagen is een factor 1,5 gezet op de cohesie en de tan(phi);
- Aansluitend is een nieuwe safety phase berekend om het "restant" aan veiligheid te bepalen.

Verder is toegevoegd de file data.shansep.rs<sup>5</sup>. Hiermee wordt de sterkte van het SHANSEP model aan het begin van de fase "DA\_factor 1.5 on strength" opnieuw bepaald. Dit is nodig om het effect van de toegepaste partiële factor van 1,5 in rekening te brengen in deze fase. Opgemerkt wordt dat bij de sterkte bepaling aan het begin van deze fase ook wordt uitgegaan van andere effectieve spanningen dan die aan het begin van fase "MHW drained SHANSEP" (op welk moment de originele sterkte is bepaald); namelijk effectieve spanningen behorend bij MHW situatie i.p.v. bij dagelijkse waterstanden. Doordat echter de parameter m in het SHANSEP model bijna gelijk is aan 1 maakt dit verschil in effectieve spanningen weinig verschil in sterkte (model is grotendeels afhankelijk van de bepaalde grensspanning  $\sigma'_{pg}$ ).



*Figuur J.2. Gevonden afschuifmechanisme voor aanvullende berekening met DA*

Geconcludeerd wordt dat het gevonden bezwijkmechanisme vergelijkbaar is met hetgeen gevonden voor het originele model. Daarbij is de “restant” veiligheid in de safety phase gelijk aan  $1,108$  hetgeen goed aansluit bij de verwachte waarde van  $1,67 / 1,5 = 1,113$ .

## K Beschouwing overconsolidatie met SSC model

In de huidige berekeningsaanpak wordt de overconsolidatie bepaald in twee verticalen, één verticaal onder de kruin (op  $x = 2,5$  m) en één verticaal onder het achterland (op  $x = 12,5$  m). Vervolgens wordt de in deze verticalen overconsolidatie aangebracht in de gehele laag behorend bij deze verticaal (onder de kruin of onder het achterland).

Als gevolg van deze aanpak ontstaat in het rekenmodel een niet-vloeiend verloop in overconsolidatie (en sterkte) onder het talud. Verwacht mag worden dat in werkelijkheid wel een vloeiend verloop aanwezig is. Vraag is of het mogelijk is met een alternatieve (t.o.v. het hetgeen in deze rapportage beschouwd) berekeningsaanpak dit verwachte verloop beter te benaderen. Hiervoor zijn enkele theoretische berekeningen gemaakt met het Soft Soil Creep (SSC) model voor raai 1.

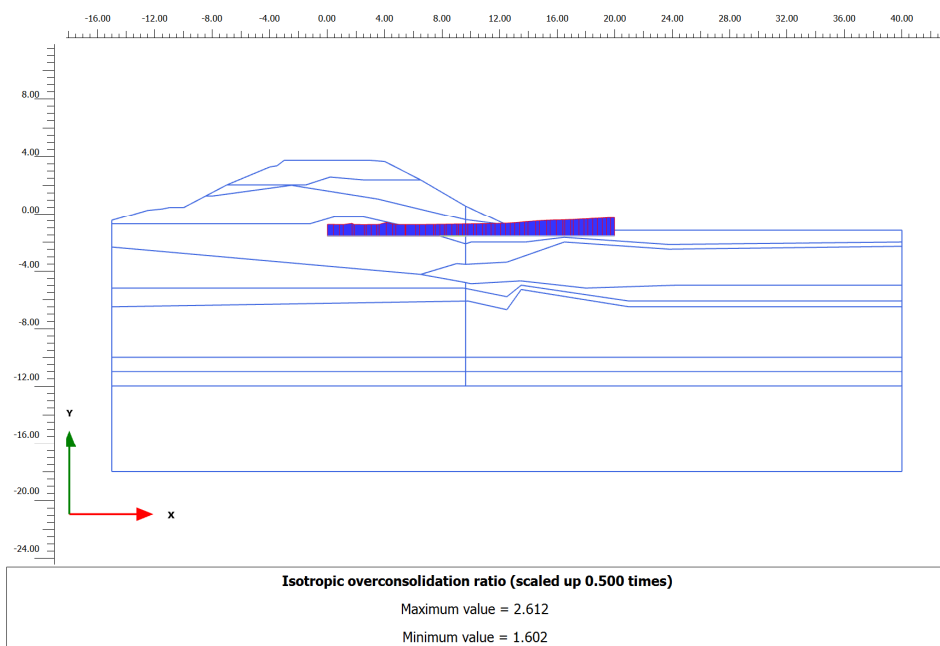
Als basis is het model "SS+SHANSEP POP" gebruikt en zijn de volgende aanpassingen gemaakt:

- Alle SS lagen omgezet naar SSC, conform parameters in bijlage F.
- Alle overconsolidatie verwijderd (zowel POP als verhoogde  $K_0$  waarde).
- Bovenste antropogene lagen zijn gedeactiveerd in de initiële fase.
- Na de initiële fases een nilstep van 1 dag.
- Vervolgens het "maagdelijke" maaiveld 10.000 dagen laten kruipen.
- Vervolgens alle antropogene lagen aanbrengen in 1000 dagen (simulatie van aanleg en consolidatie proces).
- Vervolgens het geheel weer 10.000 dagen laten kruipen.
- Alle waterstanden ongewijzigd.
- Alle fasen zijn gedraineerd omdat we nu niet zijn geïnteresseerd in ontwikkeling van de wateroverspanningen maar alleen in lange termijn effecten op de OCR.

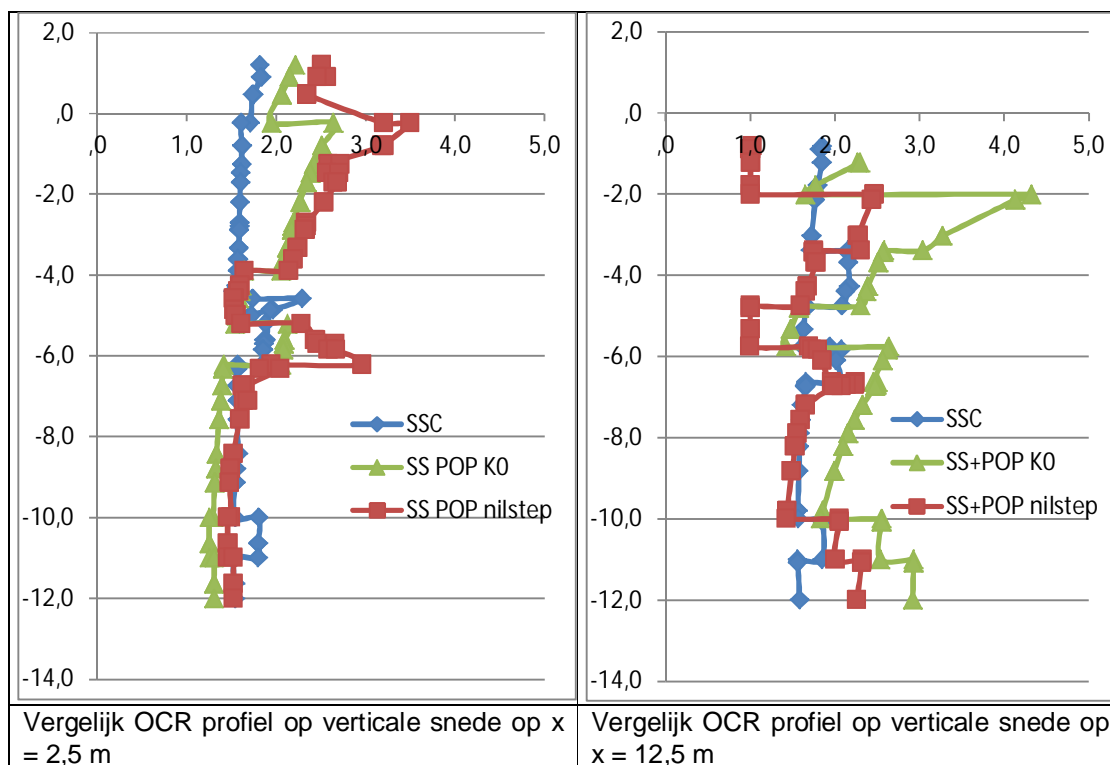
Opgemerkt wordt dat dit een zuiver theoretische beschouwing betreft. Veel zaken zijn nog onduidelijk bij deze aanpak, o.a.: de verandering van laagdikte en laag eigenschappen over de tijd wordt hier niet meegenomen.

Uit figuren K.1 en K.2. worden de volgende conclusies getrokken:

- Het is mogelijk om bij toepassing van het SSC model (met kruptijd) een (meer) continue profiel van overconsolidatie te krijgen.
- Voor de diepere lagen lijkt het SSC model in staat tot een redelijke benadering van de overconsolidatie waarden te komen. Voor de ondiepere lagen is het SSC model (veel) minder nauwkeurig. Mogelijk spelen zaken als spanningsverspreiding, fluctuerende waterstanden, fysieke bovenbelastingen, etc. hier een grotere rol.



Figuur K.1. Verloop van OCR voor een horizontale snede onder het talud in het SSC model



Figuur K.2. Vergelijk van OCR profiel voor twee verticale sneden tussen SSC en SS POP model