POVM Ongedraineerd rekenen

Ondersteuning referentieprojecten; Invloed TCO bij stabiliteitsberekeningen

POV MACRO STABILITEIT

Auteur: C. Zwanenburg

Datum: juni 2016 **Versie: 1**

Project
1220505-002

Pagina's
39

Trefwoorden
POVM, ongedraineerde stabiliteitsanalyse dijken, sterkte dijklichaam, Tension Cut Off, Eindige Elementen Methode

Samenvatting
In het toetsen van waterkeringen en ontwerpen van dijkversterkingen vindt een omslag plaats naar het gebruik van het critical state soil mechanics, cssm, in het modelleren van het grondgedrag. In de uitwerking van het toepassen van cssm in de stabiliteitsanalyses van dijken zijn nog een aantal vragen over de modellering van het sterktegedrag van het dijklichaam. Een van deze vragen heeft betrekking op het toepassen van het Tension Cut Off criterium. In verschillende internationale handboeken wordt voorgeschreven het potentieel optreden van trekspanningen te modelleren door middel van een zone waar geen sterkte aan toegekend wordt. In de Nederlandse praktijk is het niet gebruikelijk om een zone, zonder sterkte, in het dijklichaam te modelleren. Bij gebruik van gedraineerde sterkte-eigenschappen met het Mohr-Coulomb criterium, zoals tot voor kort gebruikelijk was, is de invloed op de berekende evenwichtsfactor van het wel of niet meenemen van een trekzone gering. Bij het toepassen van een uniforme, ongedraineerde, schuifsterkte voor het dijksmateriaal kan de invloed significant zijn.

In een voorgaande studie, opgenomen in de bijlagen van dit rapport, wordt geconcludeerd dat het verwaarlozen van de sterkte van een deel van het dijklichaam, zoals in sommige internationale voorschriften wordt voorgeschreven te conservatief is. Dit rapport werkt een alternatieve, minder conservatieve, werkwijze uit. Op basis van EEM-berekeningen is nagegaan hoe het toepassen van TCO condities doorwerkt in de maximaal te mobiliseren schuifweerstand. Op basis van de EEM-berekeningen wordt een werkwijze voor het schematiseren van de sterkte-eigenschappen voor het dijksmateriaal in analytische limit equilibrium methoden, LEM, zoals methode Bishop, LiftVan en Spencer, vastgesteld. Voorgesteld wordt om een Tension Cut Off criterium uit te werken in het maximaliseren van de schuifweerstand als functie van de diepte. Dit leidt ertoe dat de sterkte in het dijklichaam wordt gemodelleerd met een in de diepte toenemende sterkte in de toplaag. De sterkte verloopt van geen sterkte aan het oppervlak tot de sterkte een waarde heeft bereikt gelijk aan de sterkte die volgt uit de laboratoriumproeven of correlaties met sonderingen.

Gezien de resultaten van laboratoriumproeven op dijksmateriaal wordt verwacht dat de voorgestelde werkwijze conservatief zal blijken te zijn en dat later optimalisatie mogelijk is.

Referenties
201510439/332802

POV MACRO STABILITEIT

Project
1220505-002

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
	juni 2016	Cor Zwanenburg		Hans Teunissen		Leo Voogt	

Status
Definitief

29 juni 2016, definitief

Inhoud

1 Inleiding **1**
1.1 1
1.2 Achtergrond 1
1.3 Doel van het onderzoek 2
1.4 Relatie met overige POVM onderdelen 2
1.5 Achtergrond 3
1.6 Werkwijze 9
1.7 Uitgangspunten en definities 9

2 1e serie berekeningen; uniforme condities dijk en ondergrond **11**
2.1 Beschrijving uitgevoerde berekeningen 11
2.1.1 Basisberekening 11
2.1.2 Variant berekeningen 12
2.2 Analyse berekeningsresultaten 19

3 2e serie berekeningen **25**
3.1 Toelichting varianten 25
3.2 Resultaten 25

4 Discussie en Conclusies **37**
4.1 Discussie 37
4.2 Conclusies 38

Bijlage(n)

Literatuur **1**

A Hoe om te gaan met dijksmateriaal in de stabiliteitsanalyses van dijken **A-1**

1 Inleiding

1.1 Achtergrond

Het onderzoeksprogramma Project Overstijgende Verkenningen – Macrostabiliteit, POVM, stelt zich tot doel het introduceren van innovatieve dijkversterkingsmethoden en/of ontwerpmethoden te stimuleren. Het stimuleren van innovatieve dijkversterkingstechnieken kent verschillende aspecten die zijn ondergebracht in verschillende clusters van het POVM onderzoeksprogramma. Een van deze clusters is de cluster rekentechnieken. Het cluster rekentechnieken heeft tot doel rekentechnieken te ontwikkelen of te optimaliseren waarmee innovatieve dijkversterkingen kunnen worden ontworpen of nieuwe ontwerpmethoden kunnen worden toegepast.

Om richting te geven is het onderzoek dat binnen de POVM wordt uitgevoerd gekoppeld aan dijkversterkingsprojecten die op korte termijn in uitvoering gaan. Deze projecten zijn aangeduid met referentieprojecten. Het betreft de volgende projecten:

- versterking Markermeerdijken, MMD.
- versterking dijktraject Gorkum – Waardenburg, GoWa.
- versterking dijktraject Tiel – Waardenburg, TiWa.
- versterking Hollandse IJsseldijk traject Capelle – Moordrecht, CM.
- versterkingsproject Verbetering IJsseldijk Gouda, VIJG.
- versterkingsproject Krachtige IJsseldijken Krimpenerwaard, KIJK.

In de afgelopen jaren is het kader van het Rijkswaterstaat onderzoekprogramma Wettelijk BeheersInstrumentarium, WBI en in het onderzoeksprogramma Dijken op Veen, DoV, gewerkt aan een alternatieve methode voor het berekenen van de stabiliteit van dijken. Deze methode gaat uit van het raamwerk dat critical state soil mechanics biedt voor het beschrijven van het grondgedrag. Tevens is er voor gekozen om het sterktegedrag van slecht doorlatende lagen zoals klei en veen als ongedraineerd te beschouwen. De onderbouwing van en toelichting op deze keuze is beschreven in van Duinen (2014), van den Berg et al (2014).

Momenteel wordt gewerkt aan het (voor)ontwerp van verschillende dijkversterkingsprojecten, waaronder de bovengenoemde referentieprojecten. Een van de onderdelen van het onderzoek dat wordt gecoördineerd door de rekencluster van de POVM betreft de ondersteuning van de ontwerpteams van de referentieprojecten bij de introductie van de WBI / DoV werkwijze. De ondersteuning betreft voornamelijk het beantwoorden van inhoudelijke vragen. Een van deze vragen heeft betrekking op de wijze waarop de sterkte van het dijklichaam wordt geschematiseerd. Hier is een verschil tussen de werkwijze die van oudsher in Nederland wordt toegepast en de werkwijze die door sommige internationale partijen wordt toegepast.

In een berekening van de spanningen in de kruin van een dijklichaam kunnen zich relatief hoge horizontale trekspanningen voordoen. Conform de theorie van critical state soil mechanics kan grond over het algemeen geen trekspanning opnemen. Optreden van trekspanning zou leiden tot trekscheuren. Van oudsher is het in de Nederlandse praktijk niet gebruikelijk om rekening te houden met dergelijke trekscheuren. In het “Handbook Slope Stability” (USACE, 2013) en het International Levee Handbook, IHL (CIRIA, 2013) wordt wel aangegeven dat met een dergelijke trekscheur rekening

gehouden zou moeten worden. Een dergelijke scheur zou moeten worden geschematiseerd door over een deel van het dijklichaam geen sterkte toe te kennen. De hoogte waarover geen sterkte toegekend zou moeten worden hangt af van de gehanteerde sterkte-eigenschappen voor het dijksmateriaal. Hoe hoger de sterkte-eigenschappen hoe groter die zone zou moeten zijn.

In de Nederlandse praktijk werd tot voor kort gebruik gemaakt van de gedraineerde sterkte eigenschappen cohesie, c' en hoek van inwendige wrijving φ', waarbij een lage waarde voor de cohesie werd toegepast. Hierdoor was het verschil in uiteindelijk berekeningsresultaat tussen de Nederlandse en de aanpak van het USACE / ILH beperkt. Nu in Nederland wordt overgegaan op ongedraineerde sterkte eigenschappen zou het verschil mogelijk groter kunnen worden.

In het memo 1210707-012-GEO-0001 d.d 16 december 2015, die als bijlage A aan dit rapport is toegevoegd, is aangegeven dat het ontwerpen van een dijkversterking waarbij aan de kruin deels geen sterkte wordt toegekend te conservatief is. Wel is aangegeven dat rekening dient te worden gehouden met de begrenzing van de maximale sterkte als gevolg van het bereiken van het Tension Cut Off, TCO, criterium. In eindige elementen methoden kan automatisch rekening worden gehouden met het TCO criterium. Bij de Limit Equilibrium Methoden, LEM, zoals methode Bishop, LiftVan en Spencer kan dit niet automatisch en dien te gebruiker zelf, indien gewenst, de sterkte eigenschappen aan het TCO criterium aan te passen. In dit rapport wordt, op basis van een vergelijking met enkele EEM berekeningen, een voorstel gedaan hoe een dergelijke aanpassing van de sterkte eigenschappen voor het TCO criterium in een LEM analyse kan worden uitgevoerd.

1.2 Doel van het onderzoek

Doel van het onderzoek is een verdere onderbouwing te geven voor de werkwijze waarop het Tension Cut Off criterium in LEM analyses kan worden toegepast. De onderbouwing van de voorgestelde werkwijze volgt uit de resultaten van EEM-berekeningen.

1.3 Relatie met overige POVM onderdelen

In de inleiding is aangegeven dat het POVM onderzoek is onderverdeeld in enkele clusters. Een van deze clusters is de cluster rekentechnieken. Binnen de cluster rekentechnieken vallen enkele deelonderzoeken. Een van deze deelonderzoeken is het onderzoek getiteld *ongedraineerd rekenen.* Het deelonderzoek *ongedraineerd rekenen* heeft betrekking op de verschillende vragen die leven rondom het introduceren van de WBI / DoV werkwijze voor het bepalen van de stabiliteit van waterkeringen. Hieronder vallen een aantal onderwerpen:

- Ondersteuning referentieprojecten.
- Parameterbepaling.
- Ontwerpaspecten.

Voor een toelichting op de onderwerpen wordt verwezen naar het plan van aanpak[1].

Het onderwerp *ondersteuning referentieprojecten* is ingevuld door het beantwoorden van vragen die bij het ontwerp van de verschillende referentieprojecten naar voren kwamen.

[1] *http://www.povmacrostabiliteit.nl/wp-content/uploads/2015/03/Plan-van-Aanpak-ongedraineerde-analyse-ref-projecten.pdf*

Bij de introductie van de WBI- en DoV-werkwijze voor het bepalen van stabiliteit van waterkeringen zijn veel vragen gesteld. Sommige vragen zijn snel beantwoord, andere vragen vergen nader onderzoek. Het onderdeel *ondersteuning referentieprojecten* heeft dan ook geleid tot meerdere rapportages. In totaal worden er vier rapportages opgeleverd:

- Parameterbepaling voor leem en siltige klei.
- Het toepassen van het Tension Cut Off criterium in stabiliteitsberekeningen van dijken.
- Nadere onderbouwing uitwerking veiligheidsfilosofie.
- Inhoudelijke vragen.

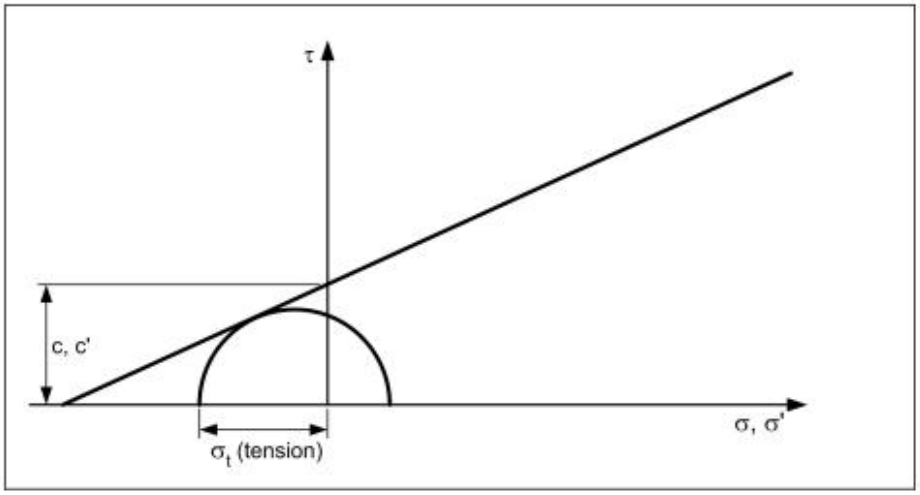
De voorliggende rapportage is de tweede rapportage uit de bovenstaande opsomming.

In het onderwerp *Ontwerpaspecten*, zie eerste hierboven beschreven opsomming, wordt ingegaan op het bepalen van de sterkte van de te ontwerpen versterking. Dit onderwerp raakt de vraag die in dit rapport wordt uitgewerkt.

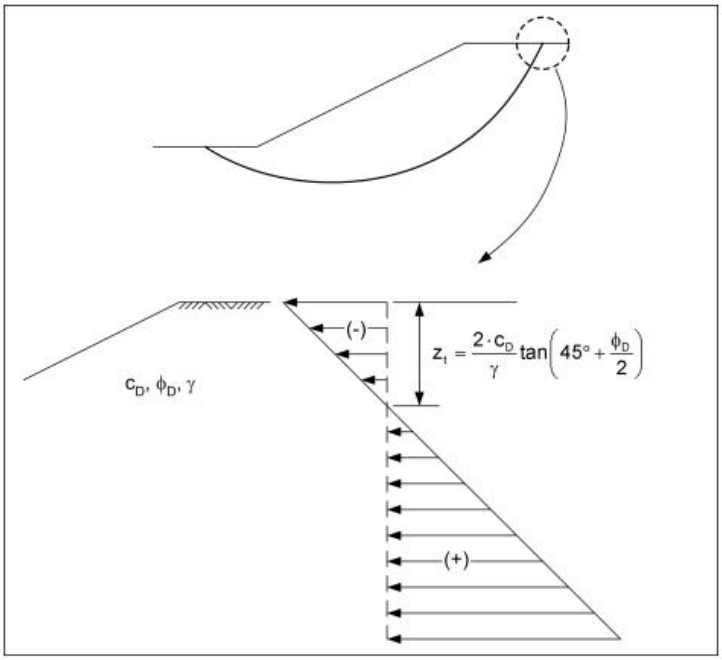
1.4 Achtergrond

Deze paragraaf geeft de theoretische achtergrond van het voorstel hoe moet worden omgegaan met het Tension Cut Off criterium in stabiliteitsberekeningen. De tekst is gedeeltelijk ontleend aan de memo die is op genomen in de bijlagen van dit rapport. Deze paragraaf eindigt met twee hypotheses die met behulp van eindig elementen berekeningen in de volgende hoofdstukken worden uitgewerkt.

In het Handbook slope stability, USACE(2013) en international levee handbook, CIRIA (2013) wordt voorgeschreven rekening te houden met een verticale scheur aan het intredepunt van de glijcirkel. De achtergrond van deze scheur is de verwachte trekspanning die in horizontale richting ontstaat wanneer de maximale schuifweerstand wordt gemobiliseerd. Figuur 1.1 geeft een toelichting. Opgemerkt wordt dat Figuur 1.1 en Figuur 1.2 zijn overgenomen uit USACE (2013). In USACE (2013) is de definitie gehanteerd dat trekspanning negatief is en drukspanning positief. In het vervolg van dit rapport worden berekeningsresultaten besproken. De berekeningen zijn uitgevoerd met het computerprogramma PLAXIS. Het computerprogramma PLAXIS hanteert de algemeen toegepaste spanningsdefinitie waarbij drukspanningen negatief zijn en trekspanningen positief. Het gevolg hiervan is dat de spanningsdefinitie die in Figuur 1.1 en Figuur 1.2 zijn gehanteerd afwijken van de definitie die verder in dit rapport wordt gevolgd.



Figuur 1.1 Toelichting trekscheuren, Bezwijkcirkel van Mohr bij lage spanningen; laagste hoofdspanning geeft trek weer, uit USACE (2013)



Figuur 1.2 Schematisatie horizontale spanningen in dijklichaam, volgens actieve gronddruk theorie van Rankine, uit: USACE (2013); trekspanningen zijn aangegeven met een – teken

Figuur 1.1 toont de spanningscondities in de toplaag met behulp van een cirkel van Mohr. De cirkel geeft de condities weer waarbij de maximaal beschikbare schuifweerstand is gemobiliseerd; de cirkel raakt de bezwijkomhullende. De snijpunten van de cirkel met de horizontale as geven de hoofdspanningen weer. De maximale hoofdspanning is druk. De minimale hoofdspanning ligt aan de andere zijde van de oorsprong in de grafiek uit Figuur 1.1 en geeft in dit geval trek weer. Wanneer wordt aangenomen dat in de toplaag, ter plaats van de kruin, zich geen rotatie van hoofdspanningsrichting heeft voorgedaan komt de verticale spanning overeen met de

grootste hoofdspanning (druk), de horizontale spanning komt dan overeen met de kleinste hoofdspanning (trek). Over het algemeen wordt aangehouden dat grond geen of zeer weinig trekkracht kan opnemen. Dit zal leiden tot het ontstaan van een verticale trekscheur. Opgemerkt wordt dat laboratoriumproeven, over het algemeen, bij hoge(re) spanningen zijn uitgevoerd. Vervolgens wordt een extrapolatie naar lage spanningen uitgevoerd. Hierdoor kan de waarde van de cohesie hoger zijn dan de sterkte die lage spanning daadwerkelijk kan worden gemobiliseerd.

Er zijn verschillende formules waarmee de diepte van een trekscheur kan worden bepaald. Hierbij is de maximaal te bereiken diepte afhankelijk van de aangehouden sterkte eigenschappen en volumiek gewicht van het dijksmateriaal. De vergelijking uit Figuur 1.2 geeft bij een cohesie, c' = 2 kPa, een volumiek gewicht van γ = 15 kN/m^3 en een hoek van inwendige wrijving, φ' = 22,5° een scheurdiepte van 0,4 m. Bij c' = 25 kPa en φ' = 0°, feitelijk s_u = 25 kPa, wordt een scheurdiepte van 3 m gevonden. Dit toont aan dat bij de overstap van het gebruik van gedraineerde parameters, *c'* en *φ'* naar ongedraineerde sterkte parameter s_u het belangrijk is deze aspecten te (her)overwegen.

In de Nederlandse ingenieurspraktijk is het niet gebruikelijk om dergelijke scheuren in rekening te brengen. Echter, het is wel gebruikelijk om, bij gebruik van gedraineerde sterkte eigenschappen, met een relatief lage waarde voor de cohesie te werken. Het hierboven genoemde rekenvoorbeeld geeft aan dat bij geringe cohesie, c' = 2 kPa een beperkte scheurdiepte wordt gevonden. Indien onterecht geen rekening wordt gehouden met trekscheuren is de fout gering. Nu in de Nederlandse praktijk wordt overgegaan op het gebruik van de ongedraineerde schuifsterkte s_u, die significant hoger is dan de waarde die vroeger als cohesie in rekening werd gebracht komt de vraag naar voren hoe met dergelijke scheuren moet worden omgegaan. Hierbij worden de volgende opmerkingen gemaakt:

- De Mohr cirkel uit Figuur 1.1 geeft de situatie waarbij de optredende spanningen het vloeicriterium hebben bereikt. Immers de cirkel raakt de bezwijkomhullende. Onder dagelijkse omstandigheden zal de maximaal te mobiliseren schuifweerstand niet gemobiliseerd zijn, met andere woorden onder dagelijkse omstandigheden zal de cirkel kleiner zijn en onder de bezwijkomhullende liggen. In de toplaag van de kruin van het dijklichaam zal nog geen spanningsrotatie zijn opgetreden. Opgemerkt wordt dat andere belastingen zoals de verkeersbelasting hier buiten beschouwing wordt gelaten. De verticale effectieve spanning zal de grootste hoofdspanning zijn. Deze wordt bepaald door het gewicht van het dijksmateriaal en zal daarmee een drukspanning zijn. De toplaag van de kruin van het dijklichaam ligt over het algemeen ruim boven de grondwaterstand waardoor waterspanningen geen rol spelen. De horizontale spanning in de toplaag zal worden bepaald door de K_0 en de belastingsgeschiedenis. De horizontale spanning zal naar verwachting eveneens een drukspanning zijn. Uitzondering hierop vormt de situatie waarin droogtescheuren zijn ontstaan. Met andere woorden onder dagelijkse omstandigheden, met uitzondering van eventueel aanwezige droogtescheuren, zal de Mohr cirkel van de actuele effectieve spanningen geheel aan de drukzijde van de spanningsruimte, in Figuur 1.1, liggen.
- Indien er onder dagelijkse omstandigheden geen trekspanningen in de kruin van het dijklichaam aanwezig zijn, zoals in het voorgaande punt wordt toegelicht, zullen onder dagelijkse omstandigheden geen trekscheuren ontstaan.
- Als gevolg van een te steil talud kunnen oppervlakkige bezwijkmechanismen ontstaan. Deze oppervlakkige bezwijkmechanismen leiden tot het optreden van

trekscheuren. Met een goed ontwerp wordt een te steil binnentalud voorkomen. Het afschuiven van een te steil binnentalud is niet gecorreleerd aan het optreden van maatgevende waterstanden.

- Over het algemeen worden onder dagelijkse omstandigheden geen trekscheuren in Nederlandse dijken waargenomen. Er kunnen zich wel scheuren voordoen op de berm van het dijklichaam. Deze scheuren kunnen worden verklaard door het (zware) verkeer dat over de berm plaats vindt. Deze scheuren worden over het algemeen snel gerepareerd.
- Indien bekend is dat er zich in een specifiek dwarsprofiel waarvoor een stabiliteitsanalyse wordt uitgevoerd trekscheuren zich daadwerkelijk voordoen dienen de scheuren in de berekening te worden meegenomen. Echter, reparatie op korte termijn ligt voor de hand, er kan hier alleen sprake zijn van berekeningen tijdens een calamiteit.

Indien onder dagelijkse omstandigheden zich geen trekscheuren in de kruin van een dijk voordoen rijst de vraag of deze zich tijdens maatgevende omstandigheden, kort voor eventueel bezwijken voor kunnen doen, bijvoorbeeld als inleidend mechanisme. In de onderstaande tekst wordt toegelicht dat dit niet waarschijnlijk is.

In hoeverre in de toplaag bezwijken wordt gevonden zoals weergegeven met de cirkel van Mohr in Figuur 1.1 hangt af van het opgelegde spanningspad. In de toplaag van de kruin van het dijklichaam zal de verticale spanning niet toenemen. Hooguit in het geval dat de verkeersbelasting op de kruin gedraineerd in rekening wordt gebracht vindt er een toename van de verticale spanning in de toplaag van de kruin plaats. Het gedraineerd aanbrengen van de verkeersbelasting is niet gebruikelijk, echter voor het dijksmateriaal boven de grondwaterstand, of voor doorlatend dijksmateriaal niet onrealistisch. In dat geval beweegt de Mohr cirkel naar rechts in Figuur 1.1 en zal de kleinste hoofdspanning, op het moment van bezwijken, niet of slechts beperkt trek weergeven.

Door indringing van buitenwater kunnen de waterspanningen in het dijklichaam toenemen ook in de toplaag. Door toenemende waterspanning neemt de korrelspanning af. Indien de spanningen in de toplaag van de kruin van de dijk met cirkels van Mohr worden weergegeven zullen deze naar links zijn opgeschoven ten opzichte van de initiële conditie. Dit houdt in dat ze dichter naar de bezwijkomhullende zijn opgeschoven. Echter, met uitzondering van het eigen gewicht staat in de toplaag het poriewater niet onderdruk. Dit heeft tot gevolg dat na het indringen van het poriewater de horizontale effectieve spanning niet of zeer beperkt negatief (trek spanning) zullen zijn. Condities zoals weergegeven in Figuur 1.1 zullen door het indringen van water niet worden bereikt.

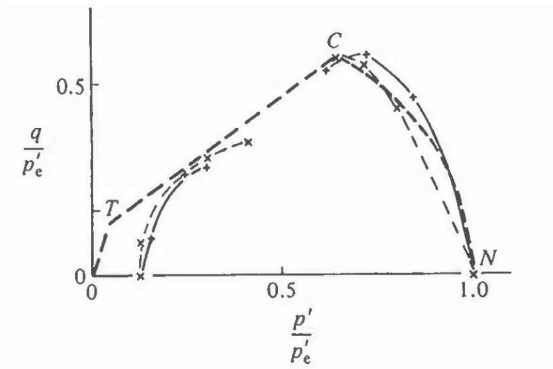
Naar verwachting zal bij het afschuiven van een dijklichaam, bezwijken van de toplaag worden gevonden doordat op lagere delen in het dijklichaam en ondergrond reeds bezwijken is opgetreden met vervormingen tot gevolg. Deze vervormingen leggen een schuifvervorming en bijbehorende schuifspanning op aan de toplaag van de kruin. Indien deze schuifspanning te groot wordt treedt bezwijken op. Dit houdt in dat het optreden van trekscheuren in een dijklichaam niet een inleidend mechanisme zal zijn, maar het gevolg van bezwijken op lagere diepte.

Hieruit wordt geconcludeerd dat het voor, Nederlandse, dijken niet voor de hand ligt om diepe trekscheuren te modelleren in een stabiliteitsanalyse. Bij deze conclusie volgt wel een belangrijke kanttekening.

De stabiliteit van de dijken wordt berekend met analytische methoden, Bishop, LiftVan en Spencer. Deze methoden gaan ervan uit dat langs het glijvlak de schuifweerstand gelijkmatige wordt gemobiliseerd. Een berekende evenwichtsfactor van SF = 1,0 wil zeggen dat langs het gehele glijvlak de maximaal te mobiliseren schuifweerstand is gemobiliseerd, bij een berekende evenwichtsfactor van SF = 2,0 is langs het gehele glijvlak de helft van de maximaal te mobiliseren weerstand gemobiliseerd, enzovoorts. Indien voor de sterkte van de toplaag een hoge s_u in rekening wordt gebracht kan dit betekenen dat er trekspanningen in de toplaag op zouden treden op het moment dat deze maximale sterkte ook daadwerkelijk wordt gemobiliseerd. Deze trekspanningen kunnen (onrealistisch) hoog worden. Eindige elementen berekeningen hebben de mogelijkheid trekspanningen in de berekening te voorkomen met een Tension Cut Off optie. Analytische rekenmodellen hebben deze optie niet, echter bij het vaststellen van de sterkte eigenschappen kan hier wel rekening mee gehouden worden.

Figuur 1.3 geeft een voorbeeld van een dimensieloos spanningspad uit Wood, 1990. De lijn OT geeft hier de Tension Cut Off, TCO, lijn weer. Hierbij worden de volgende opmerkingen gemaakt:

- De TCO-lijn wordt in Figuur 1.3 niet gevonden in de metingen, de metingen zijn bij hogere spanningen uitgevoerd.
- In triaxiale compressie proeven op veenmonsters wordt meestal gevonden dat het spanningspad de TCO lijn bereikt, waarna bezwijken van het monster wordt gevonden.
- In het *p' – q* diagram wordt de TCO lijn weergegeven door een lijn vanuit de oorsprong met een helling 1:3 (*p*':*q*).
- In het *s*'- *t* diagram is dit een lijn met een helling van 1:1.
- In een praktische toepassing kan de verticale effectieve spanning in de diepte worden bepaald. Hiermee kan de maximale sterkte die conform de TCO condities beschikbaar is in de diepte worden vastgesteld. Vervolgens kan een sterkteprofiel in de diepte worden gemaakt die start bij een sterkte gelijk aan 0 kPa aan het maaiveld en met de diepte lineair toeneemt tot de maximale sterkte uit laboratoriumproeven of correlatie met sondeerweerstanden is bereikt.



Figuur 1.3 Hvorslev contour, uit Wood (1990)

Uit de discussie rondom de eerder opgestelde memo, zie bijlage, volgde twee hypotheses met betrekking tot de mate waarin de sterkte met de diepte toeneemt in de TCO zone.

Hypothese 1:

Indien er geen spanningsrotatie optreedt, geldt dat de verticale effectieve spanning, σ'_v, de hoogste hoofdspanning is. De horizontale effectieve spanning is dan de laagste hoofdspanning. Per definitie is in de zone waar TCO optreedt de laagste hoofdspanning gelijk aan 0. Hieruit volgt $s' = (0 + \sigma'_v)/2$. Omdat de TCO-lijn een helling heeft gelijk aan $s':t = 1:1$ volgt $t = s' = \sigma'_v/2$ in de TCO zone.

Hypothese 2

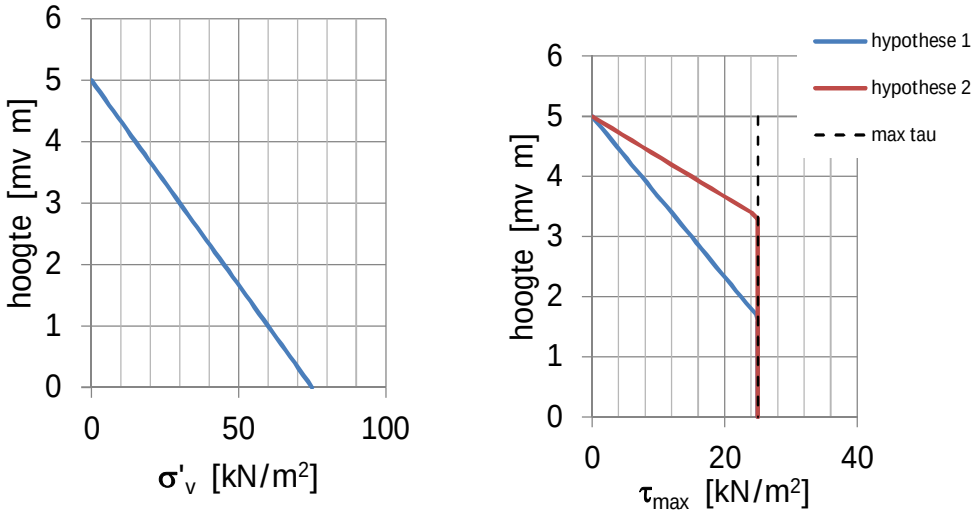
Indien het bezwijkmechanisme in de ondergrond als eerste optreedt, zal de grond in het dijklichaam bezwijken door de opgelegde vervorming. Langs het glijvlak aan de top van de kruin van het dijklichaam wordt een schuifvervorming opgelegd. Dit heeft een verdraaiing van hoofdspanningsrichting tot gevolg. Den Haan (2014) geeft aan dat bij het optreden van grote schuifvervorming de verticale horizontale spanning aan elkaar gelijk worden, $\sigma'_v = \sigma'_h$. Hieruit volgt $s' = (\sigma'_h + \sigma'_v)/2 = 2\sigma'_v/2 = \sigma'_v$. In combinatie met TCO condities volgt $t = s' = \sigma'_v$.

Voorbeeld;

Beide hypothesen worden toegelicht met het volgende getallen voorbeeld:

- dijkhoogte, 5 m
- volume gewicht dijksmateriaal; γ = 15 kN/m^2
- $s_{u,dijk}$ = 25 kN/m^2

Om dit voorbeeld eenvoudig te houden wordt geen rekening gehouden met de waterspanning; de effectieve spanning volgt rechtstreeks uit het volume gewicht.



Figuur 1.4 Toelichting op beide hypothesen

Figuur 1.4 geeft een voorbeeld hoe beide hypothesen uitwerken. De linker grafiek geeft de ontwikkeling van de verticale effectieve spanning in de diepte. De rechtergrafiek geeft de ontwikkeling van de te mobiliseren sterkte in de diepte. De maximaal te mobiliseren schuifweerstand is 25 kN/m^2. Deze waarde kan zijn bepaald uit laboratoriumonderzoek

of uit correlaties met sondeerweerstanden. Indien rekening wordt gehouden met TCO dient de sterkte in de toplaag te worden gereduceerd. Conform de beide hypothesen is de sterkte aan de top van de kruin van de dijk, mv + 5 m, gelijk aan $\tau = 0$. Vervolgens neemt de sterkte toe in de diepte met $\tau = 0{,}5\sigma'_v$, hypothese 1, of $\tau = \sigma'_v$, hypothese 2, tot de maximaal te mobiliseren schuifweerstand, $\tau_{max} = 25$ kN/m^2 is bereikt.

1.5 Werkwijze

Voor het maken van een onderbouwde keuze tussen beide hypotheses zijn enkele berekeningen met eindige elementen methoden uitgevoerd. Hierbij zijn berekeningen gemaakt met en zonder rekening te houden met Tension Cut Off. Elke berekening bestaat uit drie stappen, het activeren van het gewicht van de ondergrond, het activeren van het gewicht van het dijklichaam en het uitvoeren van een φ'/c' reductie. Vervolgens kan de gemobiliseerde schuifweerstand in het dijklichaam uit de berekeningen met en zonder rekening te houden met de TCO met elkaar worden vergeleken.

Als grondmodel wordt uitgegaan van het Mohr-Coulomb model. Hierbij wordt voor de wrijvingshoek de waarde 0 meegegeven waardoor het model reduceert tot een Tresca model. In het Tresca model wordt de sterkte met een parameter, hier c' beschreven. Door c' gelijk te kiezen aan de ongedraineerde schuifweerstand s_u wordt een model verkregen dat aansluit met de gebruikte analytische modellen.

De ontwikkeling van de spanningen in het dijklichaam en ondergrond is afhankelijk van het gebruikte materiaalmodel en de wijze waarop de spanningen worden geactiveerd. Tijdens de sterkte reductie fase, φ'/c' reductie, ontwikkelen de spanningen zich anders dan wanneer de belasting tot bezwijken optreedt zou worden opgevoerd. Daarom worden er berekeningen uitgevoerd met relatief hoge sterkte eigenschappen waardoor er een relatief lang traject van φ'/c' reductie nodig is en berekeningen waarin het dijklichaam na het activeren van het eigen gewicht net voldoende sterkte bezit.

Het Mohr-Coulomb model is een elasto-plastisch model. Dit heeft tot gevolg dat het materiaalgedrag perfect elastisch is totdat bezwijken optreedt. Dit is een sterke vereenvoudiging van werkelijk grondgedrag, echter het is goed geschikt voor het testen van beide hypothesen.

Er worden twee series berekeningen uitgevoerd. In de eerste serie wordt aan het dijklichaam en ondergrond dezelfde grondeigenschappen toegekend. In de berekening treedt dan bezwijken gelijkmatig op. In de tweede serie berekeningen wordt onderscheid gemaakt in eigenschappen die aan het dijklichaam worden toegekend en eigenschappen die aan de ondergrond worden toegekend. De tweede serie berekeningen geeft inzicht in de invloed van sterkte en stijfheidsverschillen in de ondergrond op bezwijkproces.

1.6 Uitgangspunten en definities

De berekeningen zijn uitgevoerd met het computerprogramma PLAXIS 2D, versie 2015. In PLAXIS wordt de volgende tekende afspraak gehanteerd:

- Trekspanningen positief.
- Drukspanningen negatief.

Als assenstelsel wordt aangehouden dat de y-richting de verticale richting weergeeft, x de horizontale richting en z de plane strain richting. Het assenstelsel is gegeven in figuur Figuur 2.1.

De berekeningen zijn uitgevoerd met het Mohr Coulomb model waarbij de ongedraineerde sterkte is gesimuleerd door te stellen dat c' = s_u en φ' = 0. Door de maximaal te mobiliseren schuifweerstand op te geven en niet te koppelen aan de effectieve spanningscondities hoeft niet expliciet rekening te worden gehouden met de waterspanning. In de berekeningen is dan ook geen stijghoogte op gegeven. Dit is een versimpeling van de werkelijkheid waarin het dijksmateriaal boven de grondwaterstand als gedraineerd zal worden beschouwd en dijksmateriaal on de grondwaterstand als ongedraineerd. Omdat hier expliciet wordt gekeken naar de invloed van het TCO criterium en niet zozeer een daadwerkelijke dijk wordt doorgerekend is deze vereenvoudiging gerechtvaardigd.

Opgemerkt wordt dat het TCO criterium in PLAXIS niet het scheurgedrag van grond weergeeft. Het stelt begrenzingen aan de optredende trekspanning, maar houdt bijvoorbeeld geen scheurbreedte bij en bij verdere belasting is er geen blijvend effect van het eerder in de berekening, lokaal, bereiken van het TCO criterium. In de hier gepresenteerde berekeningen wordt het TCO criterium gebruikt om grenzen te stellen aan de kleinste hoofdspanning. Hiermee wordt, conform Figuur 1.1, grenzen gesteld aan de maximaal te mobiliseren schuifweerstand in het dijklichaam.

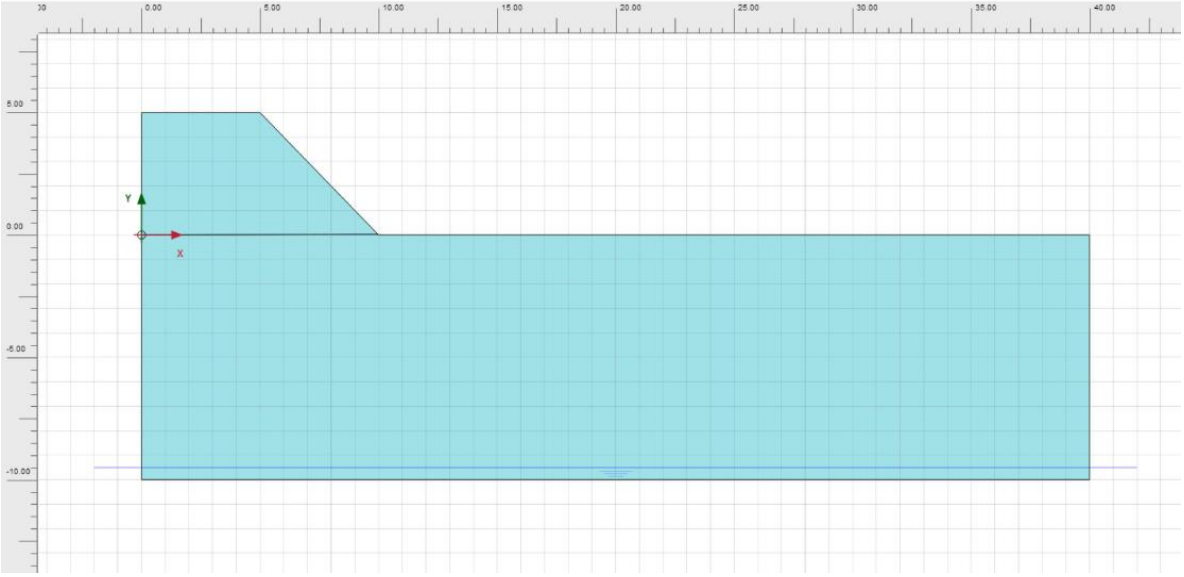
2 1e serie berekeningen; uniforme condities dijk en ondergrond

2.1 Beschrijving uitgevoerde berekeningen

2.1.1 Basisberekening

De geometrie is weergegeven in Figuur 2.1 De afmetingen zijn als volgt:

- Kruinbreedte 5 m.
- Talud hoogte 5 m.
- Helling 1:1.
- Dikte ondergrond 10 m.
- Afstand talud teen tot rechterrand 30 m.

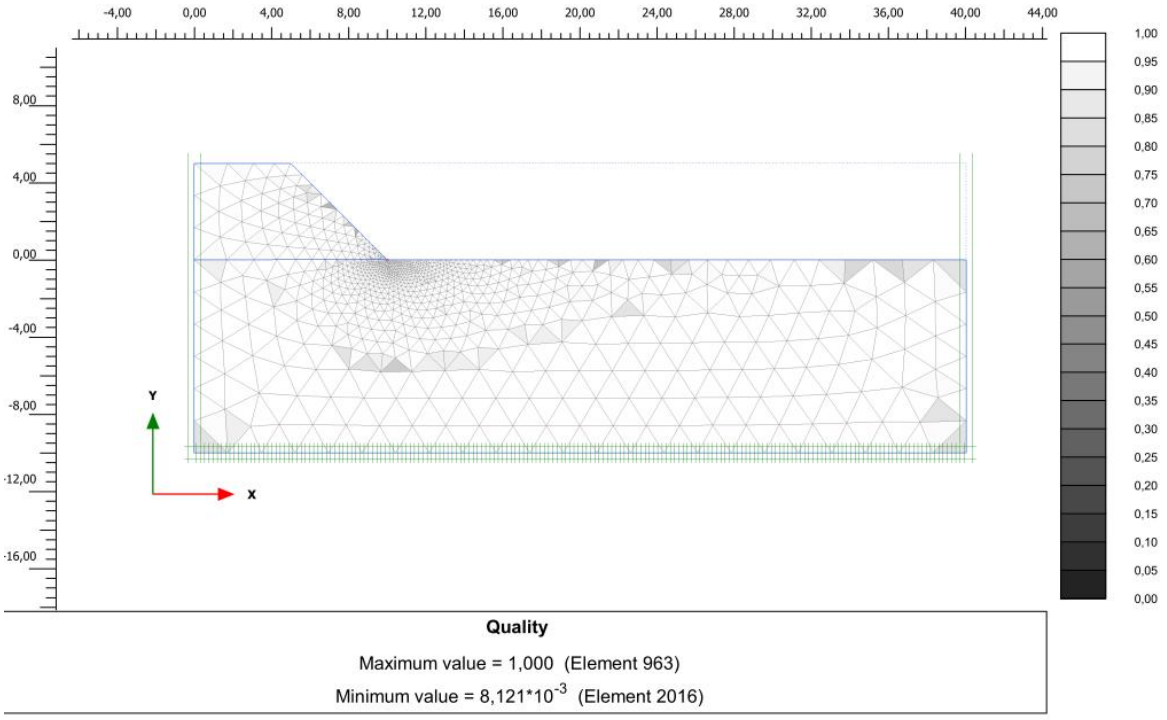


Figuur 2.1 Schematisatie basisberekening (Voorbeeld TCO_1)

Het voorgeschreven grondgedrag is voor het dijklichaam en ondergrond gelijk gekozen met de volgende eigenschappen:

- Materiaal model: Mohr Coulomb.
- Volume gewicht, γ = 15 kN/m^3.
- Cohesie, c' = 25 kN/m^2.
- Wrijvingshoek, φ' = 0,01°.
- Elasticiteitsmodulus, E = 1500 kN/m^2.
- Dwarscontractiecoëfficiënt, ν = 0,33.
- Tension Cut Off ***aan***.

De grondwaterstand is gelegen op -9,5 m. Dit is voldoende laag om het bezwijkproces verder niet te beïnvloeden. Opgemerkt wordt dat PLAXIS de mogelijkheid geeft de treksterkte op een bepaalde waarde te maximaliseren. In deze berekeningen is alleen gebruik gemaakt van de optie ***aan*** waarbij maximale trekspanning is toegestaan of optie ***uit*** waarbij geen enkele trekspanning is toegestaan.



Figuur 2.2 Toegepaste mesh en randvoorwaarden

Figuur 2.2 toont de gehanteerde mesh. In totaal zijn er 2025 15-knoops-elementen toegepast.

De berekening is in drie fasen uitgevoerd:
1 Initial phase: Activeren eigen gewicht ondergrond.
2 Stage construction: Activeren ophoging.
3 Safety analysis; φ'- c' reductive.

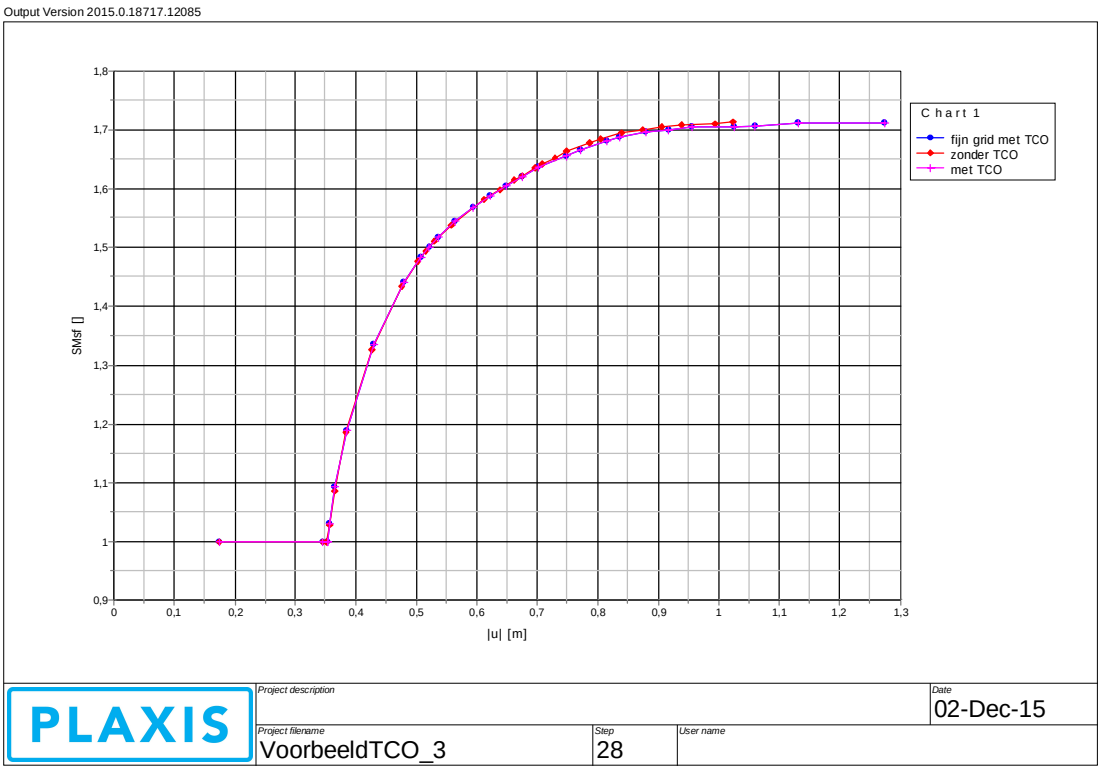
2.1.2 Variant berekeningen

Variant 2, (Voorbeeld TCO_2)
Deze berekening is conform de basisschematisatie uitgevoerd, echter bij materiaaleigenschappen is de Tension Cut Off ***uit*** gezet.

Variant 3, (Voorbeeld TCO_3)
Deze berekening is conform de basisschematisatie uitgevoerd, echter met een fijner mesh. Het doel van variant 3 is het controleren op meshafhankelijkheid. Het gebruikte mesh in variant 3 heeft 4123 15-knoopselementen.

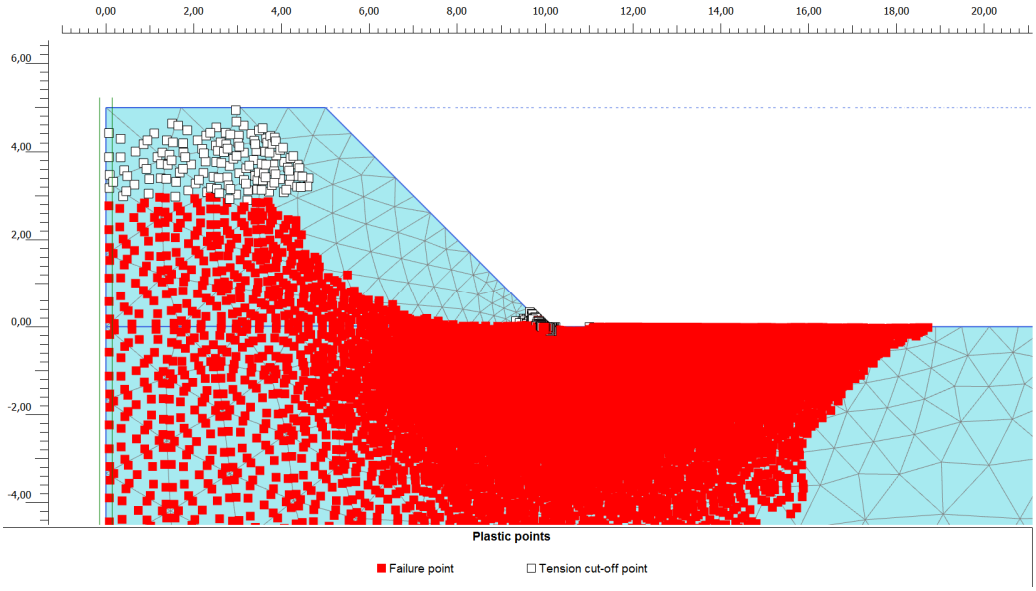
Variant 4, (Voorbeeld TCO_4)
Deze berekening is conform de basisschematisatie uitgevoerd, echter de cohesie, c', is verlaagd. De invoerwaarde is de oorspronkelijke waarde van de cohesie, c' = 25 kPa gedeeld door de berekende veiligheidsfactor, ΣMsf = 1,71 uit de basis schematisatie; c' = 25/1,71 = 14,62 kPa. N.B. in deze variant is de Tension Cut Off ***aan***.

Variant 5, (Voorbeeld TCO_5a)
Idem variant 4 waarbij Tension Cut Off ***uit*** is gezet.

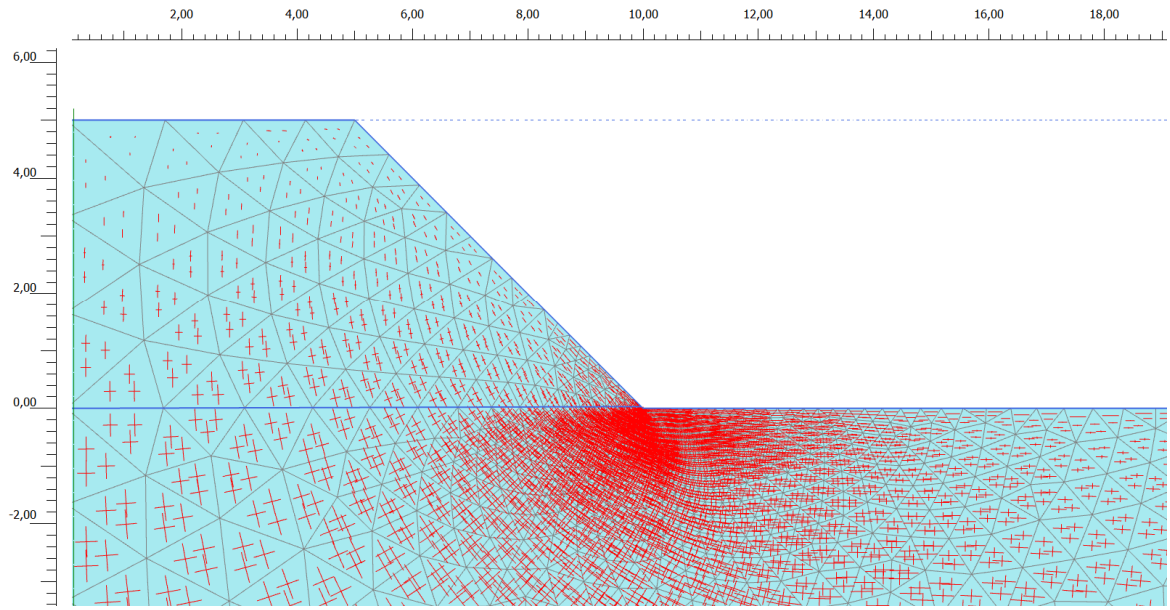


Figuur 2.3 Resultaat φ' – c reductie

Figuur 2.3 toont de ontwikkeling van de berekende evenwichtsfactor, voor basisberekening en de variantberekeningen 2 en 3. Voor alle 3 de berekeningen wordt dezelfde evenwichtsfactor berekend; ΣMsf = 1,7. Hieruit wordt geconcludeerd dat de toegepaste mesh voldoende fijn is, immers het verfijnen van de mesh levert geen verandering van de berekende evenwichtsfactor op. Ook wordt er in de berekende evenwichtsfactor geen wezenlijk verschil gevonden in de berekening met en zonder TCO.

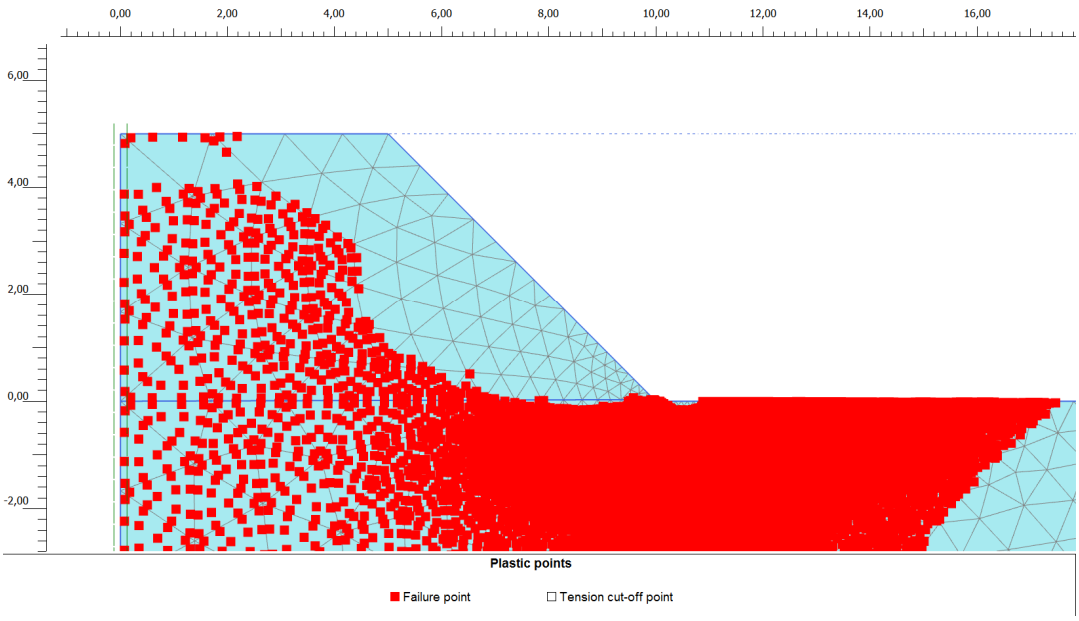


Figuur 2.4 Plastic points basisberekening, aan het einde van de φ' / c' reductie

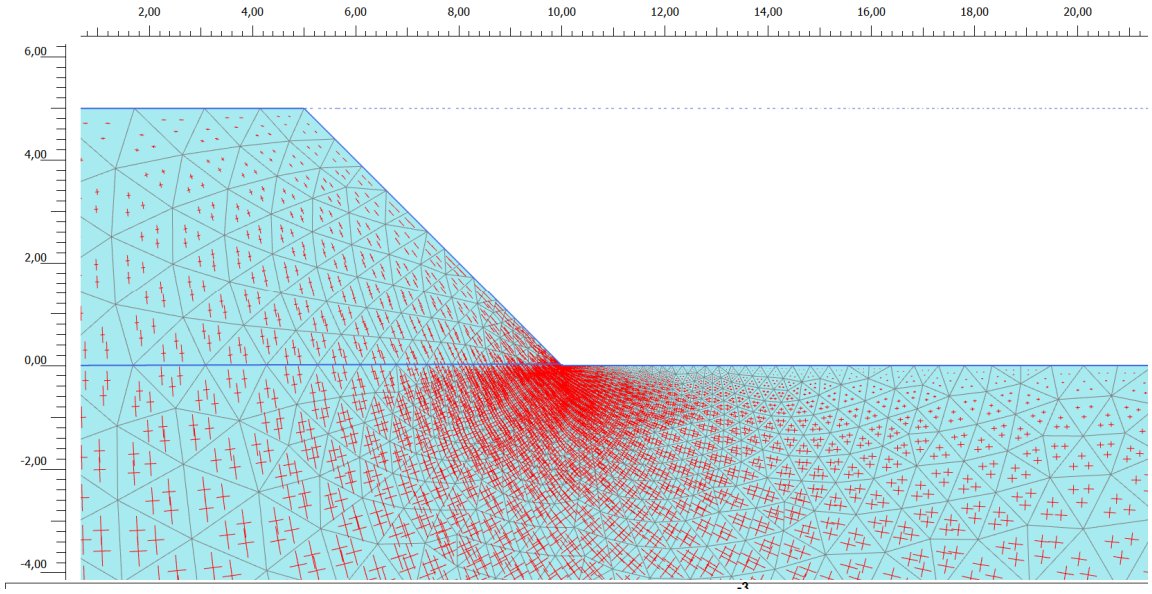


Figuur 2.5 Berekende hoofdspanningen na activeren eigen gewicht van het dijklichaam in de basisberekening

Figuur 2.4 toont de berekende plastische punten in de basisberekening. Boven, in de kruin van de dijk is een zone zichtbaar met Tension Cut Off points. Dit zijn de punten waar trekspanningen zich zouden voordoen indien de optie Tension Cut Off niet geactiveerd zou zijn. Het is opvallend dat, op een enkel punt na, de zone waarin de punten de Tension Cut Off bereiken niet doorloopt tot aan de kruin van de dijk. Met andere woorden aan het oppervlak treedt geen Tension Cut Off op, maar in de laag daaronder. Opgemerkt wordt dat aan de teen van het talud eveneens enige Tension Cut Off punten zich voordoen. Figuur 2.5 toont de berekende hoofdspanningen na het activeren van het eigen gewicht van het dijklichaam. Langs de randen van het model en daarmee ook in de toplaag van de dijk is de grootste hoofdspanning evenwijdig aan het oppervlak.



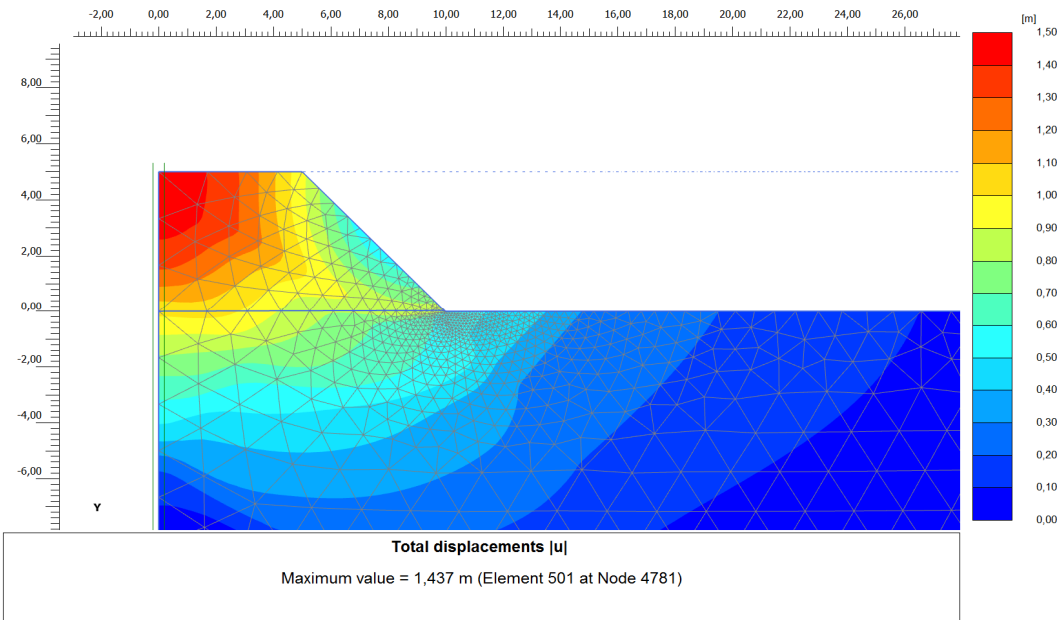
Figuur 2.6 Plastic points berekening voorbeeld TCO_2, aan het einde van de φ' / 'c reductie



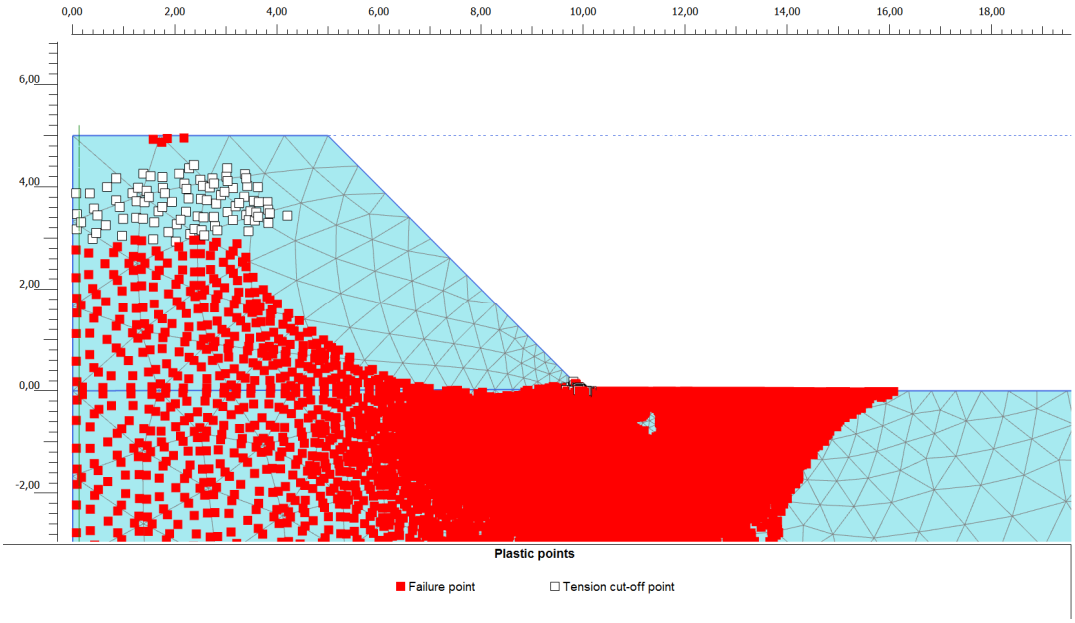
Figuur 2.7 Berekende hoofdspanningen na activeren eigen gewicht van het dijklichaam in berekening TCO_2

Figuur 2.6 toont de plastische punten die aan het einde van de φ' / c' reductie fase worden gevonden in de berekening waarin trekspanningen worden toegestaan; geen rekening houden met Tension Cut Off. Zoals verwacht mag worden, worden nu geen punten gemarkeerd als Tension Cut Off points. Opvallend is dat in de zone waar in de berekening met Tension Cut Off een zone met afgekapte trekspanning wordt gevonden, de witte blokjes in Figuur 2.4, de maximale schuifweerstand niet wordt gemobiliseerd. Figuur 2.7 toont de berekende hoofdspanningen na het activeren van het eigen gewicht van het dijklichaam.

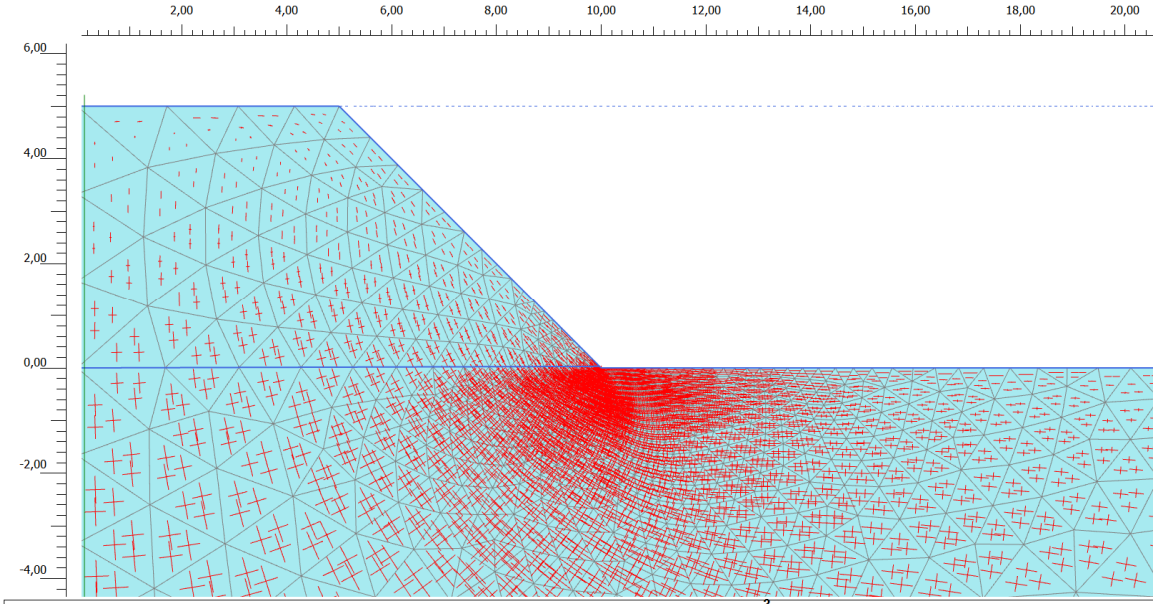
In de vierde en vijfde variant is de sterkte zodanig verlaagd dat de stabiliteit van het talud circa 1,0 is. In deze berekeningen wordt bezwijken van het talud niet gevonden door de sterkte eigenschappen te verlagen in de φ' / c' reductie fase, maar tijdens het aanbrengen van het eigen gewicht van het talud. Figuur 2.8 tot en met Figuur 2.13 tonen enkele resultaten van de berekeningen met en zonder Tension Cut Off. Hoewel het eigen gewicht van het dijklichaam in beide berekeningen zonder numerieke problemen kon worden geactiveerd, laat de grootte van de berekende verplaatsingen zien dat er sprake is van bezwijken.



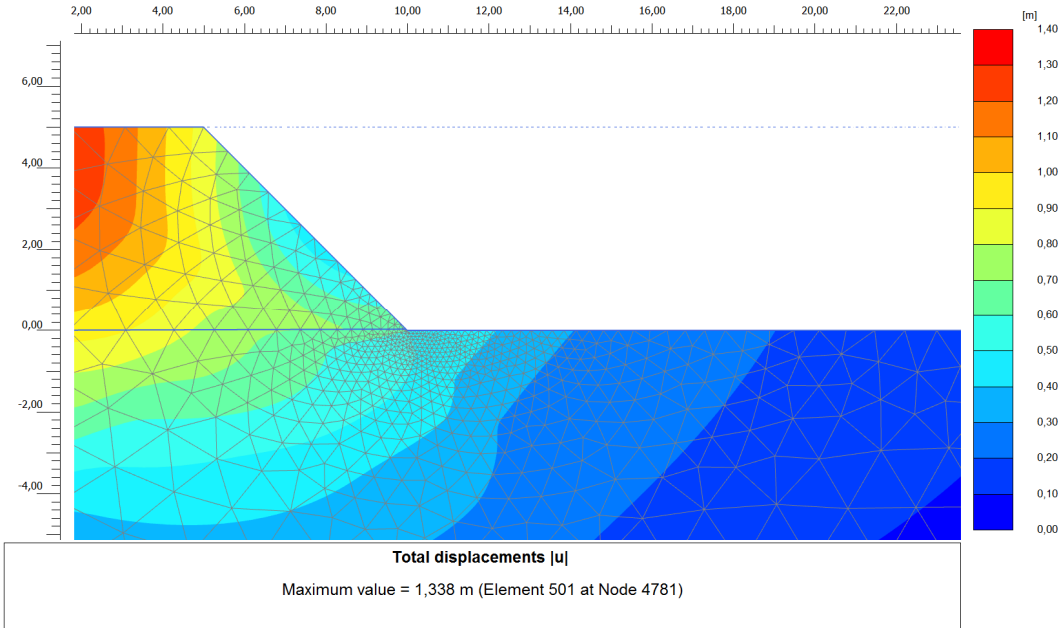
Figuur 2.8 Totale verplaatsingen, na activeren eigen gewicht talud berekend in variant 4



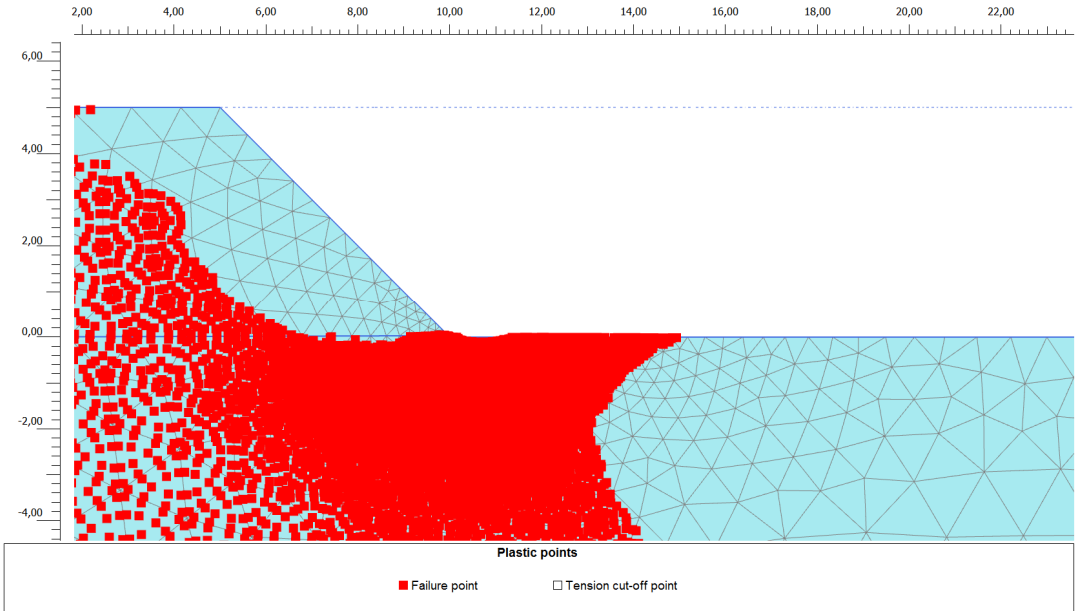
Figuur 2.9 Berekende Plastic Points en Tension Cut Off points na activeren eigen gewicht in variant 4



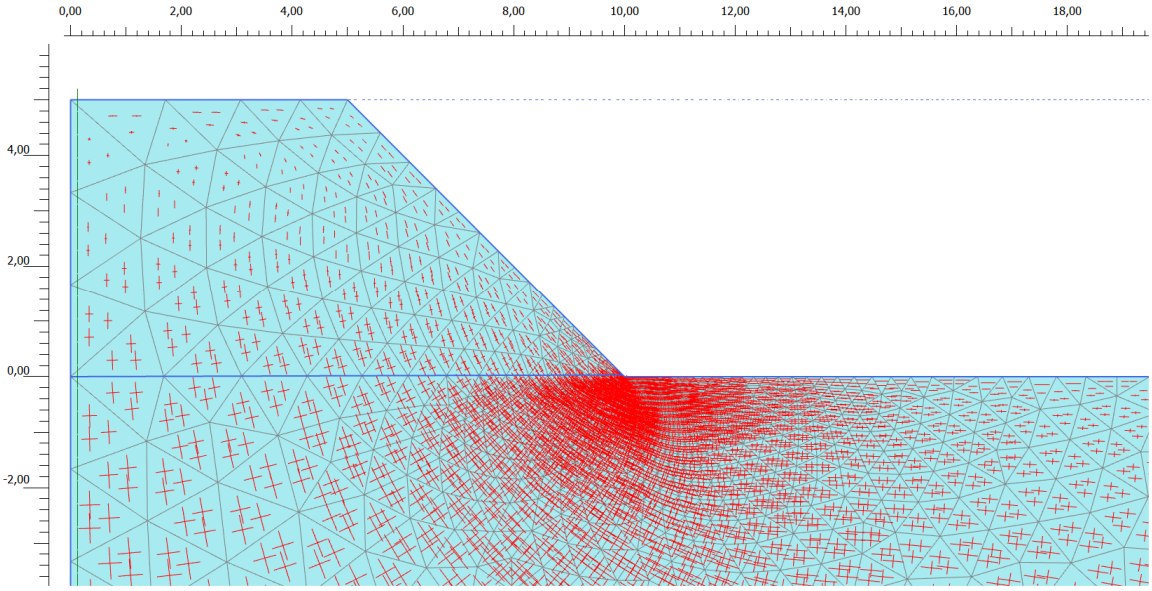
Figuur 2.10 Berekende hoofdspanningen na activeren eigen gewicht van het dijklichaam in berekening variant 4



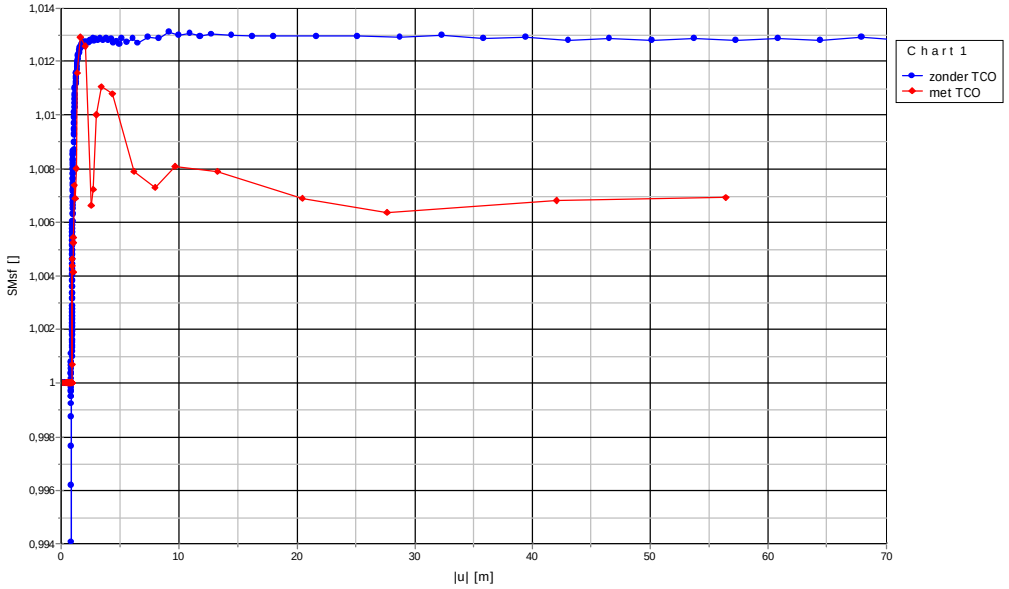
Figuur 2.11 Totale verplaatsingen, na activeren eigen gewicht talud berekend in variant 5 zonder rekening te houden met Tension Cut Off



Figuur 2.12 Berekende plastische punten na activeren eigen gewicht in variant 5, zonder rekening te houden met Tension Cut Off



Figuur 2.13 Berekende hoofdspanningen na activeren eigen gewicht van het dijklichaam in berekening variant 5

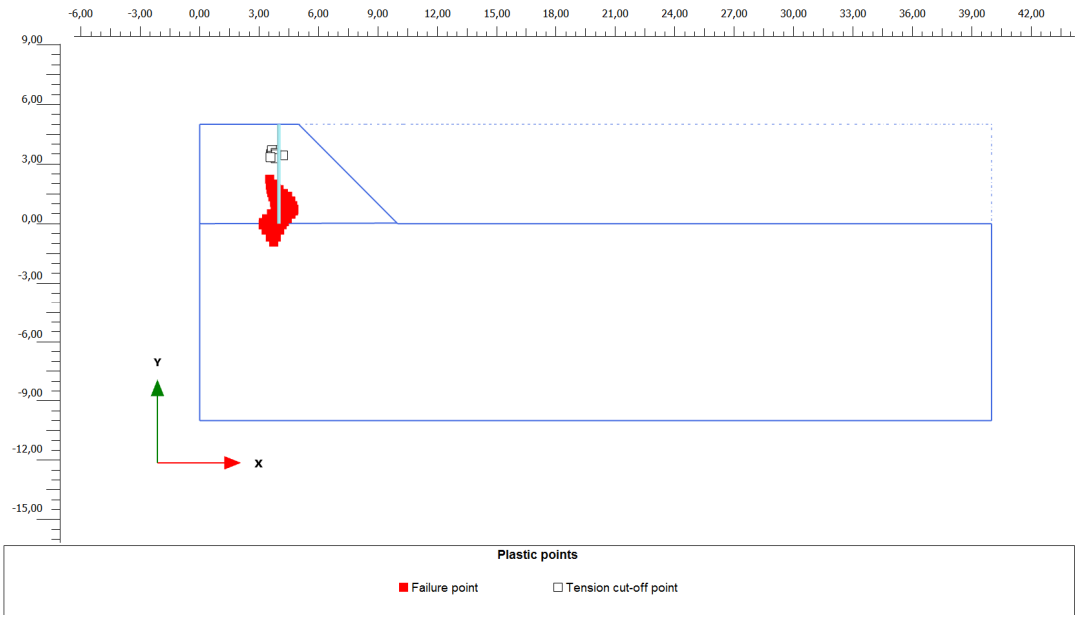


Figuur 2.14 Resultaat φ' / c' reductie variant 4 en 5

Om te controleren in hoeverre de berekeningen met gereduceerde sterkte eigenschappen, variant 4 en 5 van het bezwijken afliggen is ook voor deze varianten een φ' / c' reductie uitgevoerd. Figuur 2.14 laat zien dat de berekende evenwichtsfactor circa 1,01 is. Opgemerkt wordt dat in eindige elementen methoden taluds waarvoor geldt dat de evenwichtsfactor kleiner is dan 1,0, niet kunnen worden berekend. Immers in een dergelijke situatie is in de fase voorafgaand aan de φ' / c' reductie, afhankelijk van de opgelegde toleranties, reeds bezwijken opgetreden.

2.2 Analyse berekeningsresultaten

In de verdere vergelijking van de berekeningsresultaten zijn de spanningen over de hoogte van de kruin langs een verticaal geplot en voor de verschillende berekeningen met elkaar vergeleken. Gekozen is voor een verticaal op x = 4 m, zie Figuur 2.15. Opgemerkt wordt dat dichter bij het talud geen TCO punten meer worden gevonden in Figuur 2.4 en Figuur 2.9.



Figuur 2.15 Definitie X-Y as en locatie verticaal waarlangs spanningen zijn uitgewerkt en vergeleken, blauwe lijn. Weergave plastische en TCO punten uit berekening variant 4 na φ' / c' reductie

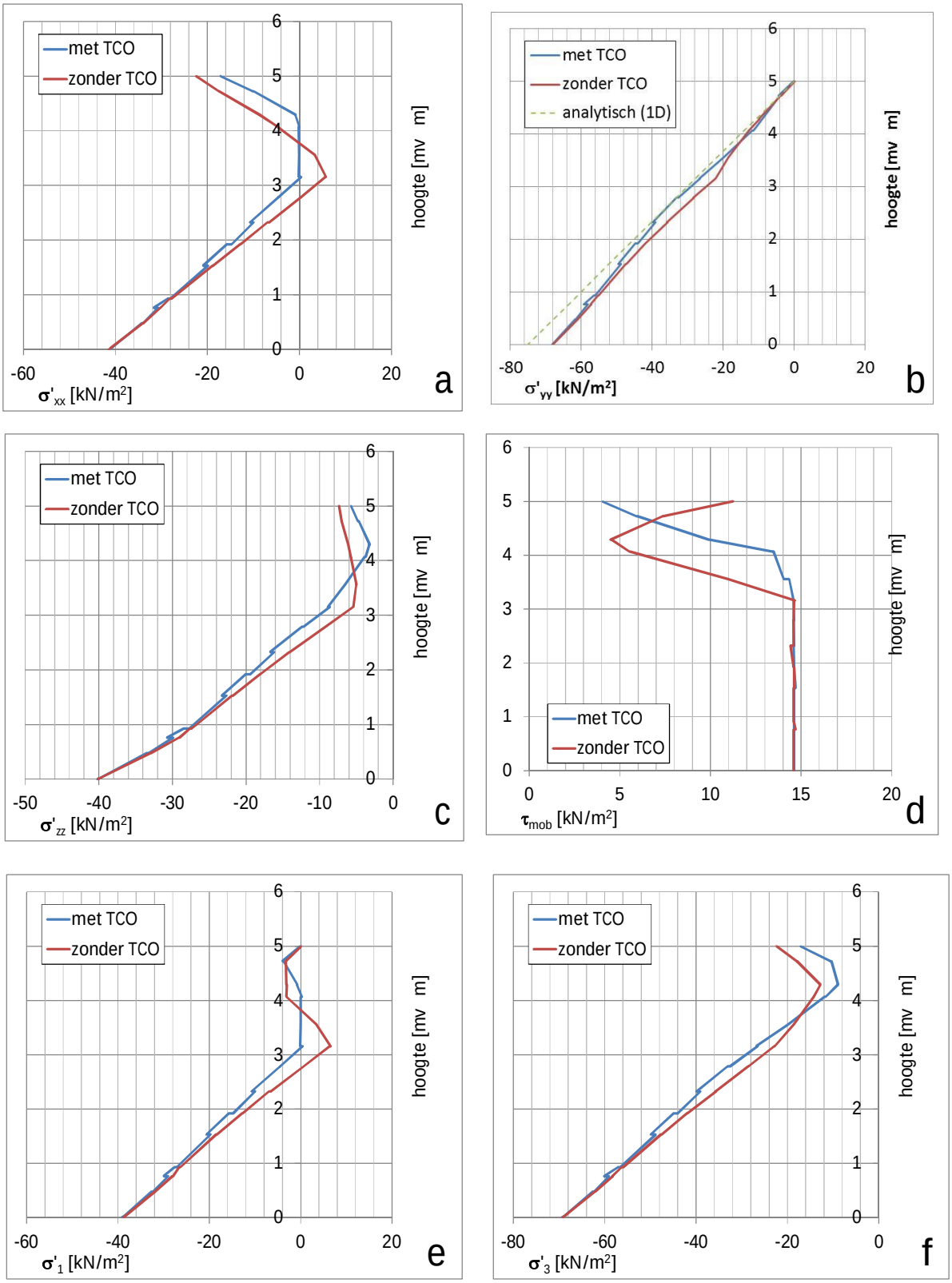
De spanningen die langs de verticaal zijn gevonden voor vier berekeningen zijn weergegeven in *Figuur 2.16*, voor de basisberekening en variant 2 en Figuur 2.17, voor variant 3 en 4. De toegepaste definitie van het assenstelsel is weergegeven in Figuur 2.15, waarbij de z-as loodrecht op de x en y - as staat, hierna aangeduid als plane strain richting. *Figuur 2.16* en Figuur 2.17 laten achtereenvolgens zien:

a) het verloop van de horizontale effectieve spanning in de diepte, σ'_{xx}
b) het verloop van de verticale effectieve spanning in de diepte, , σ'_{yy}
c) het verloop van de horizontale effectieve spanning, plane strain, in de diepte, , σ'_{zz}
d) het verloop van de gemobiliseerde schuifspanning in de diepte, τ_{mob}
e) het verloop van de kleinste hoofdspanning in de diepte, σ'_1
f) het verloop van de grootste hoofdspanning in de diepte, σ'_3

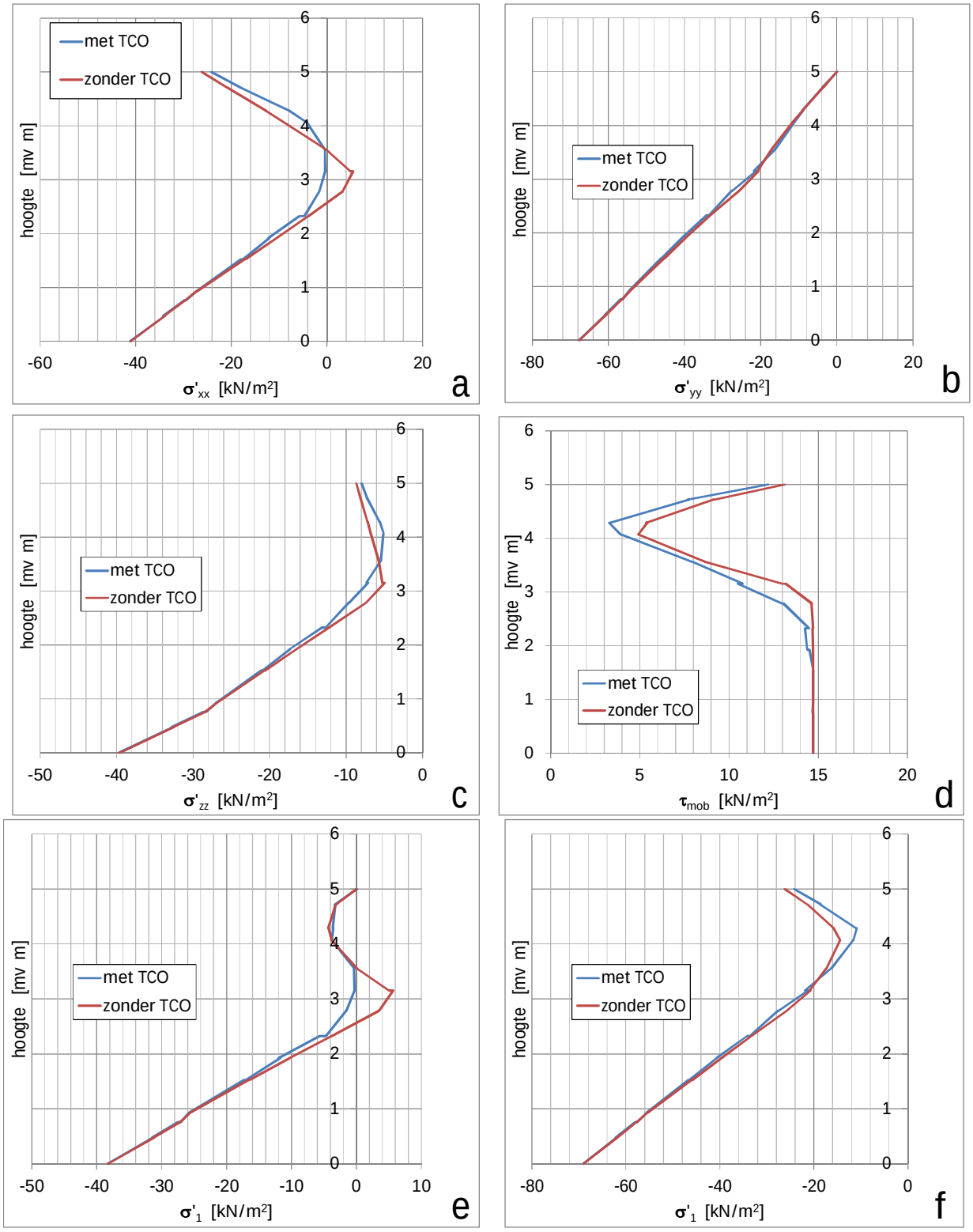
De invloed van het bereiken van de TCO is duidelijk zichtbaar in de horizontale effectieve spanning, σ'_{xx}. Dit geldt zowel voor de berekening met SF = 1,7, *Figuur 2.16*a, als voor de berekening met SF = 1,01, Figuur 2.17a. Het effect lijkt iets groter voor de berekening met SF = 1,7, *Figuur 2.16*a. Over de hoogte van circa 3 tot 4 m wordt in de berekening zonder TCO een positieve waarde gevonden voor σ'_{xx} die uiteraard niet worden gevonden in de berekening met TCO. Dit is het directe gevolg van het niet toestaan van trekspanningen in de berekening. Opvallend is dat direct aan het oppervlak er positieve horizontale effectieve spanningen in de ondergrond aanwezig zijn. Deze spanningen ontstaan bij het activeren van het gewicht van de ophoging, rekenfase 2 en zorgen voor een rotatie van de hoofdspanningen in de top van de kruin van het dijklichaam.

Er wordt geen significant verschil gevonden in de verticale effectieve spanning voor de berekeningen met en zonder TCO.

Het verschil in de effectieve spanning in de plane strain richting in de berekeningen met en zonder TCO is gering. In de berekening waarin geen rekening is gehouden met de TCO wordt het maximum op een lagere diepte gevonden.



Figuur 2.16 Spanningen over de hoogte van het dijklichaam, op x = 4 m, bij berekende evenwichtsfactor SF = 1,7

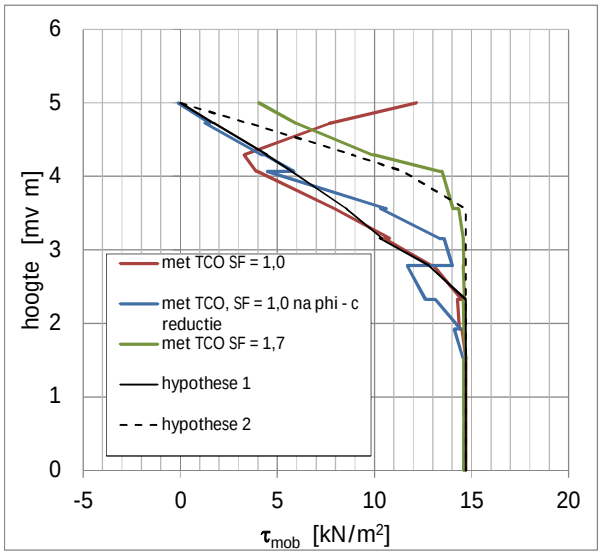


Figuur 2.17 Spanningen over de hoogte van het dijklichaam, op x = 4 m, bij berekende evenwichtsfactor SF = 1,01

In de berekeningen met een hoge berekende evenwichtsfactor wordt bij een diepte van 3 m en lager in de dijk gevonden τ_{mob} = 14,6 kN/m^2. Dit volgt uit de toegepaste sterkte, c'= 25 kN/m^2 in combinatie met de gevonden evenwichtsfactor, ΣMSF = 1,71; τ_{mob} = 25/1.71 = 14,6 kN/m^2. In de berekening met hoge evenwichtsfactor wordt een duidelijk verschil in gemobiliseerde schuifweerstand gevonden tussen de berekeningen met en zonder TCO. In de berekeningen met een lage evenwichtsfactor wordt slechts een beperkt verschil gevonden.

In de berekende laagste hoofdspanning is invloed van TCO zichtbaar in de positieve waarden die worden gevonden in de berekening waarin niet is gecorrigeerd voor optreden trekspanning, zonder rekening te houden met TCO.

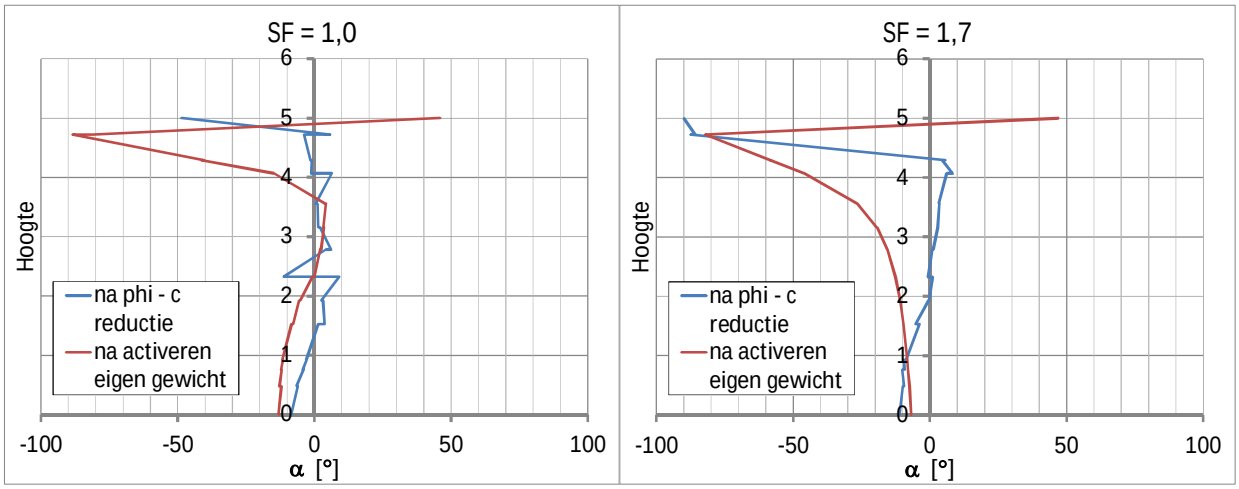
Voor de grootste hoofdspanning wordt in de toplaag een gering verschil gevonden.



Figuur 2.18 Vergelijking gemobiliseerde schuifweerstand, τ_{mob} met hypothese 1 en 2, zie paragraaf 1.3

Paragraaf 1.3 beschrijft de twee hypothesen in het beschrijven van de sterkte in de TCO zone. Figuur 2.18 geeft een vergelijking met de gemobiliseerde schuifweerstand berekend in de basisberekening en in variant 4 met beide hypothesen. In de basisberekening wordt een relatief hoge evenwichtsfactor berekend, terwijl in variant 4 de sterkte van het dijklichaam en ondergrond net voldoende is om het eigen gewicht van het dijklichaam te dragen. Opvallend is dat de basisberekening, hoge evenwichtsfactor, goed aansluit bij de tweede hypothese, terwijl de resultaten van variant 4 goed aansluiten bij de eerste hypothese. Het verschil tussen beide benaderingen is het gevolg van het wel of niet toestaan van spanningsrotatie.

Figuur 2.19 toont de berekende spanningsrotatie, α, langs de verticaal. Hierbij geldt dat α = 0° de situatie weergeeft waarin de verticale spanning de grootste hoofdspanningsrichting is; α = 90° (en α = -90°) geeft de situatie weer waarin de horizontale spanning de grootste hoofdspanning is.



Figuur 2.19 Spanningsrotatie, α langs verticaal, zie Figuur 2.15, links; variant 4, rechts; basisberekening

In variant berekening 4, SF = 1,0, varieert na de φ' / c' reductie de hoofdspanningsrichting rondom α = 0°. Alleen in de toplaag wijkt α af. In de basisberekening, SF = 1,7 wordt over een grotere dikte van de toplaag een afwijkende spanningsrotatie gevonden. Dit past bij het verschil tussen de beide hypothesen. Opvallend is dat voor beide situaties tijdens de φ' / c' reductie de hoofdspanningsrichting draait naar α ≈ 0°.

3 2e serie berekeningen

3.1 Toelichting varianten

De tweede serie berekeningen varieert op de eerste serie door aan de ondergrond andere grondeigenschappen toe te kennen dan aan het dijklichaam. Hierbij zijn zowel de sterkte eigenschappen als de stijfheidseigenschappen gevarieerd. De geometrie is gelijk gehouden aan de geometrie uit de eerste serie berekeningen. Tevens is het grondgedrag opnieuw met het Mohr-Coulomb model berekend. Opnieuw zijn berekeningen met en zonder TCO uitgevoerd. Een samenvatting van de uitgevoerde berekeningen is weergegeven in de onderstaande tabel.

variant	grondlaag	γ [kN/m^3]	c' [kN/m^2]	φ' [°]	E [kN/m^2]	ν [-]	TCO
6	dijk	15	25,0	0,01	1500	0,33	aan
	ondergrond	15	14,6	0,01	1500	0,33	aan
7	dijk	15	25,0	0,01	1500	0,33	uit
	ondergrond	15	14,6	0,01	1500	0,33	aan
8	dijk	15	25,0	0,01	3000	0,33	aan
	ondergrond	15	14,6	0,01	750	0,33	aan
9	dijk	15	25,0	0,01	3000	0,33	uit
	ondergrond	15	14,6	0,01	750	0,33	uit

Tabel 3.1 Toegepaste grondeigenschappen in de varianten van de tweede serie

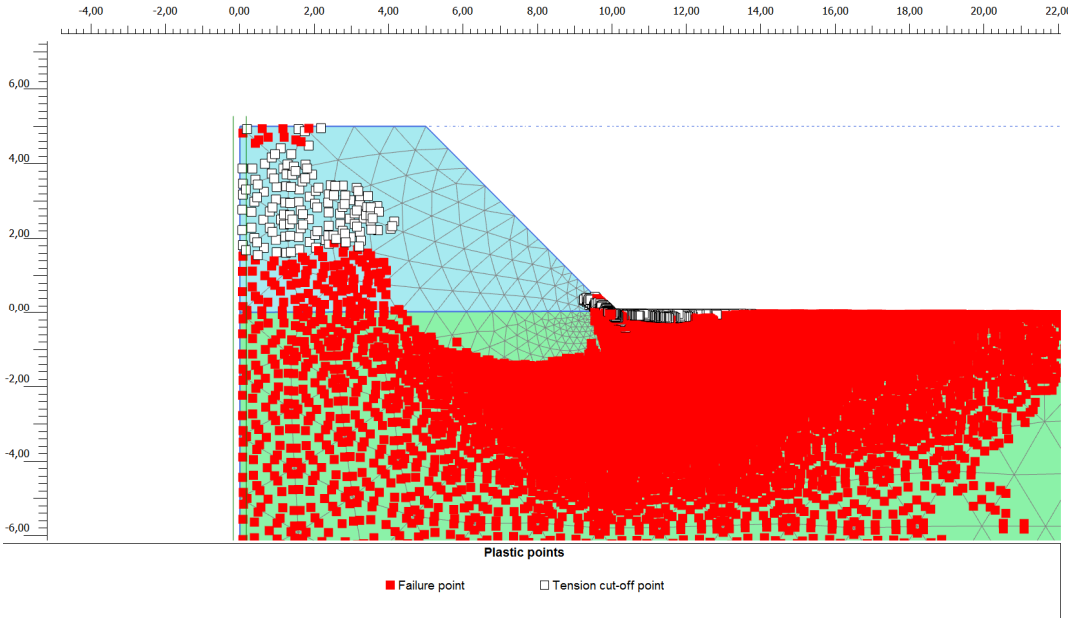
De berekeningen zijn opnieuw uitgevoerd in drie fasen:
1 activeren eigen gewicht ondergrond.
2 activeren gewicht dijk lichaam.
3 φ' / c' reductie.

De variant berekeningen 8a en 9a zijn varianten op berekeningen variant 8 en 9 waarbij gebruik is gemaakt van een fijner mesh. Het fijne mesh is opgebouwd uit 4408 15-knoopselementen. In berekening 8b is een updated mesh analyse uitgevoerd. Hierbij is gebruik gemaakt van het fijne mesh uit berekening variant 8a.

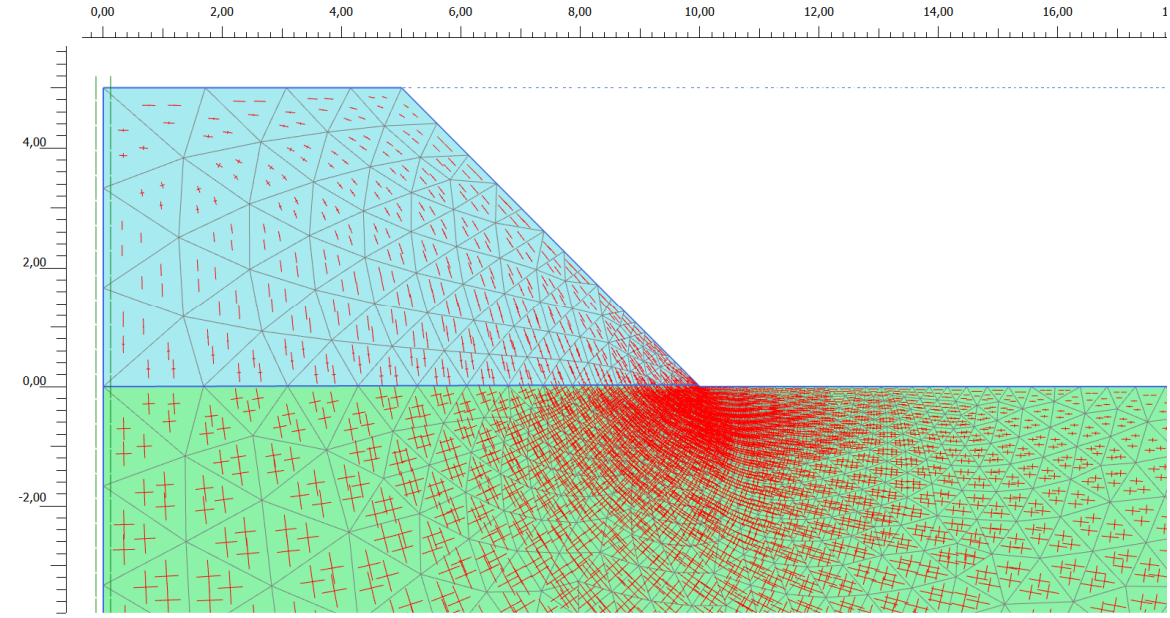
3.2 Resultaten

Figuur 3.1 tot en met Figuur 3.9 tonen de resultaten van de berekeningen uit de varianten 6 tot en met 9. In deze varianten is de zone waarover de Tension Cut Off optreedt groter dan in de berekeningen van de vorige serie. De invloed van het wel of niet meenemen van TCO is in deze serie duidelijker aanwezig. Figuur 3.9 laat zien dat voor de varianten waarbij geen rekening is gehouden met TCO, de varianten 7 en 9 een hogere evenwichtsfactor wordt berekend dan met de varianten waar wel rekening is gehouden met TCO. Het verschil is echter beperkt. In de varianten 7 en 9, zonder rekening te houden met TCO, wordt gevonden ΣMsf = 1,095, voor de varianten 6 en 8 volgt ΣMsf = 1,08.

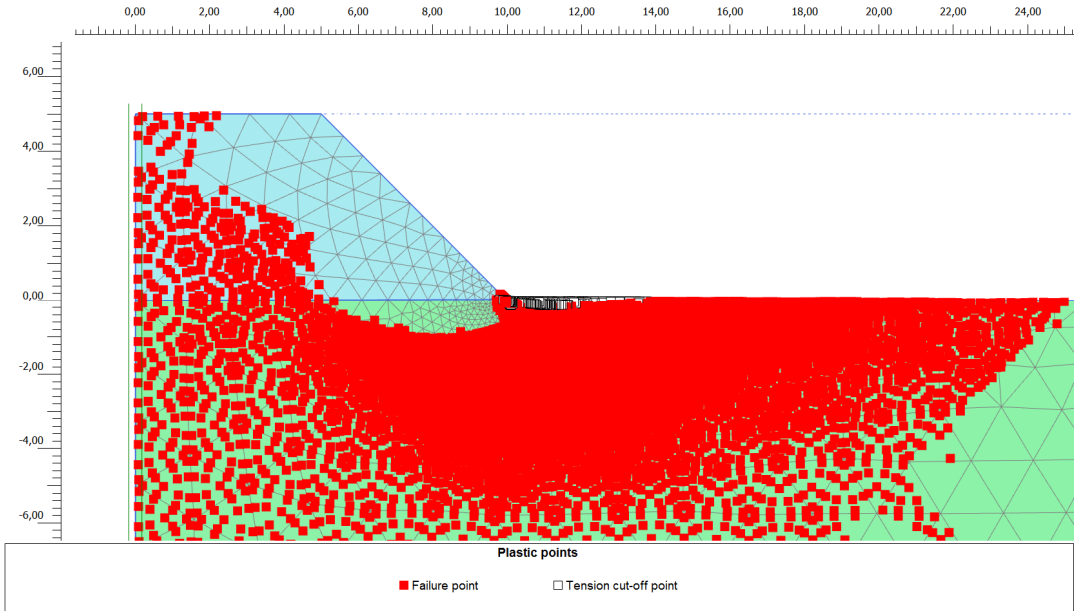
De horizontale verschuiving van de ΣMsf – u curve in Figuur 3.9 is het gevolg van het verschil in stijfheid. Hierdoor wordt er tijdens het activeren van het gewicht van het dijklichaam meer vervorming berekend in de varianten 8 en 9 dan in de varianten 6 en 7. Het verschil in stijfheid geeft geen significant verschil in berekende stabiliteit.



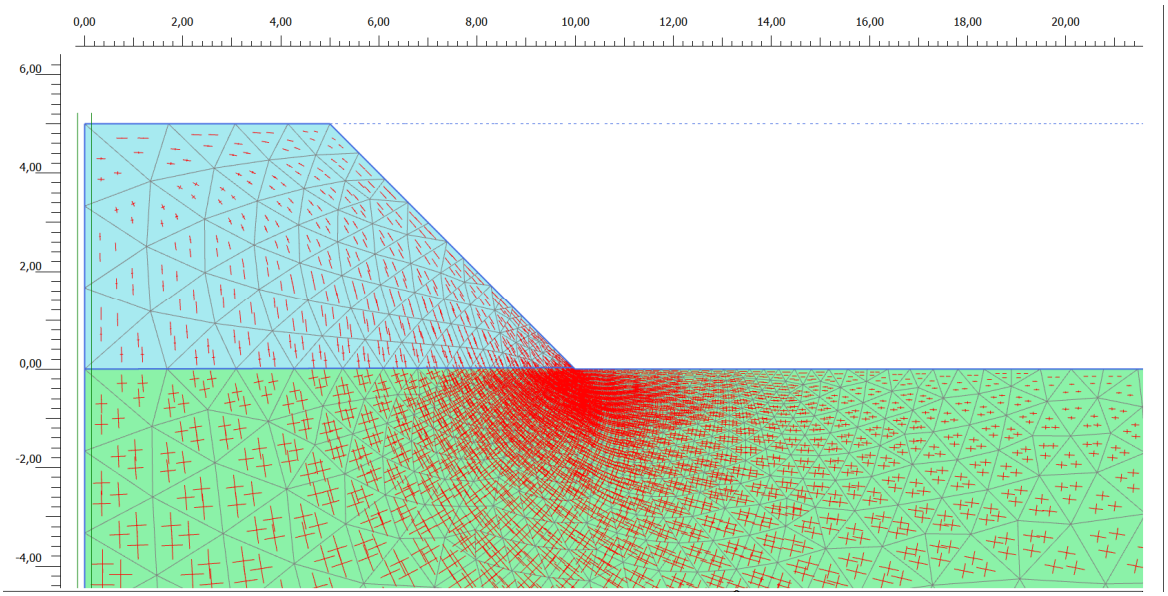
Figuur 3.1 Plastic points berekend na φ' / c' reductie variant 6



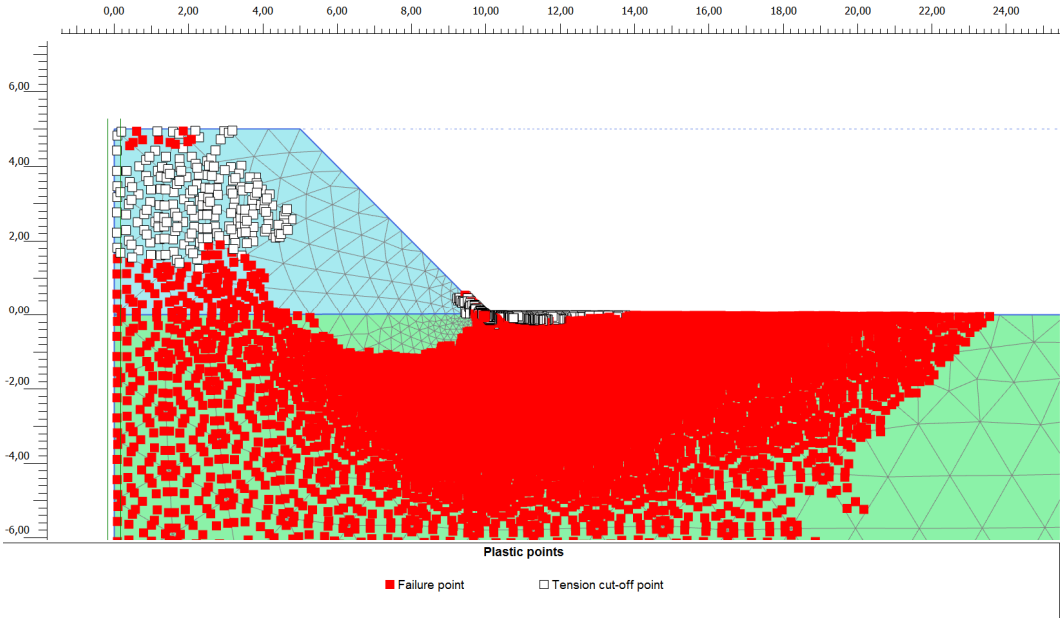
Figuur 3.2 Berekende hoofdspanningen na activeren eigen gewicht van het dijklichaam in variant 6



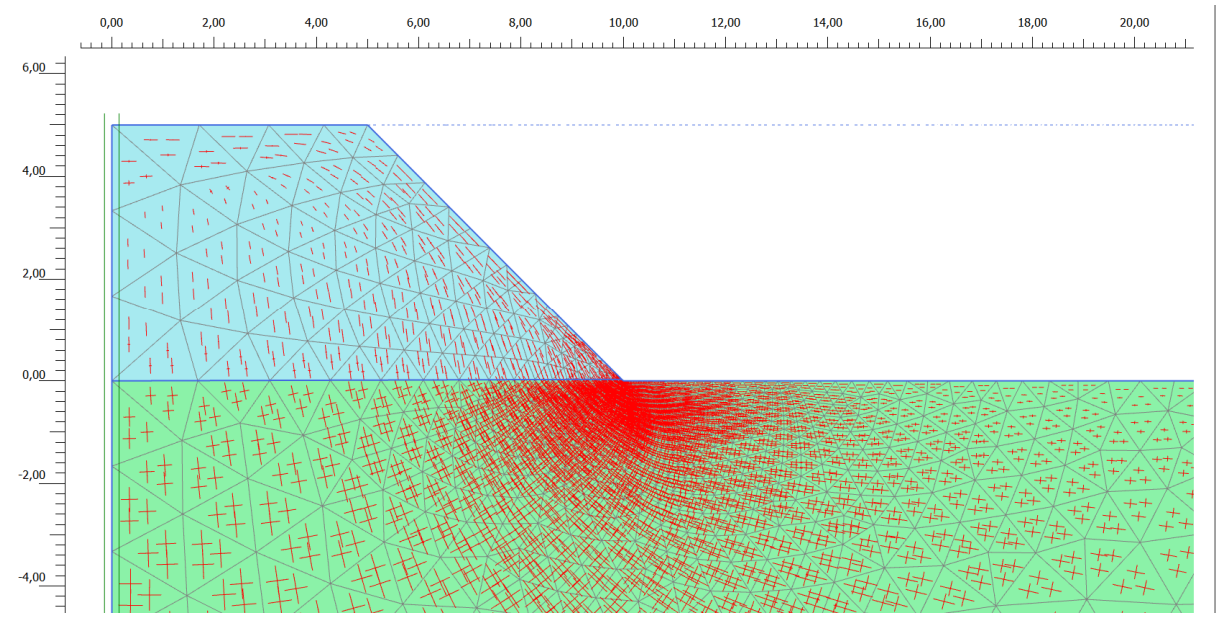
Figuur 3.3 Plastic points berekend na φ' / c' reductie variant 7



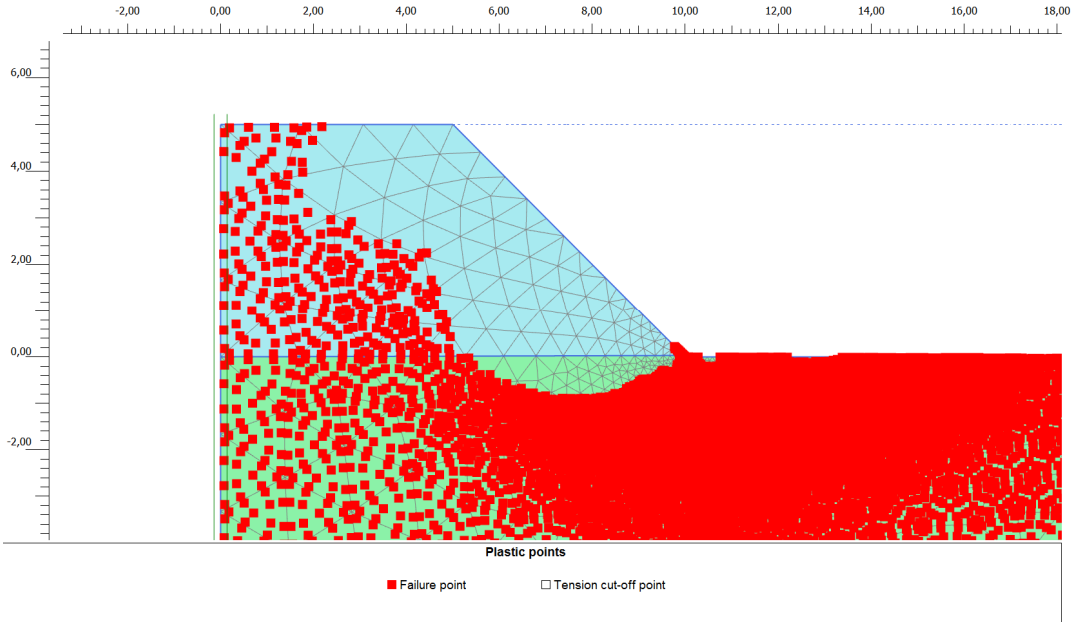
Figuur 3.4 Berekende hoofdspanningen na activeren eigen gewicht van het dijklichaam in variant 7



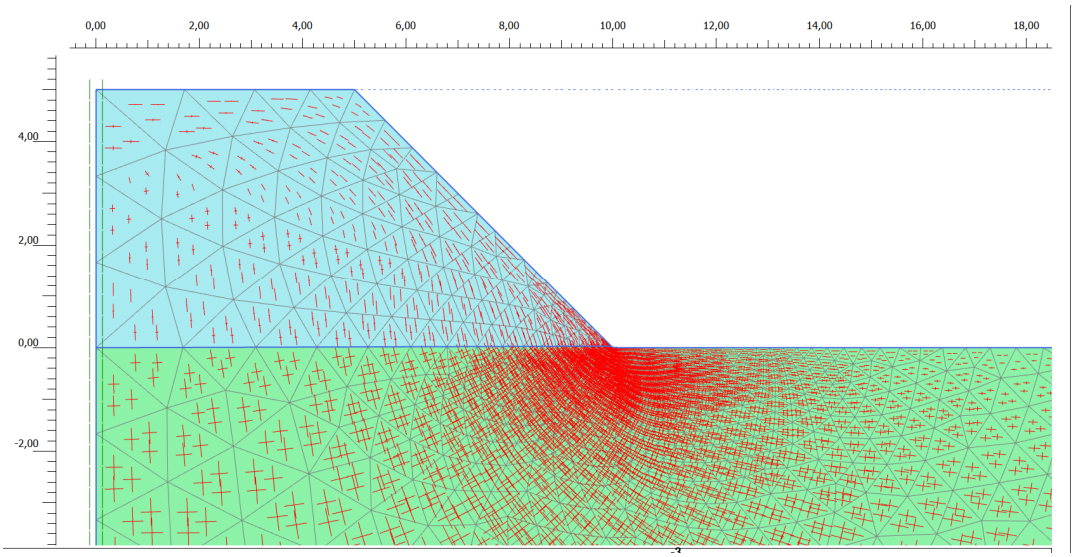
Figuur 3.5 Plastic points berekend na φ' / c' reductie variant 8



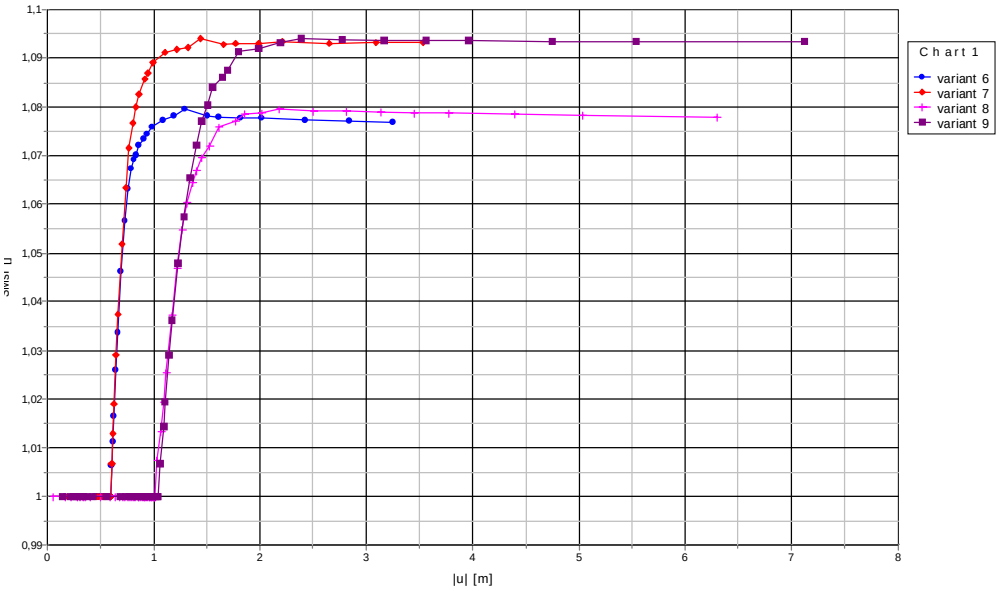
Figuur 3.6 Berekende hoofdspanningen na activeren eigen gewicht van het dijklichaam in variant 8



Figuur 3.7 Plastic points berekend na φ' / c' reductie variant 9



Figuur 3.8 Berekende hoofdspanningen na activeren eigen gewicht van het dijklichaam in variant 9



Figuur 3.9 Berekende evenwichtsfactor variant 6 tot en met 9

Figuur 3.10 en Figuur 3.11 tonen de berekende spanningen over de hoogte van het dijklichaam. Hiervoor zijn de spanningen weergegeven langs een verticaal op x = 2 m. Dit wijkt enigszins af van de vorige serie berekeningen waar de spanningen zijn weergegeven langs een verticaal op x = 4 m. Er is gekozen voor een andere verticaal omdat Figuur 3.1 laat zien dat een verticaal ter plaatse van x = 4 m nauwelijks door de zone loopt waar trekspanningen optreden.

Figuur 3.10 en Figuur 3.11 geven achtereenvolgens weer:

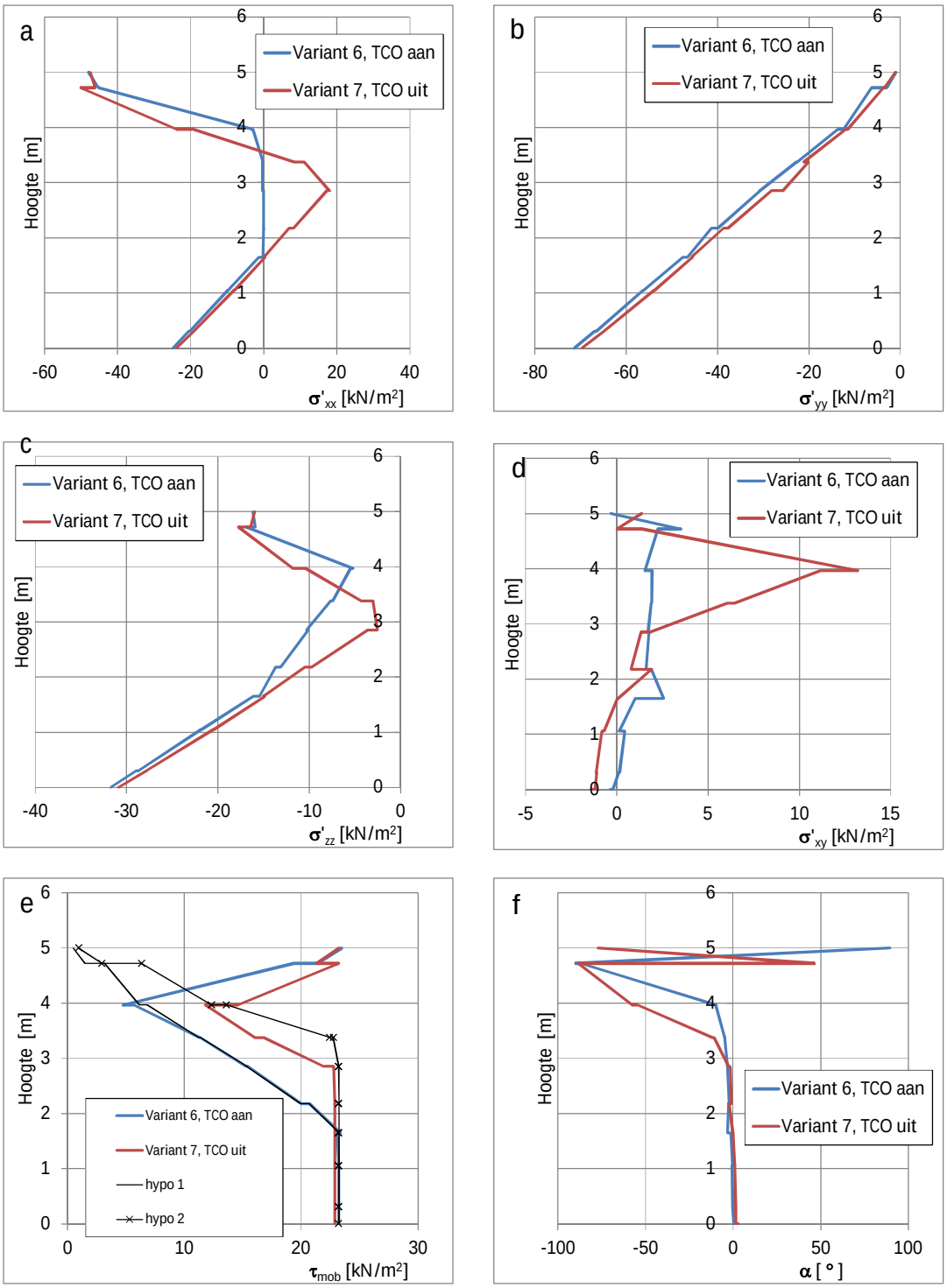
a) horizontale effectieve spanningen
b) verticale effectieve spanningen
c) effectieve spanning in plane strain richting
d) schuifspanning
e) maximaal gemobiliseerde schuifweerstand
f) hoofdspanningsrichting

De horizontale en verticale effectieve spanningen geven een vergelijkbaar beeld als bij de berekeningen uit de voorgaande serie. Opgemerkt wordt dat bij het verfijnen van de mesh het spanningsverloop gladder wordt.

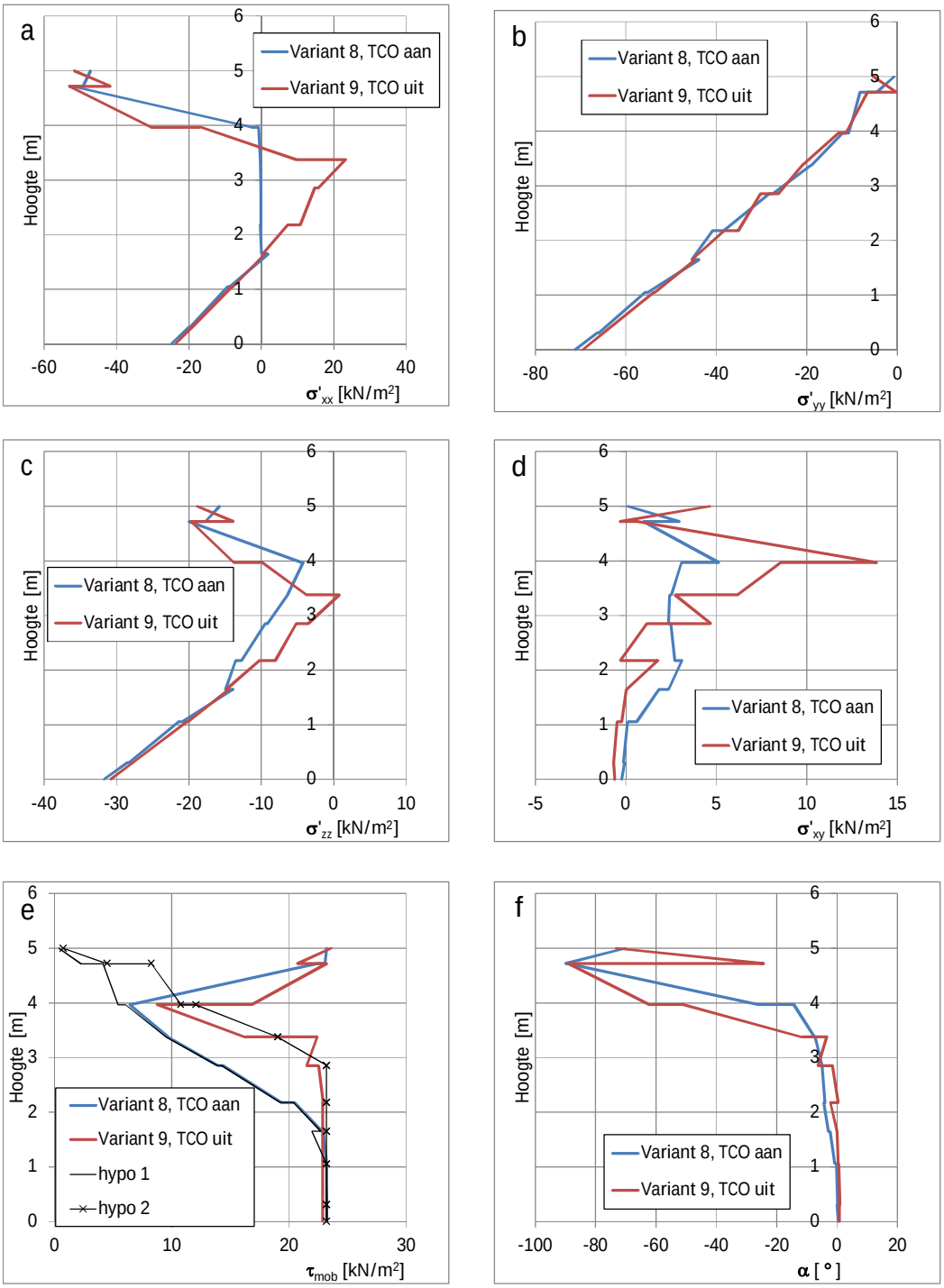
In de Figuur 3.10e en Figuur 3.11e is tevens de vergelijking gemaakt tussen de berekeningsresultaten en hypothese 1 en 2. De maximaal te mobiliseren schuifweerstand volgens hypothese 1 en 2 zijn bepaald aan de hand van de berekende verticale effectieve spanningen, Figuur 3.10 b en Figuur 3.11 b, conform paragraaf 1.3. Hypothese 1 sluit goed aan bij de berekeningen waar rekening is gehouden met TCO. Hypothese 2 overschat de sterkte. Opgemerkt wordt dat bij de berekeningen waar geen rekening met TCO wordt gehouden in de toplaag eveneens de schuifweerstand niet maximaal wordt gemobiliseerd.

Voor de berekeningen waarbij rekening is gehouden met TCO sluit de maximaal gemobiliseerde schuifweerstand goed aan bij hypothese 1 vanaf een hoogte van 4 m en

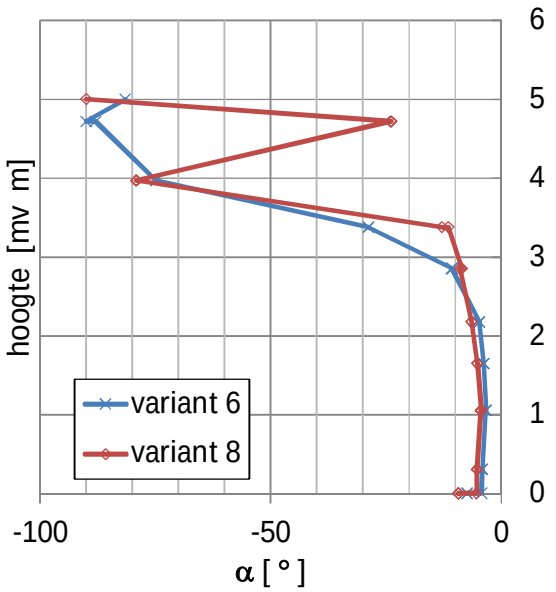
lager. Bij de afleiding van hypothese 1 is aangenomen dat er geen rotatie van de hoofdspanningsrichting optreedt. Figuur 3.10f en Figuur 3.11f laten zien dat vanaf een hoogte van 4 m en lager aan deze aanname wordt voldaan. Boven een hoogte van 4 m is de rotatie van hoofdspanningen aanzienlijk en wijkt de berekende maximale schuifweerstand af van de waarde die met hypothese 1 wordt gevonden.



Figuur 3.10 Vergelijking variant 6, rekening houden met TCO en variant 7, geen rekening houden met TCO



Figuur 3.11 Vergelijking tussen variant 8, rekening houden met TCO en variant 9, geen rekening houden met TCO



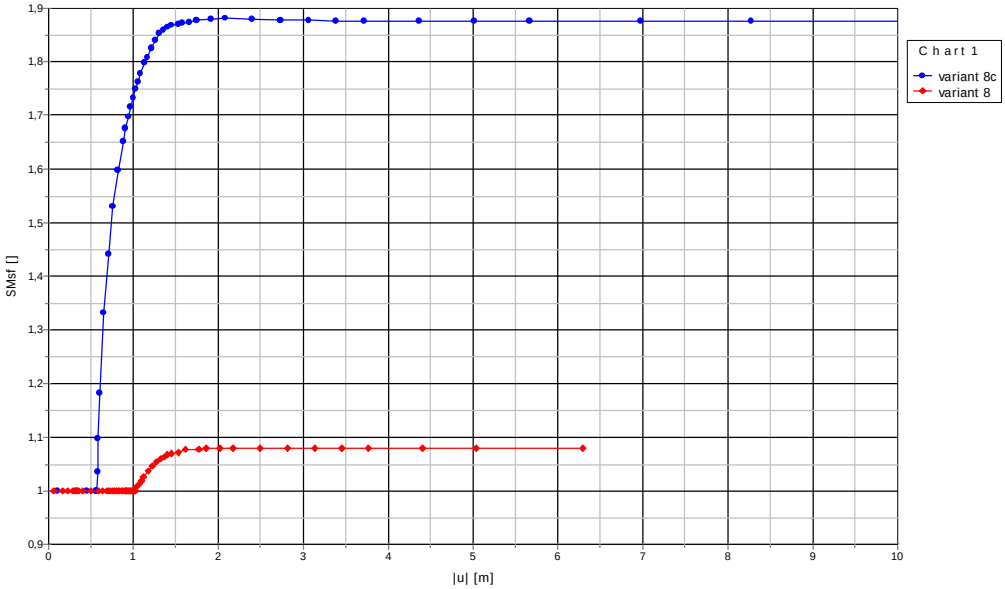
Figuur 3.12 Hoofdspanningsrichting na activeren dijklichaam variant 6 en 8

Figuur 3.12 toont de hoofdspanningsrichting na het activeren van het gewicht van het dijklichaam. De hoofdspanningsrichting is vanaf 3,5 m en lager 10 – 3 °. Vergelijking met Figuur 3.10 en Figuur 3.11 laat zien dat tijdens de φ' / c' reductie de hoofdspanningsrichting naar 0° draait.

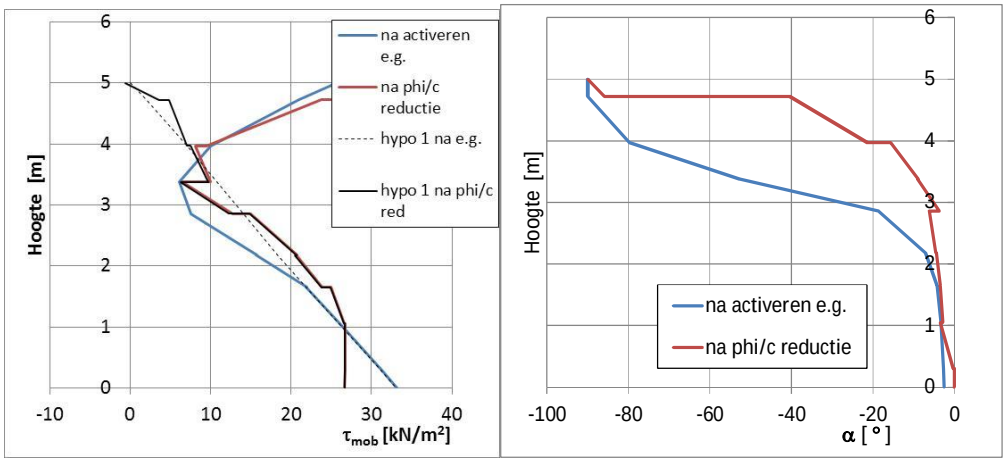
In de eerste serie berekeningen is gevonden dat bij de berekening met een hoge stabiliteit de gemobiliseerde schuifweerstand in de TCO-zone aansluit bij hypothese 2, terwijl voor het talud met de lage stabiliteit de gemobiliseerde schuifweerstand in de TCO zone aansluit bij hypothese 1. Om na te gaan of dat bij de tweede serie berekeningen eveneens het geval is, is variant 8c gedefinieerd. Variant 8c is identiek aan variant 8, echter de sterkte van de toegepaste materialen is verhoogd tot:

- $s_{u,dijk}$ = 50 kN/m^2
- $s_{u,\ ondergrond}$ = 25 kN/m^2

Figuur 3.13 toont de berekende evenwichtsfactor, ΣMsf, voor de varianten 8 en 8c. Voor variant 8 volgt ΣMsf = 1,08 en voor variant 8c, ΣMsf = 1,875. Het verschil in berekende evenwichtsfactor volgt direct uit het verschil in opgegeven sterkte.



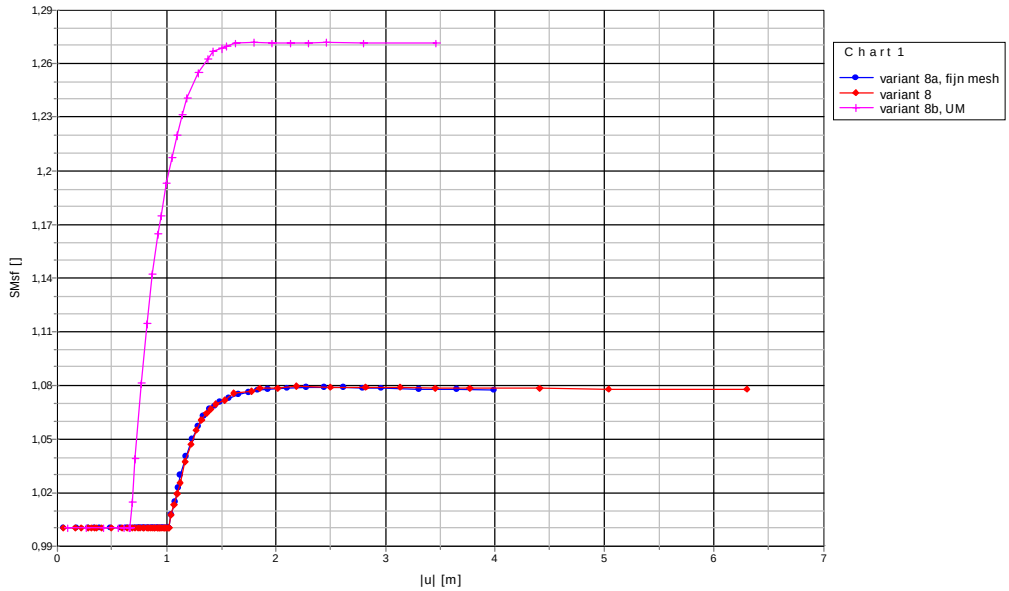
Figuur 3.13 Resultaat φ' / c' reductie variant 8 en variant 8c



Figuur 3.14 Resultaat berekening variant 8C, links gemobiliseerde schuifweerstand, rechts hoofdspanningsrichting

Figuur 3.14 toont de resultaten van de berekening met verhoogde sterkte eigenschappen. De linker grafiek vertoont de gemobiliseerde schuifweerstand in het dijklichaam. Zowel na het activeren van het gewicht van het dijklichaam als na de φ' / c' reductie komt de berekende τ_{mob} overeen met de waarde uit hypothese 1 vanaf een hoogte van 2 m en dieper respectievelijk 4 m en dieper. Het verschil in hoogte van waar de berekende τ_{mob} overeen komt met de waarde conform hypothese 1 voor de beide situaties kan wederom worden verklaard met rotatie van de hoofdspanningsrichting.

Figuur 3.14 laat zien dat als gevolg TCO criterium over de hele hoogte van het dijklichaam de maximale sterkte van s_u = 50 kN/m^2 niet wordt bereikt.



Figuur 3.15 Vergelijking berekende evenwichtsfactor ΣMsf voor de varianten 8, 8a en 8b

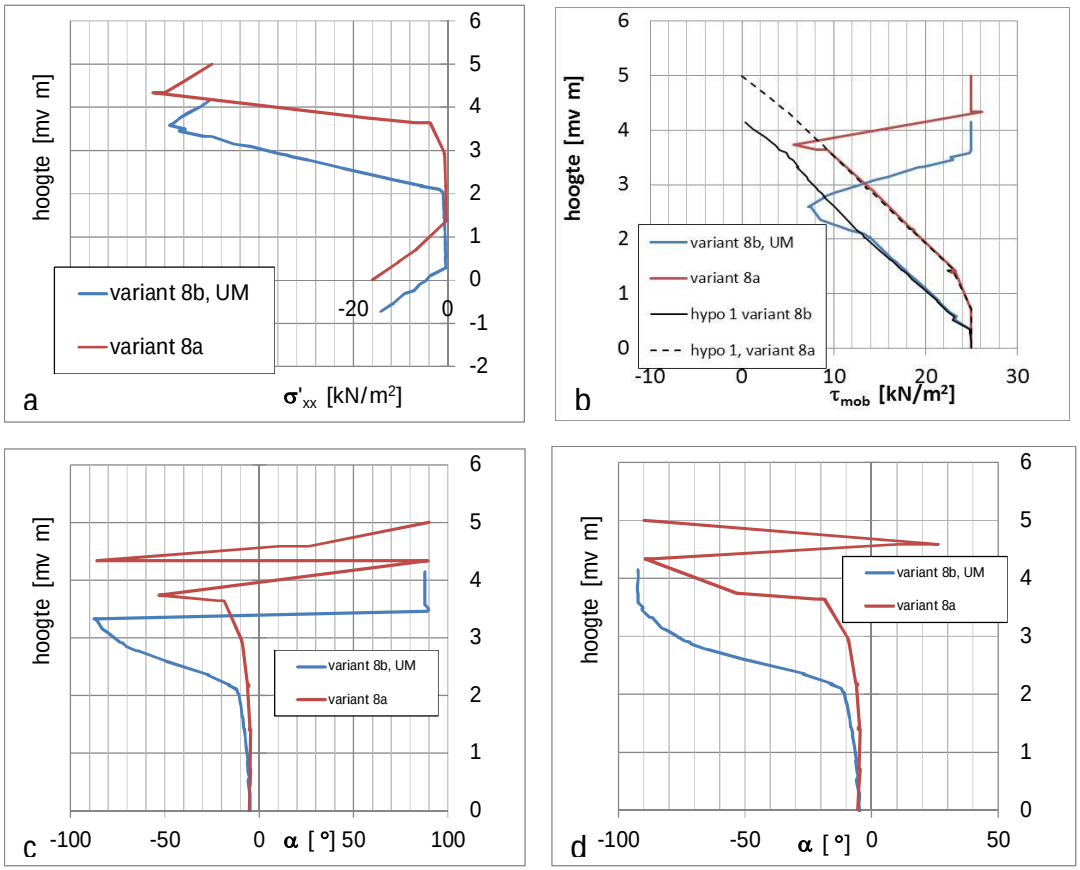
Figuur 3.15 geeft de vergelijking in berekende evenwichtsfactor, ΣMsf voor de varianten 8, 8a, fijn mesh en 8b, fijn mesh en updated mesh analyse. Het verschil in de berekende evenwichtsfactor tussen variant 8 en variant 8a is verwaarloosbaar. Met updated mesh analyse wordt een duidelijk hogere evenwichtsfactor gevonden.

Figuur 3.16 toont de berekende spanningen en rotatie van de hoofdspanningsrichting in het dijklichaam in variant 8. Hierbij zijn de resultaten met een updated mesh analyse vergeleken met een reguliere analyse. Omdat in een updated mesh analyse de mesh aan de berekende vervormingen wordt aangepast, liggen de resultaten, berekend met een updated mesh analyse verschoven, lager, in Figuur 3.16 dan de resultaten van de reguliere analyse.

De grootte van de zone waarin de TCO conditie wordt bereikt, $\sigma'_{xx} = 0$ in Figuur 3.16, is vergelijkbaar. Als gevolg van het aanpassen van de mesh door optreden van zakking in de berekening is de TCO zone in de updated mesh lager gelegen. Er is een verschil in het berekende verloop van τ_{mob} in de hoogte van het dijklichaam. Dit verschil is te verklaren uit mesh aanpassing in de updated mesh analyse en het verschil in berekende hoofdspanningsrichting. In beide gevallen sluit de berekende τ_{mob} goed aan op de waarden die met hypothese 1 worden berekend.

Figuur 3.16c geeft de berekende hoofdspanningsrichting. Omdat α = 90° dezelfde situatie weergeeft als α = -90° is een correctie toegepast. Dit leidt tot Figuur 3.16d. De updated mesh analyse geeft een gladder α-verloop die op een lagere diepte uitbuikt.

Het verschil in berekende evenwichtsfactor tussen de berekeningen met en zonder updated mesh analyse zijn zowel het gevolg van een ander berekend sterkte verloop als de veranderde geometrie die alleen in de updated mesh analyse in rekening wordt gebracht.



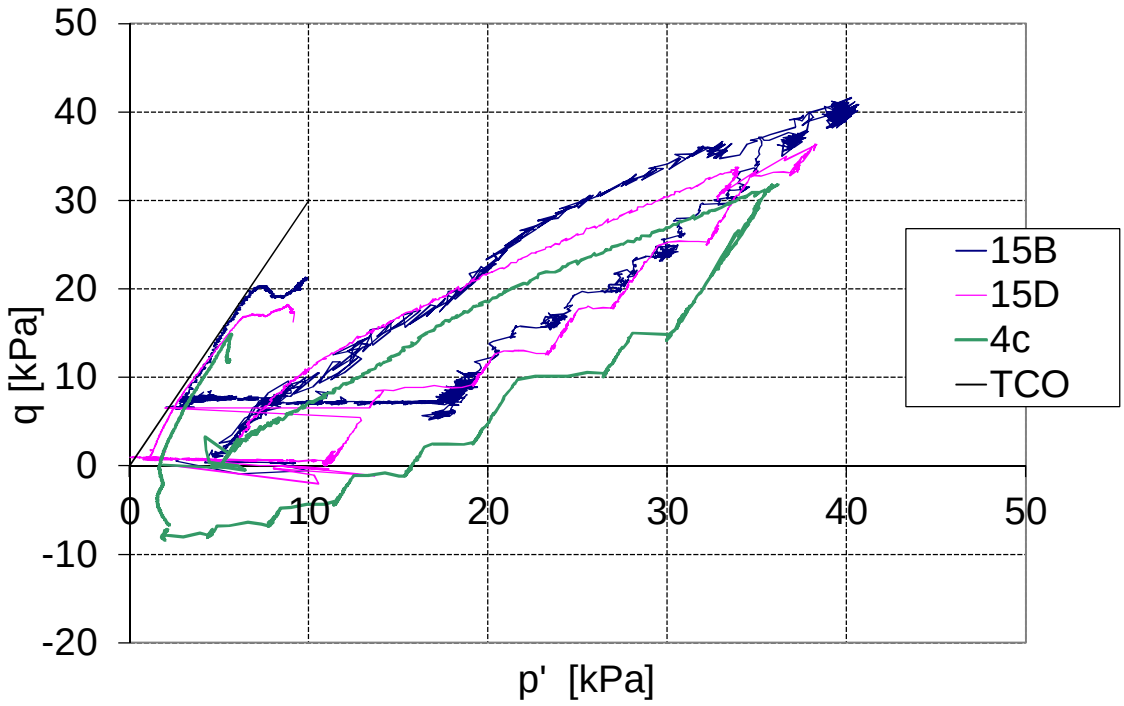
Figuur 3.16 Vergelijking berekeningsresultaten tussen berekening met en zonder Updated Mesh, UM, na activeren eigen gewicht van het dijklichaam

4 Discussie en Conclusies

4.1 Discussie

Hoofdstuk 2 en 3 beschrijven enkele eindige elementen berekeningen die zijn uitgevoerd om een keuze tussen de twee hypotheses uit paragraaf 1.3 te kunnen onderbouwen. De berekeningen laten zien dat de berekende maximaal gemobiliseerde schuifweerstand het beste aansluit bij hypothese 1. Hierbij worden de volgende opmerkingen gemaakt:

- In veel praktische situaties is, ook tijdens maatgevende omstandigheden, de kruin deels boven de grondwaterstand gelegen. In recente praktische toepassingen van critical state soil mechanics, cssm, voor het analyseren van de stabiliteit van dijken wordt ervoor gekozen om de sterkte van het deel van de kruin dat boven de grondwaterstand is gelegen te modelleren met de gedraineerde sterkte eigenschappen c' en φ'. In dit rapport is uitgegaan van een dijklichaam dat in zijn geheel ongedraineerd reageert.
- Hypothese 1 is afgeleid onder de aanname dat er geen rotatie van (effectieve) hoofdspanningen optreedt. De berekeningen laten zien dat boven in de kruin rotatie van hoofdspanningen optreedt. Dit heeft tot gevolg dat aan het oppervlak de berekende maximaal te mobiliseren schuifweerstand hoger is dan wat hypothese 1 voorspelt.
- Het is in de Nederlandse praktijk gebruikelijk om een verkeersbelasting op de kruin te schematiseren. Dit leidt tot een hogere verticale spanning. Indien de grondwaterstand in het dijklichaam voldoende laag is leidt dit tot een hogere verticale effectieve spanning en zal dit de rotatie van effectieve hoofdspanningen in de toplaag (deels) te niet doen. In de zone naast de verkeersbelasting zal het mogelijk de spanningsrotatie vergroten. Verwacht mag worden dat ter plaatse van de verkeersbelasting, waar, door de verhoogde verticale spanning de spanningsrotatie (deels) te niet wordt gedaan, de berekende maximaal gemobiliseerde schuifweerstand beter overeenkomt met de waarde die hypothese 1 voorschrijft. In de zone daarnaast zal het verschil groter zijn. Dit is niet nader uitgewerkt.
- De berekeningen zijn uitgevoerd met het Mohr-Coulomb model, waarbij de wrijvingshoek is verwaarloosd. Hiermee is feitelijk gerekend met een Tresca model. Dit is een aanzienlijke versimpeling van het werkelijke grondgedrag.
- Er zijn weinig materiaalmodellen die dit gedrag voor kleien bij lage spanningen goed weergeven.
- Het dijklichaam zal in werkelijkheid (enigszins) overgeconsolideerd zijn. Als gevolg hiervan zal bij het belasten het materiaal dilatant gedrag vertonen. Figuur 4.1 toont enkele spanningspaden van triaxiaalproeven op monsters die in de proefopstelling zijn belast en daarna zijn ontlast tot een zo laag mogelijke spanning. Vervolgens zijn de monsters ongedraineerd afgeschoven. De ongedraineerde spanningspaden lopen langs de TCO-lijn. De monsters bezwijken pas na enige dilatantie bij een hogere spanning dan op basis van de verticale effectieve spanning verwacht mag worden. Dergelijk gedrag wordt in de huidige modellen niet gemodelleerd. De sterkte die in deze proeven worden gevonden variëren in de orde van q = 15 à 20 kPa; s_u = 7,5 à 10 kPa. Indien de proeven representatief zijn voor het gedrag van de top van een dijklichaam, is hypothese 1 conservatief.



Figuur 4.1 Spanningspaden triaxiale compressieproef. De paden starten bij p' = 5 kPa.

- Opvallend is dat, ook indien er geen rekening wordt gehouden met TCO in de EEM berekeningen niet over de volle hoogte van het dijklichaam de maximale schuifweerstand wordt gemobiliseerd.
- In het onderzoek *Ontwerpaspecten*, zie paragraaf 1.3, is een literatuuronderzoek naar sterkte van dijksmateriaal uitgevoerd. In dit onderzoek wordt gevonden dat laboratorium proeven op dijksmateriaal, ook bij lage spanningen, niet lijken te zijn beïnvloed door het TCO criterium.

4.2 Conclusies

In het International Levee Handbook, (CIRIA, 2013) en de voorschriften van USACE (2013) staat voorgeschreven rekening te houden met Tension Cut Off in het dijklichaam bij het modeleren van het sterkte gedrag van grond bij het uitvoeren van een stabiliteitsanalyse met analytische Limit Equilibrium Methods, LEM. Het compleet verwaarlozen van de sterkte in de toplaag van de kruin van een dijk lijkt te conservatief te zijn. In plaats daarvan wordt voorgesteld de sterkte in de toplaag te reduceren aan de hand van het TCO criterium. De mate van reductie neemt af met de diepte. Hiervoor zijn twee mogelijkheden beschreven, hypothese 1 en 2. Door middel van het uitvoeren van eindige elementen berekeningen is gezocht naar een onderbouwing voor een keuze tussen beide hypothesen. Aan de hand van de analyse van de berekeningsresultaten kunnen de volgende conclusies worden getrokken:

- Hypothese 1 sluit het beste aan bij de resultaten van de eindig elementen berekeningen.
- Ook in de berekeningen waarbij geen rekening wordt gehouden met TCO wordt niet de maximaal beschikbare schuifweerstand gemobiliseerd.
- In de analyses is ervan uitgegaan dat de sterkte van het dijklichaam met ongedraineerd materiaalgedrag kan worden gemodelleerd. In veel praktische gevallen zal het dijklichaam, of in ieder geval het deel dat zich boven de grondwaterstand bevindt, als

gedraineerd worden gemodelleerd. In dat geval zal de voorgestelde correctie geen invloed hebben op de in rekening te brengen sterkte eigenschappen.

- Resultaten van laboratoriumproeven lijken niet te zijn begrensd door het TCO criterium. Dit volgt ook een literatuurstudie die op dit gebied in het kader van POVM wordt uitgevoerd. De hier voorgestelde werkwijze lijkt daarmee conservatief te zijn en mogelijkheden te bieden voor toekomstige optimalisaties.
- Het verschil in berekende evenwichtsfactor, Σmsf, in berekeningen waarbij rekening is gehouden met TCO en berekeningen waarbij geen rekening is gehouden met TCO is gering.

Literatuur

van den Berg F.P.W., van Duinen T.A., Rozing A.P.C. (2014) Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit, versie A *Deltares rapportnr 1209434-010-GEO-0001*

van Duinen, T.A. (2014) Handreiking voor het bepalen van schuifsterkte parameters, WTI 2017 rapport Toetsregels stabiliteit *Deltares rapport nr 1209434-003-GEO-0002*

CIRIA (2013) International Levee Handbook, ILH, CIRIA C731, ISBN 978 – 0 -86017 – 734 -0 London

Den Haan (2014) Modelling peat with an anisotropic time-dependent model for clay *Numerical methods in geotechnical engineering*, (Hicks, Brinkgreve & Rohe eds.), Taylor & Francis London, ISBN 978-1-138-00146-6

USACE (2013) Slope Stability, engineering and design, United States Army Core of Engineers doc. Nr EM 1110-2-1902

Wood D.M. (1990) Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics *Cambridge University Press* ISBN 0-521-33782-8

A Hoe om te gaan met dijksmateriaal in de stabiliteitsanalyses van dijken

Memo

Aan
Alex Roos, Ben Castricum

Datum	**Kenmerk**	**Aantal pagina's**
16 december 2015	1210707-012-GEO-0001	19
Van	**Doorkiesnummer**	**E-mail**
Cor Zwanenburg	+31(0)88335 7290	cor.zwanenburg@deltares.nl

Onderwerp
Hoe om te gaan met dijksmateriaal in de stabiliteitsanalyses van dijken

---

Samenvatting

Bij de implementatie van het critical state rekenen met ongedraineerde parameters kwamen vragen over de schematisatie van het gedrag van dijksmateriaal naar voren. De vragen vallen uiteen in drie onderwerpen;

1 Invloed eventueel aanwezige (droogte) scheuren,
2 Invloed van treksterkte, als gevolg van het bereiken van Tension Cut Off condities in het dijklichaam
3 Invloed van onverzadigde zone op de sterkte van het dijklichaam

Deze memo geeft een toelichting op de gestelde vragen en beschrijft een werkwijze hoe, op basis van de huidige inzichten, het sterkte gedrag van het dijklichaam kan worden geschematiseerd. Voorgesteld wordt om de (positieve) invloed van de onverzadigde zone niet in de berekening mee te nemen. Daarnaast wordt voorgesteld de sterkte in de top van de kruin te reduceren aan de hand van het Tension Cut Off criterium. Deze reductie ondervangt tevens de invloed van kleine oppervlakte scheuren.

1. Achtergrond

Momenteel wordt gewerkt aan de implementatie van de resultaten van het Dijken op Veen onderzoek in het ontwerp van de versterking van de Markermeerdijken. Vanuit het project Dijken op Veen is een werkwijze ontwikkeld die uitgaat van Critical State Soil Mechanics, CSSM, in combinatie met ongedraineerde sterkte eigenschappen waarbij wordt uitgegaan van ongedraineerd gedrag tijdens bezwijken. Dit is een werkwijze die afwijkt van de huidige praktijk. Gevolg hiervan is dat veel onderdelen van de stabiliteitsanalyse opnieuw kritisch worden bekeken. Een van de vragen die zich hierbij voordoet, is hoe op een realistische wijze de sterkte van het dijksmateriaal in een stabiliteitsberekening in rekening moet worden gemodelleerd. Dit punt is nader toegelicht in memo: “scheureffect in stabiliteitsberekeningen”, 1214-0007-040.R26/WRH 30 september 2015, opgesteld door Fugro Ingenieursbureau b.v., Halter (2015).

De problemen met dijksmateriaal zijn in de volgende drie punten samengevat:

1. Scheurvorming; hierbij wordt onderscheidt gemaakt in twee typen scheurvorming:
   – Het dijksmateriaal is gestructureerd, door weersinvloeden kan de toplaag verbrokkeld zijn. Dit leidt tot (droogte) scheuren

– Als gevolg van het bereiken van de Tension Cut OFF condities ontstaan trekspanningen in het dijklichaam. Deze trekspanningen leiden tot trekscheuren die zich in de kruin van een dijklichaam voordoen.

2. Het dijklichaam ligt deels boven de grondwaterstand en is daarmee deels onverzadigd. Hoe moet worden omgegaan met de onverzadigde zone is nog niet duidelijk.
3. Het materiaal dat voor de aanleg van dijken werd en wordt gebruikt kan sterk variëren. Dit leidt tot grote variatie in eigenschapen van het dijksmateriaal. Ook de uitvoeringswijze kan een grote variatie in eigenschappen tot gevolg hebben. Een voorbeeld hiervan is het laagsgewijs aanbrengen en verdichten van kleilagen bij de aanleg van nieuwe dijken.

In de bovengenoemde memo, Halter (2015), is een kleine literatuurstudie uitgevoerd naar de wijze waarop internationaal wordt omgegaan met dijksmateriaal. In de voorliggende memo wordt gebruik gemaakt van de literatuurstudie, echter er wordt aangevuld met ervaringen uit het onderzoeksprogramma Wettelijk Toetsinstrumentarium, WTI. In het WTI is voor het toetsen van dijken een werkwijze ontwikkeld voor het toetsen van dijken op basis van de CSSM. Ook in het WTI is specifiek aandacht besteed aan het dijksmateriaal. Opvallend is dat in het WTI vooral wordt ingegaan op het tweede punt, de onverzadigde zone, terwijl in de memo, Halter (2015) vooral wordt ingegaan op het aspect scheurvorming.

Opgemerkt wordt dat bij het ontwerp van dijkversterkingen het materiaal waarmee de dijkversterking wordt uitgevoerd vaak niet bekend. Dit heeft tot gevolg dat voor de situaties waarin een aanzienlijke kruinverzwaring of asverschuiving is voorzien de sterkte van het toekomstige dijklichaam niet bekend is. De inschatting van de sterkte van het toekomstige dijksmateriaal is onderwerp van studie en wordt in deze memo niet behandeld.

In de memo, Halter (2015) wordt ter illustratie metingen van de sterkte van recent aangebracht dijksmateriaal bij de Zuiderdijk van Drechterland besproken. In de navolgende paragrafen wordt enkele malen naar dit voorbeeld verwezen. Bij de recente versterkte Zuiderdijk is met behulp van vinproeven de sterkte van het dijksmateriaal bepaald, Fugro notitie 1214-007-050 juni 2015. Uit de metingen volgde een karakteristieke ondergrens waarde van de schuifsterkte, $s_{u,kar}$ = 25 kPa bij een volume gewicht van het dijksmateriaal van 16,5 kN/m^3. Dit is een hogere sterkte dan de sterkte die oorspronkelijk met gedraineerde parameters in rekening werd gebracht.

2. Doel van de memo en leeswijzer

Het doel van de memo is te komen tot een praktische werkwijze in het schematiseren van de sterkte van het bestaande dijklichaam in de ontwerpberekeningen van de Markermeerdijken.

In deze memo worden de drie bovengenoemde punten een voor een besproken. Hierbij wordt gebruik gemaakt van de aangedragen literatuur en ontwikkelingen in het onderzoeksproject WTI. Daarnaast zijn in het WTI cases nagerekend, paragraaf 5 bespreekt de sterkte eigenschapen die voor het dijksmateriaal in de cases zijn toegepast. Tot slot volgt een voorstel voor een praktische werkwijze voor het omgaan met het dijksmateriaal.

3. Scheurvorming

3.1 Inleiding

Indien in de kruin evenwijdig aan het dijklichaam scheuren aanwezig zijn, zullen deze scheuren het (berekende) evenwicht van het dijklichaam beïnvloeden. Immers langs een openstaande scheur kan geen wrijvingsweerstand meer worden overgebracht, er is geen sterkte meer. In

internationale handboeken, USACE, 2013 en CIRIA 2013, voor het ontwerp van dijken wordt aandacht besteed aan scheurvorming in relatie tot het berekenen van de stabiliteit.

Hierbij zijn grofweg twee type scheuren te onderscheiden:
- Scheuren ontstaan door weersinvloeden; droogtescheuren
- Scheuren als gevolg van de lage treksterkte die in grond kan worden gemobiliseerd, trekscheuren (tension cracks)

In de onderstaande paragrafen worden beide typen nader besproken. Opgemerkt wordt dat de term trekscheur misleidend is. Ook bij het uitdrogen van het dijksmateriaal ontstaan trekspanningen met scheurvorming tot gevolg.

3.2 Droogtescheuren
Door weersinvloeden zal het dijksmateriaal kunnen uitdrogen. Dit uitdrogen leidt tot een volume verkleining en vervolgens tot (krimp) scheuren. Dergelijke krimpscheuren kunnen bijvoorbeeld ontstaan wanneer bij de aanleg van een nieuw dijklichaam te nat materiaal wordt gebruikt. Ook in droge gebieden kan scheurvorming in het dijklichaam voorkomen. Voor Nederlandse omstandigheden staan voornamelijk de veendijken bekend om de scheuren die zich in de kruin tijdens droge periode ontwikkelen. Het bekendste voorbeeld hiervan is de kadebreuk in Wilnis.

De Markermeerdijk is voornamelijk uit klei opgebouwd waardoor droogtescheuren zoals bij veendijken zich voordoen niet snel zullen optreden. Daarnaast zijn er geen grote, diepe droogtescheuren in de Markermeerdijk aangetroffen. Ook zal het eventueel optreden van een diepe droogtescheur niet gecorreleerd zijn aan het optreden van maatgevend meerpeil.

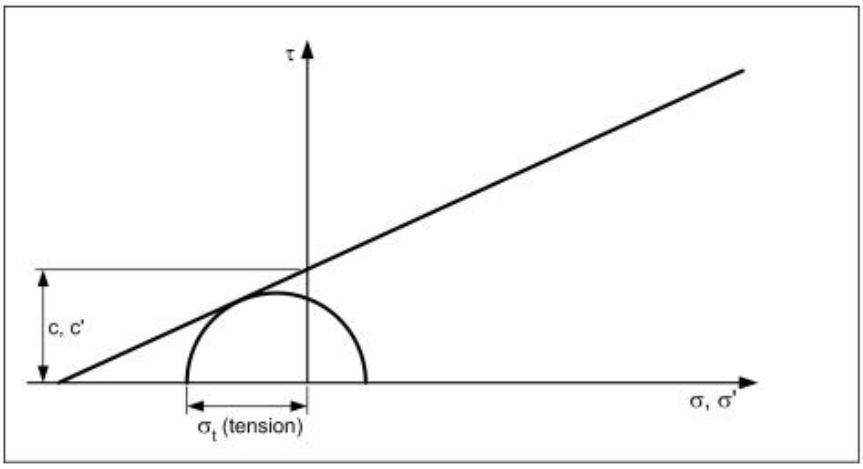
Elk dijklichaam is gestructureerd. De structuur uit zich in niet openstaande scheuren. De praktijkproef Bergambacht is hier een goed voorbeeld van. In de praktijkproef Bergambacht is een bestaande rivierdijk tot bezwijken gebracht. Na afloop van de proef is het dijklichaam afgegraven om het glijvlak vast te stellen, zie foto’s, figuur 1. Uit de beelden blijkt dat het opgetreden glijvlak niet door de structuur wordt beïnvloed.

Gezien het feit dat er geen grote droogtescheuren in de Markermeerdijk zijn geconstateerd, dat het optreden van droogtescheuren niet gecorreleerd is aan het optreden van ontwerpomstandigheden en dat waargenomen glijvlakken niet worden beïnvloed door de structuur in het materiaal, wordt voorgesteld bij het ontwerp van de versterking van de Markermeerdijken geen rekening wordt gehouden met (diepe) droogtescheuren.

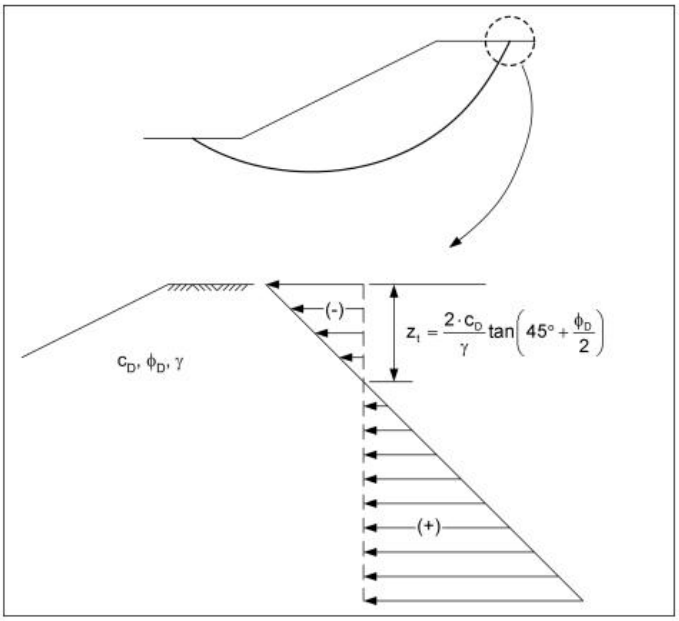
Figuur 1. Foto praktijkproef Bergambacht, glijvlak in dijksmateriaal, links overzichtsfoto, rechts detail

3.3 Tension Cut Off

In USACE(2013) wordt voorgeschreven rekening te houden met een verticale scheur aan het intrede punt van de glijcirkel. De achtergrond van deze scheur is de verwachte trekspanning die in horizontale richting ontstaat wanneer de maximale schuifweerstand wordt gemobiliseerd. Figuur 2 geeft een toelichting.



Figuur 2. Toelichting trekscheuren, Bezwijkcirkel van Mohr bij lage spanningen; laagste hoofdspanning geeft trek weer, uit USACE (2013)



Figuur 3 Schematisatie horizontale spanningen in dijklichaam, volgens actieve gronddruk theorie van Rankine, uit: USACE (2013)

Figuur 2 toont de spanningscondities in de toplaag met behulp van een cirkel van Mohr. De cirkel geeft de condities weer waarbij de maximaal beschikbare schuifweerstand is gemobiliseerd; de cirkel raakt de bezwijk omhullende. De snijpunten van de cirkel met de horizontale as geven de hoofdspanningen weer. De maximale hoofdspanning is druk. De minimale hoofdspanning ligt aan de andere zij van de oorsprong in de grafiek uit figuur 2; de minimale hoofdspanning is, in dit geval, trek. Wanneer wordt aangenomen dat in de toplaag, ter plaats van de kruin, zich geen rotatie van hoofdspanningsrichting heeft voor gedaan komt de verticale spanning overeen met de grootste hoofdspanning (druk), de horizontale spanning komt dan overeen met de kleinste hoofdspanning (trek). Over het algemeen wordt aangehouden dat grond geen of zeer weinig trekkracht kan opnemen. Opgemerkt wordt laboratoriumproeven, over het algemeen, bij hoge(re) spanningen zijn uitgevoerd. Vervolgens wordt een extrapolatie naar lage spanningen uitgevoerd. Hierdoor kan de waarde van de cohesie hoger zijn dan de sterkte die lage spanning daadwerkelijk kan worden gemobiliseerd.

Er zijn verschillende formules waarmee de diepte van een trekscheur kan worden bepaald. Hierbij is de maximaal te bereiken diepte afhankelijk van de aangehouden sterkte eigenschappen van het dijksmateriaal. In de memo Halter (2015) worden enkele rekenvoorbeelden gegeven. Bij een cohesie, c' = 2 kPa en een hoek van inwendige wrijving, φ' = 22,5° wordt een scheurdiepte van 0,4 m gevonden. Bij c' = 25 kPa en φ' = 0°, feitelijk s_u = 25 kPa, wordt een scheurdiepte van 3 m gevonden.

In de Nederlandse ingenieurspraktijk is het niet gebruikelijk om dergelijke scheuren in rekening te brengen. Echter, het is wel gebruikelijk om een relatief lage cohesie te werken. Het hierboven genoemde rekenvoorbeeld geeft aan dat bij geringe cohesie, c' = 2 kPa een beperkte scheurdiepte wordt gevonden. Indien onterecht geen rekening wordt gehouden met trekscheuren is de fout gering. Nu voor de Markermeerdijken wordt overgegaan op het gebruik van de ongedraineerde schuifsterkte s_u, die hoger zijn dan de 2 kPa die vroeger als cohesie in

rekening werd gebracht komt de vraag naar voren hoe met dergelijke scheuren moeten worden omgegaan. Hierbij worden de volgende opmerkingen gemaakt:

- De Mohr cirkel uit figuur 2 geeft de situatie van bezwijken weer. Immers de cirkel raakt de bezwijkomhullende. Onder dagelijkse omstandigheden zal de maximaal te mobiliseren schuifweerstand niet gemobiliseerd zijn, met andere woorden onder dagelijkse omstandigheden zal de cirkel kleiner zijn en onder de bezwijkomhullende liggen. In de toplaag van de kruin van het dijklichaam zal nog geen spanningsrotatie zijn opgetreden. De verticale effectieve spanning zal de grootste hoofdspanning zijn. Deze wordt bepaald door het gewicht van het dijksmateriaal en zal daarmee een drukspanning zijn. De toplaag van de kruin van het dijklichaam ligt over het algemeen ruim boven de grondwaterstand waardoor waterspanningen geen rol spelen. De horizontale spanning in de toplaag zal worden bepaald door de K0 en de belastingsgeschiedenis. De horizontale spanning zal naar verwachting eveneens een drukspanning zijn. Uitzondering hierop vormt de situatie waarin droogtescheuren zijn ontstaan. Met andere woorden onder dagelijkse omstandigheden, met uitzondering van eventueel aanwezige droogtescheuren, zal de Mohr cirkel van de actuele effectieve spanningen geheel aan de drukzijde van de spanningsruimte, in figuur 2, liggen.
- Indien er onder dagelijkse omstandigheden geen trekspanningen in de kruin van het dijklichaam aanwezig zijn, zoals in het voorgaande punt wordt toegelicht, zullen onder dagelijkse omstandigheden geen trekscheuren ontstaan.
- Als gevolg van een te steil talud kunnen oppervlakkige bezwijkmechanismen ontstaan. Deze oppervlakkige bezwijkmechanismen leiden tot het optreden van trekscheuren. De Markermeerdijken worden regelmatig geïnspecteerd. Voorzover op dit moment bekend doen zich momenteel geen trekscheuren voor in de kruin van de Markermeerdijken.
- Er doen zich wel scheuren voor op de berm van het dijklichaam. Deze scheuren kunnen worden verklaard door het (zware) verkeer dat over de berm plaats vindt. Deze scheuren worden over het algemeen snel gerepareerd.
- Indien bekend is dat er zich in een specifiek dwarsprofiel waarvoor een stabiliteitsanalyse wordt uitgevoerd trekscheuren zich daadwerkelijk voordoen dienen de scheuren in de berekening te worden meegenomen. Echter, reparatie op korte termijn ligt voor de hand, er kan hier alleen sprake zijn van berekeningen tijdens een calamiteit.

Indien onder dagelijkse omstandigheden zich geen trekscheuren in de kruin van de Markermeerdijken voordoen rijst de vraag of deze zich tijdens maatgevende omstandigheden, kort voor eventueel bezwijken voor kunnen doen, bijvoorbeeld als inleidend mechanisme.

In hoeverre in de toplaag bezwijken wordt gevonden zoals weergegeven met de cirkel van Mohr in figuur 2 hangt af van het opgelegde spanningspad. In de toplaag in de kruin van het dijklichaam zal de verticale spanning niet toenemen. Hooguit in het geval dat de verkeersbelasting op de kruin gedraineerd in rekening wordt gebracht vindt er een toename van de verticale spanning in de toplaag van de kruin plaats. Het gedraineerd aanbrengen van de verkeersbelasting is niet gebruikelijk, echter voor het dijksmateriaal boven de grondwaterstand, of voor doorlatend dijksmateriaal niet onrealistisch. In dat geval beweegt de Mohr cirkel naar rechts in figuur 2 en zal de kleinste hoofdspanning, op het moment van bezwijken, niet of slechts beperkt trek weergeven.

Door indringing van buitenwater kunnen de waterspanningen in het dijklichaam toenemen ook in de toplaag. Door toenemende waterspanning neemt de korrelspanning af. Indien de spanningen in de toplaag van de kruin van de dijk met cirkels van Mohr worden weergegeven zullen deze naar links zijn opgeschoven ten opzichte van de initiële condities. Dit houdt in dat

ze dichter naar de bezwijkomhullende zijn opgeschoven. Echter, met uitzondering van het eigen gewicht staat in de toplaag het poriewater niet onderdruk. Dit heeft tot gevolg dat na het indringen van het poriewater de horizontale effectieve spanning niet of zeer beperkt negatief (trek spanning) zullen zijn. Condities zoals weergegeven in figuur 2 zullen door het indringen van water niet worden bereikt.

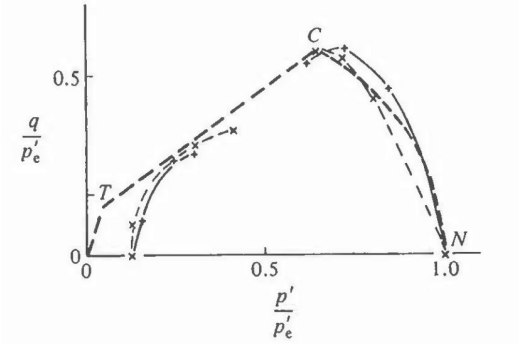
Naar verwachting zal bij het afschuiven van een dijklichaam bezwijken van de toplaag worden gevonden doordat op lagere delen in het dijklichaam en ondergrond reeds bezwijken is opgetreden met vervormingen tot gevolg. Deze vervormingen leggen een schuifvervorming en bijbehorende schuifspanning op aan de toplaag van de kruin. Indien deze schuifspanning te groot wordt treed bezwijken op. Dit wil houdt in dat het optreden van trekscheuren in een dijklichaam niet een inleidend mechanisme zal zijn, maar het gevolg van bezwijken op lagere diepte.

Hieruit wordt geconcludeerd dat het voor de Markermeerdijken niet voor de hand ligt om diepe trekscheuren te modelleren in de stabiliteitsanalyse. Bij deze conclusie volgt wel een belangrijke kanttekening.

De stabiliteit van de Markermeerdijken wordt berekend met analytische methoden, Bishop, LiftVan en Spencer. Deze methoden gaan ervan uit dat langs het glijvlak de schuifweerstand gelijkmatige wordt gemobiliseerd. Een berekende evenwichtsfactor van SF = 1,0 wil zeggen dat langs het gehele glijvlak de maximaal te mobiliseren schuifweerstand is gemobiliseerd, bij een berekende evenwichtsfactor van SF = 2,0 is langs het gehele glijvlak de helft van de maximaal te mobiliseren weerstand gemobiliseerd, enzovoorts. Indien voor de sterkte van de toplaag een hoge s_u in rekening wordt gebracht kan dit betekenen dat er trekspanningen in de toplaag op zouden treden op het moment dat deze maximale sterkte ook daadwerkelijk wordt gemobiliseerd. Deze trekspanningen kunnen (onrealistisch) hoog worden. Eindige elementen berekeningen hebben de mogelijkheid trekspanningen in de berekening te voorkomen met een Tension Cut Off optie. Analytische rekenmodellen hebben deze optie niet, echter bij het vaststellen van de sterkte eigenschappen kan hier wel rekening mee gehouden worden.

Figuur 4 geeft een voorbeeld van een dimensieloos spanningspad uit Wood, 1990. De lijn OT geeft hier de Tension Cut Off, TCO, lijn weer. Hierbij worden de volgende opmerkingen gemaakt:

- De TCO-lijn wordt in figuur 4 niet gevonden in de metingen, de metingen zijn bij hogere spanningen uitgevoerd.
- De triaxiale compressie proeven op veenmonsters wordt meestal gevonden dat het spanningspad de TCO lijn bereikt, waarna bezwijken van het monster wordt gevonden.
- In het $p' – q$ diagram wordt de TCO lijn weergegeven door een lijn vanuit de oorsprong met een helling 1:3 (p':q).
- In het s'- t diagram is dit een lijn met een helling van 1:1.
- In een praktische toepassing kan de verticale effectieve spanning in de diepte worden bepaald. Hiermee kan de maximale sterkte die conform de TCO condities beschikbaar is in de diepte worden vastgesteld. Vervolgens kan een sterkteprofiel in de diepte worden gemaakt die start bij een sterkte gelijk aan 0 kPa aan het maaiveld en met de diepte lineair toeneemt tot de maximale sterkte uit laboratoriumproeven of correlatie met sondeerweerstanden is bereikt.

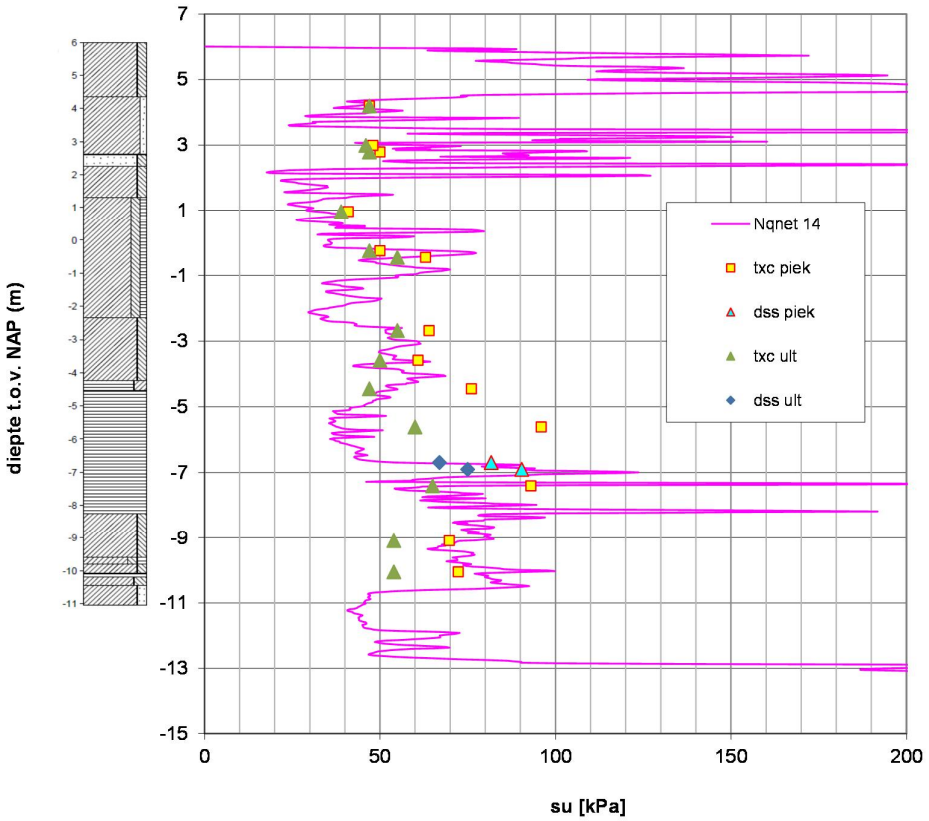


Figuur 4, Hvorslev contour, uit Wood (1990)

Het laatste punt kan aan de hand van een voorbeeld worden toegelicht. In de inleiding is toegelicht dat met behulp van vinproeven de sterkte van het recent aangebracht dijksmateriaal in de Zuiderdijk is vastgesteld. Hieruit volgde $s_{u,kar}$ = 25 kPa, bij een volume gewicht van 16,5 kN/m$^{3.}$. Uit deze getallen volgt dat een diepte van 3,03 m uit de TCO condities de grond zonder trekspanning een sterkte van 25 kPa kan realiseren.

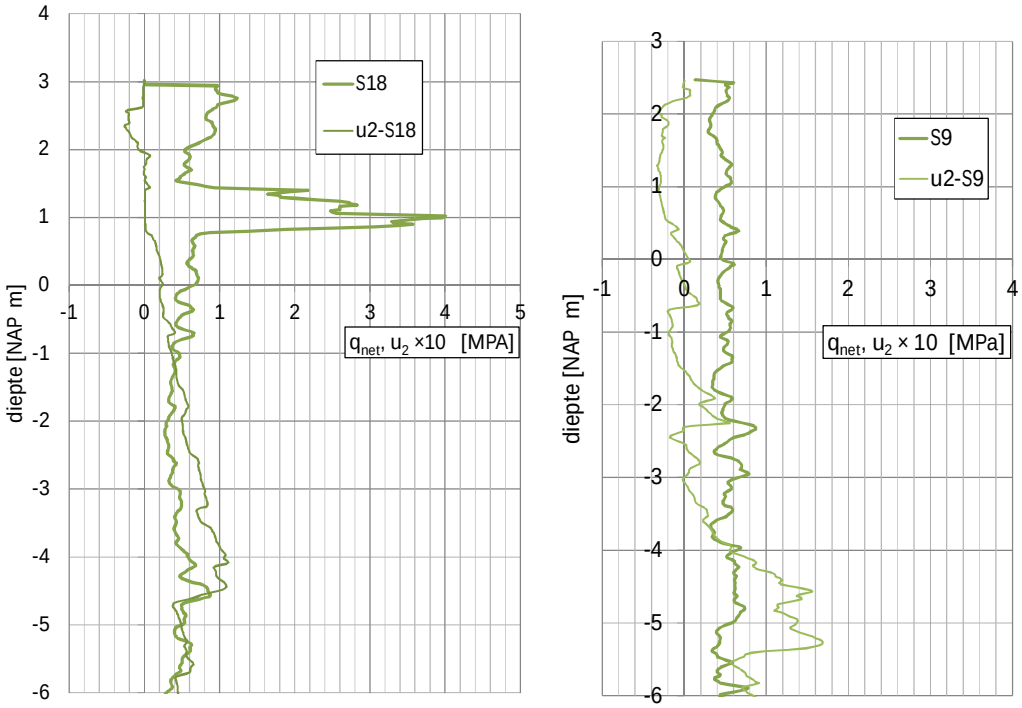
4. Sterkte in de onverzadigde zone

In van Duinen (2010) en (2012) is een aantal cases waarin zowel bezwijken van dijklichamen als het overleven van hoogwaterstanden is nagerekend met CSSM en ongedraineerde sterkte eigenschappen. Een van deze cases betrof de case Streefkerk. Figuur 5 toont een vergelijking tussen de s_u waarde bepaald aan de hand van de correlatie met s_u, N_{kt} = 14, en laboratoriumproef resultaten. Voor de kleilagen zijn de resultaten van de triaxiale compressie proeven, txc, voor zowel piek sterkte, txc piek, als de sterkte bij eind rek, txc ult, gegeven. Voor de veenlagen zijn de resultaten van de Direct Simple Shear proeven, dss piek en dss ult, gegeven. Naast de sondering is in figuur 5 een boorstaat gegeven. De kruin van de boring ligt op circa NAP + 6,0 m. De onderzijde van het dijklichaam ligt op circa NAP -4,5 m. De waterspanningsmeting, niet getoond in figuur.5 geeft aan dat op deze locatie de grondwaterstand in het dijklichaam op circa NAP + 2,0 m ligt.



Figuur 5, Vergelijking s_u uit correlatie sondering met resultaten laboratoriumproeven

Figuur 5 laat zien dat boven NAP + 2,0 m, in de onverzadigde zone, zeer hoge sterktes uit de correlaties met de sonderingen worden gevonden. Onduidelijk is of deze sterkte, bijvoorbeeld als gevolg van zuigspanning, daadwerkelijk in de onverzadigde zone aanwezig is of dat voor de sterkte in de onverzadigde zone een andere correlatie met sondeerweerstanden moet worden opgesteld. De laboratoriumproeven op het materiaal uit de onverzadigde zone is conform conventionele proefprocedures beproefd. Dat houdt in dat het monster voor beproeving is verzadigd en dat daarmee de sterkte van onverzadigde grond niet is gemeten. Figuur 5 laat zien dat de resultaten van de (conventionele) laboratoriumproeven op het verzadigde dijksmateriaal onder NAP + 2,0 m goed overeenkomen met de resultaten van de proeven op dijksmateriaal boven de NAP + 2,0 m. Het sondeerbeeld laat wel een duidelijk verschil zien.



Figuur 6, Sonderingen kruin Markermeerdijk, links Uitdam Zuidzijde, dijk 28 + 84, rechts Durgerdam dijk 28 + 148

In het project Dijken op Veen zijn op vier locaties sonderingen door de kruin van de Markermeerdijk uitgevoerd. Om na te gaan of ook bij de Markermeerdijken het effect van de onverzadigde zone zichtbaar is zijn de sonderingen van deze vier locaties, 11 sonderingen in totaal, nader beschouwd. Figuur 6 toont twee karakteristieke sonderingen. De linkergrafiek toont een sondering uitgevoerd aan de zuidzijde van Uitdam. De dikke lijn geeft de gecorrigeerde sondeersweerstand q_{net}. De dunne lijn geeft de gemeten waterspanning weer. De gemeten waterspanning laat zien dat de grondwaterstand op circa NAP + 0,8 m is gelegen. Tussen NAP + 0,8 en +1,5 m worden hoge weerstanden gemeten, terwijl de boringen laten zien dat hier geen zandige lagen aanwezig zijn. De foto's van de boringen zijn weergegeven in de bijlagen. De hoge sterkte kan worden verklaard met zuigspanningen die in de onverzadigde zone aanwezig zijn. Tussen NAP + 1,5 m en de kruin, NAP + 3,0 m wordt een vergelijkbare of iets hogere sterkte in het dijklichaam gevonden als het deel van het dijkmateriaal dat onder de grondwaterstand is gelegen.

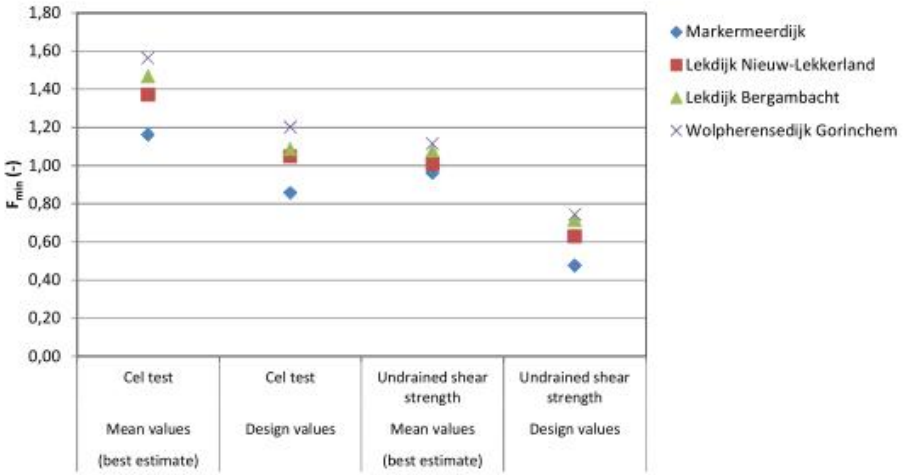
De rechtergrafiek in figuur 6 geeft het sondeerbeeld ter plaatse van dijk 28 + 148, Noordzijde Durgerdam. De grondwaterstand is hier gelegen op NAP +1,17 m. Hier is geen invloed van een verzadigde zone op het sondeerbeeld zichtbaar. De gemeten weerstand onder en boven de grondwaterstand zijn gelijk. Het is vooralsnog onduidelijk waarom op de ene locatie de invloed van de onverzadigde zone op het sondeerbeeld wel zichtbaar is en op de andere locatie niet. Dit heeft tot gevolg dat er niet op vertrouwd kan worden dat de extra sterkte als gevolg van de onverzadigde zone ook daadwerkelijk aanwezig is bij het optreden van ontwerp omstandigheden.

In de DoV methode voor het berekenen van de stabiliteit van dijken wordt de ongedraineerde schuifweerstand door middel van een correlatiefactor uit gemeten sondeerweerstanden

bepaald. Indien voor de locatie dijk 28 + 84 voor het dijksmateriaal dit zou worden gedaan, wordt impliciet de extra sterkte in de zone tussen NAP + 0,8 m en NAP + 1,5 m in rekening gebracht. Dit is in tegenspraak met de hiervoor beschreven constatering dat niet vertrouwd kan worden op de extra sterkte in de onverzadigde zone. In plaats daar van kan de correlatie alleen onder de grondwaterstand worden toegepast. Hoe wel moet worden omgegaan met de sterkte van het dijksmateriaal boven de grondwaterstand wordt in de volgende paragrafen beschreven.

5. Analyse Cases

In van Duinen (2010) en van Duinen (2012) zijn cases van bestaande dijken nagerekend. Het betreft zowel cases waarbij bezwijken is opgetreden als cases waar hoogwaterstanden zijn overleeft. Uit deze cases volgde dat dat het gebruik van critical state soil mechanics in combinatie met ongedraineerde schuifsterkte parameters de waarnemingen, wel of niet bezwijken, goed reproduceerd.



Figuur 7 Berekende evenwichtsfactoren voor vier cases waarin de dijk een hoogwaterstand overleeft

Ter illustratie wordt in figuur 7 de resultaten van de overleefde waterstanden weergegeven. De berekeningen met verwachtingswaarden, de eerste en derde kolom uit figuur 7 geven de beste benadering van de werkelijk opgetreden situatie weer. De derde kolom geeft aan dat het gebruik van de CCSM in combinatie met verwachtingswaarde van de ongedraineerde sterkte eigenschappen leidt tot een berekende evenwichtsfactor van 1,0. Dit is voldoende om te verklaren waarom bezwijken niet is opgetreden, maar laat zien dat de marge gering is.

Omdat de berekeningsresultaten in deze cases goed aansluiten bij de opgetreden waarnemingen, bezwijken of geen bezwijken, zijn sterkte eigenschappen die in deze berekeningen zijn gebruikt een goede indicatie voor realistische eigenschappen voor het dijksmateriaal.

In de studie naar bezweken dijken (van Duinen, 2010) zijn een groot aantal varianten berekend. Hierdoor is niet helemaal eenduidig aan te geven welke parametercombinatie het beste past. Hoewel de verschillen tussen de combinaties klein zijn, is in de onderstaande tabel alleen de waarde voor de sterkte van klei-eigenschappen geven uit de studie naar overleefde hoogwaterstanden.

profiel	verwachtingswaarde		reken waarde	
	s_u-ratio [-]	POP [kPa]	s_u – ratio [-]	POP [kPa]
Markermeerdijk (dijk 23 dijkpaal 63)	0,26	24	0,17	14
Lekdijk, Nieuw-lekkerland	0,25	9	0,19	0
Lekdijk, Bergambacht	0,25	26	0,19	17
Wolpherensedijk, Gorinchem	0,25	47	0,19	19

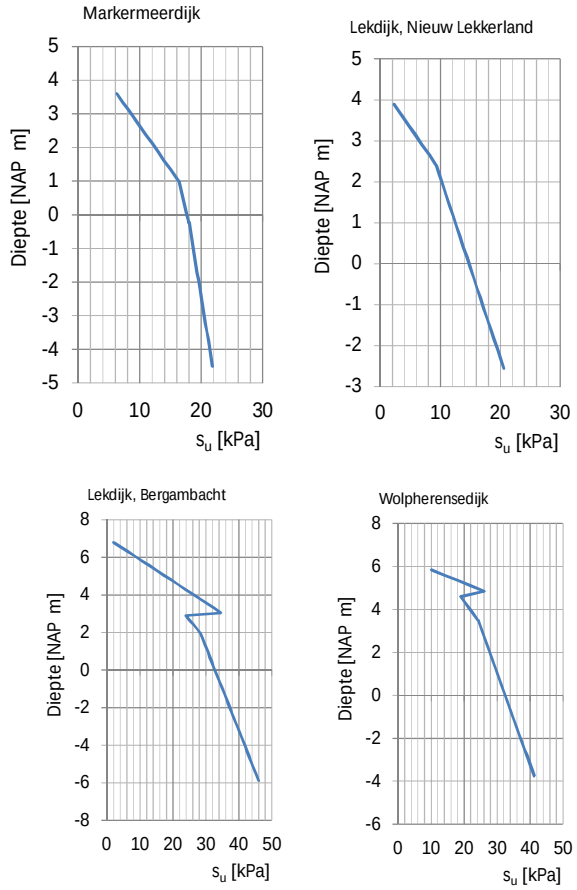
Tabel 1 Eigenschappen dijksmateriaal uit analyse cases met overleefde waterstand

Tabel 1 geeft de sterkte eigenschapen die zijn toegepast bij het narekenen van de cases van dijken die een hoog water hebben overleefd. De stap van parameters uit tabel 1 naar de daadwerkelijke waarde voor de ongedraineerde schuifweerstand, s_u, is gegeven in vergelijking (1). Opgemerkt wordt dat het Markermeerdijk profiel, gegeven in tabel 1, gelegen is ten Noorden van Edam. Het project Dijken op Veen richt zich voornamelijk het traject waar relatief veel veen in de ondergrond aanwezig is. Dit is het traject ten zuiden van Edam.

$$s_u = S\left(\frac{\sigma'_{vi} + POP}{\sigma'_{vi}}\right)^m \sigma'_{vi}, \quad m = 1 \qquad (1)$$

Waarin:

S = s_u-ratio
σ'_{vi} = verticale effectieve terreinspanning
POP = Pre Overburden Pressure



Figuur 8 Sterkte profielen dijksmateriaal toegepast in van Duinen (2012)

De analyse uit van Duinen (2012), is uitgevoerd in een eerder stadium van het ontwikkelen van een werkwijze voor het toepassen van de CSSM theorie op basis van ongedraineerde sterkte eigenschappen. Destijds werd uitgegaan van m = 1. Hierdoor reduceert vergelijking 1 tot $s_u = S \times \sigma'_{vi}$.

Figuur 8 toont voor de vier profielen die in van Duinen (2012) zijn doorgerekend, het sterkte profiel in het dijksmateriaal. In de profielen Lekdijk, Bergambacht en Wolpherensedijk is zandige laag / wegfundering in de kruin van het dijklichaam gemodelleerd. De sterkte van deze laag is met de gedraineerde sterkte eigenschappen *c*' en φ'beschreven. Bij de overgang van de wegfundering naar het dijksmateriaal wordt een sprong in sterkte gevonden als gevolg van het verschil in de in rekening gebrachte sterkte eigenschappen. De knik die in de sterkte profielen wordt gevonden, wordt veroorzaakt door de grondwaterstand. Onder grondwaterstand is de toename van de verticale effectieve spanningen met de diepte minder, hierdoor neemt de s_u minder snel in diepte toe.

De vier profielen hebben een geringe sterkte aan het oppervlak van de kruin van het betreffende dijklichaam en lopen op tot 20 kPa bij de Lekdijk, Nieuwlekkerland tot 46 kPa bij het profiel Lekdijk, Bergambacht.

In geen van de profielen is een sterkte direct aan het oppervlak toegekend die ligt in de orden van enkele tientallen kPa's zoals de sonderingen uit figuur 5 en 6 suggereren.

6. Praktische uitwerking schematisatie dijksmateriaal

In voorgaande paragrafen zijn drie aandachtspunten met betrekking tot het schematiseren van de sterkte van het dijksmateriaal benoemd:

4 Sterkte in de onverzadigde zone
5 Heterogeniteit
6 Scheurvorming

In de memo is voornamelijk ingegaan op het eerste en laatste punt. De vragen rondom de aandachtspunten zijn op dit moment nog niet volledig opgehelderd. Wel dient er een werkwijze te komen waarmee, met de huidige inzichten, de sterkte van het dijksmateriaal in een stabiliteitsanalyse op verantwoorde wijze kan worden gemodelleerd. In deze paragraaf wordt een dergelijke werkwijze toegelicht. Belangrijk hierbij is dat de werkwijze voldoende robuust is, dat wil zeggen bij nieuwe ontwikkelingen niet onveilig blijkt te zijn, zonder onnodig conservatief te zijn.

Sterkte onverzadigde zone

In het WTI onderzoek is veel aandacht voor de extra sterkte die, als gevolg van zuigspanning in de onverzadigde zone aanwezig is. Het sondeerbeeld laat deze extra sterkte zien. Op dit moment is niet duidelijk hoe de sterkte in de onverzadigde zone zich ontwikkelt bij een veranderende grondwaterstand in het dijklichaam tijdens of voorafgaand aan maatgevende omstandigheden.

De sonderingen, figuur 5 en 6, laten zien dat het effect van de onverzadigde zone op de sterkte van het dijksmateriaal niet overal even groot is. Dit kan worden verklaard met de lokale structuur van het dijksmateriaal en de hoeveelheid, lokaal, aanwezige vocht. Er zijn rekenmethoden beschikbaar waarmee zuigspanning in de ondergrond kan worden bepaald, echter deze hebben veel lokale informatie nodig. Door de verwachte variatie in lokale eigenschappen is het lastig zuigspanning in de onverzadigde zone te berekenen voor lange dijktrajecten. Tevens zijn deze modellen maar in beperkte mate geschikt voor het maken van voorspellingen van de zuigspanning die tijdens maatgevende omstandigheden zullen optreden. De wijze waarop de zuigspanning de sterkte van het dijksmateriaal beïnvloedt, en de voorspelling daarvan is onderwerp van onderzoek. Voor het ontwerp van de Markermeerdijken wordt voorgesteld de extra sterkte als gevolg van de onverzadigde zone niet in rekening te brengen.

Bij het uitvoeren van de laboratoriumproeven wordt, conform de standaardprocedure, het monster volledig verzadigd voordat het wordt beproefd. Dit heeft tot gevolg het onverzadigde gedrag en de extra sterkte die dit met zich mee brengt in de proeven is uitgesloten. Hiermee kunnen de proefresultaten worden gebruikt zonder een eventuele correctie op dit punt.

In de sonderingen is de invloed van de onverzadigde zone in sommige gevallen wel aanwezig. Indien de sterkte van het dijksmateriaal met behulp van een correlatie uit sonderingen wordt bepaald is voor deze gevallen een correctie nodig. Voor de situaties waar onder de grondwaterstand hetzelfde dijksmateriaal aanwezig is als boven de grondwaterstand, wordt voorgesteld de sterkte die onder de grondwaterstand wordt gevonden te extrapoleren naar het dijksmateriaal dat boven de grondwaterstand is gelegen. Hierbij dient wel rekening te worden gehouden met de hierna beschreven voorgestelde correcties in verband met Tension Cut Off condities.

Indien het dijksmateriaal boven de grondwaterstand wezenlijk afwijkt van het materiaal onder de grondwaterstand zal per situatie een schematisatie moeten worden vastgesteld. Opgemerkt wordt dat het dijksmateriaal dat boven de grondwaterstand ligt waarschijnlijk in de zone valt waarin de hierna beschreven correctie in verband met Tension Cut Off condities wordt toegepast. Daarnaast wordt opgemerkt dat het afwijkende materiaal in veel gevallen zandig materiaal zal zijn. In zandig materiaal zullen, vanwege de structuur en korrelgrootte van het materiaal, de zuigspanning in de onverzadigde zone verwaarloosbaar zijn. Tevens wordt de sterkte van deze lagen niet met een ongedraineerde schuifsterkte gemodelleerd.

heterogeniteit
Het dijksmateriaal is zeer heterogeen. Niet alleen vanwege de verschillende materialen die in het verleden zijn gebruikt bij de opeenvolgende dijkversterkingen, maar binnen een materiaalsoort wordt een grote spreiding van (sterkte) eigenschappen gevonden. Dit is nader beschreven in het WTI rapport, van Duinen (2013). In deze memo zijn voor dit onderwerp geen nieuwe aspecten toegevoegd.

De grote spreiding die in eigenschappen van het dijksmateriaal wordt gevonden leidt in veel gevallen tot een groot verschil tussen de verwachtingswaarde en de rekenwaarde van de parameter. Er zijn verschillende manieren om de ongedraineerde schuifsterkte te bepalen. Een van de werkwijzen gaat uit van vergelijking (1) waarbij gebruik wordt gemaakt van de parameters s_u-ratio, OCR en m, een ander maakt gebruik van een directe correlatie met de sondeerweerstand. Verwacht mag worden dat de onzekerheden in de parameters in beide methoden leidt tot een iets andere onzekerheid in de uiteindelijke waarde voor de

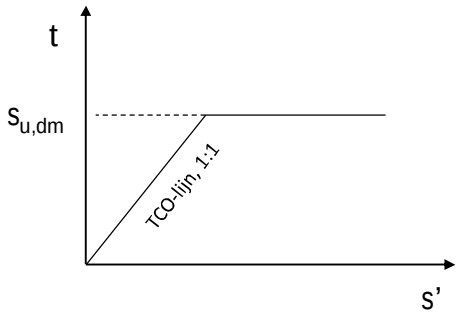
ongedraineerde schuifsterkte s_u. Op het moment van het opstellen van deze memo is de correlatie met de sondeerweerstand en de onzekerheden van de correlatieparameters voor het dijksmateriaal van de Markermeerdijk nog niet bekend. Verwacht wordt dat de directe bepaling van de ongedraineerde schuifsterkte s_u leidt tot een iets minder conservatieve waarde dan de bepaling met behulp van vergelijking (1). Opgemerkt wordt dat voor het ontwerp van de Markermeerdijkversterking op dit moment wordt uitgegaan van een directe correlatie met de sondeerweerstand.

Scheurvorming
In de voorgaande hoofdstukken is ingegaan op de aanwezigheid van scheuren. Hierbij is onderscheid gemaakt tussen droogtescheuren en scheuren die ontstaan door het bereiken van de Tension Cut Off, TCO condities in de top van de kruin van het dijklichaam. Voor beide typen scheuren geldt dat het niet voor de hand ligt om deze, voor de Markermeerdijken in rekening te brengen zoals in USACE (2013) en CIRIA (2013) wordt beschreven. Reden hiervoor is dat:

- er in de Markermeerdijk geen diepe, openstaande scheuren aanwezig zijn
- dat indien deze door droogte zouden ontstaan dit niet gerelateerd is aan hoog water
- er vanuit mag worden gegaan dat als er zich droogtescheuren voordoen, deze tijdig worden opgemerkt en worden gerepareerd
- het in rekening brengen van TCO-condities, door middel van een scheur / een zone waarin geen sterkte in rekening wordt gebracht, onnodig conservatief is.

Opgemerkt wordt dat indien de stabiliteit wordt berekend van een profiel waarin een scheur aanwezig is, bijvoorbeeld berekeningen ter ondersteuning van het oplossen van een calamiteit, een dergelijke scheur in rekening dient te worden gebracht. Echter bij het regulier toetsen, of ontwerpen van de Markermeerdijk dient geen scheur in de kruin van het dijklichaam in rekening te worden gebracht.

Echter, enige voorzichtigheid is wel geboden. Als gevolg van structuurvorming en TCO condities zal dicht aan het oppervlak de werkelijk te mobiliseren schuifweerstand mogelijk gereduceerd zijn ten opzichte van wat dieper in het dijklichaam gemobiliseerd kan worden. De reductie in maximaal te mobiliseren sterkte zal tevens de mogelijke gevolgen van structuurvorming op de sterkte van de klei in de toplaag ondervangen.



Figuur 9 Definitie schets Tension Cut Off, TCO, lijn

Figuur 9 toont de Tension Cut Off lijn, TCO lijn, in een *s*' – *t* diagram. De parameters *s*' en *t* zijn gedefinieerd bij vergelijking (2), met σ'_v en σ'_h de verticale, respectieve horizontale effectieve spanning.

$$s' = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2}, \quad t = \frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2} \tag{2}$$

Per definitie volgt de TCO-lijn in een *s*' – *t* diagram een helling 1:1. Sinds voor TCO-condities geldt dat $\sigma'_h = 0$, volgt langs de TCO – lijn $s' = t = \sigma'_v/2$. In deze definitie is de daadwerkelijk gemobiliseerde waarde van *t* gelijk aan s_u.

Het gebruik TCO lijn bij het bepalen van de schuifsterkte in het dijksmateriaal gaat als volgt:

- Aan het oppervlak is de spanning, *s*' = 0 kPa. Volgens de TCO condities is de sterkte ook 0; $t = s_u = 0$ kPa
- Bij toenemende spanning *s*', dat wil zeggen bij toenemende diepte in het dijklichaam, neemt de sterkt toe met $t = s_u = \sigma'_v/2$
- Bij toenemende spanning *s*' neemt de sterkte verder toe tot het punt wordt bereikt waar de TCO-lijn de sterkte van het dijksmateriaal bereikt dat in het laboratoriumonderzoek of uit correlaties met sonderingen volgt. De sterkte van het dijksmateriaal is aangegeven met $s_{u,dm}$. Vanaf het snijpunt tussen de TCO en $s_u = s_{u,dm}$ en verder toenemende spanning *s*' geldt $s_u = s_{u,dm}$

Opgemerkt wordt dat indien de grondwaterstand voldoende laag ligt de diepte waarover de sterkte conform de TCO-lijn wordt gereduceerd eenvoudig te bepalen is, met *h* voor de diepte waarover wordt gereduceerd en γ_{dm} het volume gewicht van het dijksmateriaal volgt:

$$s_u = \frac{1}{2}\sigma'_v = \frac{1}{2}h\gamma_{dm}, \quad h = \frac{2s_{u,dm}}{\gamma_{dm}} \tag{3}$$

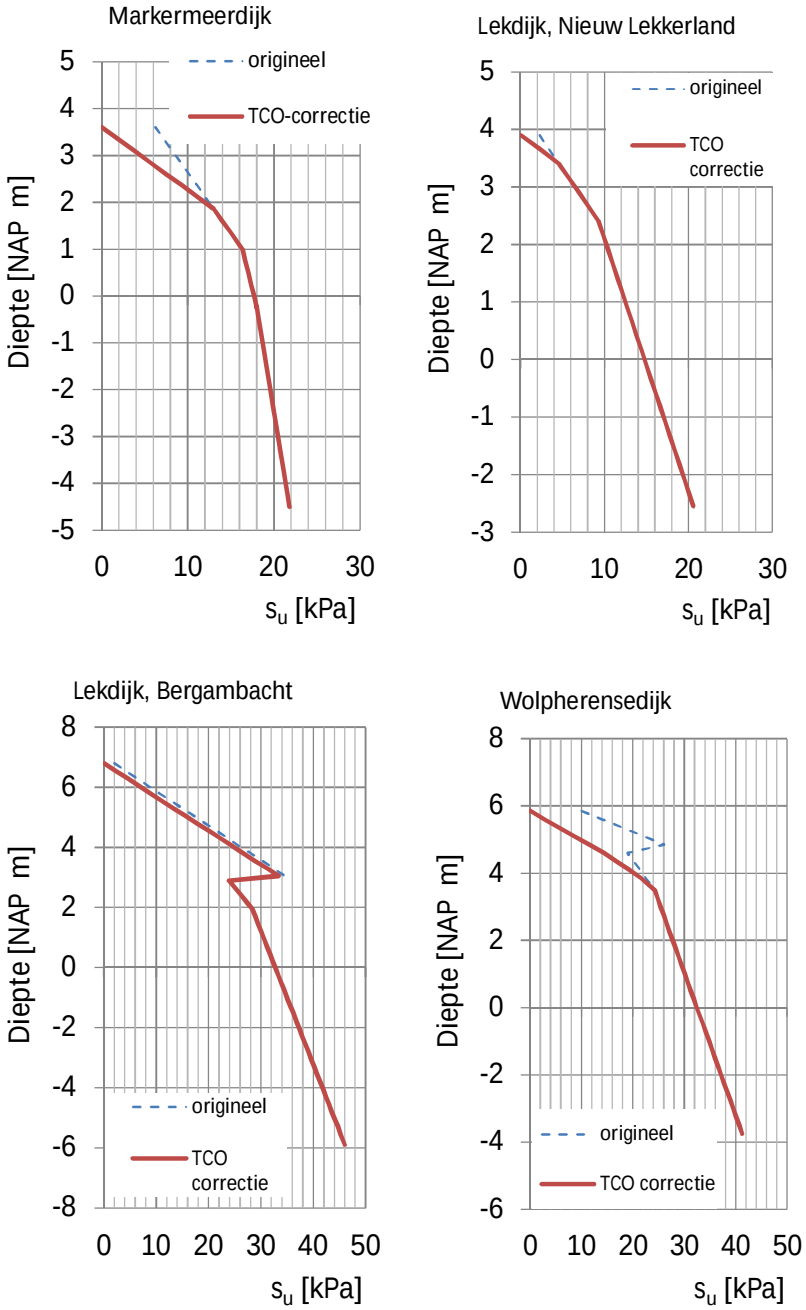
In de inleiding van deze memo wordt gerefereerd aan de metingen van de sterkte van het dijksmateriaal van de recent versterkte Zuiderdijk. Hierbij is de sterkte $s_{u,dm}$ = 25 kPa gevonden bij een volumiek gewicht van γ_{dm} = 16,5 kN/m^3. Hieruit volgt met vergelijking (3) dat de diepte van de zone waarover moet worden gecorrigeerd aan TCO condities, *h*, circa 3 m is, onder voorwaarde dat de waterstand in het dijklichaam voldoende diep ligt. Indien de waterstand minder dan 3 m onder de kruin van het dijklichaam is gelegen dient rekening te worden gehouden met de waterspanning bij het bepalen van de effectieve spanning en gaat vergelijking (3) niet meer op.

Het gebruik van de TCO-lijn in het reduceren van de sterkte bij lage spanningen is een veilige benadering van de aanname dat de grond geen trek sterkte kan opnemen. Het is daarom niet nodig om de sterkte die in de TCO-zone wordt gevonden te reduceren met partiële veiligheidsfactoren. Wel dient bij de ontwerpberekeningen de waarde voor $s_{u,dm}$,uit figuur 9, de rekenwaarde voor de sterkte van het dijksmateriaal te zijn.

In van Duinen (2010) en (2012) wordt een validatie van de werkwijze met ongedraineerde sterkte eigenschappen aan de hand van cases uitgewerkt. In deze memo wordt voorgesteld de sterkte van dijksmateriaal te reduceren vanwege TCO-condities. In de validatie is dit niet gedaan. Uit de validatie volgde dat de berekende evenwichtsfactoren goed aansloten bij het waargenomen gedrag van de dijk. Indien, vanwege TCO-condities, de sterkte van het dijksmateriaal wordt gereduceerd, zal bij een herberekening een lagere evenwichtsfactor worden gevonden. Met name voor de analyse van dijken die een hoogwater hebben overleefd zou kunnen volgen dat de berekende evenwichtsfactor te laag is ten opzichte van de waarneming dat de dijk het hoge water heeft overleefd. Dit zou betekenen dat de totale werkwijze, inclusief de correctie voor TCO condities, (te) conservatief is geworden. Om dit te

controleren is de voorgestelde correctie toegepast op het sterkte verloop uit figuur8. Figuur 10 geeft het resultaat.

Figuur 10 laat zien dat voor de uitgewerkte cases de correctie gering is. Alleen voor de case Wolpherensedijk is sprake van enige significante aanpassing van de sterkte.



Figuur 10 Sterkte profielen dijksmateriaal toegepast in van Duinen (2012), inclusief voorgestelde correcties voor TCO condities

Figuur 10 laat zien dat bij het toepassen van de restricties met betrekking tot de TCO de waarde die voor de sterkte van het dijksmateriaal in rekening wordt gebracht gering is. Alleen voor het geval Wolpherensedijk heeft de correctie enige omvang. In deze fase zijn geen nieuwe stabiliteitsberekeningen uitgevoerd. De invloed van de correctie op de berekende stabiliteit is daarmee niet bekend. Echter omdat de aanpassingen gering zijn, zal de invloed op de berekende evenwichtsfactoren ook gering zijn. Geconcludeerd wordt dat met het doorvoeren van de voorgestelde aanpassingen de sterkte van het dijksmateriaal in de cases waarmee het rekenen met ongedraineerde eigenschappen is gevalideerd niet significant wijzigt. Opgemerkt wordt dat in deze cases geen rekening is gehouden met de extra sterkte in de onverzadigde zone, zoals ook in deze memo is voorgesteld.

Tot slot wordt opgemerkt dat deze memo betrekking heeft op parameterbepaling voor het faalmechanisme Macrostabiliteit. Bij het faalmechanisme Microstabiliteit is onder andere de stabiliteit van de toplaag van belang. Analyses van veldproeven laten zien dat de sterkte van de toplaag aanzienlijk kan zijn. Deze hoge sterkte is niet in overeenstemming met de hier voorgestelde correctie vanwege TCO-condities. De discrepantie in de benodigde parameters voor het berekenen van beide faalmechanismen is nog onderwerp van onderzoek.

Literatuur

USACE (2013) Slope Stability, engineering and design, United States Army Core of Engineers doc. Nr EM 1110-2-1902

CIRIA (2013) International Levee Handbook, ILH, CIRIA C731, ISBN 978 – 0 -86017 – 734 -0 London

Halter W.R. (2015) scheureffect in stabiliteitsberekeningen, Fugro ingenieursbureau rapport nummer 1214-0007-040.R26/WRH 30.

Van Duinen T. A. (2010) SBW werkelijke sterkte van dijken – validatie WS15. Synthese resultaten stabiliteitsanalyses onderzoekslocaties Deltares rapport 1202121-003-GEO-0002 versie 1

Van Duinen T. A. (2012) Back analysis of dikes that withstand a high water level, Deltares memo 1206015-000-GEO-0003

Van Duinen T.A. (2013) Programma WTI 2017, onderzoek en ontwikkeling landelijke toetsinstrumentarium, Behaviour of anthropogenic material Deltares rapport nummer 1207808-001-GEO-002

Wood D.M. (1990) Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics, ISBN 0-521-33782-8, Cambridge University Press

Kopie aan
Werner Halter, Robbert Janssens, Huub de Bruijn, Goaitske de Vries

Bijlage(n)

Foto boring b18, dijk 28 dijkpaal 84, kruin
Foto boring b9, dijk 28 dijkpaal 148, kruin