


Constructieve veiligheid van onverankerde wanden in dijken

Factual report FORM analyse

POV

MACRO
STABILITEIT



Datum: 29-05-2018

Opgesteld: ir. A.J. van Renswoude, ir. T. Lankreijer & ir. V. Veenbergen
Gecontroleerd: ir. J.L. Bijnagte

Definitief: versie 1.0

1	Inleiding.....	3
1.1	Algemeen.....	3
1.2	Herdefiniëring onderzoeksvraag.....	3
2	Randvoorwaarden en uitgangspunten.....	5
2.1	Algemeen.....	5
2.2	Project specifiek.....	5
3	ProbAna vs Probabilistic Toolkit.....	9
3.1	Inleiding.....	9
3.2	Eerste ervaringen met ProbAna.....	9
3.3	Eerste ervaringen met de ProbabilisticToolkit.....	13
3.4	Conclusies gebruik ProbAna en Toolkit Deltares en aanbeveling.....	15
4	Opzet FORM analyses.....	17
4.1	Inleiding.....	17
4.2	De basisgeometrie.....	17
4.2.1	Inleiding.....	17
4.2.2	Behandeling parameterwaarden.....	17
4.2.3	Correlaties tussen parameterwaarden.....	19
4.3	Deterministische analyses.....	20
4.4	Plaxis instelling aantal cores.....	21
4.5	Grondparameters.....	22
4.6	Startwaarden FORM.....	22
4.6.1	Iteratieparameters.....	22
4.6.2	Startwaarden buigend moment diepwand.....	22
5	Resultaten.....	24
5.1	Uitgevoerde FORM berekeningen.....	24
5.1.1	Basisberekening.....	24
5.1.2	Aanvullende pogingen FORM.....	25
5.1.3	Succesvolle FORM analyse.....	25
5.1.4	Vervolg FORM analyses.....	26
5.2	Directional Sampling.....	28
6	Conclusies en aanbevelingen.....	30
6.1	Keuze van het analyse pakket.....	30
6.2	Beperkingen FORM.....	30
6.3	Geanalyseerde geometrieën en bodemparameters.....	31

6.4	Resultaten	31
6.5	Afsluitend.....	32
7	Literatuurverwijzingen.....	33
A.	Vergelijking OSPW – B-EEM	34
B.	Afleiding CSSM-parameters.....	39
C.	Materialen Plaxis geometrie FORM analyses	40
D.	Probabilistic Toolkit instellingen.....	42

1 Inleiding

1.1 Algemeen

Door de waterschappen is een onderzoeksbudget beschikbaar gesteld voor het uitvoeren van onderzoek naar mogelijkheden om de stabiliteit van dijken meer economisch en meer duurzaam te vergroten. Dat onderzoek wordt POV-onderzoek genoemd (Project Overstijgende Verkenning) en is onderverdeeld in diverse onderwerpen en clusters. Eén van de onderwerpen is Macrostabieliteit; dit onderzoek wordt aangeduid als POVM.

ABT heeft van POV-M opdracht gekregen een FORM (First Order Reliability Method) analyse uit te voeren naar de constructieve veiligheid van onverankerde wanden in dijken. Deze opdracht is conform offerte "161018_14185G_OFF_10855_aanvullende-werkzaamheden-FORM-analyse_CT_V001_DEF.pdf" en in detail het in de offerte opgenomen Plan van Aanpak.

1.2 Herdefiniëring onderzoeksvraag

De offerte is echter geschreven in 2016 en met de kennis van vandaag bestond er vanuit POVM de behoefte om het in de offerte opgenomen plan van aanpak te updaten naar het actuele kennisniveau, aangevuld met nieuwe wensen die er leven. Aldus heeft eind 2017 een herdefiniëring van de scope plaats gevonden:

Het hoofddoel van het onderzoek is als volgt geformuleerd:

Het creëren van inzicht in de snedekrachten in onverankerde wanden ten gevolge van onzekerheden/stochastische parameters afgestemd op binnenwaartse macrostabieliteit als functie van de faalkans.

Bij het vaststellen van de opdracht zijn tevens de volgende aanvullende doelen gedefinieerd:

- Bepaal, middels een kalibratie op maat, de benodigde belastingfactoren die toegepast moeten worden op de representatieve snedekrachten van een onverankerde wand om aan de gewenste constructieve veiligheid te voldoen. De gewenste constructieve veiligheid is afgeleid van de normveiligheid.
- Alternatief: bepaal partiële factoren op de sterkteparameters om direct rekenwaarden van de snedekrachten te verkrijgen.
- Bepalen van de faalkans van de geotechnische stabiliteit

Voor de eerste twee aanvullende doelen geldt dat zij alleen indien daar binnen dit project nog ruimte voor is worden uitgewerkt. Indien dat niet het geval is worden zij, samen met het laatste onderzoeksdoel ondergebracht in een aanvullende opdracht vanuit POV-M. De probabilistische aanpak die in het kader van dit rapport wordt gehanteerd wordt echter op een zodanige manier opgezet dat die toepasbaar is voor het afleiden van zowel belasting- als partiële factoren en daardoor in principe door elke gewenste partij kan worden uitgevoerd.

2 Randvoorwaarden en uitgangspunten

2.1 Algemeen

De berekeningen in deze studie betreffen Eindige Elementen Analyses met het programma Plaxis. Hiermee zijn voor diverse dijkversterkingsprojecten, zoals KIS en VIJG, succesvol analyses uitgevoerd waarbij onverankerde wanden zijn toegepast. Voor de modellering in Plaxis moeten er echter keuzes gemaakt worden tussen de bestaande richtlijn (OSPW, [4] en [6]) en het conceptraport B-EEM [7]. Hierover is op het moment van uitvoeren van de hier gerapporteerde analyses nog volop discussie binnen POV-M. In Bijlage A is aangegeven waar de beide methoden een andere modellering toepassen.

Uitgangspunt bij deze studie is zo goed mogelijk de actuele ontwikkelingen te volgen, dat wil zeggen volgens B-EEM [7] te werken, tenzij de analyses daardoor erg complex worden. Daarmee biedt het onderzoek de meeste waarde voor verdere implementatie in toekomstige rekenmethodieken / voorschriften.

Het onderzoek beperkt zich tot het bepalen van de overschrijdingskans en het “ontwerppunt” voor het toelaatbare buigende moment in de wand (of een reeks van toelaatbare buigende momenten). Het bepalen van de overschrijdingskans en het “ontwerppunt” voor geotechnische instabiliteit valt buiten de scope.

2.2 Project specifiek

De onderzoeksvraag wordt uitgevoerd met de volgende randvoorwaarden c.q. uitgangspunten. Per randvoorwaarde/uitgangspunt wordt een korte toelichting gegeven.

- De geometrie betreft een onverankerde wand in de kruin van de dijk. De ervaring van KIS is dat de potentiële winst bij onverankerde wanden veel groter is (UGT/BGT » 6 a 10) dan bij verankerde wanden (UGT/BGT » 2,5 a 3).
- Gehanteerde scenario v.w.b. het achterland: opdrijven
Uitgegaan wordt van oprijfcondities van het achterland. Op het moment dat geen opdrijven optreedt en de korrelspanningen toenemen, zal de passieve steun van de wand meer en meer overgaan van een horizontale drukstaaf naar de klassieke passieve wig. Hiervan is bekend dat dit een significante reductie van de snedekrachten in de wand oplevert. Het restprofiel onderzoek is juist gestart, omdat in het geval van opdrijven van het achterland twijfel bestond of de berekende momenten niet veel te hoog waren.
Ter indicatie: uit de basisberekening die ook ten grondslag ligt aan het testen van FORM volgt:
 - Rekenprocedure B-EEM (opdrijven en restprofiel) $M_{s;d;plaxis} = 2216 \text{ kNm/m'}$
 - Dagelijkse stijghoogte bij MHW = geen opdrijven $M_{s;d;plaxis} = 1634 \text{ kNm/m'}$
 - Dagelijkse stijghoogte bij MHW en geen restprofiel $M_{s;d;plaxis} \ll 500 \text{ kNm/m'}$

Gebaseerd op deze overwegingen wordt uitgegaan van opdrijven van het achterland, zowel voor BGT als UGT. De freatische waterstand in het achterland wordt daarbij als een deterministische waarde beschouwd op $MV - 0,3$ m.

- De doorlatendheid van het zandpakket wordt in de analyses niet als stochastisch beschouwd, maar als een deterministische waarde. De doorlatendheid heeft invloed op het verloop van de stijghoogte bij MHW. Bij een lage doorlatendheid zal minder snel opdrijven optreden, omdat de opwaartse druk niet zo snel zo hoog wordt. Hierboven is al aangegeven dat standaard met opdrijven wordt gerekend wordt. Dat betekent dat de situatie alleen bij (hele) lage doorlatendheid van het zand conservatief berekend wordt. Gerekend wordt immers met effectieve korrelspanningen ongeveer gelijk aan 0 kPa, terwijl die dan in werkelijkheid, voor een korte periode van hoogwater, meer zouden zijn.
- De verkeersbelasting wordt als een deterministische waarde beschouwd.
- Restprofiel
Omdat het onderzoek gekoppeld is aan binnenwaartse macrostabiliteit bij onverankerde wanden in de kruin van het binnentalud, kan worden gesteld dat het binnentalud in principe altijd een lagere veiligheid heeft dan de veiligheid die aan de wand wordt geëist en dus altijd is bezweken. Daarom is besloten het restprofiel standaard mee te nemen.

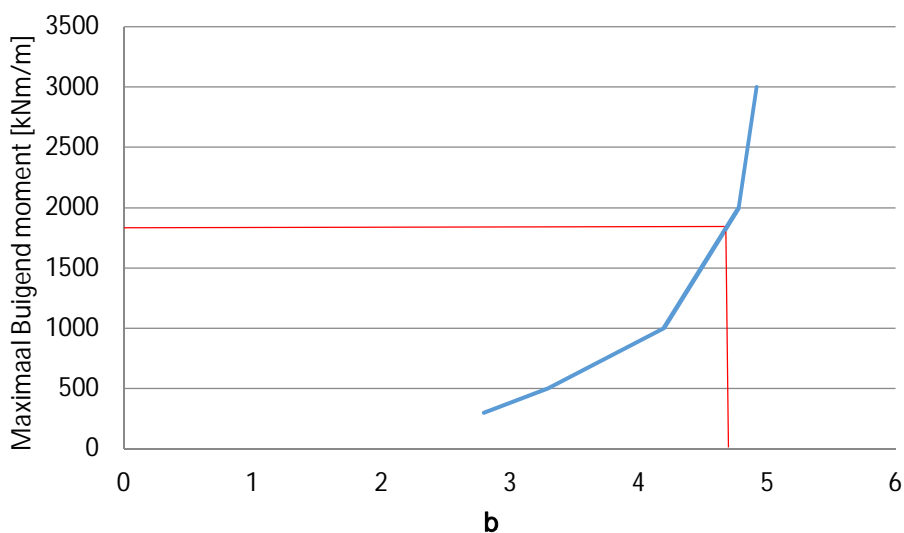
Bij het onderzoek naar een verbeterde modellering van het restprofiel [2] bleek de invloed van de grootte van de reststerkte op de berekeningsresultaten groot. Daarbij bleek dat het restprofiel, afhankelijk van de grootte van de reststerkte, hoger ofwel lager kan liggen dan volgens de vigerende richtlijn [3] wordt aangegeven. Aanpassing van een initieel aangehouden restprofiel binnen een FORM analyse is niet standaard te bereiken. Vooralsnog is daarom in deze studie uitgegaan van de vorm van het restprofiel volgens de vigerende richtlijn [5] ook al is uit [2] bekend dat dit onjuiste resultaten kan opleveren.

- Bepaling analyse methode en software pakket
Om het in het vorige hoofdstuk genoemde hoofddoel te bereiken zijn meerdere probabilistische methoden mogelijk: FORM, Importance Sampling, Directional Sampling. Zoals hiervoor is aangegeven is de opdracht in eerste instantie gebaseerd op het toepassen van FORM analyses.
- Analyse uit te voeren met Deltares Toolkit en/of ProbAna
Omdat beide software pakketten recent zijn (en nog verder worden) ontwikkeld was bij aanvang van de opdracht niet duidelijk welk pakket het meest geschikt is voor het beoogde doel. De keuze voor het toe te passen softwarepakket is gemaakt op basis van ervaring bij verkennend gebruik van de beide pakketten. Vanuit POV-M wordt zowel ingezet op het gebruik van ProbAna als van het Shansep constitutieve model. Dat laatste model is echter niet beschikbaar binnen ProbAna. Om te voorkomen dat Probana daardoor al bij voorbaat afvalt is de Shansep methode daarom vergeleken met de Undrained-A en Undrained-B aanpak. Undrained-B biedt geen toegevoegde waarde; als met ongedraineerde schuifsterkte gerekend wordt, is Shansep beter vanwege de automatische spanningsafhankelijkheid.

Gekozen wordt hier echter voor undrained-A, omdat dit theoretisch een beter bezwijkmodel is dan Shansep (Mohr-Coulomb vs Tresca). Ook komt dit de eenvoud van de berekening ten goede omdat met één model gewerkt wordt (dit geeft een beperking van het aantal stochasten en daarmee de complexiteit/rekentijd).

Van belang is wel bij Undrained-A goed naar E_{oed} en K_o te kijken in de initiële fase. Voor zeer slappe grondsoorten (veen, organische klei) is het Soft Soil Model gebruikt. Het voordeel van dit model is dat geen invoer complicaties ontstaan bij zeer slappe grond zoals vaak wel het geval is bij het HS model.

- Het onderzoek is gericht op het verkrijgen van de relatie tussen “snedekrachten” zoals buigende momenten in de wand, en betrouwbaarheidsniveau's (β 's), zie als voorbeeld Figuur 1.



Figuur 1: Relatie tussen het maximale buigende moment in de wand en β

Indien deze relatie bekend is, kan uiteindelijk voor ieder veiligheidsniveau/faalkans worden bepaald welke (partiële of belasting) factor nodig is en hoeft in dit onderzoek geen keuze gemaakt te worden voor een veiligheidsniveau. Dit sluit aan bij de wens van POV-M om de kalibratie op maat in een aparte opdracht onder te brengen. Bij een FORM analyse is de betrouwbaarheidsindex echter niet de input maar de output. Bij een ingevoerd ontwerpmoment wordt de bijbehorende β bepaald. Dit vraagt om meerdere FORM analyses, met als minimum 3 stuks (vanwege een verwachte kromming van de curve).

De range van b 's is afgestemd op de huidige eis aan de constructieve sterkte ($b = 4,92$) in combinatie met de nieuwe veiligheidsbeschouwing. Deze laatste gaat uit van een overstromingskansbenadering waarmee de beschikbare faalkansruimte voor binnenwaartse macrostabiliteit geen harde waarde meer is. De aan te houden range bedraagt $b = 4,3$ (RC3 EC7) tot $b = 5,3$ (arbitraire bovengrens).

ABT heeft hiertoe volgens de methodiek van het B-EEM-rapport ontwerpmomenten bepaald bij de volgende β 's (vertaald naar schadefactor volgens B-EEM-methodiek):

- $b = 4,3$ (zodat ook vergelijking met een aanpak conform CUR166 mogelijk is)
- $b = 4,9$ (afgeleid van topeis groene dijk KIS)
- $b = 5,13$ (afgeleid van topeis groene dijk VIJG)

- Hoogwater in de rivier wordt als vaste waarde aangehouden met ook een vaste correlatie met de stijghoogte in het diepe zand en de freatische waterstand. Om de waterstand toch als stochast te kunnen beschouwen, worden 3 verschillende hoge waterstanden gemodelleerd (inclusief bijbehorend effect in het Pleistocene zand). De berekende β 's zijn naderhand te combineren in een "fragility curve" waarmee statistische variatie van het hoogwater alsnog kan worden meegenomen. Samen met de 3 verschillende ontwerpmomenten zijn derhalve 9 FORM analyses nodig.
- Scenario: overslag
Dit effect wordt niet apart bekeken omdat al met het restprofiel gewerkt wordt en dit in feite al in de analyses is opgenomen.
- Gedraineerde maatgevende condities
Opbouwen van de Plaxis berekening gebeurt gedraineerd, om de spanningen reëel in de geometrie te krijgen. In de fase van MHW wordt overgeschakeld naar ongedraineerd rekenen in aansluiting op de huidige ontwikkelingen bij het toetsen van dijken.
De benodigde ongedraineerde parameters zijn uit de STOWA-database afgeleid, waarbij de koppeling is gemaakt met de tot nu toe aangehouden grondsoorten (Gorkum-licht e.d.). Door te kiezen voor deze aanpak, hoeft niet gewacht te worden op het, ten tijde van deze opdracht lopende, POV-M onderzoek "Parameterbepaling", waarbij aangenomen wordt dat de STOWA-database state-of-the-art gevuld is.

3 ProbAna vs Probabilistic Toolkit

3.1 Inleiding

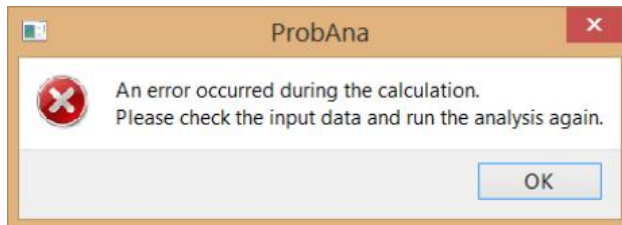
In opdracht van POV-M is door Plaxis het programma ProbAna ontwikkeld. Dit is een plug-in op Plaxis2D waarmee probabilistische analyses uitgevoerd kunnen worden. Deltares heeft een alternatief beschikbaar in de vorm van de ProbabilisticToolkit: een programma waarin, met remote scripting, eveneens met Plaxis probabilistische analyses uitgevoerd kunnen worden. Als eerste stap van dit onderzoek zijn beide pakketten met elkaar vergeleken in relatie tot het beoogde doel. In dit hoofdstuk zijn de ervaringen vast gelegd.

3.2 Eerste ervaringen met ProbAna

Eerste ervaringen met het gebruik van ProbAna zijn:

- Er is een directe koppeling met Plaxis
- Tijdens het draaien van ProbAna wordt de invoer van de in Plaxis geopende file gewijzigd voor de in ProbAna als stochasten aangegeven invoerparameters. Het startpunt is hierbij (automatisch) het gemiddelde van iedere stochast.
- Beschikbare probabilistische modellen zijn: FORM en Monte Carlo
- Beschikbare statistische verdelingen zijn: Normaal, Lognormaal, Normaal-truncated en Uniform.
- De stijfheid van een betonnen wand is in Plaxis wel als M-k-diagram in te voeren, maar is dan niet meer als stochast te beschouwen (slechts een equivalente EI). Daar moet dus een keuze in gemaakt worden.
- Aan het eind van de ProbAna analyses worden de oorspronkelijke parameters “teruggezet” en wordt daarmee een laatste berekening uitgevoerd. Daarmee is dan weer de oorspronkelijke invoerfile aanwezig. Dat gebeurt echter niet indien de berekening vastloopt. Zowel de oorspronkelijke invoerfile als alle tot dat moment verkregen resultaten gaan daarbij dan verloren (behoudens de weergave op een geopend DOS-windows). Het verdient daarom aanbeveling om te werken met een kopie van de oorspronkelijke invoerfile zodat ook na vastlopen van de ProbAna berekening eenvoudig een nieuwe poging kan worden gestart.
- De stochastische analyse wordt voor alle fasen van de Plaxis berekening uitgevoerd. Dat betekent dat een invoerfile moet worden aangepast door de, voor de probabilistische analyse niet van belang zijnde, fasen te verwijderen; dan wel te accepteren dat onnodig lang wordt gerekend. Zo zijn, voor de van origine deterministische berekening, bijv. tussenfasen met een veiligheidsanalyse (ϕ -reductie) meestal rekenintensief en bij een ProbAna analyse niet meer nodig. Eventueel verwijderen van berekeningsfasen pleit ook voor het uitvoeren van de ProbAna analyses op een kopie van de originele file. Die kan dan namelijk intact blijven.

- De foutmeldingen in ProbAna zijn soms minder duidelijk. Als het programma tijdens de berekening vastloopt verschijnt het standaard foutmeldingsscherf dat is weergegeven in Figuur 2.



Figuur 2: Foutmeldingsscherf ProbAna "Calculation error".

Meer informatie over de fout is te vinden in een tweede (DOS-stijl) scherf. Op zich is het moeten overgaan naar een ander scherf geen probleem, al zou het handiger zijn wanneer alles in 1 scherf staat.

- Gebleken is dat ProbAna niet in iedere folder geïnstalleerd kan worden, maar vrije schrijfrechten moet hebben in de folder waarin het staat (geen show stopper).
- Indien in de Plaxis invoerfile gebruik wordt gemaakt van het Hardening Soil (HS) model is er automatisch sprake van een koppeling tussen j en E_{oed}/K_0 . Bij wijziging van de j kan het daardoor nodig zijn om ook de E_{oed}/K_0 te wijzigen. In zo'n geval wordt daarvoor een waarschuwing gegeven maar loopt de ProbAna analyse vast, zie Figuur 3.

```

C:\Probana\prob_gui_main_2017\prob_gui_main.exe
File "D:\src\plaxis\tools\SensiProbAnalysis\compiled\prob_analysis\model_function.py", line 48, in set_variable
File "D:\src\plaxis\tools\SensiProbAnalysis\compiled\parameters\parameters_all.py", line 113, in set_soil_mat_param
File "D:\src\plaxis\tools\SensiProbAnalysis\compiled\parameters\parameters_all.py", line 91, in set_strength_soil
File "D:\src\plaxis\tools\SensiProbAnalysis\compiled\utilities\plaxis_2017\plxscripting\plxproxy.py", line 280, in __call__
File "D:\src\plaxis\tools\SensiProbAnalysis\compiled\utilities\plaxis_2017\plxscripting\server.py", line 582, in call_plx_object_method
File "D:\src\plaxis\tools\SensiProbAnalysis\compiled\utilities\plaxis_2017\plxscripting\server.py", line 589, in call_and_handle_command
File "D:\src\plaxis\tools\SensiProbAnalysis\compiled\utilities\plaxis_2017\plxscripting\server.py", line 599, in call_and_handle_commands
File "D:\src\plaxis\tools\SensiProbAnalysis\compiled\utilities\plaxis_2017\plxscripting\server.py", line 599, in <listcomp>
File "D:\src\plaxis\tools\SensiProbAnalysis\compiled\utilities\plaxis_2017\plxscripting\server.py", line 193, in handle_commands_response
plxscripting.plx_scripting_exceptions.PlxScriptingError: Unsuccessful command:
Compared to other model parameters Eoed = 19401 is too high!
Simplest solution: Retain other parameters and use Eoed <= 18091 and K0-nc >= 0.545.
Other solution: Modify other model parameters.
Possible modifications: Increase E50 and/or Eur.

```

Figuur 3: Foutmelding ProbAna bij variatie van ϕ

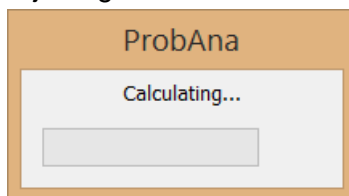
In de versie die ten tijde van dit onderzoek is gebruikt is het niet mogelijk aan te geven dat E_{oed}/K_0 automatisch mag worden aangepast zodanig dat dit voldoet aan de eisen van het HS model. Het gevolg is dat de kans groot is dat een berekening hierop vastloopt.

Daarbij is er dan geen mogelijkheid is om, na handmatig ingrijpen, die analyse te vervolgen. Zelfs als dat wel zou kunnen zal dit in veel gevallen praktisch onwerkbaar zijn gezien het grote aantal aanpassingen dat nodig kan zijn. De ontbrekende automatische aanpassing is daarom voor praktische toepassing waarschijnlijk in veel gevallen een bepalende factor voor het niet kunnen toepassen van ProbAna. Dit is waarschijnlijk in Probana eenvoudig op te lossen aangezien Plaxis voor de toets van j en E_{oed}/K_0 al een "stand alone" programma heeft: "chkhspar2.exe". In het Python script voor de koppeling tussen Plaxis en de ProbabilisticToolkit is dit, gebruikmakend van het programma chkhspar2.exe, dan ook wel verwerkt.

- ProbAna werkt alleen in combinatie met de grondmodellen Mohr-Coulomb, Hardening Soil en Lineair Elastic en dus niet bij gebruik van het Shansep model. Dat is gezien de huidige ontwikkelingen en de aanpassingen van de richtlijnen een beperking voor wat betreft toepasbaarheid. Zoals hiervoor in paragraaf 2.2 aangegeven is wordt voor deze opdracht gewerkt met de undrained-A aanpak zodat dat hier geen rol speelt
- Het is in ProbAna niet mogelijk om een automatische koppeling aan te brengen tussen de gewichten van meerdere grondlagen in het achterland en de grenspotentiaal. Dat betekent dat er in principe een reële kans is dat er door variatie van de gewichten in de lagen een situatie optreedt waarbij sprake is van opdrijven van het achterland. In dat geval zal de Plaxis analyse, en dus ook ProbAna, vastlopen. Dit risico is te verkleinen door de grenspotentiaal te hanteren die hoort bij een laag gewicht van het lagenpakket waarbij per laag een hele kleine kans van optreden bestaat dat het gewicht lager is, bijv. de 0,1% ondergrens van het gewicht. De kans dat het gewicht in alle lagen tegelijk zo laag is, is uiteraard zeer klein. Uitsluiten van dit probleem kan ook door voor de gewichten uit te gaan een aan zgn. "truncated normal" verdeling waarbij de ondergrens van het gewicht hard kan worden opgegeven. Daarmee ligt het minimale gewicht van het lagenpakket vast en kan de grenspotentiaal daar op worden afgestemd. Het nadeel van beide methoden is dat in vrijwel alle gevallen sprake zal zijn van een groter gewicht van het lagenpakket dan de som van alle minima. Dat betekent dat de grenspotentiaal dan eigenlijk hoger dient te zijn en dat zonder aanpassingen sprake zal zijn van een te hoge schuifspanning tussen de slappe lagen en het onderliggende zandpakket. Een mogelijke oplossing daarvoor is het toepassen van een dun laagje, met een vaste lage schuifspanning, tussen de slappe lagen en het onderliggende zandpakket. Dit vraagt dan wel, vooraf, om een aanpassing van de geometrie. Ook zal de indringing van de waterspanningen in de slappe lagen en het beginpunt vanaf waar de grensspanning wordt toegepast hierbij bijna altijd niet geheel correct zijn. Dat geldt dan dus ook voor de berekeningsresultaten. Hoe groot dit effect is, is op dit moment onduidelijk.

- Indien voor de correlatie tussen de grondlagen naast en onder de dijk, zie ook paragraaf 4.2.3, in ProbAna een volledige correlatie (factor 1) wordt ingevoerd loopt de berekening vast doordat een “niet positief definitie” matrix ontstaat. Het is onduidelijk waarom dit het geval is. Met een correlatie van 0,999 kan wel gerekend worden. Dat is, indien zo’n volledige correlatie gewenst is, een goede work-around oplossing.
- Voor de correlatiefactoren worden, tijdens het invoeren, alle mogelijke correlatieparen getoond. Omdat in theorie alles met alles gecorreleerd kan zijn is dat op zich correct maar in de praktijk zal bijv. een j in een laag zelden een correlatie met een E in een andere laag hebben. De gekozen invoeroptie is daardoor weliswaar werkbaar, maar doordat alle mogelijke onderlinge verbanden worden getoond is er extra tijd nodig om de relevante correlaties te vinden. Dat zou in het interface handiger kunnen worden opgelost, bijvoorbeeld door de correlaties binnen een grondsoort als eerste weer te geven.
- Het gebruik van ProbAna met een bèta versie van Plaxis werkt niet. In dat geval moet namelijk, per run, bevestigd worden dat het inderdaad de bedoeling is om met de bèta versie verder te gaan. Die bevestiging wordt in ProbAna niet gegeven en de berekening breekt daardoor af.
- ProbAna maakt gebruik van OpenTurns, zie [11]. Door het gebruik van deze “open source” bibliotheek met statistische tools kunnen toekomstige ontwikkelingen die daarin plaatsvinden naar verwachting gemakkelijk worden overgenomen/geïmplementeerd. Daar staat tegen over dat het lastiger kan zijn zelf uitbreidingen toe te voegen.
Bij de rekeninstellingen staat bijv. in de handleiding: “*Maximum constraint error = 0.001, i.e. the absolute difference between the constraint function and the threshold*”. Deze uit OpenTurns overgenomen default waarde is voor het uitvoeren van een berekening meestal een veel te strenge eis. Dat wordt daaronder in de handleiding dan ook direct keurig aangegeven: “*It is advised to set the maximum constraint error equal to the criterion threshold divided by 100.*” Het is onduidelijk waarom er niet voor gekozen is om dat dan ook direct als default waarde te presenteren. Het verdient dan ook aanbeveling dit aan te passen.

- Bij het gebruik van ProbAna verschijnt bij elke iteratie een actief scherm:



Dit is in principe een “Windows” eigenschap en dus niet toe te rekenen aan ProbAna. Het gevolg is wel dat het erg onhandig is om op een machine waar ProbAna draait tegelijkertijd ander werk te doen. Iets vergelijkbaars is tevens het geval bij de Toolkit.

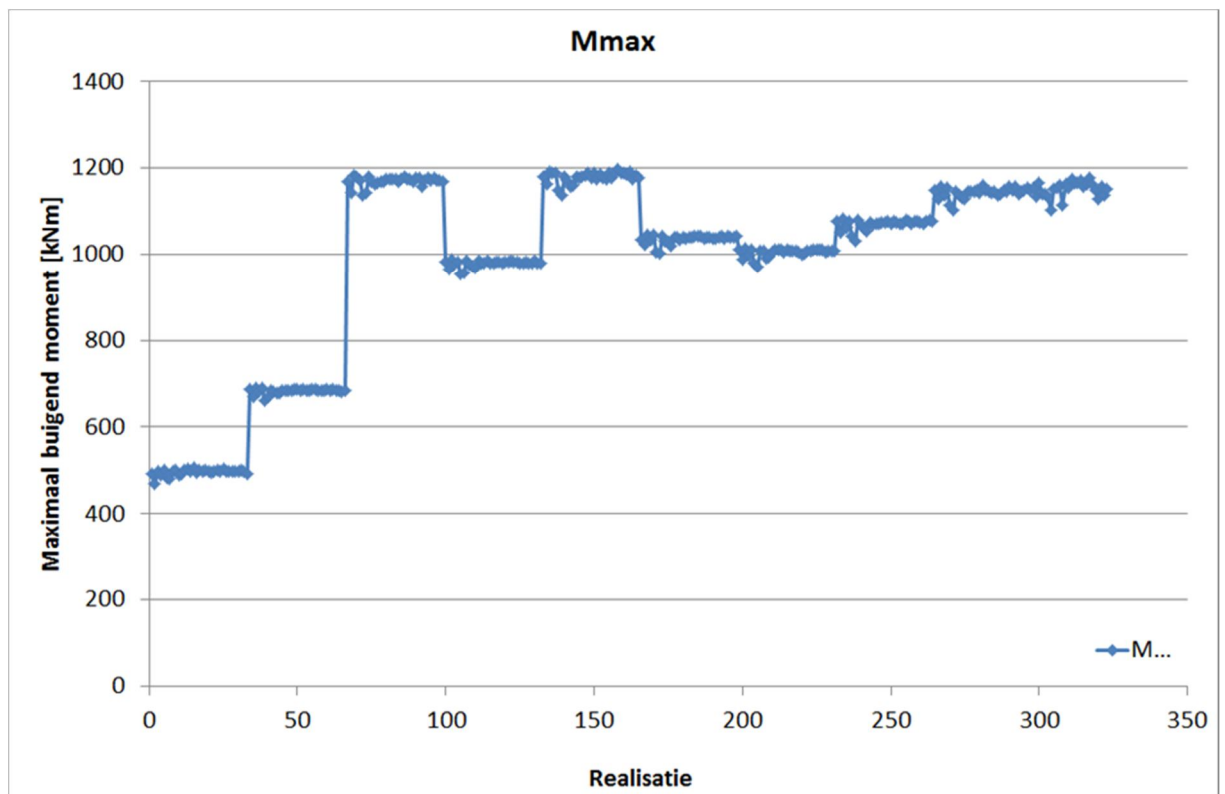
Daar wordt het echter veroorzaakt door het draaien van chkhspar2.exe die de HS parameters controleert. Het verdient daarom de voorkeur om de FORM analyse uit te voeren vanaf een rekenserver.

3.3 Eerste ervaringen met de ProbabilisticToolkit

Eerste ervaringen met het gebruik van de Deltares Toolkit zijn:

- Als interface tussen de Toolkit en Plaxis is een Python script nodig. Een nadeel is dat dit script niet voorhanden is, maar zelf moet worden gemaakt. Een voordeel daarvan is de flexibiliteit omdat in het script, indien gewenst, vrijwel alles in de Plaxis invoer gewijzigd kan worden.
- Een belangrijk voorbeeld van die flexibiliteit is dat de vernieuwde aanpak van modelleren van het restprofiel, conform [2], kan worden toegepast en automatisch verwerkt door de buigende momenten uit de, voor dat geval, relevante fase te selecteren. In deze studie is dat niet gedaan maar is uitgegaan van het restprofiel volgens de “oude” aanpak [4].
- Met het script kunnen de fasen van de Plaxis berekening worden aangegeven waarvoor de stochastische analyse moet worden uitgevoerd. Dat betekent dat een invoerfile die extra fasen bevat, zoals fasen waarin een phi-c reductie wordt uitgevoerd, niet hoeft te worden aangepast om te voorkomen dat onnodig lang wordt gerekend.
- Door het script kan de Toolkit in principe met elk in Plaxis aanwezig grondmodel, dus ook Shansep, worden toegepast. Uiteraard benodigd dat wel aanpassing van het script maar dat lijkt, vooralsnog, relatief beperkt qua inspanning.
- Het grenspotentiaal wordt in het script voorafgaand aan elke berekening bepaald op basis van het gewicht van de bovenliggende lagen. Dit betekent dat, zonder aanpassing aan de geometrie, altijd sprake is van de gevraagde minimale schuifspanning tussen de slappe lagen en het onderliggende zand pakket. De indringdiepte en het gebied waarover de grenspotentiaal wordt toegepast zijn ook altijd afgestemd op het gewicht van het bovenliggende pakket. Dit betekent dat voor elke som wordt gerekend met de gewenste spanningen.
- Het koppelen van oorspronkelijk gelijke grondlagen onder en naast de dijk met een volledige correlatie (factor 1) gaat in de Toolkit zonder problemen.
- Bij een eventuele vastlopende of afgebroken berekening in Plaxis is de oorspronkelijke invoer nog beschikbaar in de Toolkit. Tevens is het mogelijk om alle gedraaide berekeningen via de scripting op te slaan.
- Na vastlopen of afbreken van de berekening kan de Toolkit weer worden opgestart waarbij de eerdere resultaten kunnen worden gebruikt. Afbreken en herstarten kan daardoor zonder problemen. In verband met beschikbare Plaxis licenties/tijd kan dit nuttig zijn.

- Indien een Plaxis berekening vastloopt door een modelfout moet uiteraard worden gekeken of de invloed van de model wijziging zodanig is dat de eerdere resultaten nog mogen worden gebruikt of dat de analyse toch geheel opnieuw moet worden gestart.
- Een enkele berekening met de basisgeometrie uit paragraaf 4.2 duurt ca. 5 min. De resultaten van een verkennende run met 323 “realisaties” zijn weergegeven in Figuur 4. Hierbij is het ontwerppunt genomen op een maximaal buigend moment van 1250 kNm en zijn de iteratieparameters zodanig gekozen dat het ontwerppunt “van onderaf” wordt benaderd. Voor een correct eindresultaat zou dus nog verder moeten worden doorgerekend, de waarde van 1250 kNm is namelijk nog niet bereikt. Omdat zowel de keuze voor het toe te passen analyse pakket (ProbAna of Toolkit) als de keuze van diverse uitgangspunten, zie hoofdstuk 2, nog moeten worden gemaakt is de analyse op dit punt afgebroken.
- In Figuur 4 is te zien dat er 33 iteraties (aantal onafhankelijke stochasten + 1) nodig zijn om 1 realisatie te voltooien. Het FORM algoritme start met gemiddelde waarden van alle stochasten. Daarna wordt er steeds een enkele stochast veranderd en wordt het verschil in uitkomst geanalyseerd, waarmee de gevoeligheid van de parameter wordt aangetoond. Na het opeenvolgend veranderen van telkens een andere enkele stochast worden in de volgende stap alle stochasten gewijzigd naar weer een nieuwe ‘startwaarde’. Vanuit deze startwaarde wordt telkens weer een enkele stochast gewijzigd en het verschil in uitkomst geanalyseerd, enzovoorts. Het algoritme gaat door totdat de van tevoren opgegeven foutmarge klein genoeg is.
Het is tevens mogelijk om in de Toolkit startwaarden in te voeren en zo de som te ‘sturen’. Vermeld moet worden dat de invoerwaarden van de 1^{ste} realisatie doorgaans niet exact overeenkomen met de in de Toolkit opgegeven startwaarden. Dit komt doordat de Toolkit de opgegeven startwaarden leest, deze aanpast voor de correlatiematrix ten opzichte van de verdelingswaarden van elke stochast (gemiddelde en standaard deviatie) en die waarden vervolgens gebruikt als definitieve startwaarden.
- De gemiddelde waarde en standaarddeviaties van de grondparameters kunnen in de Toolkit ingevoerd worden. Er kan onder andere worden gekozen voor een normale verdeling, lognormale verdeling en truncated normale verdeling. In dit geval worden normale verdelingen en truncated normale verdelingen toegepast.
- De gevoeligheid van de invoerparameters is achteraf visueel weer gegeven.
- Tevens zijn wat kleine punten die bij het gebruik naar voren zijn gekomen doorgegeven aan Deltares met het verzoek om aanpassing/verbetering. De Toolkit lijkt, bij deze verkenning, goed bruikbaar voor het doel waarvoor het hier zou moeten worden ingezet.



Figuur 4: Resultaten FORM analyse Toolkit

3.4 Conclusies gebruik ProbAna en Toolkit Deltares en aanbeveling

ProbAna had, ten tijde van het uitvoeren van deze opdracht, nog te veel nadelen om het, voor de hier voorziene studie(s) aan dijken, toe te kunnen passen. Daarbij moet wel bedacht worden dat het een eerste versie van het programma betreft. De hierboven in paragraaf 3.2 genoemde problemen zullen daarbij naar verwachting in volgende versies opgelost kunnen worden/zijn. Voor een directe toepassing, ten tijde van deze studie, komt dat echter te laat.

Bij het gebruik van de Toolkit blijkt dat het zelf moeten maken van een script voor de koppeling tussen Plaxis en de Toolkit meer dan goed gemaakt wordt door de grote vrijheid/mogelijkheden die dit biedt. Dit komt duidelijk tot uitdrukking uit een vergelijking van paragraaf 3.2 en 3.3. Daar komt bij dat het script nu beschikbaar is en gebleken is dat bij toepassing eventuele nog optredende wensen/noodzakelijke aanpassingen snel kunnen worden geïmplementeerd. De in de testfase waargenomen robuustheid en de mogelijkheid tot herstarten zijn eveneens grote voordelen.

Gebaseerd op de ervaringen van de testfase is besloten om het hoofdonderzoek met de Probabilistic Toolkit van Deltares te doen. Belangrijke redenen voor deze keuze waren:

- Afhankelijk van de combinatie j en E 's kan Plaxis een foutmelding geven dat "E_{oed} is too high or K₀ too low". Op dat moment stopt de berekening in ProbAna. In het python-script bij de Toolkit is dit ondervangen. Navraag bij Plaxis heeft geleerd dat er, ten tijde van dit onderzoek, geen oplossing voor dit probleem was/snel beschikbaar zou komen.
- ProbAna ondersteunt geen Shansep of Soft Soil Creep, terwijl dat twee preferente modellen zijn voor ongedraineerd rekenen met slappe grondsoorten.
- Omdat de volumieke gewichten ook als stochast beschouwd worden, varieert het gewicht van de slappe lagen en daarmee ook de grenspotentiaal. In ProbAna is dat echter niet nauwkeurig te sturen en moet middels een truc opdrijven gesimuleerd worden. Dit komt de betrouwbaarheid niet ten goede. In het python-script wordt de grenspotentiaal afgestemd op de voor die berekening getrokken volumieke gewichten zodat in de Plaxis-berekening altijd de minimale spanningen worden toegepast behorend bij Uplift (bij spanningen < 0 kPa zal Plaxis niet meer rekenen);
- De Toolkit biedt meer mogelijkheden om zelf bij te sturen vanwege de aansturing met het script. ProbAna is zeer gebruiksvriendelijk, maar voor aanpassingen aan de huidige versie moet Plaxis die opnieuw programmeren en testen. Dat maakt de toepassing in een onderzoekstraject minder robuust met grotere kans op vertraging – tegenvallers.

4 Opzet FORM analyses

4.1 Inleiding

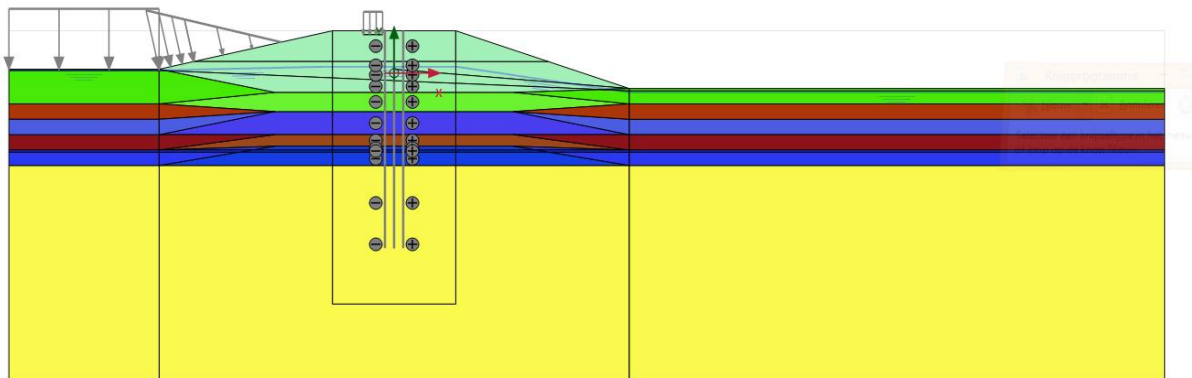
In [2] zijn Monte Carlo (MC) analyses uitgevoerd om te komen tot een verbetering van de berekeningswijze van dijken versterkt met onverankerde wanden. Met MC analyses is veel ervaring en er worden vaak goede resultaten mee verkregen. In [2] is echter aangetoond dat de rekestijden er in dit geval toe leiden dat, binnen een redelijke tijd, niet genoeg berekeningen kunnen worden uitgevoerd om tot een betrouwbare analyse te komen. Voor dit soort situaties zijn andere probabilistische technieken ontwikkeld die sneller tot een antwoord leiden. Twee van die methoden zijn FORM (First Order Reliability Method) en Directional Sampling (een aangepaste Monte Carlo methode).

Omdat uit de eerste ervaringen met de Toolkit lijkt dat FORM analyses werken, zie Figuur 4, is na uitgebreid overleg van alle betrokkenen besloten met de in de Toolkit aanwezige FORM methode te starten.

4.2 De basisgeometrie

4.2.1 Inleiding

De basis geometrie van de Plaxis berekening die is toegepast voor de probabilistische analyses is weergegeven in Figuur 5. Zoals hiervoor is aangegeven, wordt uitgegaan van de aanwezigheid van een restprofiel volgens de vigerende richtlijn [4], ook al is bekend dat dit in bepaalde gevallen onjuiste berekeningsresultaten oplevert [2].



Figuur 5: Plaxis basis geometrie FORM analyses.

4.2.2 Behandeling parameterwaarden

In de analyses wordt een geselecteerde groep parameters als stochasten beschouwd. De overige parameters worden als vast beschouwd of er worden berekeningen uitgevoerd met hard opgegeven waarden. Een overzicht van de manier waarop de parameters worden verwerkt is gegeven in Tabel 1 en de toelichting eronder.

Tabel 1: Behandeling parameters in de analyses

Parameter	Stochast	Vaste waarde
Sterkte grond	X	
Stijfheid grond*)	X	
Volumiek gewicht grond	X	
Waterstand rivier		X**
Freatische waterstand – kruin		X***)
Freatische waterstand – achterland	X	
Verkeersbelasting		X
Doorlatendheid zandpakket		X****)
Sterkte wand		X*****)
Stijfheid wand		X*****)
Geometrie wand (dikte, diepte, bovenkant, positie in model e.d.)		X
Laagdiktes		X
Geometrie model (kruinbreedte, diepte rivier, maaiveld achterland e.d.)		X

*) binnen Plaxis HS wordt automatisch getoetst op de relatie tussen o.a. E , j en K_0 . Als een trekking uit de stochasten niet akkoord is, wordt het voorstel uit Plaxis aangehouden hetgeen betekent dat E_{oed} aangepast wordt.

**) er worden 3 verschillende, vaste, hoge waterstanden gemodelleerd (inclusief bijbehorend effect in het Pleistocene zand). De berekende β 's zijn naderhand te combineren in een "fragility curve" waarmee statistische variatie van het hoogwater alsnog kan worden meegenomen.

***) een diepwand is een doorgaande waterdichte wand en de waterstand in de kruin tussen rivier en diepwand is daarmee gelijk aan MHW vanwege golfoploop e.d. (conform [5]). Achter de wand wordt het restprofiel aangehouden en ligt de freatische waterstand op het maaiveld van dit restprofiel. Daarmee is feitelijk sprake van een harde randvoorwaarde en geen stochast.

****) er wordt gerekend met een stationaire situatie met een grenspotentiaal, zodat de doorlatendheid er niet meer toe doet.

*****) er wordt gerekend met een 800 mm dikke diepwand met een E-modulus van 20.0000 N/mm². Strikt genomen zijn zowel de beton- als wapeningseigenschappen ook stochasten en is de stijfheid afhankelijk van een M-k-diagram, wordt de hoeveelheid wapening weer afgestemd op de berekende momenten en wijzigt het M-k-diagram bijgevolg weer. Voor deze studie wordt dat als te complex beschouwd om mee te beginnen.

De voor de bovengenoemde parameters gehanteerde getalswaarden (gemiddelden en standaardafwijkingen) en de bijbehorende bodemlagen zijn nader gespecificeerd in Bijlage B.

Totaal geeft dit in eerste instantie een aantal van 45 stochasten. Door rekening te houden met correlaties tussen de diverse parameters, zie paragraaf 4.2.3, reduceert dit tot 32 onafhankelijke stochasten. Gebaseerd op eerdere ervaringen met FORM analyses zou dit een haalbaar aantal moeten zijn. Om hiermee ook in dit geval FORM analyses uit te kunnen voeren.

De bovengenoemde parameters zijn diegenen waarvan, op basis van ervaring met wanden in dijkprofielen, wordt verwacht dat die de grootste invloed op de berekende buigende momenten zullen hebben.

Omdat hiermee nog niet alle parameterwaarden zijn afgedekt worden als extra controle diverse deterministische berekeningen gemaakt waarbij voor een, minder invloedrijk geachte, parameter een harde variatie in getalswaarde is toegepast, zie hoofdstuk 4.3.

4.2.3 Correlaties tussen parameterwaarden

Naast het al dan niet meenemen van berekeningsparameters als stochasten zijn ook al dan niet aanwezige onderlinge correlaties tussen parameters van belang. In deze studie zijn vooral de volgende correlaties aangehouden:

Tabel 2: Parameter correlaties

Parameter correlaties		
Parameter 1	Parameter 2	Correlatiecoëfficiënt
j	c	n.v.t.*)
j	E	0,25
j	γ	0,8

*) in het kader van de CSSM-theorie wordt niet meer gerekend met cohesie, zodat er geen correlatie van toepassing is.

Opmerking:

Zoals gezegd is er geen cohesie gerekend vanuit het principe van de CSSM-theorie. Maar over de correlatie tussen j en c kan het volgende gezegd worden. Voor de negatieve correlatie tussen c en j , die vaak in de literatuur wordt gegeven, geldt dat die voor een grondmonster wel klopt. Bij een triaxiaalproef met drie cirkels zijn er voor het trekken van de raaklijn meerdere mogelijkheden die vrijwel nooit hetzelfde antwoord geven. In dat geval geldt dat als een andere lijn wordt gekozen en de cohesie daarbij toeneemt dat de wrijvingshoek j dan afneemt. De totale sterkte bij een bepaalde verticale spanning blijft dan als het goed is ongeveer gelijk. Hiervoor, dat wil zeggen voor deze specifieke proef, klopt de negatieve correlatie. Het is echter niet zo dat in het algemeen geldt dat als een grondsoort een hogere j heeft dat dan altijd sprake moet zijn van een lagere cohesie. Dit is namelijk geen fysische grondeigenschap. Een duidelijk voorbeeld daarvan is te vinden in tabel 2b van de norm [10], waar voor schone slappe klei een j van 17,5 graad wordt gegeven en een cohesie van 0, terwijl voor schone matig vaste klei de j gelijk blijft, maar de cohesie 5 kPa wordt gegeven en voor schone vaste klei de j nog steeds 17,5 graad is maar de cohesie 13 kPa. Dit betekent dat indien de sterkte van een laag wordt verhoogd door de j te verhogen het niet logisch zou zijn om de cohesie in dat geval automatisch te verlagen. Waarschijnlijk zou dan een correlatiecoëfficiënt van 0 een betere keuze zijn.

Omdat onder de dijk hogere effectieve spanningen heersen dan naast de dijk is de sterkte van de grond in de lagen onder de dijk hoger dan die in de corresponderende lagen naast de dijk. Om dit in de berekeningen mee te nemen wordt in de schematisering vaak gebruik gemaakt van 2 verschillende grondsoorten voor het gedeelte van de laag onder en naast de dijk. Van oorsprong was het echter dezelfde laag waardoor er sprake is van correlatie, o.a. in sterkte en stijfheid, tussen deze grondsoorten. In de testfase is hiervoor een factor 1 aangehouden.

Hoewel de grondlagen naast en onder de dijk zeker een relatie hebben en dus ook qua sterkte sprake is van een relatie is die relatie zeker niet 1 op 1. Zo hangt de sterkte van de grond onder de dijk, naast van de oorspronkelijke sterkte, ook af van o.a. het gewicht van het dijkmateriaal wat er boven ligt, de dijkgeometrie en de spannings spreiding in de bovenliggende lagen. De correlatiecoëfficiënt tussen grond onder en naast de dijk zal dus niet gelijk zijn aan 1 maar zeker lager zijn. Hoe de juiste waarde bepaald moet worden is weer een ander verhaal omdat dit over de breedte van het invloedsgebied van de dijk varieert. Overigens geldt dat ook voor de gebruikte waarden van de sterkte parameters, omdat de sterkte van de slappe lagen door consolidatie midden onder de dijk ongetwijfeld hoger zal zijn dan meer naar de teen. Om de berekeningen in eerste instantie niet te complex te maken, en om het aantal stochasten te beperken, is hier vooralsnog toch een correlatie van 1,0 aangehouden tussen de eigenschappen van de lagen naast en onder de dijk.

4.3 Deterministische analyses

Bij de FORM analyses is voor een groot aantal parameters gewerkt met stochastische variaties van de waarden. Het is praktisch gezien niet mogelijk om dit voor alle variabelen te doen. Om te controleren of er geen parameters zijn die in de FORM analyses geen stochast zijn, maar waarvan variatie toch een groot effect op de resultaten heeft, is ook een aantal berekeningen gemaakt waarbij voor een parameter een harde variatie in getalswaarde is toegepast. Uit vergelijking met de oorspronkelijke berekende waarde van het maximale buigende moment in de wand is bepaald of variatie van deze parameters een significante invloed heeft. Indien dat het geval is, zou dit bij een definitieve FORM, of andere stochastische, analyse kunnen worden meegenomen.

Voor deze analyse zijn de volgende parameters “hard” gevarieerd:

Tabel 3: Hard gevarieerde parameters in de Plaxis analyses en berekende maximale buigende momenten in de wand

“Hard” gevarieerde parameters				
Parameter	Oorspronkelijke waarde	Max. Buigend moment [kNm]	Aangepaste waarde	Max. Buigend moment [kNm]
OCR	1,0	524,9	2,0	526,7
Verkeersbelasting kruin	13,3 kN/m	524,9	26,6 kN/m	744,9
Verkeersbelasting kruin	13,3 kN/m	524,9	0 kN/m	440,5
Freatische waterstand achterland	MV – 0,3 m	524,9	MV – 0,1 m	534,1

Uit de resultaten van Tabel 3 blijkt dat het effecten van variatie in de OCR en de freatische waterstand voor de gehanteerde waarden, op het berekende maximale buigende moment gering zijn. Op basis van deze resultaten lijkt het daarom niet nodig om deze parameters als stochasten op te nemen in vervolg analyses. Helemaal zeker is dat echter niet aangezien er hier maar één geometrie is bekeken. Voor andere gevallen zou het effect van variatie van bovenstaande parameters wel significant kunnen zijn. Het effect van de grootte van de verkeersbelasting is wel significant.

4.4 Plaxis instelling aantal cores

Bij berekeningen met de basis geometrie bleek dat Plaxis bij gelijke invoergegevens verschillende resultaten kan geven. Dit is opmerkelijk aangezien bij een identieke invoer ook een identiek resultaat verkregen zou moeten worden. Bij 5 berekeningen met identieke parameters was de range in uitkomst van het maximale berekende buigende moment in de wand 450 tot 600 kNm/m’.

Deze variatie in uitkomsten blijkt veroorzaakt te worden door de combinatie van het gebruik van het Hardening Soil (HS) model in Plaxis terwijl met meerdere cores wordt gerekend. Bij analyses waarbij hard wordt opgegeven dat maar met 1 core mag worden gerekend is bij een identieke invoer het berekeningsresultaat ook identiek.

De mogelijke variatie in uitkomst ten gevolge van het gebruik van meerdere cores is ook een serieus aandachtspunt omdat hierdoor bij FORM het algoritme “een verkeerde kant” op gestuurd kan worden. Alle voor deze studie uitgevoerde berekeningen hebben daarom gerekend met een instelling van het gebruik van 1 core.

Het is echter niet zonder meer duidelijk of dit het correcte resultaat is, omdat onduidelijk is waarom een andere core een ander resultaat oplevert.

4.5 Grondparameters

In het kader van de critical state gedachte, die in de nieuwe richtlijnen van toepassing is verklaard op het rekenen aan dijken, dienen ten opzichte van de gangbare aanpak met een vastgelegd axiaal rekniveau (2 à 3%) andere grondparameters gehanteerd te worden. Vanuit de critical state gedachte wordt een materiaal dusdanig afgeschoven dat alle deeltjes die cohesie veroorzaken zijn verbroken. Dit betekent dat voor een CSSM benadering anders gedacht moet worden dan standaard bij bijv. bouwputten het geval is. In Bijlage B is een uitgebreide memo weergegeven waarin de CSSM-grondparameters zijn afgeleid.

4.6 Startwaarden FORM

4.6.1 Iteratieparameters

Voor de iteratieparameters van de FORM zijn de standaard instellingen van de Toolkit aangehouden, zoals weergegeven in de onderstaande figuur. Deze parameters zijn gebaseerd op ervaring en zouden daarom naar verwachting resulteren in een 'normale' FORM som.

Method	
Method	FORM
Relaxation factor [-]	0,75
Start point method	None
Start value [u]	0

Realizations	
Max iterations [-]	50
Gradient step size [u]	0,3

Convergence	
Diff reliability [-]	0,01
Diff failure definition [-]	0,01

Figuur 6: Standaard instellingen Toolkit

De belangrijkste iteratieparameters zijn hierbij de relaxatiefactor en de stapgrootte (gradient step size). De relaxatiefactor corrigeert de voorspelling voor de volgende stap en de stapgrootte bepaalt hoeveel een bepaalde stochast binnen een iteratie (per realisatie) verhoogd wordt.

De convergentie criteria zijn er om rekenkundig vast te stellen of convergentie al dan niet bereikt is.

4.6.2 Startwaarden buigend moment diepwand

De bezwijkmomenten zijn bepaald voor 4 cases namelijk volgens KIS, VIJG, RC3 EC en de CUR. Hiervan zullen er 3 doorgerekend worden (In eerst instantie nummers 1 t/m 3). De bepaling van de β 's en bijbehorende schadefactoren voor het breken van de wand zijn weergegeven in de onderstaande tabel.

Tabel 4: bepaling schadefactoren breken diepwand

Run		Faalkans STBU-groene dijk	β groene dijk	Faalkans constructie 33%	Beta constructie 33%	γ_n
1	KIS	$8,6^e-7$	4,78	$2,87^e-7$	5,00	1,16
2	VIJG	$2,87^e-7$	5,0	$9,57^e-8$	5,21	1,19
3	RC3 EC	$8,54^e-6$	4,3	$2,85^e-6$	4,54	1,09
4	CUR	$2,54^e-5$	4,05	$8,47^e-6$	4,30	1,06

De aangehouden parameters om de buigende momenten in de diepwand te bepalen zijn als volgt tot stand gekomen:

- Voor het opbouwen van de dijk, huidige situatie en het optreden van MHW is de laag representatieve waarde van j_{cs} aangehouden (in combinatie met $c=0$ vanwege de CSSM-theorie) onder gedraineerde condities. In de laatste stap in de Plaxis berekening (MHW + verkeersbelasting) is gerekend met de ongedraineerde rekenwaarden voor j_{cs} in het geval van zand en de ongedraineerde schuifsterkte c_u voor klei en veenlagen.
- De gemiddelde stijfheid van de holocene lagen is verlaagd met een factor 1,5 om de laag representatieve waarde te verkrijgen. Voor de stijfheid van het Pleistoceen is de verwachtingswaarde genomen. Een hogere stijfheid in het Pleistoceen (in combinatie met de laag representatieve stijfheid van de Holocene lagen) resulteert namelijk in een hoger moment in de wand (goed inklemming en relatief weinig steun bovenaan), wat maatgevend zal zijn voor het bezwijken.

Op basis van de resultaten van de Plaxis berekeningen zijn de maximale buigende momenten in de wand uitgelezen, welke zijn vermenigvuldigd met de bijbehorende schadefactoren voor het breken van de wand om het bezwijkmoment voor in de FORM analyses te bepalen (zien onderstaande tabel). De waarden in de laatste kolom zijn de in de FORM analyses aan te houden bezwijkmomenten.

Tabel 5: Bepaling maximale bezwijkmomenten voor de FORM analyses

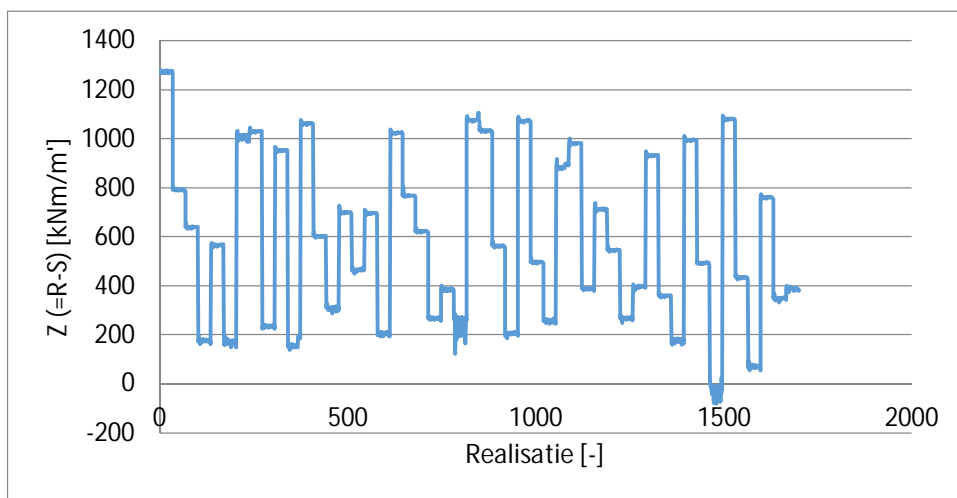
Run		$M_{Max;plaxis}$	γ_n	$M_{max;FORM}$
1	KIS	2087	1,16	2296
2	VIJG	2168	1,19	2385
3	RC3 EC	1768	1,09	1945
4	CUR	1716	1,06	1888

5 Resultaten

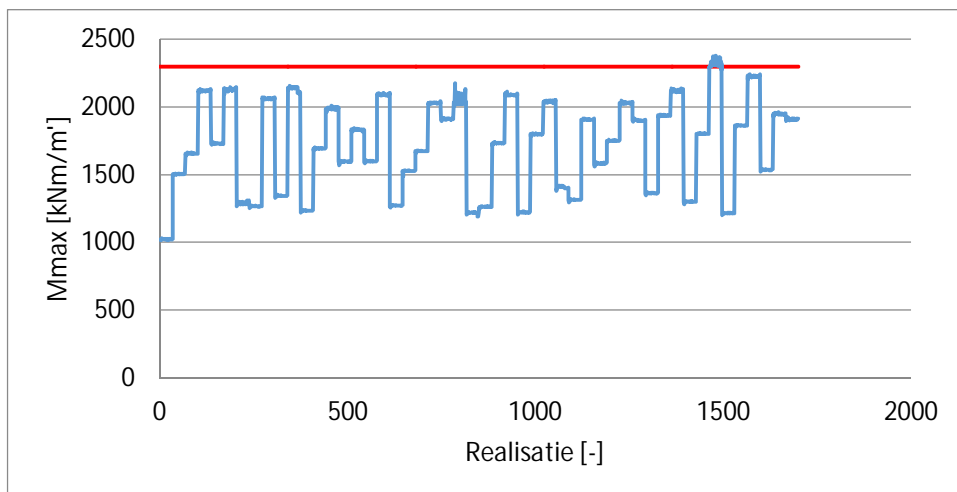
5.1 Uitgevoerde FORM berekeningen

5.1.1 Basisberekening

De eerste FORM berekening is uitgevoerd met de startwaarden en iteratieparameters zoals in voorgaande hoofdstukken is vastgelegd. Als bezwijkmoment c.q. ontwerppunt is 2296 kNm/m' aangehouden. Tijdens deze eerste definitieve analyse werd echter duidelijk dat de FORM erg veel moeite had met het vinden van convergentie; zoals in de onderstaande figuren kan worden gezien. In Figuur 7 is de faalfunctie gepresenteerd ($Z = \text{Resistance} - \text{Load effect}$) en in Figuur 8 het bepaalde moment.



Figuur 7: Faalfunctie per realisatie voor de 1^e FORM-run. (50 iteraties; relaxatiefactor 0,75; stapgrootte 0,3; bezwijkmoment 2296 kNm/m')



Figuur 8: Maximale moment per realisatie voor de 1^e FORM run (50 iteraties; relaxatiefactor 0,75; stapgrootte 0,3; bezwijkmoment 2296 kNm/m')

Er zijn relatief grote fluctuaties te zien en het bezwijkmoment wordt in een van de iteraties zelfs overschreden (Zie Figuur 8, realisatie 1500). Van convergentie is echter geen sprake.

5.1.2 Aanvullende pogingen FORM

Om te komen tot een succesvolle FORM analyse is in nauw overleg met specialisten van Deltares getracht de juiste instellingen van de Toolkit te vinden, waarmee de FORM analyse kan convergeren. Dit is een uitgebreid en tijdrovend proces gebleken: na iedere variatie duurt het enkele dagen /kleine week voordat de resultaten inzichtelijk worden.

In verband met het niet verkrijgen van convergentie zijn uitvoerige analyses gedaan m.b.t. de rekenparameters in de Toolkit en de communicatie tussen Plaxis en de Toolkit via Python. De uitgevoerde analyses zijn beschreven in Bijlage D. Hierbij is o.a. het aantal stochasten gereduceerd van 32 naar 12.

5.1.3 Succesvolle FORM analyse

In een van de laatste FORM analyses is het bezwijkmoment van boven benaderd in plaats van van onderen. Het bezwijkmoment was voor deze test op een fictieve waarde van 1500 kNm/m' gezet aangezien de FORM daar in eerdere analyses steeds heen gestuurd leek te worden.

De startwaarden van de stochasten (zie Figuur 9) werden extreem ongunstig gekozen zodat in de eerste iteratie direct het maximum bezwijkmoment overschreden werd.

	Variable	Default	Start value [x]	Start value [u]
	Antropogeen_phi	<input type="checkbox"/>	27,83	-3
	S12_Tiel_V	<input type="checkbox"/>	14,438	-2,5
	S12_Tiel_phi	<input type="checkbox"/>	27,83	-3
	S4_veen_V	<input type="checkbox"/>	10,258	-1,5
	S4_veen_phi	<input type="checkbox"/>	21,78	-2
	S16_Gorkum_V	<input type="checkbox"/>	14,338	-1,5
	S16_Gorkum_phi	<input type="checkbox"/>	29,71	-2
>	S9_veen_V	<input type="checkbox"/>	10,258	-1,5
	S31_Kreftenheye_V	<input type="checkbox"/>	14,4	-2
	S31_Kreftenheye_phi	<input type="checkbox"/>	27,83	-3
	modelfactor	<input type="checkbox"/>	1,0626	2

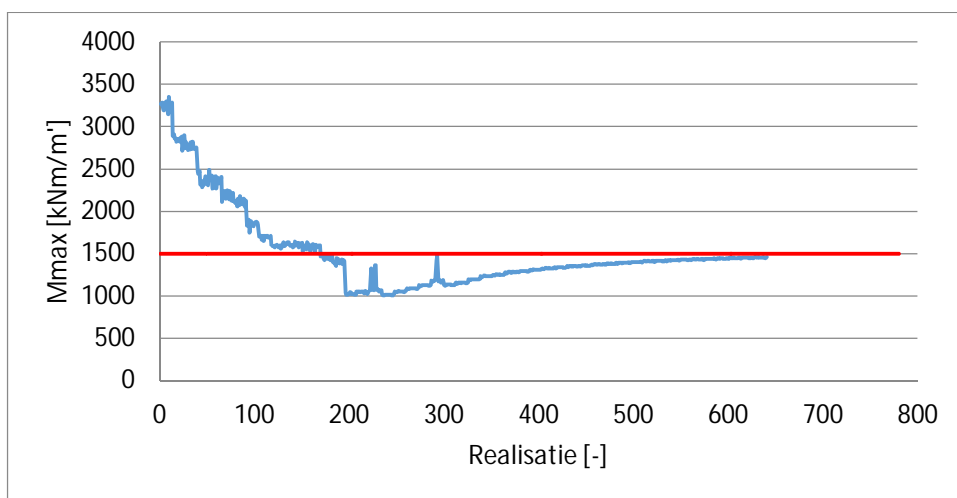
Figuur 9: Startwaarden succesvolle FORM (extreem ongunstig gestuurd)

In eerste instantie leek de FORM te convergeren na ca. 15 iteraties. Vervolgens zijn er 10 iteraties toegevoegd waarna de FORM ineens door schoot richting de 1000 kNm/m'. Na wat sprongen werd alsnog een lichte trend richting het bezwijkmoment getoond. De FORM is vervolgens steeds met een aantal iteraties verlengd waarbij er voor het eerst een duidelijke convergentie werd waargenomen (zie Figuur 10 en Figuur 11).

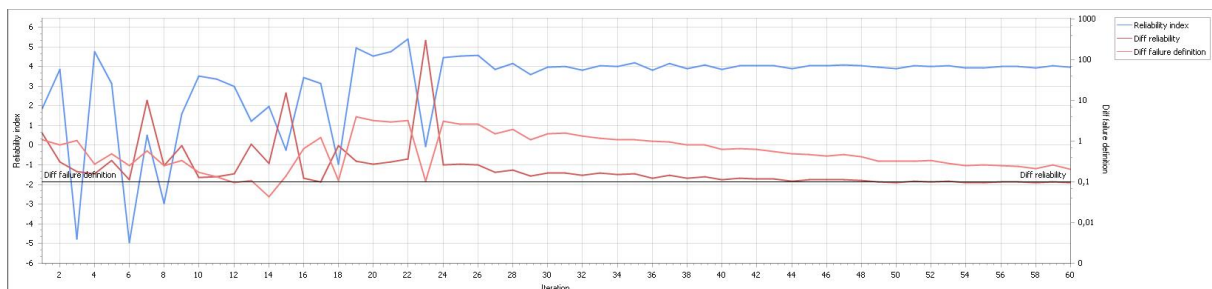
De gevonden Beta in de Toolkit bij een bezwijkmoment van 1500 kNm/m', schommelde bij de laatste iteraties grofweg tussen de 4,05 en 3,95.

Opmerking:

Er is alleen het probleem dat er nu 2 dingen tegelijk zijn veranderd: de richting vanaf waar wordt gestart, maar ook de hoogte van het moment waarop moet worden gefit. Nu komt de FORM-analyse er maar dat heeft waarschijnlijk puur te maken met het kiezen van die 1500 kNm/m'. Een indicatie daarvoor is ook dat hij "erdoorheen" schiet en dus benadert hij het uiteindelijk (waar het erom draait) weer van onderen. Dat geeft al te denken. Verder zijn de pieken op dat stuk van de kromme een teken dat de iteratie ook niet geweldig loopt. Het verloop van de 2 vervolgsommen waarbij vanaf "boven gestart is" (zie paragraaf 5.1.4) geeft aan dat het waarschijnlijk niets met "van boven af benaderen" te maken heeft.



Figuur 10: Maximale moment per realisatie voor de 1^e FORM run (relaxatiefactor 0,1; stapgrootte 0,25; convergentie criteria 0,1; bezwijkmoment 1500 kNm/m')



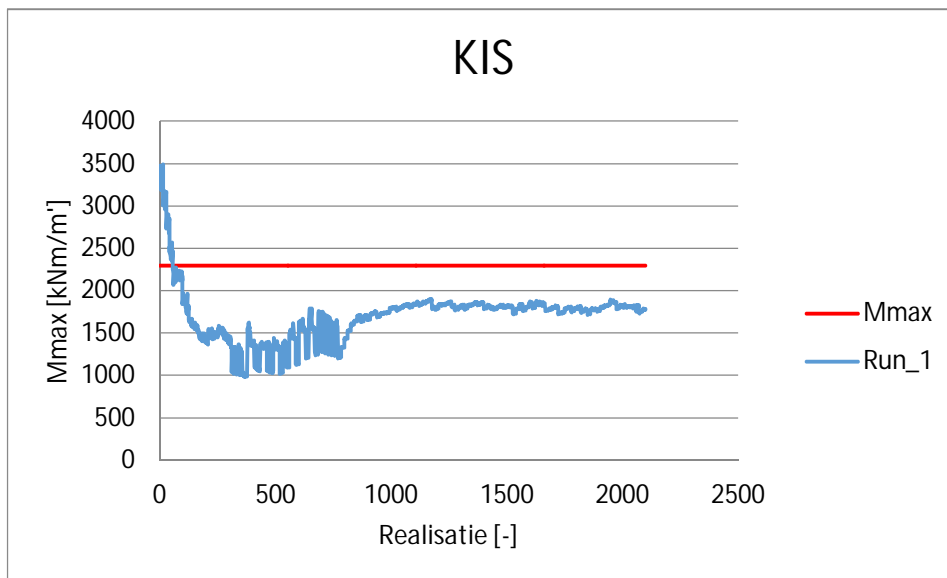
Figuur 11: Verloop convergentielijnen in de Toolkit

5.1.4 Vervolg FORM analyses

Bij de convergerende analyse uit de voorgaande paragraaf zijn, ten opzichte van een niet convergerende berekening, 2 dingen gewijzigd: het bezwijkmoment plus de richting van waaruit wordt gestart (nu vanuit de situatie dat er direct bezwijken optreedt in plaats van vanuit een stabiele situatie). Het is daardoor niet duidelijk of de verkregen convergentie door één van deze zaken wordt veroorzaakt, en zo ja door welke, of door de combinatie van beide veranderingen. Om dit nader te onderzoeken zijn aanvullende analyses uitgevoerd met andere bezwijkmomenten.

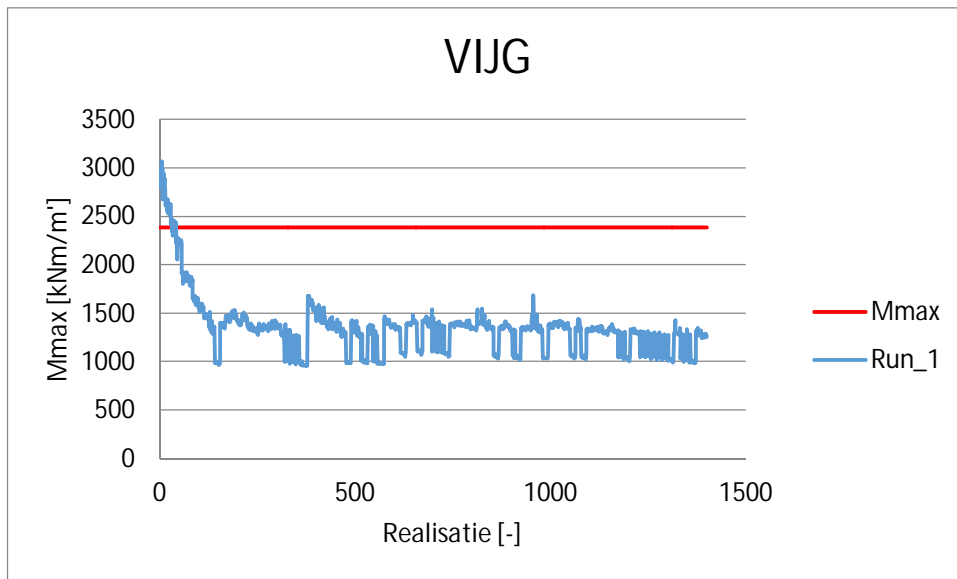
Het betreft 2 definitieve sommen, namelijk één voor de case KIS ($M_{\max} = 2296 \text{ kNm/m}'$) en één voor VIJG ($M_{\max} = 2385 \text{ kNm/m}'$). Hierbij zijn dezelfde parameters gebruikt als in de geconvergeerde som.

Opnieuw werd geen convergentie waargenomen in de eerste set iteraties (50 stuks). Het aantal iteraties in de case KIS is vervolgens verhoogd met 15 iteraties waarna een wat stabielere verloop van de maximale moment ontwikkeling werd gevonden. Op basis hiervan is gekozen om de som nogmaals te verlengen tot 80 iteraties en vervolgens zelfs naar 150 iteraties; waarna het beeld in Figuur 12 werd gevonden. Er is dus geen sprake van een correcte convergentie in deze som.



Figuur 12: Maximale moment per realisatie voor de 1^e definitieve run voor de case KIS (relaxatiefactor 0,1; stapgrootte 0,25; convergentie criteria 0,1; bezwijkmoment 2296 kNm/m')

Hetzelfde beeld geldt voor de case VIJG. Er is geen correcte convergentie na 100 iteraties, slechts grote sprongen in de maximaal bepaalde momenten rond een moment dat orde een factor 2 te laag is (zie Figuur 13).

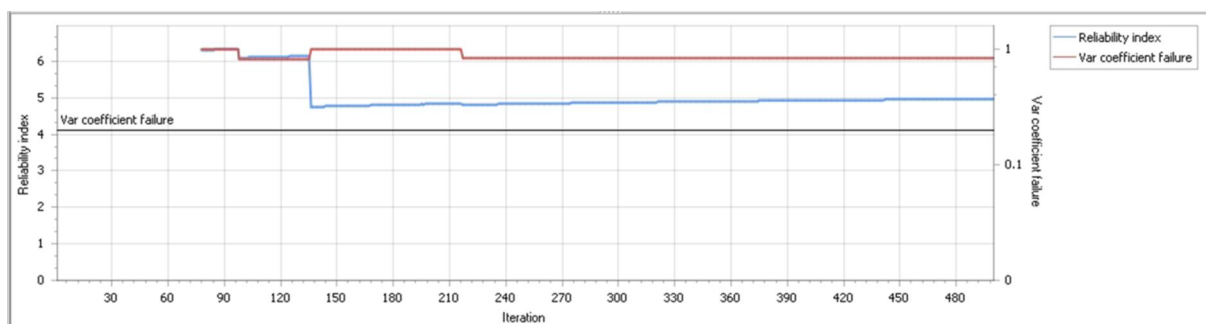


Figuur 13: Maximale moment per realisatie voor de 1^e definitieve run voor de case VIJG (relaxatiefactor 0,1; stapgrootte 0,25; convergentie criteria 0,1; bezwijkmoment 2385 kNm/m')

5.2 Directional Sampling

In o.a. paragraaf 2.2 is aangegeven dat er naast FORM andere methoden bestaan, en binnen de hier gebruikte software beschikbaar zijn, voor het doen van probabilistische analyses. Eén van die andere methoden genaamd “Directional Sampling” (DS) biedt wellicht een hogere kans op slagen dan FORM. Voor deze methode zijn echter aanzienlijk meer berekeningen nodig, wat dus ook meer rekentijd zal kosten.

Als verkenning van de mogelijke toepasbaarheid van de DS methode is een berekening met 500 iteraties uitgevoerd. Het resultaat van deze berekening, met een rekentijd van ongeveer een week, is weergegeven in de onderstaande figuur.



Figuur 14: Resultaat DS analyse, 500 iteraties

In Figuur 14 zijn 3 “directions” (mechanismen) zichtbaar (de knikjes in ‘Var coefficient failure’ lijn. Maar aangezien een gewenste ‘Var coefficient failure’ van 0,2 is opgegeven kan uit Figuur 14 worden geconcludeerd dat de berekening nog verre van geconvergeerd was. Er kunnen dus nog andere, nu nog niet gevonden, mechanismen van belang zijn. Voor het bereiken van convergentie kunnen echter duizenden of tienduizenden berekeningen nodig zijn. Dit zou betekenen dat het maken van een enkele DS som, voor het hier bekeken

probleem en met de ten tijde van dit onderzoek beschikbare computerkracht, orde meerdere maanden tot een jaar kan duren. Dat maakt deze methode op dit moment praktisch niet inzetbaar.

Directional Sampling is in tegenstelling tot FORM wel te paralleliseren. Als dit in de toolkit zou worden geprogrammeerd zou een som aanzienlijk sneller doorlopen kunnen worden. In hoeverre het probleem uit paragraaf 4.4 hierbij, bij parallel gebruik van meerdere cores voor meerdere Plaxis analyses op 1 computer, speelt is niet onderzocht.

6 Conclusies en aanbevelingen

Dit rapport bevat de resultaten van een onderzoek naar de constructieve veiligheid van onverankerde wanden in dijken door middel van First Order Reliability Method (FORM) analyses. Het onderzoek maakt deel uit van de Project Overstijgende Verkenning Macrostabieleit (POV-M).

6.1 Keuze van het analyse pakket

Voor het uitvoeren van FORM analyses waren ten tijde van deze opdracht ProBana, onderdeel van Plaxis, en de Probabilistic Toolkit, gemaakt door Deltares, de meest geschikte pakketten.

Gebaseerd op de ervaringen van een vergelijkende testfase is besloten om het hoofdonderzoek met de Probabilistic Toolkit van Deltares te doen. Belangrijke redenen voor deze keuze waren:

- Afhankelijk van de combinatie van j en E 's kan Plaxis bij het inlezen van de parameters al afbreken. Dit is catastrofaal voor een probabilistische analyse, met de huidige versie van ProbAna niet op te lossen en wel bij gebruik van de Toolkit.
- ProbAna ondersteunt geen Shansep en Soft Soil Creep;
- In ProbAna is de grenspotentiaal niet correct te modelleren
- ProbAna is zeer gebruiksvriendelijk, maar aanpassingen moeten door Plaxis worden gedaan. Het script voor de koppeling Plaxis-Toolkit kan zelfstandig worden aangepast. Dit vergroot de flexibiliteit en snelheid.

6.2 Beperkingen FORM

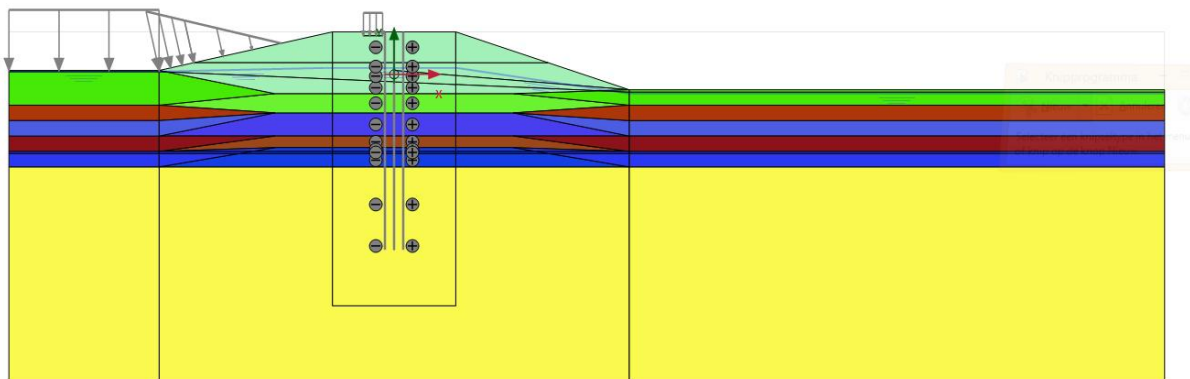
In eerste instantie is gekozen voor FORM analyses. Tijdens het onderzoek is gebleken dat bij deze methode mogelijk toch enkele serieuze kanttekeningen zijn te plaatsen. Zo staat in de uitgevoerde studie met ProbAna [1] als een van de aanbevelingen: *“A main limitation of the reliability method used here is that Level II methods like PEM or FORM cannot be used for problems with many stochastic parameters. To perform stochastic analysis for problems with more stochastic problems, it is recommended to investigate more stable methods like Directional Sampling.”*

Vanuit Deltares zijn ook ervaringen bekend dat FORM niet in alle gevallen kan convergeren. Zo zouden bij een klassieke glijvlakberekening alleen resultaten zijn verkregen als het glijvlak werd gefixeerd, terwijl afhankelijk van de grondparameters de ligging van het glijvlak kan variëren (straal, middelpunt, vorm).

De door ABT uitgevoerde testrun in de Toolkit – FORM leek te convergeren naar het bezwijkmoment, zodat er aan de voorzijde van het onderzoek geen aanleiding was om aan de inzetbaarheid van FORM te twijfelen. Met de kennis van achteraf zou het beter zijn geweest om een parallelspoor te bewandelen door ook DS te verkennen.

6.3 Geanalyseerde geometrieën en bodemparameters

De geometrie betreft een onverankerde wand in de kruin van de dijk met een opdrijvend achterland, zie Figuur 15. De freatische waterstand in het achterland wordt als een deterministische waarde beschouwd op MV – 0,3 m. De doorlatendheid van het zandpakket wordt in de analyses niet als stochast beschouwd, maar als een deterministische waarde. De verkeersbelasting wordt als een deterministische waarde beschouwd. Er wordt standaard uitgegaan van een restprofiel volgens de vigerende richtlijn. Als grondmodellen in Plaxis worden het Hardening Soil en Soft Soil model toegepast waarbij voor de parameterwaarden wordt uitgegaan van de CSSM benadering en de STOWA database. Bij dit onderzoek bleek dat het bepalen van de waarden van de CSSM parameters minder voor de hand liggend is dan wellicht gedacht. Daarvoor is een aanpak uitgewerkt en hier toegepast. Nader onderzoek op dit punt is gewenst.



Figuur 15: Plaxis basis geometrie FORM analyses.

6.4 Resultaten

Bij het uitvoeren van de eerste set definitieve sommen bleek dat daarin absoluut geen convergentie optrad.

Op basis daarvan zijn een groot aantal tijdrovende (voornamelijk rekentijd omdat de berekeningen dagen duren voordat er weer een conclusie getrokken kan worden) analyses uitgevoerd naar mogelijke problemen/fouten in Plaxis, het script en rekenparameters in de Toolkit. Op basis van de resultaten van die analyses bleek dat er geen verbeteringen in het script of in de rekenparameters mogelijk zijn. De FORM analyse ging steeds naar een maximum momentwaarde om en nabij de 1500, zonder tot convergentie te komen. Dit was echter steeds bij een beperkt aantal iteraties.

Indien een FORM-analyse namelijk niet binnen 15 tot 20 iteraties een vorm van convergentie toont, dan gaat het waarschijnlijk ook niet meer gebeuren.

Uiteindelijk is toch een succesvolle FORM analyse doorlopen. De convergentie werd daar echter pas na ca. 30 iteraties licht zichtbaar. Hierbij moet vermeld worden dat het bezwijkmoment hier gekozen was op 1500kNm/m', dus de waarde waar de FORM in de andere analyses doorgaans rond bleef 'hangen'. FORM runs na de succesvolle som met dezelfde start- en iteratieparameters maar een hoger ontwerpmoment, toonden echter weer geen convergentie; zelfs niet na meer dan 100 iteraties.

6.5 Afsluitend

Gebaseerd op de ervaringen is de conclusie dat er een bepaalde mate van versimpeling nodig is om met een FORM analyse tot een succesvolle som te komen. Wanneer de parameters na een X aantal iteraties toevallig net goed gekozen worden, al dan niet met gefixeerde bezwijkvlakken, wordt daarbij een mechanisme gevonden waarbij er convergentie optreedt. Of dat het maatgevende mechanisme is blijft echter onzeker; dat zou juist door een FORM-analyse bepaald moeten worden.

Het is namelijk mogelijk dat bijvoorbeeld bij een hoger bezwijkmoment of hogere volumegegewichten van de grond het bezwijkmechanisme significant veranderd waardoor de FORM geen nagenoeg 'lineair' verloop in momenten terug krijgt en daardoor geen convergentie kan vinden.

Op basis van wat er nu onderzocht en ervaren is met de FORM analyses, moet geconcludeerd worden dat een FORM-analyse niet de geschikte methode is om het berekende veiligheidsniveau conform (Larsen, Lubking, & Breedeveld, 2013) of het B-EEM-rapport te vergelijken met het vereiste veiligheidsniveau dat beoogd wordt te halen met de desbetreffende berekening. Een exacte reden hiervoor kan niet aangewezen worden, maar mogelijke oorzaken zijn (niet beperkt tot):

- Teveel stochasten voor een FORM-analyse;
- Bezwijkvorm varieert in Plaxis door variatie in parameters, waar FORM klaarblijkelijk niet mee overweg kan aldus ervaringen van Deltares;
- Gevoeligheid berekeningen van onverankerde wanden in combinatie met opdrijven voor een kleine variatie van grondparameters, waardoor FORM steeds voorbij de iteratienauwkeurigheid schiet;

Een andere probabilistische methode zijnde Directional Sampling (DS) lijkt na een eerste verkennende berekening meer kans op succes te bieden. Voor deze methode zijn echter aanzienlijk meer berekeningen nodig, wat ook veel meer rekentijd zal kosten.

Voor het bepalen van de waarden van de benodigde CSSM-parameters uit proeven in relatie tot het gehanteerde constitutieve rekenmodel in Plaxis is nader onderzoek nodig. Gebleken is dat afhankelijk van het gekozen model een aanzienlijk ander grondgedrag aangehouden wordt in de Plaxis-berekeningen. Aangezien dit ook voor deterministische berekeningen geldt is dit een belangrijke uitkomst van dit onderzoek.

Verder wordt aanbevolen om te beschouwen of het correct is in de consolidatiefase van TRX-NC proeven een K_0 aan te houden die overeenkomstig de OCR is die bij het grondmonster bepaald is, of dat standaard van een K_0 bij OCR=1,0 moet worden uitgegaan.

7 Literatuurverwijzingen

- [1] N. Ragi Manoj (2017), Reliability based Ultimate Limit State Design in Finite Elements and compliance with Eurocode7
- [2] ABT (2017), 160710_14185_Rapport modellering_restprofiel
- [3] Janssen, J. (2016), Verbetering berekeningswijze onverankerde stabiliteitsschermen, POV-M rapport 160526_14185, versie 2
- [4] Royal Haskoning. (2012). Onderzoek in het kader van ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen WSRL. Onderdeel 6: Reststerkte (rapport), kenmerk 9X1883.A0 definitief
- [5] Larssen,H. Lubking P. & Bredeveld J., Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie), kenmerk 1205887-000-GEO-0016, versie 6, 13 maart 2013
- [6] Larssen, H., Addendum Ontwerprichtlijn Stabiliteitsschermen, kenmerk 1203849-080-GEO-0008, 3 maart 2015
- [7] Visschedijk, M. (2017), POVM Rekentechnieken, Basisrapport Eindige-elementenmethode (onderdeel 6.2.6A), kenmerk 11201406-002-GEO-0003, versie 1
- [8] ProbAna manual, 2017, Plaxis BV.
- [9] Manual Probabilistic Toolkit, 2 maart 2015, draft version, Deltares
- [10] NEN 9997 1 NL 2016
- [11] OpenTurns, 2016, Reference Guide OpenTURNS 1.7 Documentation built from package openturns-doc-16.03

A. Vergelijking OSPW – B-EEM

#	Paragraaf uit B-EEM	Thema	B-EEM [7]	OSPW [4] en [6]
1	2.3.3.1 Waterveiligheid	BGT vervormingseis	BGT eis uit OSPW handhaven. Wel aanvullende overslagcontrole nodig wanneer kruinhoogte kritisch is.	Toelaatbare vervormingen: 0,1 m kruindaling over 3 m kruinbreedte en maximaal 0,1 m horizontale wandverplaatsing
2	2.3.3.1 Waterveiligheid	UGT vervormingseis	Aanvullende OSPW vervormingseis voor onverankerde stabiliteitswanden bij rekenwaarden van de grondsterkte vervalt	Toelaatbare vervormingen verankerde wand geen eisen; onverankerde wand: 2% van de wandlengte met een maximum van 0,5 m
3	2.3.3.1 Waterveiligheid	Vervormings-effect verkeersbelasting	Per geval beoordelen of het effect van verkeersbelasting meegenomen moet worden. Bij restprofiel of wanneer het zware verkeer bij hoogwater op niet gebruikelijke plaatsen kan aangrijpen wel meenemen. Wanneer geen restprofiel optreedt en wanneer de belasting kortdurend en plaatselijk aangrijpt op gebruikelijke locaties is controle niet nodig.	Effect verkeersbelasting altijd meenemen.
4	2.3.4 Faalkans-decompositie over onafhankelijke faaloorzaken	Faalkans-verdeling	Verankerd: 33% geotechnische instabiliteit 33% materiaalsterkte constructiedelen 33% verankering (en bij onverankerd: reserve) Onverankerd: 33% geotechnische instabiliteit 33% materiaalsterkte constructiedelen	Verankerd: <10% Overige mechanismen 50% Bezijken wand 50% Geotech. stabiliteit Onverankerd: <10% Overige mechanismen 50% Vloeien/breken wand 50% Kantelen wand
5	2.3.4 Faalkans-decompositie over onafhankelijke faaloorzaken	Kans niet-kritische instabiliteit	Kans hierop gelijkstellen aan 1. Geen toets op de situatie zonder niet-kritische instabiliteit.	Deactiveren van het talud in fase waarin instabiliteit optreedt
6	2.3.4 Faalkans-decompositie over onafhankelijke faaloorzaken	Ontwerp-onzekerheid uitvoeringstechniek	Deze wordt meegenomen in de schematiseringsfactor (afleiding middels scenario's)	Wordt niet expliciet genoemd

#	Paragraaf uit B-EEM	Thema	B-EEM [7]	OSPW [4] en [6]
7	2.3.5.1 Bij controle op deformaties door hoogwaterbelasting	Controle deformaties bij hoogwater	Controle vindt plaats bij WBN en laag karakteristieke grondsterkte. Toepassen van een modelfactor van 1,5 op de karakteristieke waarden van sterkte en stijfheid (leidt tot ca. factor 2 op de verwachtingswaarde (zie ook punt 21)).	Deze stap is niet aanwezig
8	2.3.5.2 Bij controle op geotechnische instabiliteit	Controle geotechnische instabiliteit	Controle vindt plaats bij WBN en rekenwaarden van de grondsterkte. Partiële factor op karakteristieke grondsterkte is de WBI schadefactor, vermenigvuldigd met WBI modelfactor (gelijk aan factor voor Uplift Van) en schematiseringsfactor	Aanpak in de basis gelijk aan B-EEM, maar schadefactor uit Addendum TR Waterkerende grondconstructies en modelfactor uit OSPW tabel 2.1
9	2.3.5.2 Bij controle op geotechnische instabiliteit	Grondstijfheden bij controle geotechnische instabiliteit	Zowel bij lage als hoge karakteristieke grondstijfheden stabiliteit berekenen	Alleen bij lage grond stijfheden stabiliteit berekenen
10	2.3.5.3 Controle op falen van constructie of ankersysteem	Schematiseringsfactor constructief falen	Schematiseringsfactor wordt toegepast op berekende krachten en momenten	Schematiseringsfactor zit verwerkt in de te bereiken $M_{sf} = \gamma_{EEM,i}$ na phi-c reductie.
11	2.3.5.3 Controle op falen van constructie of ankersysteem	Belastingeffect factoren	Belastingeffect-factor van 1,1 voor gording en ankerlichaam en 1,25 voor ankerstaaf. Géén belastingeffect-factor op moment. Deze factoren zijn níet afhankelijk van beta.	Additionele veiligheidsfactoren 1,15 op het moment en 1,25 op de ankerkracht (voor ankerstaaf, gording en ankerlichaam). Dit zijn specifieke waarden voor KIS. De factoren zijn beta-afhankelijk.
	3.3.1.2 Gedraineerd gedrag	Toe te passen grondmodellen	Zonder tijdsafhankelijke effecten heeft Hardening Soil de voorkeur. Indien in klei en veen naast directe vervorming ook kruip moet worden gemodelleerd is het Soft Soil Creep model vooralsnog de enige kandidaat. In de toekomst mogelijk Creep-SCLAY1, maar dat is nu nog niet het geval.	Hardening Soil, maar onder het restprofiel Mohr Coulomb.

#	Paragraaf uit B-EEM	Thema	B-EEM [7]	OSPW [4] en [6]
12	3.3.1.3 Ongedraineerd gedrag	Toe te passen grondmodellen	In de rekenfase met hoogwaterbelasting kan gebruik gemaakt worden van het 'user-defined' SHANSEP NGI-ADP model. Als alternatief op SHANSEP kunnen de HS en SSC modellen ook worden gecombineerd met ongedraineerde condities (Undrained A). Dit is naar verwachting conservatiever, omdat deze de afname van waterspanning en toename van effectieve spanning niet beschrijven boven de critical state door verhinderde plastische dilatantie.	Hardening Soil, maar onder het restprofiel Mohr Coulomb.
13	3.3.2.2 Grensspanningsveld	Grensspanningsveld	Grensspanningsveld middels POP invoeren o.b.v. sonderingen (relaties tussen conusweerstand - ongedraineerde sterkte - grensspanning)	Grensspanningen genereren in Plaxis door de historische situatie te modelleren
14	3.3.2.5 Klei als dijk materiaal	Zone boven freatische lijn	Geen zuigspanningen in de zone boven freatisch vlak i.v.m. mogelijke scheuren (cf. WBI). In de praktijk vaak wel nodig om in de bovenste laag enige cohesie toe te voegen i.v.m. zeer oppervlakkige afschuivingen in Plaxis.	Niet expliciet beschreven, maar praktische toepassing komt overeen met B-EEM
15	3.3.3.2 Rekenschema voor het in rekening brengen van de partiële factor op de grondsterkte	Rekenschema's	Schema A en Schema B gelijk aan aanpak CUR 166. Schema A komt overeen met aanpak uit 'Quick Wins POV-M' en levert met name bij onverankerde wanden kleinere momenten op dan bij Schema B.	Partiële factoren worden in de eindfase in rekening gebracht (Schema B).
16	3.3.3.4 Stap 1: Bestaande situatie, zonder constructie	Rekenstap 1: genereren initiële spanningen	Reguliere K0 procedure met nul-belastingstap. Initialiseren equivalente preconsolidatiespanning (HS en SSC) en de σ_{1max} (SHANSEP) uit de invoer van het POP veld. Wanneer bij rekenwaarden grondsterkte (rekenschema A) instabiliteit ontstaat, rekenen met grondsterkte waarbij nog net stabiliteit aanwezig is.	Bestaande situatie volgens deze stappen: U1a: Opbouw oorspronkelijke grondlichaam zonder eigen gewicht en PL lijn op polderpeil U1b: Eigen gewicht aanbrengen U1c: Freatische lijn onder normale omstandigheden U2a: Potentiaal onder normale omstandigheden en indringing

#	Paragraaf uit B-EEM	Thema	B-EEM [7]	OSPW [4] en [6]
17	3.3.3.5 Stap 2: Toevoegen van de constructie	Rekenstap 2: Toevoegen van de constructie	Indien grondsterkte nog niet rekenwaarde heeft (zie punt 16) verder reduceren tot rekenwaarden. Via belastingstappen wegwerken van aanvullende ophogingen, voorspanning, etc.	In de basis geen verschil met B-EEM
18	3.3.3.6 Stap 3: Effecten van tijdsafhankelijke vervormingen (Rekenschema B)	Rekenstap 3: effecten tijdsafhankelijke vervorming	Alleen mogelijk bij Schema B. Opties: 1. De geschatte totale inklinking wordt in rekening gebracht via een opgegeven verticale contractie van het slappe lagenpakket 2. De kruipparameter in SSC model wordt gekalibreerd op de in totaal geschatte zetting, waarna een tijdsafhankelijke kruipberekening met SSC wordt uitgevoerd. --> Optie 2 lijkt het meest realistisch	Niet expliciet beschreven, maar in de praktijk (KIS) optie 1 toegepast
19	3.3.3.6 Stap 3: Effecten van tijdsafhankelijke vervormingen (Rekenschema B)	Rekenstap 3: effecten tijdsafhankelijke vervorming	Voorspanning + verhoging ankerkracht door zakkende grond invoeren als 'prestress' in het anker	Verhoging ankerkracht door zakkende grond wordt achteraf in rekening gebracht
20	3.3.3.7 Stap 4a: Waterspanningen aanpassen voor hoogwatersituatie	Rekenstap 4a: Waterspanningen aanpassen voor hoogwatersituatie	Effect van hoogwater op stijghoogte modelleren (gedraineerd).	Stap U2c uit het rekenschema komt overeen met B-EEM. Voor BGT wordt in OSPW echter ongedraineerd gerekend en het hoogwater wordt hier als belasting aangebracht (Stap B2c). Onderscheid tussen BGT rekenschema en UGT rekenschema lijkt niet te worden gemaakt in B-EEM.
21	3.3.3.8 Stap 4b (Rekenschema B): Berekening van aanvullende vervormingen door hoogwater en eventueel ook verkeersbelasting	Rekenstap 4b: Berekening aanvullende vervormingen hoogwater en evt. verkeers-belasting	Alleen mogelijk bij Schema B. Modelfactor van 1,5 toepassen (zie punt 7) op het verplaatsingsincrement.	Deze stap is niet expliciet aanwezig (wel impliciet in het BGT rekenschema maar dan zonder modelfactor. Zie ook punt 16.)
22	3.3.3.9 Stap 5: Berekening van krachten en momenten bij hoogwater en verkeersbelasting	Rekenstap 5: krachten en momenten bij hoogwater en verkeers-belasting	Ongedraineerde omstandigheden. Schematiseringsfactor wordt achteraf in rekening gebracht.	Zowel ongedraineerd als gedraineerd doorrekenen middels een phi-c reductie.

#	Paragraaf uit B-EEM	Thema	B-EEM [7]	OSPW [4] en [6]
23	3.3.3.10 Stap 6: Controle op stabiliteit bij hoogwater en verkeersbelasting	Rekenstap 6: controle op stabiliteit bij hoogwater en verkeersbelasting	Ongedraineerde omstandigheden klei en veen handhaven (in stap 5 berekening van krachten en momenten ook). Controle via phi-c reductie.	Stabiliteit controleren voor zowel ongedraineerd situatie met M1 parameters als gedraineerde situatie met M2 parameters
24	3.3.4.1 Modelleren puntweerstand	Puntweerstand wand	Maatgevende waarden voor de krachten en momenten bepalen voor twee gevallen: lage en hoge puntweerstand van de wand (ook voor onverankerde wanden).	Deze controle is niet aanwezig
25	3.3.4.3 Modelleren stijghoogteverloop	Modelleren stijghoogteverloop	WBI Schematiserings-handleiding (verschillen met TRWD nader te bekijken)	TR Waterspanningen bij Dijken
26	3.3.4.4 Modelleren opdrijven en opbarsten	Modelleren deklaag na opbarsten	Volgens WBI met sterkte nul van deklaag rekenen indien de dikte minder is dan 4 m (opbarsten wordt verondersteld). Om sterkte = nul te modelleren zijn de volgende mogelijkheden 1. Elementen weghalen en de waterdruk laten staan 2. Overstappen op een elastisch model met zeer beperkte stijfheid 3. Het SHANSEP NGI-ADP model gebruiken met een sterkte die voor het passieve deel tot nul nadert --> Optie 3 heeft de voorkeur	Niet expliciet beschreven
27	3.3.4.5 Modelleren restprofiel	Verloop restprofiel	Conform OSPW (vooralsnog)	Hoogte talud achter de wand reduceren tot 1/3 van de oorspronkelijke hoogte
28	3.3.4.6 Controle rekennauwkeurigheid	Controle rekennauwkeurigheid	Conform OSPW	Controle invloed fijnere mesh en afslagcriterium voor de iteraties
29	3.3.4.7 Scenario-analyse	Controle schematiserings-factor	Scenario's doorrekenen m.b.t. onzekerheden laagligging, waterspanning t.b.v. bepalen schematiserings-factor	In de praktijk vergelijkbaar met B-EEM

Legenda:

Eenvoudig om B-EEM te volgen

Bepalen of B-EEM of OSPW wordt gevolgd

B. Afleiding CSSM-parameters

Van Thomas Lankreijer
Aan FORM team
Datum 6 februari 2018
Onderwerp Critical state Soil mechanics voor de FORM analyse, toe te passen parametersets en grondmodellen

1. Inleiding

Deze notitie gaat in op de te hanteren grondmodellen en parameters welke gehanteerd kunnen worden in een FORM analyse waarbij de sterkte van de grond middels het Critical state Soil Mechanics (CSSM) raamwerk wordt beschreven.

In het voortgangsoverleg van 01-02-2018, tussen ABT, Deltares en POVM, is geconcludeerd dat het gebruik van het Hardening Soil (HS) model Undrained A het meest geschikt lijkt om de FORM-analyse te maken zonder ingrijpende veranderingen aan de basis van het programmeerwerk en de veiligheidsfilosofie.

Een latere verbetering die doorgevoerd is betreft het gebruik van het PLAXIS Soft Soil (SS) model voor organisch materiaal en kleigronden. Het voordeel van dit model is dat geen complicaties in de parameterinvoer ontstaan bij zeer slappe grond zoals vaak wel bij het HS model het geval is. Ook lijkt dit model het in het laboratorium geobserveerde gedrag in zowel de ongedraineerde triaxiale anisotrope compressie (CAU) proef als constant rate of strain (CRS) proef beter te modelleren dan het HS model. Hierop wordt hieronder nader ingegaan.

2. Gebruik HS & SS model voor situatie Kinderdijk-Schoonhovenseveer (KIS)

2.1. Inleiding

Voor het basismodel van de FORM berekening is gebruikt gemaakt van het Hardening Soil model alsmede het Soft Soil model.

Voor de organische- en kleigrond wordt in deze studie in tegenstelling tot de gangbare adviespraktijk gebruik gemaakt van het Soft Soil model. De reden hiervoor is omdat voor deze erg slappe gronden het Soft Soil model beter presteert ten opzichte van het Hardening Soil model als dit wordt vergeleken met laboratoriumproeven.

Voor de meer "harde" gronden wordt wel gebruikt gemaakt van het Hardening Soil model waarbij een critical state benadering wordt gehanteerd. Dat zou in eerste instantie enkel voor het Pleistocene zand worden gebruikt.

Op basis van tests met het basismodel t.a.v. de numerieke stabiliteit van de FORM analyses is echter vastgesteld dat het ook beter is om het dijksmateriaal met het Hardening Soil model te modelleren. Bij "slechtere trekkingen van j_{cv} " kan de rekenfase waarin de dijk opgebouwd wordt anders niet succesvol doorlopen worden. Middels het HS model kan het model wel opgebouwd worden indien de cohesie in deze fase tijdelijk wordt verhoogd (toepassen van een "opbouwcohesie").

De te hanteren parameters en de keuzes die hiervoor gemaakt zijn worden in onderstaande paragrafen toegelicht.

2.2. Keuze SS of HS voor klei en organische gronden

Normaliter wordt in de Nederlandse adviespraktijk gebruik gemaakt van het Hardening Soil model [Schanz et al 1999]. Omdat ten behoeve van het dijkversterkingstraject Streefkerk-Ameide een nieuwe proevenverzameling is aangelegd waarbij zowel CRS-proeven als TXc CAU proeven zijn uitgevoerd, kan steeds vanuit dezelfde boring en bijbehorend laboratoriumonderzoek het gedrag van het Hardening Soil & Soft Soil model worden vergeleken. Een uitgewerkt voorbeeld voor organische klei alsmede dijkkenklei is opgenomen in de bijlagen I en II van dit memo.

In Nederlandse klei- en organische gronden worden vaak hoge waarden van de "critical state friction angle" φ'_{cv} gemeten in een triaxiale compressie test. In combinatie met de "shear hardening cap" van het HS model zorgt dit er mogelijk voor dat het spannings-rek verloop niet altijd goed door het HS model wordt gemodelleerd. Daarnaast dienen relatief hoge waarden van de K_{0nc} gehanteerd te worden om de gemeten spanningspaden uit proeven zo goed mogelijk te modelleren. Het SS model is hierin meer geschikt dan het HS model daar de $K_{0,nc}$ direct gekoppeld is aan de critical state line in het SS model. Dit is verder beschreven in paragraaf 2.5.2. Het Soft Soil model presteert daarom overall iets beter en modelleert zowel het verloop in p'-q ruimte als het spanningsrek verloop in een CAU proef, met name bij grotere rekken, beter dan het HS model. Twee uitgewerkte voorbeelden waarbij de twee modellen en proefresultaten zijn vergeleken zijn opgenomen in de bijlagen I en II van deze memo.

Daarnaast is in een stochastische berekening het SS model beter te hanteren dan het HS model vanwege het feit dat het model maar één Hardening cap heeft en er geen complicaties met de invoerparameters ontstaan ("E_{oed} is too high or K₀ is too low").

Omwille van bovenstaande redenen lijkt het HS model dus minder geschikt en wordt overgestapt op het Soft Soil model voor de FORM analyses. Het wordt aanbevolen binnen POVM-verband hier verder onderzoek naar te verrichten.

Voor de Antropogene klei wordt wel echter wel het HS model toegepast. De reden hiervoor is dat met de rekenwaarden van de grond het basismodel onder dagelijkse omstandigheden niet langer stabiel is. Door gebruik te maken van het HS model kan een "opbouwcohesie" in de dijkklei ingegeven worden om dit probleem te verhelpen. Na het doorlopen van de opbouw fase wordt de cohesie weer op 1,0 kPa gezet. Het gebruik van relatief grote waarden van de cohesie binnen het SS model is niet aanbevolen daar deze ook mogelijk de OCR en de ligging van critical state line beïnvloedt [Brinkgreve et al 2013]. Omwille van deze reden is, voor dijkklei, het HS model gehanteerd waarbij dit probleem niet optreedt. Dit kan omdat het HS model, op basis van de analyse van de proeven, toch voldoende goed lijkt te zijn voor het modelleren van de stijve dijkklei, zie bijlage II van deze memo.

2.3.

Sterkte en stijfheidsparameters

Voor de sterkte van de grond wordt conform het CSSM rekenen enkel uitgegaan van een waarde van de wrijvingshoek waarvoor geldt $\varphi' = \varphi'_{cv}$. Voor de overige modelparameters die in het kader van het critical state rekenen van belang zijn, wordt voor alle kleilagen geadviseerd aan te houden $\psi' = 0$ (effectieve dilatatiehoek) en $c' = 1$ kPa (effectieve cohesie). Theoretisch moet c' gelijk aan 0 zijn maar i.v.m. rekentechnische stabiliteit van de analyses wordt een waarde van 1 kPa aangehouden).

Deltares heeft voor dijkversterkingstraject KIS verwachtingswaarden van de stijfheidsparameters opgegeven. Op basis van veel metingen en vergelijkingen van gemeten en berekende zettingen kan op basis van "expert judgement" vastgesteld worden dat deze parameter waarden als een veilige benadering van de "werkelijke" verwachtingswaarden kunnen worden gezien bij aanbrengen van steunbermen, zie o.a. [Lankreijer & Smit 2018]. Veilig is in de context van steunbermen: er wordt meer grond aangebracht. Voor ingeklemde wanden hoeft dat echter niet per definitie te betekenen dat veilige snedekrachten. Omdat de FORM-analyse echter een fictieve case betreft, is het niet relevant welke E-waarden exact gebruikt worden, zolang de waarden maar consequent in alle analyses gebruikt worden. Derhalve worden de KIS-stijfheden aangehouden.

Tabel 1: Overzicht verwachtingswaardes van de abc-isotachen voor KIS op basis van samendrukkingsproeven [Blinde 2015].

Grondsoort	γ_{nat} [kN/m ³]	Aantal proeven	b_{gem} [-]	a_{gem}	c_{gem}
Diep veen	10 – 12	7	0,338	0,048	0,028
Veen	10 – 11	18	0,313	0,045	0,026
Kleiigveen	11 – 12	14	0,278	0,035	0,021
Venigeklei	12 – 14	28	0,203	0,025	0,016
Klei	14 – 16	37	0,141	0,012	0,007
Zandigeklei	16 – 20	66	0,084	0,007	0,003
Antropogeen	16 – 20	46	0,058	0,005	0,002

De relatie tussen isotachen en de Angelsaksische samendrukkingsconstanten wordt gegeven door $\lambda^* = b$ & $\kappa^* = 2a$. Ten aanzien van de critical state sterkteparameters wordt gebruik gemaakt van de Stichting Toegepast Onderzoek Waterbeheer (STOWA) database. Uitgangspunt is de helling van de critical state lijn (CSL) zoals afgesproken in het FORM voortgangsoverleg. Hierbij worden, om tot een redelijke verdeling te komen, 4 groepen aangemaakt met betrekking tot het volumiek gewicht. Deze zijn:

K1: 10-12 kN/m³ => $j_{cv} = 32,42$ (op basis van Direct Simple Shear test (DSS) in STOWA)

K2: 12-14 kN/m³ => $j_{cv} = 32,42$ (op basis van DSS in STOWA)

K3: 14-16 kN/m³ => $j_{cv} = 41,49$ (op basis van Triaxiaaltesten in STOWA)

K4: 16-20 kN/m³ => $j_{cv} = 36,44$ (op basis van Triaxiaaltesten in STOWA)

Gekozen is om maar een beperkt aantal groepen aan te houden, waarbij hoofdzakelijk onderscheid is gemaakt tussen organisch materiaal (veen en komklei) waarbij de resultaten uit de DSS proeven zijn gehanteerd, kleiig materiaal (Gorkum-zwaar, Tiel) en zware meer zandige klei of antropogeen (Kreftenheye-OB) waarbij de resultaten van de triaxiaalproeven zijn gehanteerd.

2.4.

Initiële condities

Bij ongedraineerd rekenen is de "status" van de grond voorafgaand aan afschuiven van belang voor de uiteindelijk te mobiliseren ongedraineerde schuifsterkte. Binnen de mathematische beschrijving van het SS model geldt dat geen dilatant grondgedrag gemodelleerd kan worden op basis van een CSSM raamwerk omdat het dilatante spanningspad aan de "dry side" wordt voorkomen door de MC bezwijkomhullende. De grens tussen contractant en dilatant ligt ongeveer bij een OCR ratio van 2 indien de MC omhullende en de CSL in triaxiale compressie samenvallen. Binnen het HS & SS model zijn er drie methoden beschikbaar om de initiële beginsituatie vanuit een K_0 -procedure vast te leggen, te weten:

1. Directe invoer van de K_0
2. Invoer van een OCR
3. Invoer van een POP

De wens van Deltares is om gebruik te maken van een POP, omdat deze ook gebruikt wordt bij de rest van het onderzoek naar de nieuwe veiligheidsfactoren van groene dijken. Deze aanpak wordt dan ook aangehouden. Ten aanzien van de POP geldt dat de verwachtingswaardes uit het advies van Deltares voor KIS overgenomen worden (onder de dijk en buitendijks) gecombineerd met het recent uitgevoerd grond- en laboratoriumonderzoek voor Streefkerk-Ameide (laboratorium onderzoek dat voldoet aan de eisen van het WBI).

Normaliter zal het verschil tussen een OCR of POP niet zoveel uitmaken, maar in het geval van opdrijven in het achterland wel. De verwachtingswaardes van de POP in organisch materiaal

bedragen circa 20 kPa en de OCR circa 1,5 a 2,0. Hierbij wordt opgemerkt dat op basis van de uitwerking van de proevenverzameling van Streefkerk-Ameide inderdaad een OCR ratio tussen de 1,5 en 2,0 gevonden is.

In het achterland zijn effectieve korrelspanningen onder dagelijkse omstandigheden van <10 kPa (tot soms 2 à 3 kPa zelfs). Bij toepassing van een POP resulteert dit in een OCR ratio van tot wel 20! Om geen trendbreuk met het onderzoek naar groene dijken te veroorzaken, is toch voor de POP gekozen.

2.5. *Advanced parameters in CSSM setting*

In het SS model dient een keuze gemaakt te worden voor de twee parameters namelijk:

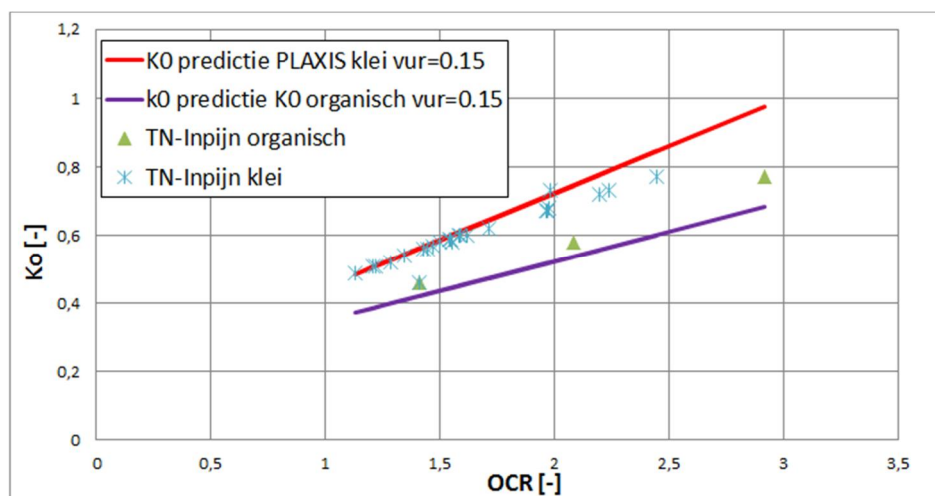
- de poisson-ratio onder herbelastingssituaties v_{ur}
- de neutrale gronddrukcoëfficiënt onder normaal geconsolideerde omstandigheid $K_{0,nc}$

2.5.1. *Keuze v_{ur}*

In Nederlandse gronden geldt $0,15 \leq v_{ur} \leq 0,20$. In de nieuwe aanpak beschreven in het B-EEM rapport en het WBI wordt de overconsolidatie ratio belangrijker voor het beschrijven van de uiteindelijke grondsterkte. Dit betekent echter ook dat de keuze voor v_{ur} belangrijker wordt daar deze coëfficiënt de hoeveelheid horizontale spanning bepaalt die in de grond achter blijft bij een bepaalde overconsolidatie ratio (of POP). De keuze voor de v_{ur} bepaald daarom mede de zogenaamde $K_{0,oc}$. Hiervoor worden nu de volgende waardes gehanteerd:

- Organisch: $v_{ur} = 0,15$
- Klei: $v_{ur} = 0,15$
- Zand: $v_{ur} = 0,20$

De keuze voor $v_{ur} = 0,15$ (de ondergrens van de range voor Nederlandse gronden) voor klassieke cohesieve materialen volgt uit het feit dat bij een lagere v_{ur} er minder horizontale spanning aanwezig is bij een bepaalde overconsolidatiegraad. Dit is een veilige aanname met betrekking tot langsconstructies. Tevens komt deze keuze voor v_{ur} beter overeen met het verloop van de gronddrukcoëfficiënten zoals gegeven in (Greeuw, mei 2016). Dit is gevalideerd door de gehanteerde K_0 's in de CAU proeven voor het dijkversterkingstraject Streefkerk-Ameide middels Plaxis te analyseren. Het resultaat daarvan is weergegeven in Figuur 1.



Figuur 1: Vergelijking gehanteerde K_0 's in CAU proeven Streefkerk-Ameide op basis van het protocol laboratoriumproeven voor grondonderzoek aan waterkering en Plaxis.

2.5.2.

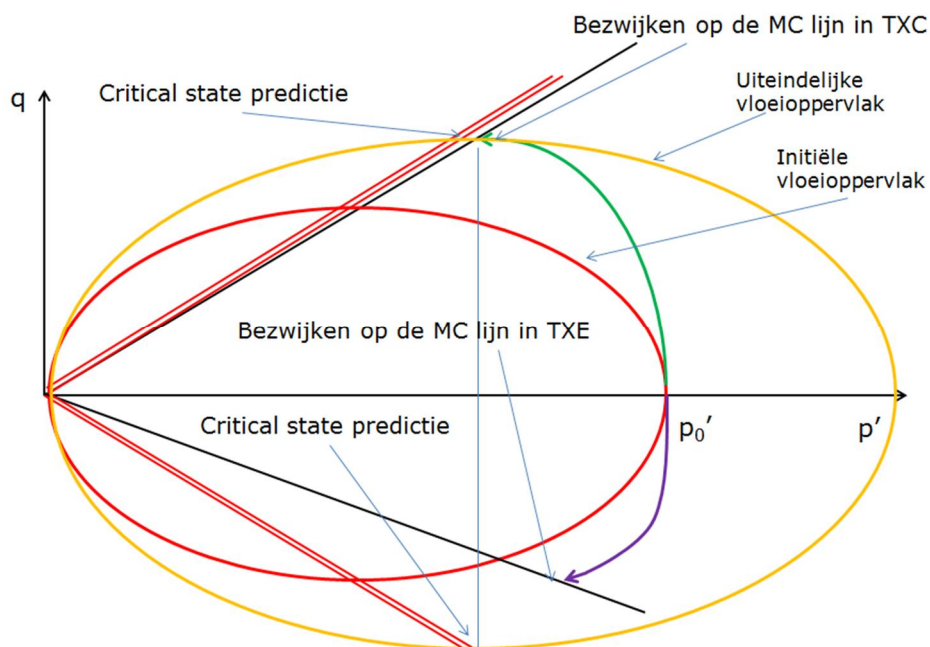
Keuze neutrale grondrukcoëfficiënt onder normaal geconsolideerde omstandigheid $K_{0,nc}$

Binnen het CSSM raamwerk zoals beschreven door het Soft Soil model in Plaxis is de keuze van de $K_{0,nc}$ ook van belang op de ongedraineerde schuifsterkte. Op basis van K_0 -CRS proeven is vastgesteld dat de verwachtingswaarden voor de $K_{0,nc}$ in Nederland over het algemeen in orde grootte van 0,3 à 0,4 voor organisch materiaal en circa 0,35 à 0,45 voor klei liggen, zie ook o.a. CUR228. Deze waarden zijn ook aangehouden als aanbevolen waarden in (Greeuw, mei 2016), zie ook Figuur 1.

In het SS model zal echter bij een relatief lage waarde van de $K_{0,nc}$ een grote waarde van de helling van de critical state line (CSL) M volgen vanwege de onderlinge koppeling. Indien de helling van de CSL wordt berekend op basis van de onderlinge relatie met $K_{0,nc}$ volgen er dus relatief grote waarden van $j_{cv;TXc}$ waarbij waarden tot meer dan 45 graden geen uitzondering zijn.

Uit TXc proeven volgt normaliter ook dat in sterk organisch materiaal (maar ook voor licht organische klei) erg grote waarden van j_{cv} worden gevonden zie hiervoor o.a. de STOWA database bij de lage volumieke gewichten.

Omwille van bovenstaande redenen wordt de werkwijze omgedraaid en wordt uitgegaan van de uit de STOWA database volgende waarden van de helling van de CSL. Hierop volgend wordt de $K_{0,nc}$ gemaximaliseerd dusdanig dat de CSL en de MC bezwijklijn in de triaxiale compressie bijna samenvallen zoals aangegeven in Figuur 2. Deze strategie zorgt, bij de over het algemeen erg grote waarden van j_{cv} in triaxiale compressie voor Nederlandse klei, ook voor waarden van de $K_{0,nc}$ die voldoende goed aansluiten bij de Nederlandse gevonden verwachtingswaarden van de $K_{0,nc}$ voor klei en organisch materiaal welke volgen uit een K_0 -CRS proef.



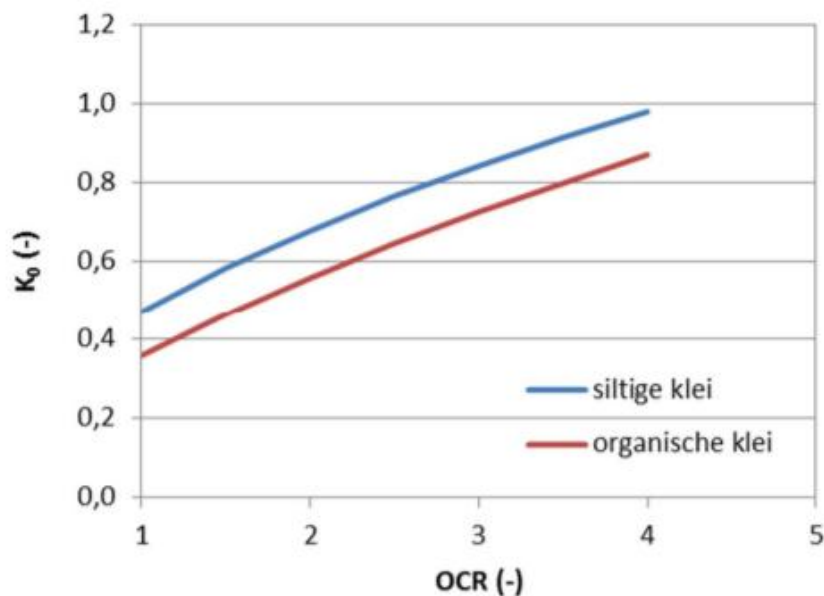
Figuur 2: Strategie bepalen M lijn en MC lijn in TXC (fictief voorbeeld CIU proef voor een NC klei).

Dit wordt met het volgende voorbeeld gedemonstreerd. De groep K3 (Gorkum zwaar) heeft een verwachte j_{cv} van $41,5^\circ$. De bijbehorende helling van de CSL bedraagt dan $M = 1,7$. De waarde van de $K_{0,nc}$ volgens de methode in Figuur 2 bedraagt dan circa 0,46 wat voldoende goed overeen komt met de in praktijk gemeten waarden.

Opmerking:

Bij de triaxiaaltesten in Bijlage I en II wordt een hogere K_0 aangehouden tijdens de consolidatiefase dan de hierboven genoemde ordegrrootte 0,46. Deze waarde wordt door het laboratorium afgeleid door op basis van de grensspanning (gemeten) en de terreinspanning (berekend) de OCR te bepalen en deze als input te gebruiken in figuur 3.1 uit (Greeuw, mei 2016). De vraag is echter of dit correct is als NC-proeven beoogd zijn. Feitelijk zou dan voor $K_{0,NC}$ de waarde bij $OCR = 1,0$ moeten worden aangehouden. Hierdoor wordt in het laboratorium mogelijk teveel sterkte gemeten voor NC triaxiaaltesten door de hogere horizontale opspanning.

1230090-019-GEO-0002, Versie 03, 25 mei 2016, definitief



Figuur 3.1 Verband tussen OCR en de K_0 -factor

Figuur 3 Figuur 3.1 uit (Greeuw, 2016)

Binnen het WBI wordt echter voor de schuifsterkte van organisch materiaal gebruikt gemaakt van DSS proeven waaruit een substantieel lagere $j_{cv,DSS}$ volgt dan uit triaxiaalproeven. Door de lagere $j_{cv,DSS}$ zal de verhouding tussen $K_{0,nc}$ en M voor het organische materiaal minder goed zijn in de constitutieve modellen. Omdat $j_{cv,DSS}$, $K_{0,nc}$ en M gekoppeld zijn, wordt bij het fitten van de MC-bezwijkomhullende op de M-lijn een hogere $K_{0,nc}$ verkregen ten opzichte van de werkelijk gemeten veldwaardes. Indien echter de werkelijke, lagere waardes voor $K_{0,nc}$ worden aangehouden, resulteert dat in een spanningspad in het p-q-diagram dat veel stijler gaat lopen waardoor de maximale

ongedraïneerde schuifspanning weer overschat wordt. Het rekenen met een relatief hoge $K_{0,nc}$ is derhalve een optimum om het werkelijke axiale rekgedrag en de maximaal te mobiliseren ongedraïneerde schuifweerstand zo realistisch mogelijk te benaderen. In Bijlage I en II is deze werkwijze toegelicht aan de hand van een tweetal bestaande laboratoriumproeven (CRS en CAU triaxiaalproef) op organische klei. Geconcludeerd wordt dat het SS model het p'-q verloop van de proef voldoende goed kan benaderen.

Een andere optie is om de $K_{0,nc}$ en $j_{cv;DSS}$ los in te voeren. Dit zorgt echter voor een relatieve hoge CSL lijn ten opzichte van de MC bezwijklijn. Het gevolg van deze keuze is dat in het SS model (maar ook HS) relatief weinig *shear induced pore pressures* worden berekend voor deze materialen. Daarnaast zal in het SS model (bij een relatief hoge CSL t.o.v. de MC bezwijklijn) de bezwijkbelasting in TXc reeds bij relatief kleine rekniveaus optreden in verhouding tot de werkelijke laboratoriumresultaten.

Gezien bovenstaande bezwaren voor organische grond is verder onderzoek benodigd hoe deze gronden het best middels constitutieve modellen kunnen worden beschreven.

Voor zandgronden is het HS model met de basisverhouding $K_{0,nc} = 1 - \sin(\varphi)$ gehanteerd.

Het totale overzicht van de afgeleide grondparameters is in bijlage III aangegeven.

3. Soiltest performance Soft Soil undrained versus $S_{u,nc}$ -ratio STOWA

 3.1. *Inleiding*

Doel is om te controleren in hoeverre met de gehanteerde grondparameters de af te leiden S-ratio's middels het Soft Soil model overeenkomen met de op basis van laboratoriumonderzoek bepaalde stochastische S-ratio's in de STOWA database.

Voor een aantal grondlagen zijn theoretische Soil test berekeningen uitgevoerd. Hierbij is een ongedraineerde triaxiaalproef in compressie en extensie (TXE) gesimuleerd tot een fictief rekniveau van 25%. Daarnaast zijn ook DSS-proeven gesimuleerd want voor het kunnen vertalen van de critical state sterktes volgens het SS undrained model naar de normaal geconsolideerde schuifsterkte parameter S zijn alle drie nodig. De proeven worden anisotroop normaal geconsolideerd gemodelleerd met een $K_{0,gem} = 0,6$, waarbij deze aanname ook in de DSS wordt veronderstelt waar de horizontale spanning onbekend is. De gehanteerde waarde van K_0 is ongeveer de anisotrope ratio die voor de meeste proeven gebruikt wordt binnen het grondonderzoek voor Streefkerk-Ameide. De normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio's S_u zijn als volgt gedefinieerd in de drie "hoofdbezwijkvormen":

1. $TXC = q/2 / \sigma_{1,0}$
2. $TXE = q/2 / \sigma_{1,0}$
3. $DSS = q/2 / \sigma_{y,0}$

De uiteindelijke gemiddelde S_u -ratio die langs het glijvlak ontwikkeld wordt volgens de SHANSEP methode volgt uit:

$$S_{u=gem} (1 + 2 + 3)$$

 3.2. *Case klei Dijksmateriaal (SS)*

1. $TXC = q/2 / \sigma_{1,0} = 114/2/167 = 0.34$
2. $TXE = q/2 / \sigma_{1,0} = 76.5/2/167 = 0.23$
3. $DSS = q/2 / \sigma_{y00} = 114/2/167 = 0.34$

De gemiddelde normaal geconsolideerde S_u -ratio bedraagt: 0,31. De gemiddelde S_u -ratio op basis van STOWA klasse 2 bij 25% rek in TXC bedraagt 0,39.

 3.3. *Case klei Dijksmateriaal (HS)¹*

1. $TXC = q/2 / \sigma_{1,0} = 136/2/167 = 0.41$
2. $TXE = q/2 / \sigma_{1,0} = 91/2/167 = 0.27$
3. $DSS = q/2 / \sigma_{y00} = 130/2/167 = 0.39$

De gemiddelde normaal geconsolideerde S_u -ratio bedraagt: 0,36. De gemiddelde S_u -ratio op basis van STOWA klasse 2 bij 25% rek in TXC bedraagt: 0,39.

 3.4. *Case klei Gorkumzwaar (SS)*

1. $TXC = q/2 / \sigma_{1,0} = 127/2/167 = 0,38$
2. $TXE = q/2 / \sigma_{1,0} = 80.79/2/167 = 0,24$
3. $DSS = q/2 / \sigma_{y,0} = 127/2/167 = 0,38$

¹ Omdat bij het opbouwen van de groene dijk bij "slechte trekkingen" van de j_{cv} in de FORM analyse het model instabiel wordt dient soms een hogere "opbouwcohesie" gehanteerd te worden. Het SS model kan niet goed omgaan met een grote cohesie waardoor de keuze gemaakt is om voor klei dijksmateriaal het HS model te gebruiken.

De gemiddelde normaal geconsolideerde S_u -ratio bedraagt: 0,333. De gemiddelde S_u -ratio op basis van STOWA klasse 2 bij 25% rek in TXC bedraagt 0,28.

3.5.

Case Hollandveen (SS)

1. TXC = $q/2 / \sigma_{1,0} = 127/2/167 = 0,33$
2. TXE = $q/2 / \sigma_{1,0} = 80/2/167 = 0,23$
3. DSS = $q/2 / \sigma_{y,0} = 127/2/167 = 0,33$

De gemiddelde normaal geconsolideerde S_u -ratio bedraagt: 0,30. De gemiddelde S_u -ratio op basis van STOWA klasse 1 bij 40% rek in DSS bedraagt 0,29.

4.

Conclusie

Het Soft Soil model in een critical state setting kan het grondgedrag van slappe Nederlandse grond thans bij verwachtingswaardes van de sterkte- en stijfheid voldoende goed benaderen. Hierbij is het gedrag van het model vergeleken met laboratoriumproeven welke volgens de criteria van het nieuwe WBI zijn uitgevoerd voor het dijkversterkingsproject Streefkerk-Ameide.

Daarnaast wordt vastgesteld dat het gebruik van het SS model in een ongedraineerde setting ordegrrootte dezelfde gemiddelde S_u ratio's hanteert als uit de STOWA database voor dezelfde "grondsoorten". Het is daarom mogelijk om het Plaxis SS model te gebruiken voor stabiliteitsanalyses waarbij ook de ongedraineerde schuifsterkte van belang is. Aandachtspunt blijft dat middels de in deze notitie beschreven werkwijze de waarde van de $K_{0,NC}$ iets aan de hoge kant wordt genomen ten opzichte van voor de Nederlandse organische kleien gebruikelijke waarden. Zodoende wordt rekentechnisch een optimum verkregen tussen de maximale ongedraineerde schuifspanning en de axiale rek als het materiaal in de Soil Tester wordt vergeleken met resultaten van laboratoriumproeven. Mogelijk ligt een deel van de oorzaak in de hoge $K_{0,NC}$ die tijdens de laboratoriumproeven wordt aangehouden.

Ook de S_u -ratio, zoals voor het dijksmateriaal berekend doormiddel van het HS model, voldoende goed overeenkomt met de aarde uit de STOWA database. Het HS model is voor dijksmateriaal benodigd om de bestaande dijk middels een "opbouwcohesie" te realiseren bij de verwachte rekenwaardes van de grondsterkte. Het SS model kan hier niet goed mee omgaan.

Geconcludeerd wordt dat de gehanteerde grondparameters en de voorgestelde grondmodellen gebruikt kunnen worden voor FORM analyses aangezien goed aangesloten wordt op de nieuwe richtlijnen en werkwijzen.

Verder onderzoek & aanbevelingen naar de ontwerppraktijk met betrekking tot het modelleren van veen en zeer organische klei middels een geavanceerd constitutief model lijkt raadzaam. Het WBI gaat hier nu anders mee om dan bijvoorbeeld adviezen uit de CUR228.

5.

Bibliografie

- Blinde, J. (2013). *Aanpassing bijlage 10 Nota Technisch uitgangspunten (Isotachen)*.
- Brinkgreve R.B.J, Broere W. (2013). *PLAXIS 3D Reference manual*. Delft: PLAXIS bv.
- CUR Bouw & Infra. (2008). *CUR228: Ontwerprichtlijn door grond horizontaal belaste palen*. Gouda: CURNET.
- Den Haan, E. (oktober 2003). Het a,b,c-isotachenmodel: hoeksteen van een nieuwe aanpak van zettingsberekeningen. *Geotechniek*, 28-35.
- den Haan, E., & Feddema, A. (2009). Deformaties en sterkte van ophogingen en dijken op slappe Nederlandse grond. *Geotechniek*, 52-55.
- Geurtjens, H. M., & Hertogh, K. (2017). *Grondonderzoek tussen project KIS dijktraject 16-3*.
- Greeuw, d. G. (mei 2016). *Protocol laboratoriumproeven voor grondonderzoek aan waterkering, 1230090-019*. Deltares.
- Schanz T, Vermeer P.A, Bonnier P.G. (1999). The hardening soil model: Formulation and Verification. *Computational geotechnics*, 1-16.
- Smit, G., & Lankreijer, T. (2018). Voorspelling restvormingen voor herbouwers KIS.

Bijlage I: Analyse CAU proef komklei

In deze analyse wordt het resultaat van een CAU triaxiale compressie proef op organisch materiaal met behulp van een CSSM benadering middels het PLAXIS Soft Soil model en het HS model geanalyseerd. Hierbij is naast de CAU proef ook de bijbehorende CRS proef gebruikt (van een monsterstuk net onder het monster waarop de CAU proef is gedaan) om de stijfheidseigenschappen voor het HS model en het SS model te bepalen.

Het monster is onderdeel van een proevenverzameling voor dijkversterkingstraject Streefkerk-Ameide. De laboratoriumproeven zijn uitgevoerd door Inpijn-Blokpoel en gerapporteerd in een rapport met nummer 06p003367-adv-01.doc gedateerd 24-oktober 2017.

Het geanalyseerde proefstuk uit AW207.+158_B_AL mo-04 is gestoken op een diepte van NAP -2,58. Een samenvatting van de proef is weergegeven in onderstaande figuur.

<u>Consolidatiefase:</u>		Isotroop	Anisotroop					
Effectieve celdruk	σ'_{hc}	101,0	101,0	kPa				
Effectieve axiale druk	σ'_{vc}	101,0	132,0	kPa				
	K0	1,00	0,77	[-]				
Monsterhoogte	h_c	123,6	120,0	mm				
Monsteroppervlak	A_c	31,2	35,3	cm ²				
Monstervolume	V_c	385,3	373,5	cm ³				
Nat volumegewicht	γ_n	13,7	13,8	kN/m ³				
Droog volumegewicht	γ_{dr}	6,8	7,0	kN/m ³				
Watergehalte	W_c	101,1	96,7	%				
t100	t100	225		min				
<u>Belastingsfase:</u>								
Axiale reksnelheid	v		0,60	%/uur				
Deviatorspanning	q_u (max)		92,4	kPa				
Axiale rek bij maximale deviatorspanning	$\epsilon_{qu(max)}$		7,4	%				
Ongedraineerde schuifsterkte	t_{undr}		46,2	kPa				
	s'		75,9	kPa				
Effectieve spanning Axiaal	σ'_1		122,1	kPa				
Effectieve spanning Radiaal	σ'_3		29,7	kPa				
Bij 50% max. bezwijkdeviatorspanning:								
Ongedraineerde elasticiteitsmodulus	$E_{undr,50}$		8,7	MPa				
Axiale rek	$\epsilon_{b,50}$		0,35	%				
<u>Eindresultaat beproeving:</u>								
Monstervolume	V_b		373,5	cm ³				
Watergehalte	W_b		83,1	%				
<u>Percentage rek</u>								
			<i>Rek bij bezwijken</i>	<i>Maximale rek</i>				
	0	2	5	15	25	7,4	26,0	%
s'	116,5	91,8	81,1	65,6	59,1	75,9	58,5	kPa
t	15,5	41,8	45,7	42,4	37,1	46,2	36,5	kPa
σ'_3	101,0	50,0	35,4	23,2	22,0	29,7	22,0	kPa
σ'_1	132,0	133,5	126,8	108,0	96,1	122,1	95,1	kPa
Eundr	[-]	2,63	1,21	0,36	0,17	0,83	0,16	MPa

INPIJN-BLOKPOEL ingenieursbureau

De bijbehorende CRS-proef is weergegeven in de volgende figuur.

CRS proef - Isotachen methode

Boring	AW207.+158_B_AL		Soort proefstuk	Ongeroerd uit steekbus
Monster	mo-04		Testmethode	Constant rate of strain
Diepte	1,70	[m-mv]	Klassificatie	Klei matig siltig sterk humeus
	-2,63	[m tov NAP]	[NEN-5104]	

Initiële eigenschappen:

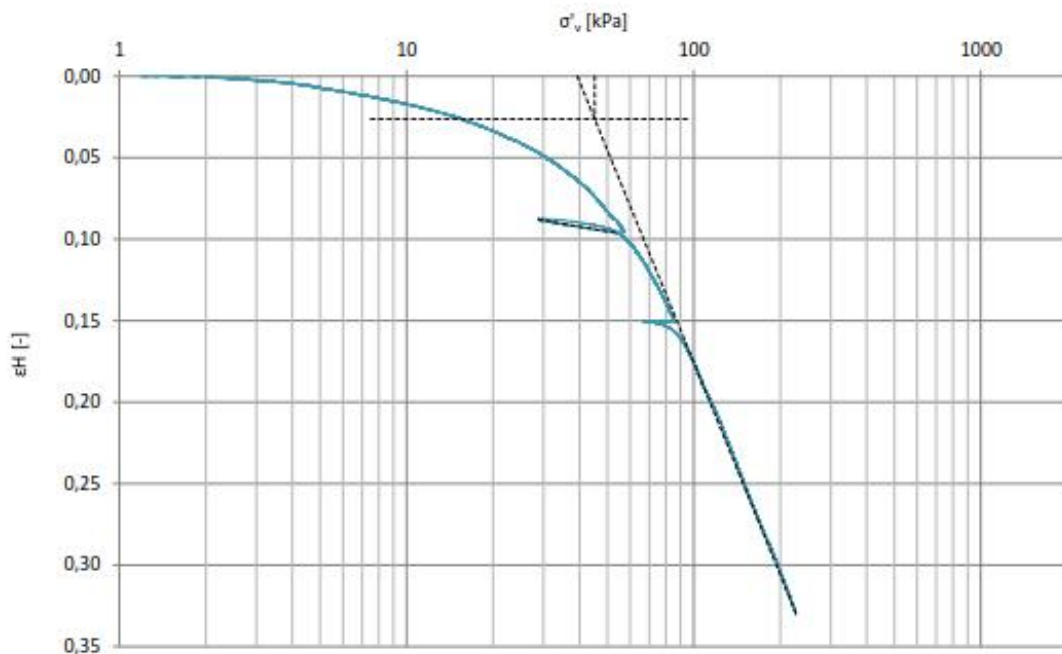
Datum start proef		31-07-2017	[-]
Hoogte	h_i	19,9	[mm]
Diameter	D_i	66,0	[mm]
Nat volumegewicht	γ_i	12,9	[kN/m ³]
Droog volumegewicht	γ_{dr}	5,8	[kN/m ³]
Watergehalte	W_i	124,7	[%]
Terreinspanning	$\sigma'_{v=}$	15,5	[kPa]

Proefresultaten:

Isotachen	
a	1,362E-02 [-]
b	1,881E-01 [-]
c	1,155E-02 [-]
Pg	45,2 [kPa]
W_e	93,8 [%]
B	100 [kPa]

Gegevens tijdens proef:

Max. relatieve wateroverspanning	5,10	[%]	Relaxatieduur	16,0	[uur]
Peff start ontlastfase	55	[kPa]	Peff einde ontlastfase	29	[kPa]
Peff start relaxfase	86	[kPa]	Peff einde relaxfase	67	[kPa]
Peff einde proef	227	[kPa]			



Uit de CRS-proef worden de volgende stijfheidsparameters voor het SS en HS-model bepaald. Voor het SS-model geldt:

$$\lambda = 0,1881 \text{ [-]}$$

$$\kappa = 0,02724 \text{ [-]}$$

Dit zijn de monster-specifieke stijfheidsparameters die in de Soil tester gebruikt worden om de laboratoriumproef na te rekenen. In de FORM-analyse worden de veralgemeniseerde stijfheidsparameters uit de Alblasserwaard aangehouden, zie Bijlage III.

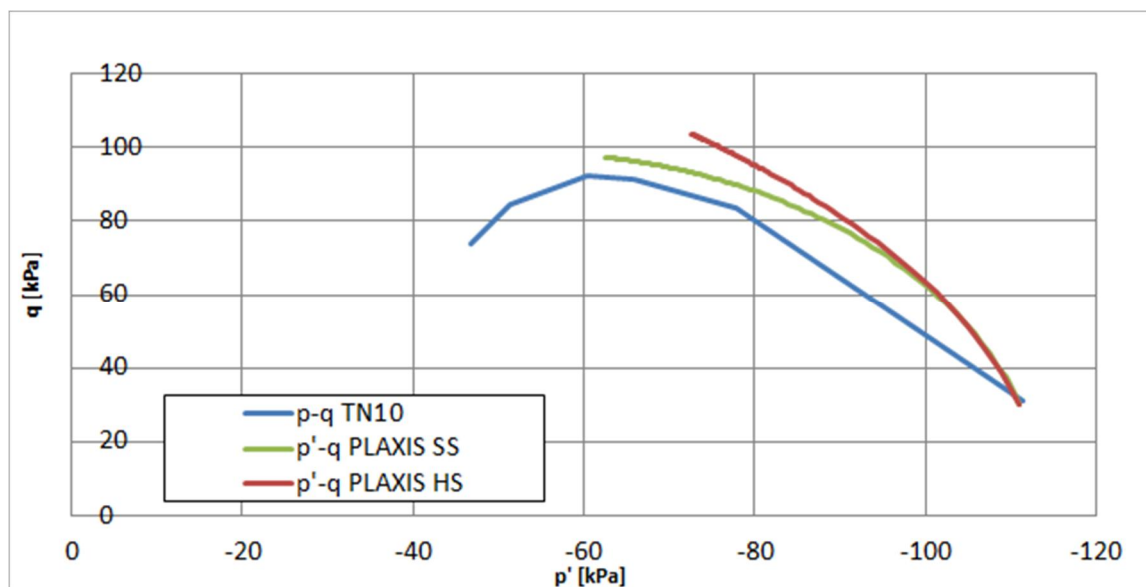
De bijbehorende HS parameters zijn:

$$E_{oed;ref} = 531 \text{ kPa}$$

$$E_{ur;ref} = 7342 \text{ kPa}$$

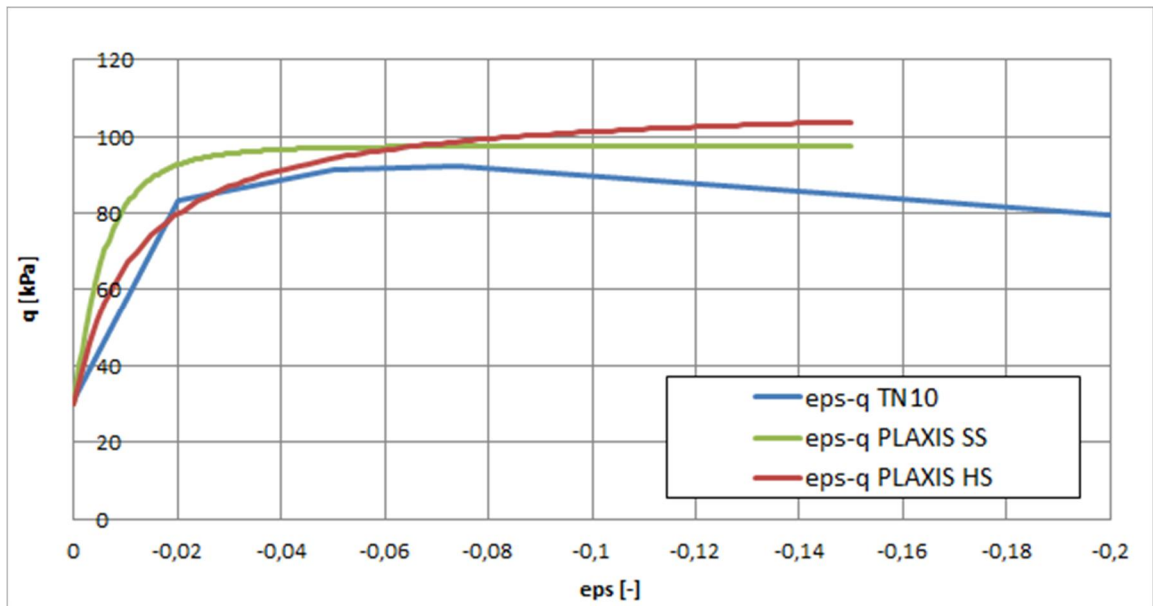
$$E_{50;ref} = 1062 \text{ kPa.}$$

Uit de CAU proef kan de j'_{cv} worden bepaald. Er geldt $\varphi'_{cv} = \sin^{-1} t/s'$. Hierbij wordt de piekwaarde gebruikt daar deze het best overeenkomt met de CSSM theorie uitgaande van een normaal geconsolideerd monster. Er volgt $\varphi'_{cv} = 37,5^\circ$. Voor de bepaling van de $K_{0;nc}$ wordt voor het Soft Soil model de strategie gehanteerd waarbij de MC bezwijklijn en de CSL lijn in triaxiale compressie samenvallen. Er volgt $K_{0;nc} = +/- 0,53$. Voor het HS model wordt een waarde van $K_{0;nc} = 0,5$ gehanteerd. Opgemerkt wordt dat voor het organisch materiaal normaliter een waarde in de orde van $K_{0;nc} = 0,3 \text{ á } 0,35$ verwacht wordt. Het gebruik van een dusdanig lage $K_{0;nc}$ in zowel HS als SS levert geen goede fit op met de proefresultaten, mogelijk door de hoge waarde voor $K_{0;nc}$ die tijdens de laboratoriumproeven wordt aangehouden (0,6 a 0,77). De vergelijking tussen de CAU proef en de twee modellen waarbij de hoge waarden van de $K_{0;nc}$ gehanteerd zijn weergegeven in Figuur 4.



Figuur 4: Vergelijking p - q ' relatie CAU proef TN10 op organische klei met PLAXIS SS en HS.

De vergelijking van het spannings-rek verloop tussen de proef en de twee modellen is weergegeven in Figuur 5. Opgemerkt wordt dat het verloop in het begin van de proef lastig te vergelijken valt met de modellen daar er in de proef geen datapunten beschikbaar zijn in het "small strain" bereik.



Figuur 5: Vergelijking σ - ϵ verloop van CAU proef TN10 op organische klei met PLAXIS SS en HS.

Geconcludeerd wordt dat een relatief hoge $K_{0,nc}$ gehanteerd moet worden in zowel het HS als SS model om het gemeten verloop in de proef goed te kunnen benaderen. Omdat in het SS model de MC bezwijklijn in triaxiale compressie en de CSL eenvoudig aan elkaar gelijk gekozen kunnen worden lijkt het SS model beter geschikt voor de organische kleigronden die in het gebied rond Streefkerk aanwezig zijn.

Bijlage II: Analyse CAU proef dijkzand

In deze analyse wordt het resultaat van een CAU triaxiale compressie proef op dijkzand met behulp van een CSSM benadering middels het PLAXIS Soft Soil model en het HS model geanalyseerd. Hierbij is naast de CAU proef ook de bijbehorende CRS proef gebruikt (van een monsterstuk iets boven het monster waaruit de CAU proef is gedaan) om de stijfheidseigenschappen voor het HS model en het SS model te bepalen.

Het monster is onderdeel van een proevenverzameling voor dijkversterkingstraject Streefkerk-Ameide. De laboratoriumproeven zijn uitgevoerd door Inpijn-Blokpoel en gerapporteerd in rapport met nummer 06p003367-adv-01.doc gedateerd 24-oktober 2017.

Het geanalyseerde proefstuk uit AW235.+128_B_BIT mo-03 is gestoken op een diepte van NAP +0,29 m. Een samenvatting van de proef is weergegeven in onderstaande figuur.

<u>Consolidatiefase:</u>		Isotroop	Anisotroop					
Effectieve celdruk	σ'_{hc}	255,9	256,0	kPa				
Effectieve axiale druk	σ'_{vc}	255,9	334,0	kPa				
	K0	1,00	0,77	[-]				
Monsterhoogte	h_c	132,1	131,2	mm				
Monsterooppervlak	A_c	33,8	35,3	cm ²				
Monstervolume	V_c	446,3	442,9	cm ³				
Nat volumegewicht	γ_n	19,6	19,7	kN/m ³				
Droog volumegewicht	γ_{dr}	15,8	15,9	kN/m ³				
Watergehalte	W_c	24,4	24,0	%				
t100	t100	45,1		min				
<u>Belastingsfase:</u>								
Axiale reksnelheid	v		0,91	%/uur				
Deviatorspanning	q_u (max)		248,0	kPa				
Axiale rek bij maximale deviatorspanning	$\epsilon_{qu(max)}$		18,5	%				
Ongedraineerde schuifsterkte	f_{undr}		124,0	kPa				
	s'		233,2	kPa				
Effectieve spanning Axiaal	σ'_1		357,2	kPa				
Effectieve spanning Radiaal	σ'_3		109,2	kPa				
<u>Bij 50% max. bezwijkdeviatorspanning:</u>								
Ongedraineerde elasticiteitsmodulus	$E_{undr,50}$		24,1	MPa				
Axiale rek	$\epsilon_{b,50}$		0,35	%				
<u>Eindresultaat beproeving:</u>								
Monstervolume	V_b		442,9	cm ³				
Watergehalte	W_e		23,4	%				
<u>Percentage rek</u>								
			<i>Rek bij bezwijken</i>	<i>Maximale rek</i>				
s'	0	2	5	15	25	18,5	26,1	%
t	294,8	209,8	203,6	229,2	233,7	233,2	234,1	kPa
t	38,9	97,7	107,5	123,1	121,6	124,0	121,0	kPa
σ'_3	255,9	112,1	96,1	106,1	112,1	109,2	113,1	kPa
σ'_1	333,8	307,4	311,0	352,3	355,4	357,2	355,1	kPa
Eundr	[-]	5,88	2,74	1,12	0,66	0,92	0,63	MPa

INPIJN-BLOKPOEL ingenieursbureau

De bijbehorende CRS-proef is weergegeven in de volgende figuur.

CRS proef - Isotachen methode

Boring	AW235.+128_B_BIT	Soort proefstuk	Ongeroerd uit steekbus
Monster	mo-03	Testmethode	Constant rate of strain
Diepte	1,15 [m-mv]	Klassificatie	Klei, zwak zandig, zwak humeus
	0,74 [m tov NAP]	[NEN-5104]	

Initiële eigenschappen:

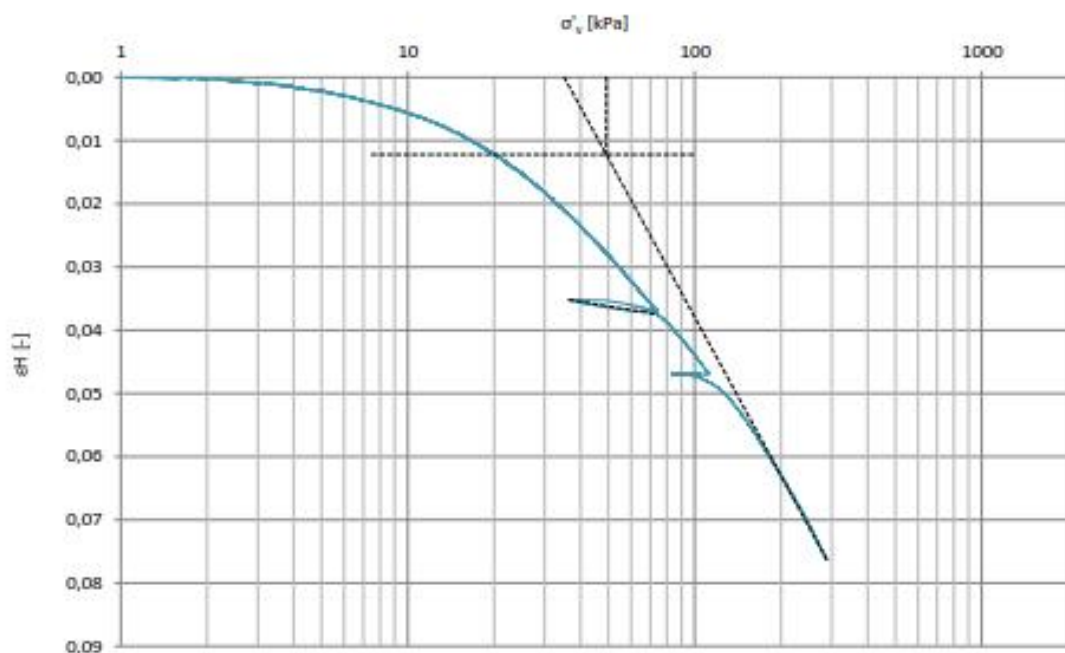
Datum start proef		20-09-2017	[-]
Hoogte	h_i	20,0	[mm]
Diameter	D_i	63,5	[mm]
Nat volumegewicht	γ_i	20,5	[kN/m ³]
Droog volumegewicht	γ_d	16,4	[kN/m ³]
Watergehalte	W_i	24,9	[%]
Terreinspanning	$\sigma'_{v=}$	20,1	[kPa]

Proefresultaten:

<i>Isotachen</i>			
a	3,280E-03	[-]	
b	3,024E-02	[-]	
c	1,950E-03	[-]	
P_g	49,2	[kPa]	
W_u	27,0	[%]	
B	200	[kPa]	

Gegevens tijdens proef:

Max. relatieve wateroverspanning	9,00	[%]	Relaxatieduur	16,0	[uur]
Peff start ontlastfase	74	[kPa]	Peff einde ontlastfase	37	[kPa]
Peff start relaxfase	112	[kPa]	Peff einde relaxfase	84	[kPa]
Peff einde proef	288	[kPa]			



Uit de CRS-proef worden de volgende stijfheidsparameters voor het SS en HS model bepaald. Voor het SS model geldt:

$$\lambda = 0.03620 \text{ [-]}$$

$$\kappa = 0.00657 \text{ [-]}$$

Dit zijn de monster-specifieke stijfheidsparameters die in de Soil tester gebruikt worden om de laboratoriumproef na te rekenen. In de FORM-analyse worden de veralgemeniseerde stijfheidsparameters uit de Alblasserwaard aangehouden, zie Bijlage III.

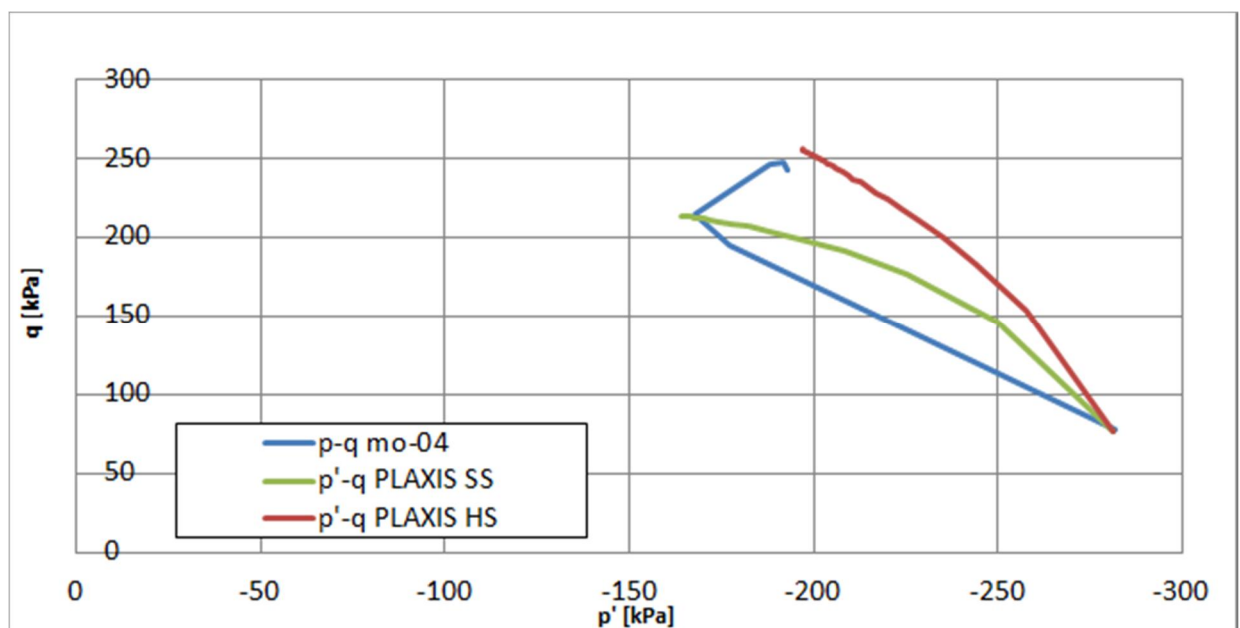
De bijbehorende HS parameters zijn:

$$E_{oed;ref} = 2762 \text{ kPa}$$

$$E_{ur;ref} = 5524 \text{ kPa}$$

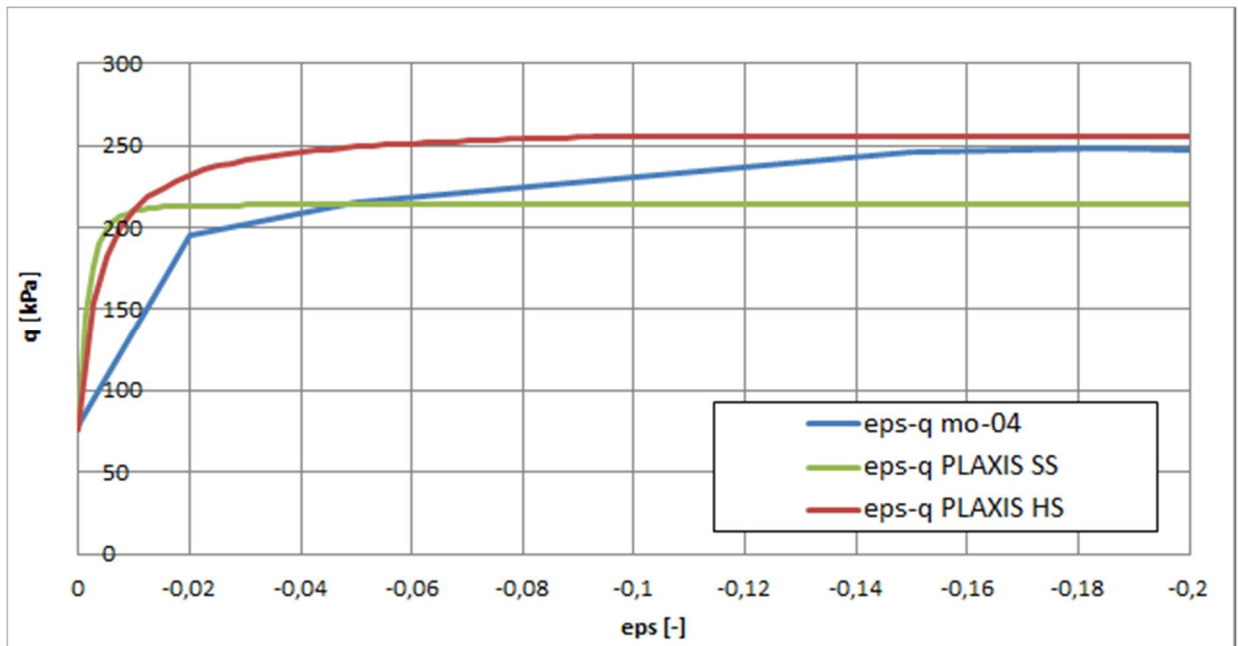
$$E_{50;ref} = 30400 \text{ kPa.}$$

Uit de CAU proef kan de j'_{cv} worden bepaald. Er geldt $\varphi'_{cv} = \sin^{-1} t/s'$. Hierbij wordt de piekwaarde gebruikt daar deze het best overeenkomt met de CSSM-theorie uitgaande van een normaal geconsolideerd monster. Er volgt $\varphi'_{cv} = 32^\circ$ waarbij is uitgegaan van het s'-t punt voordat het materiaal dilatant gedrag vertoont. Voor de bepaling van de $K_{0;nc}$ wordt voor het Soft Soil de strategie gehanteerd waarbij de MC bezwijklijn en de CSL lijn in triaxiale compressie samenvallen. Er volgt $K_{0;nc} = +/- 0,53$. Voor het HS model wordt een waarde van $K_{0;nc} = 0,5$ gehanteerd. Opgemerkt wordt dat voor het organisch materiaal normaliter een waarde in de orde van de $K_{0;nc} = 0,3 \text{ á } 0,35$ verwacht wordt. Het gebruik van een dusdanig lage $K_{0;nc}$ in zowel HS als SS levert geen goede fit op met de proefresultaten, waarschijnlijk vanwege de hogere waarde die tijdens de laboratoriumproeven wordt aangehouden. De vergelijking tussen de CAU proef en de twee modellen waarbij de hoge waarden van de $K_{0;nc}$ gehanteerd zijn weergegeven in Figuur 6.



Figuur 6: Vergelijking p-q' relatie CAU proef op dijkenglei Mo-03 (AW235.+128_B_BIT) met PLAXIS SS en HS.

De vergelijking van het spannings-rek tussen de proef en de twee modellen is weergegeven in Figuur 7. Opgemerkt wordt dat het verloop in het begin van de proef lastig te vergelijken valt met de modellen daar er geen datapunten beschikbaar zijn in het "small strain" bereik.



Figuur 7: Vergelijking σ - ϵ verloop van CAU proef op dijkkenlei Mo-03 (AW235. + 128_B_BIT) met Plaxis SS en HS.

Geconcludeerd wordt dat ook voor de dijkkenlei een relatief hoge $K_{0;nc}$ gehanteerd moet worden in zowel het HS als SS model om het gemeten verloop in de proef goed te kunnen benaderen. Omdat de resulterende φ_{cv} relatief klein is zal de $K_{0;nc}$ ook relatief groot zijn middels zowel Jaky (HS) als in het SS model. Ook voor dijkkenlei geldt dat SS beter lijkt te presteren dan HS. Echter vanwege het feit dat de dijk vaak opgebouwd wordt met hogere waarden van de cohesie (gebruik van "opbouwcohesie") in de dijkkenlei geldt dat omwille van die reden het HS model gehanteerd wordt.

Bijlage III: Overzicht te hanteren parameters voor de FORM analyse

Beschrijving	Model	Y_{dry}/Y_{sat} [kN/m ³]	$j'_{cv,gem}$ [deg]	$j'_{cv,stdev}$ [deg]	ψ [deg]	c' [kPa]	$K_{0,nc}$ [-]	$E_{50,ref}^{*})$ [kPa]	$E_{oed,ref}^{*})$ [kPa]	$E_{ur,ref}^{*})$ [kPa]	v_{ur} [-]	POP [kPa]	m [-]	p'_{ref} [kPa]	k^*	l^*
Diepveen (9-veen)	SS	10-12	32.42	5.32	0.0	1.0	Max	592	296	2083	0.15	24	1	100	0.096	0.338
Veen (4-veen)	SS	10-11	32.42	5.32	0.0	1.0	Max	639	319	2222	0.15	24	1	100	0.090	0.313
Kleilig veen (4a-veen)	SS	11-12	32.42	5.32	0.0	1.0	Max	719	360	2857	0.15	24	1	100	0.070	0.278
Venige klei (15-komklei)	SS	12-14	32.42	5.32	0.0	1.0	Max	985	492	400	0.15	24	1	100	0.050	0.203
Klei (16-Gorkum)	SS	14-16	41,49	5,89	0.0	1.0	Max	1418	709	8333	0.15	24 (diepere lagen) 35 (toplagen)	1	100	0.024	0.141
Zandige klei (31- Kreftenheye) (12-Tiel)	SS	16-20	36.44	2,87	0.0	1.0	Max	2381	1190	14285	0.15	24 (diepere lagen) 35 (toplagen)	1	100	0.014	0.084
Antropogeen (OB)	HS	16-20	36.44	2,87	0.0	1.0	1- sin(phi)	3448	1724	20000	0.15	37	1	100	0.010	0.058
Pleistoceen	HS	19-21	38	2	j -30	1.0	1- sin(phi)	30000	30000	90000	0.20	0	0.5	100	n/a	n/a

C. Materialen Plaxis geometrie FORM analyses

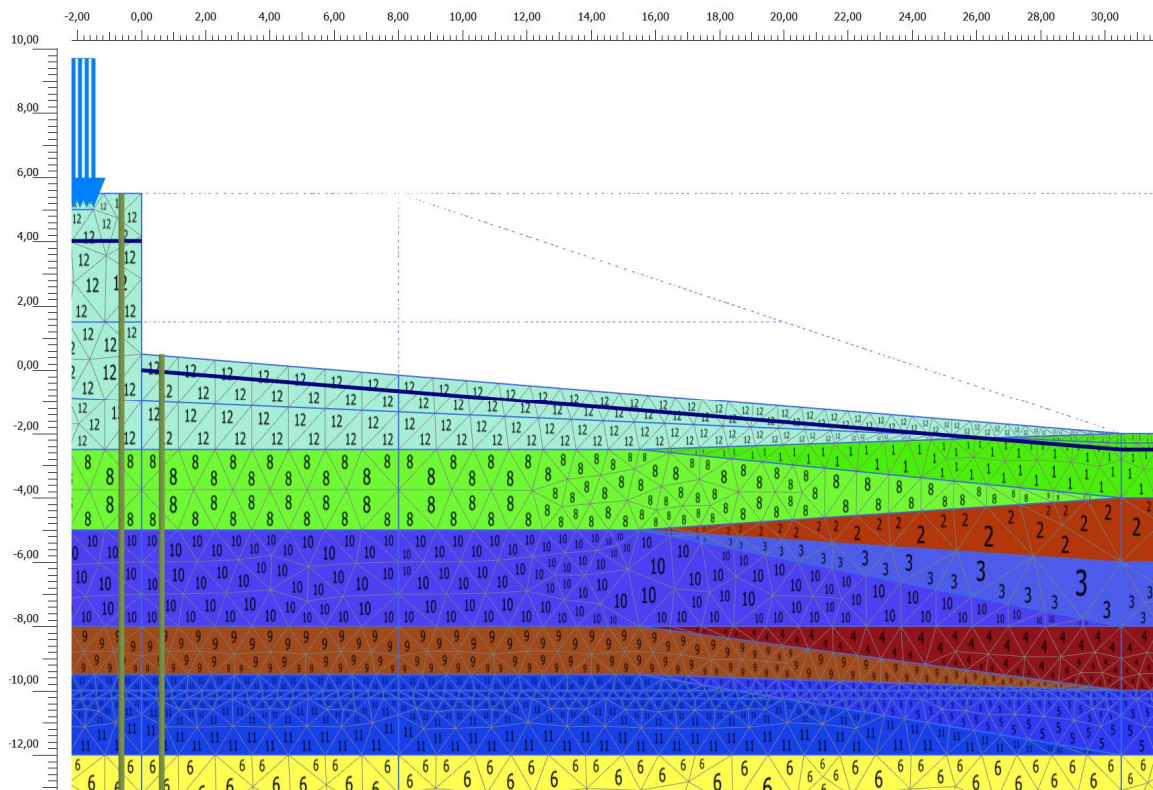
De materialen, met de bijbehorende stochastische parameters, die in de analyses zijn gebruikt zijn weergegeven in Tabel 6.

Tabel 6: Grondsoorten en stochastische parameters in de Plaxis analyses

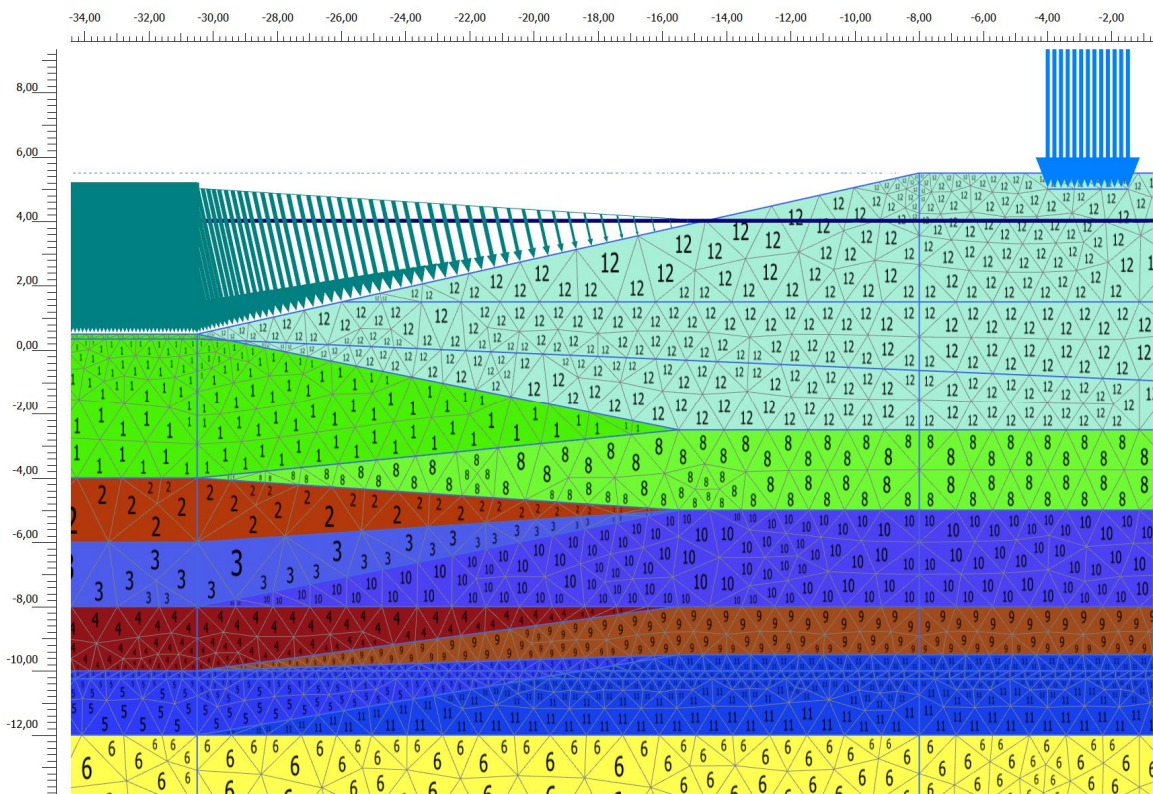
Grondsoorten en stochastische parameters in de Plaxis analyses										
Hardening Soil:										
Grondsoort (nr. in Plaxis)	V		j		E ₅₀		POP			
	[kN/m ²]		[°]		[kN/m ³]		[kN/m ³]			
	Gem.	SD	Gem.	SD	Gem.	SD	Gem.	SD	Gem.	SD
Antropogeen (12)	18,0	0,9	36,44	2,87	3448	344,83,7	37	3,7		
Pleistoceen (6)	19,0	0,95	38,0	2,0	30000	3000	-	-		
Soft Soil:										
Grondsoort (nr. in Plaxis)	V		j		λ*		κ*		POP	
	[kN/m ²]		[°]		[-]		[-]		[-]	
	Gem.	SD	Gem.	SD	Gem.	SD	Gem.	SD	Gem.	SD
S12_Tiel_n (1)	16,5	0,825	36,44	2,87	0,084	0,0084	0,014	0,0014	35	3,5
S12_Tiel_o (8)	17,0	0,825	36,44	2,87	0,084	0,0084	0,014	0,0014	35	3,5
S4_Veen_n (2)	10,8	0,54	32,42	5,32	0,313	0,313	0,09	0,009	24	2,4
S16_Gorkum_n (3)	15,5	0,775	41,49	5,89	0,141	0,0141	0,024	0,0024	24	2,4
S16_Gorkum_o (10)	16,0	0,775	41,49	5,89	0,141	0,0141	0,024	0,0024	24	2,4
S9_Veen_n (4)	10,8	0,54	32,42	5,32	0,338	0,0338	0,096	0,0096	24	2,4
S9_Veen_o (9)	10,8	0,54	32,42	5,32	0,338	0,0338	0,096	0,0096	24	2,4
S31_Kreftenheye_n (5)	16,0	0,8	36,44	2,87	0,084	0,0084	0,14	0,0014	24	2,4
S31_Kreftenheye_o (11)	16,5	0,8	36,44	2,87	0,084	0,0084	0,14	0,0014	24	2,4

De lagen waarin deze materialen in de geometrie aanwezig zijn, zijn hieronder weergegeven in Figuur 16 en Figuur 17.

In het model is onderscheid gemaakt voor lagen onder en naast de dijk. Het verschil hierin zit in het volumieke gewicht zoals vermeld in paragraaf 4.2.3. Aangezien deze laag van oorsprong identiek is, gelden de stochastische waarden bepaald in de Toolkit voor beide het gedeelte onder en naast de dijk. In de Toolkit worden bijvoorbeeld enkel parameters voor S12_Tiel_[parameter] bepaald. Deze worden vervolgens met scripting toegewezen aan de lagen S12_Tiel_n en S12_Tiel_o, waarbij het volumieke gewicht van S12_Tiel_o, 0,5 kN/m² hoger is dan S12_Tiel_n.



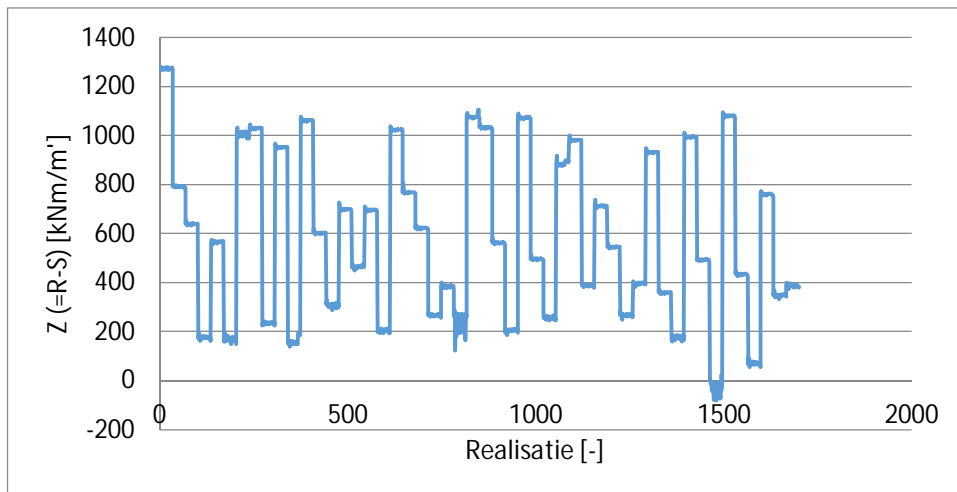
Figuur 16: Laagindeling Plaxis basissom binnentalud.



Figuur 17: Laagindeling Plaxis basissom buitentalud.

D. Probabilistic Toolkit instellingen

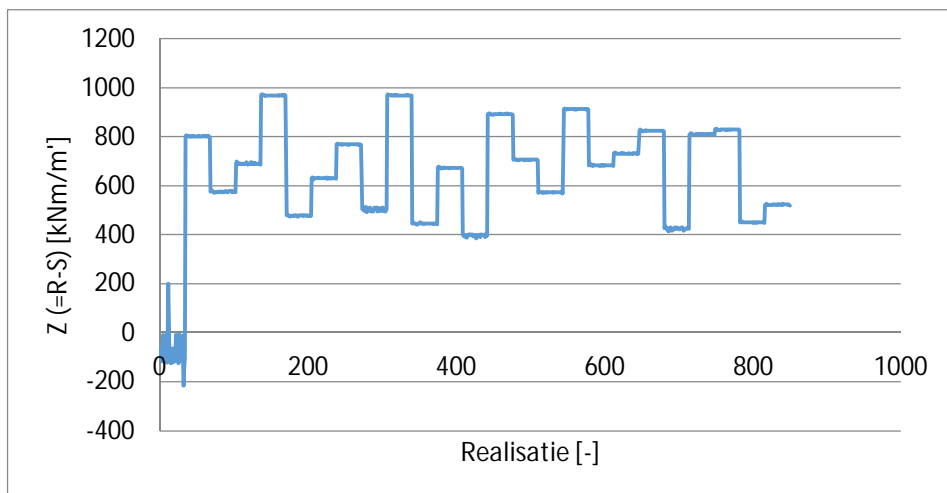
In verband met het uitblijven van convergentie naar het bezwijkmoment tijdens de eerste paar FORM runs (zie onderstaande figuur), zijn een aantal stappen ondernomen om dit te verhelpen. Deze stappen worden hieronder nader besproken. Bij het bepalen van de verschillende stappen is veelvuldig contact geweest tussen ABT en Deltares om tot een optimale besluitvorming te komen.



Figuur 18: Faalfunctie per iteratie voor de eerste FORM run. (50 iteraties; relaxatiefactor 0,75; stapgrootte 0,3; bezwijkmoment 2296 kNm/m²)

Gestuurde FORM

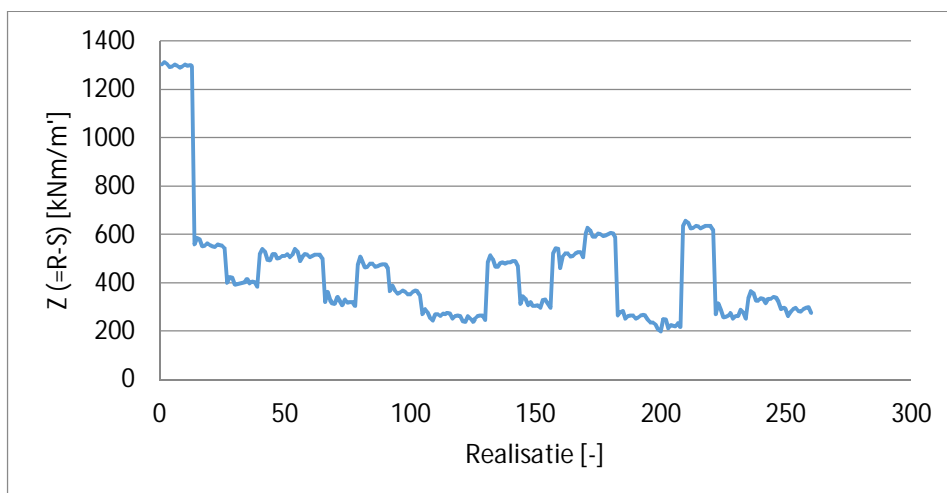
De eerste stap was de sturing van de FORM in de richting van het bezwijkmoment. Hiervoor is uit de eerste FORM run de iteratie bekeken waarbij het hoogste moment berekend werd. De bijbehorende grondparameters (E , j , etc.) die tot dit hoogste moment leiden, zijn als startwaarden gebruikt bij de tweede FORM in het kader van “een zet in de goede richting”. In deze som zijn tevens de relaxatiefactor en de stapgrootte gereduceerd. Er werd echter geen convergentie naar het bezwijkmoment gevonden zoals kan worden gezien in Figuur 19. De FORM analyse leek ergens te convergeren tussen het gemiddelde- en het bezwijkmoment in plaats van de gewenste convergentie rondom $Z=0$.



Figuur 19: Convergentie gestuurde FORM (25 iteraties; relaxatiefactor 0,5; stapgrootte 0,1; bezwijkmoment 2296 kNm/m²)

Parameter reductie

Op basis van het uitblijven van convergentie en de lange tijd die nodig was voor de sommen, is besloten het aantal stochasten in de berekening te reduceren. In eerste instantie waren dit er 33, die nu gereduceerd zijn naar 12. Ook dit leverde geen juiste convergentie op, maar wel een aanzienlijk kortere rekentijd (ca. 60% korter). In Figuur 20 zijn de resultaten van deze som weergegeven. De overgebleven parameters in de som zijn als volgt: Antropogeen_V, Antropogeen_phi, S12_Tiel_V, S12_Tiel_phi, S4_Veen_V, S4_Veen_phi, S16_Gorkum_V, S16_Gorkum_phi, S9_veen_V, S31_Kreftenheye_V, S31_Kreftenheye_phi en de modelfactor.



Figuur 20: Convergentie Gereduceerde FORM (25 iteraties; relaxatiefactor 0,5; stapgrootte 0,5; bezwijkmoment 2296 kNm/m²)

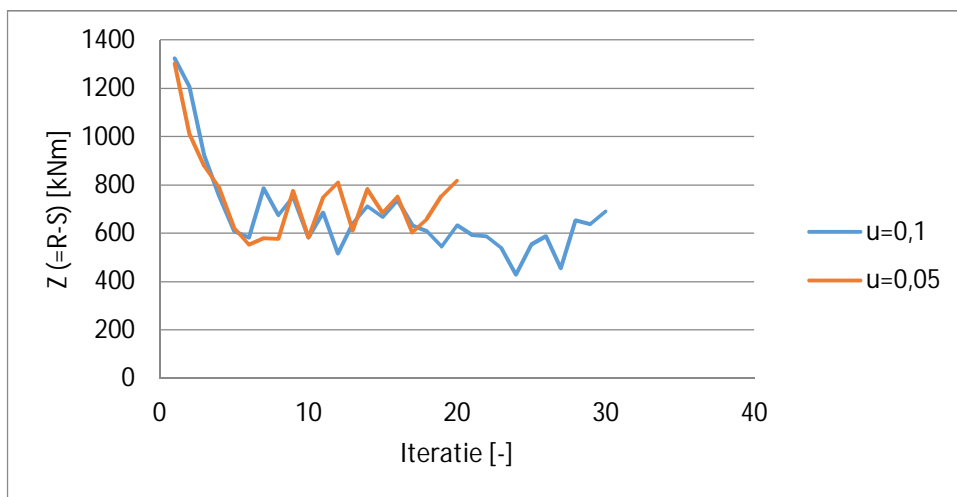
Op basis van deze som zijn vervolgens een aantal analyses uitgevoerd om de rekenparameters in de Toolkit te verfijnen en de link tussen de Toolkit en Plaxis te verifiëren. Deze zijn uitgevoerd voor:

- Stapgrootte
- Relaxatiefactor
- Bezwijkmoment
- Convergentiecriteria

Bij deze analyses is steeds uitgegaan dat convergentie binnen 15 tot 20 iteraties zichtbaar moet zijn.

Stapgrootte

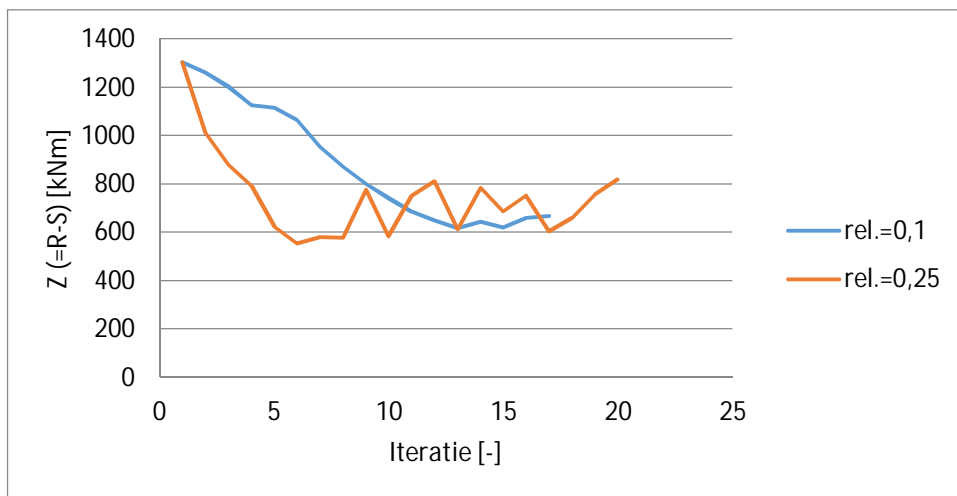
De eerste analyse is uitgevoerd om de invloed van de stapgrootte te bepalen. Hiervoor zijn 2 runs gedraaid voor een stapgrootte van $|u| = 0,1$ en $0,05$. De resultaten van deze runs zijn gepresenteerd in Figuur 21. Gezien de ontwikkeling van de convergentielijn over de iteraties kan geconcludeerd worden dat aanpassing van deze rekenparameter weinig invloed heeft op de convergentie.



Figuur 21: Analyse stapgrootte (relaxatiefactor 0,25; bezwijkmoment 2296 kNm/m^2)

Relaxatiefactor

De analyse voor de invloed van de relaxatiefactor toonde dat bij een kleinere waarde, de convergentielijn een gladder verloop krijgt. Voor convergentie is het van belang dat de relaxatiefactor klein genoeg is om uiteindelijk aan de convergentie criteria te voldoen. Gevolg van een kleinere relaxatiefactor is echter dat de convergentie minder snel optreedt. Ondanks het gladdere verloop wordt ook hiermee echter geen goede convergentie ($Z=0$) verkregen, zie Figuur 22.

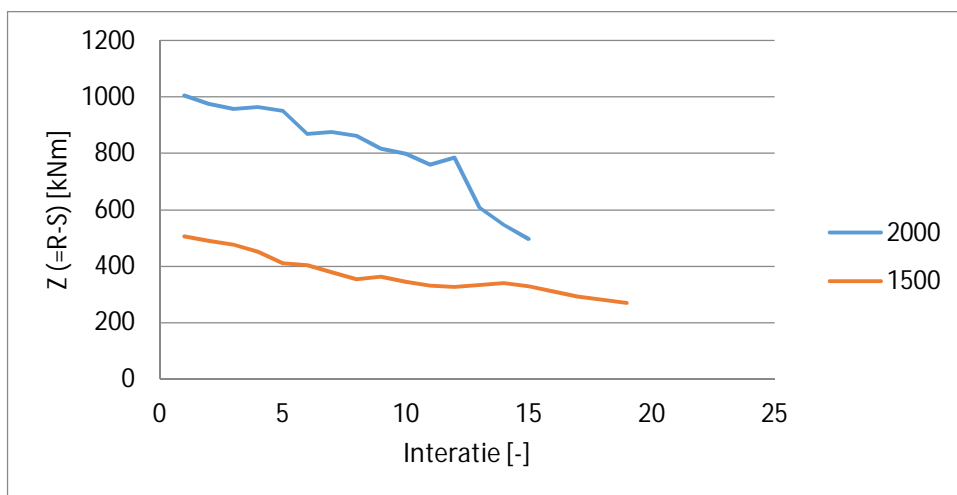


Figuur 22: Analyse relaxatiefactor (stapgrootte 0,1; bezwijkmoment 2296 kNm/m')

Bezwijkmoment

Uit de bovenstaande resultaten blijkt dat ondanks aanpassingen in de rekenparameters geen convergentie richting $Z = 0$ wordt gevonden. De analyse blijft steeds steken rond een verschil tussen capaciteit en belasting van 600 tot 800 kNm/m'. Om deze reden is ook een analyse uitgevoerd naar de invloed van het bezwijkmoment. Hiervoor zijn fictieve bezwijkmomenten van 2000 en 1500 kNm/m' aangehouden.

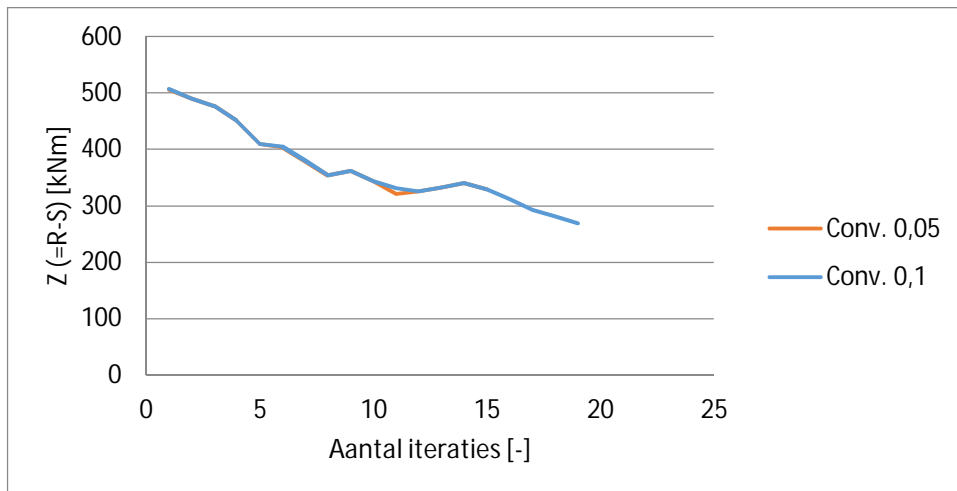
Resultaten van deze analyses zijn gepresenteerd in Figuur 23; hierin is te zien dat het bezwijkmoment invloed heeft op de manier van convergeren, maar dat er nog steeds geen voldoende snelle convergentie richting de bezwijkdefinitie ontstaat (in de wetenschap dat een FORM binnen 20 iteraties redelijk geconvergeerd moet zijn).



Figuur 23: Analyse bezwijkmoment (stapgrootte 0,1; relaxatiefactor 0,1)

Convergentiecriteria

In deze stap is onderzocht of de convergentie criteria van invloed waren op het niet-convergeren van de FORM. Dit bleek niet het geval te zijn zoals in de onderstaande figuur kan worden gezien. Dit is logisch aangezien Z nog ver boven de 0 zit en de convergentie criteria dus nog niet gehaald zijn.



Figuur 24: Analyse convergentiecriteria (stapgrootte 0,1; relaxatiefactor 0,1; Mmax 1500 kNm/m')

Toolkit-Python-Plaxis

Aangezien het aanpassen van de rekenparameters en de bezwijkmomenten geen 'probleem oplossende' werking bleken te hebben, is er overgegaan op een grondige analyse van de communicatie tussen de Toolkit en Plaxis. Het is, in theorie, namelijk mogelijk dat het script niet naar behoren werkt en verkeerde waarden van stochasten of momenten rond stuurt waardoor de FORM analyse niet kan convergeren. Om dit nader te onderzoeken zijn 2 analyses uitgevoerd met betrekking tot het script:

- Momentverschillen tussen de Toolkit en Plaxis
- verschillen tussen de invoer vanuit de Toolkit en handmatige invoer in Plaxis

Momentverschillen Toolkit/Plaxis

Allereerst is tijdens de analyse van het script gekeken naar verschillen tussen wat Plaxis als maximum moment in de som berekend heeft en wat de Toolkit als moment ingevoerd heeft gekregen. Om dit te doen zijn 13 sommen tijdens de FORM berekeningen opgeslagen en naderhand gecheckt. De verschillen tussen de momenten in de wand in Plaxis en wat er in de Toolkit stond waren echter minimaal (variërend van 0,04 t/m -0,03). Deze kleine verschillen komen vanuit het afgeronde moment dat getoond wordt in de Toolkit.

Verschillen handmatige en script invoer van de grondparameters

Naast de vergelijking van de momenten is nagegaan of het script de grondparameters die stochastisch bepaald worden door de Toolkit, juist invoert in Plaxis. Hiervoor zijn de parameters vanuit de Toolkit handmatig ingevoerd in een Plaxis som, waarvan vervolgens de uitkomst vergeleken werd met tussentijds opgeslagen sommen vanuit een 'normale' FORM run.

De verschillen hierin waren met ca. 2 tot 12 kNm/m' aanzienlijk groter dan de verschillen tussen de maximum optredende momenten in Plaxis en de Toolkit. Deze verschillen kunnen echter goed verklaard worden door afrondingsfouten. Bij de handmatige invoer in Plaxis zijn namelijk waarden ingevoerd die te zien waren in het '*Realizations*'-tabje in de Toolkit. Deze waarden worden echter afgerond getoond, terwijl ze via het script niet afgerond ingevoerd worden in Plaxis, wat dus weer voor kleine verschillen kan zorgen. Bij exact dezelfde invoerparameters tot alle cijfers achter de komma zijn de resultaten hetzelfde.

Conclusie Toolkit-Python-Plaxis

Op basis van de uitgevoerde testen en verificaties rond de FORM wordt geconcludeerd dat het script naar behoren werkt en dat het uitblijven van convergentie in de FORM analyses niet wordt veroorzaakt door 'communicatie fouten'. Ook aanpassingen in de rekenparameters in de Toolkit bleken niet tot convergentie te leiden.

Het is onbekend waar het uitblijven van de convergentie in de FORM analyses aan te wijten is. Het is mogelijk dat het aangehouden model te complex is om goed te analyseren met een FORM.

Bij de uitgevoerde analyses is gekeken naar de invloed van de volgende parameters: Antropogeen_V, Antropogeen_phi, S12_Tiel_V, S12_Tiel_phi, S4_Veen_V, S4_Veen_phi, S16_Gorkum_V, S16_Gorkum_phi, S9_veen_V, S31_Kreftenheye_V, S31_Kreftenheye_phi en de modelfactor. De materialen met bijbehorende stochastische parameters zijn weergegeven in Tabel 6 van bijlage C.