

Bezwijkgedrag van veen en humeuze klei

Beschikbare kennis en kennisleemtes

Ons kenmerk
418030.0003

Versie
01 Definitief

Datum

Opgesteld in opdracht van
Delft Cluster

Rapportnummer
418030.0003 v01

Datum
oktober 2007

Versie
01 Definitief

Aantal pagina's
46

Titel / subtitel

Bezwijkgedrag van veen en humeuze klei /
Beschikbare kennis en kennisleemtes

Projectleider(s)
ing. T.A. van Duinen

Projectbegeleider(s)
dr.ir. C. Zwanenburg

Overige leden projectteam
dr. G. Greeuw
dr.ir. E.J. den Haan
drs. G.A.M. Kruse
drs. P.E.L. Schaminée
dr.ir. J.A.M. Teunissen

Opgesteld in opdracht van
Delft Cluster



Verspreiding
Delft Cluster
GeoDelft

Samenvatting rapport

Door diverse min of meer parallel lopende projecten is er binnen GeoDelft veel aandacht voor het bezwijkgedrag van humeuze klei en veen. Dit heeft geleid tot discussies over onder andere de betekenis van de hoge wrijvingshoek van veen en humeuze klei voor stabiliteitsanalyses, het ontstaan van schuifvlakken bij bezwijken van grond, numerieke modellering, het belang van heterogeniteit (o.a. vezels in veen), het effect van de stijfheid van gronddeeltjes op de effectieve spanning en de waterspanning in de grond en de waterspanningsontwikkeling in de grond door schuifvervorming.

Naar aanleiding van deze discussies is de wens ontstaan grote bezwijkproeven op veen en humeuze klei uit te voeren. Er is nagedacht over de eisen die aan deze proeven worden gesteld, de wijze waarop de monsters kunnen worden gestoken en hoe de proeven zullen worden uitgevoerd.

Ten behoeve van het project rekenen met ongedraineerde schuifsterkte, dat in opdracht van Delft Cluster wordt uitgevoerd, zijn de beschikbare kennis en de kennisleemtes betreffende het bezwijkgedrag van veen en humeuze klei op een rij gezet.

<u>Versie</u>	<u>Datum</u>	<u>Opgesteld door</u>	<u>Paraaf</u>	<u>Gecontroleerd door</u>	<u>Paraaf</u>
01	oktober 2007	Ing. T.A. van Duinen		Dr.ir. C. Zwanenburg	

Inhoudsopgave

1	Inleiding	1
2	Probleemstelling	3
3	Mechanica	5
3.1	Inleiding	5
3.2	Het ontstaan van schuifvlakken bij bezwijken van grond	5
3.3	De betekenis van de hoge wrijvingshoek voor stabiliteitsanalyses	7
3.4	Veiligheidsfilosofie	8
3.5	Numerieke modellering	9
3.6	De waterspanningsontwikkeling in de grond door schuifvervorming	10
3.7	Het effect van de stijfheid van gronddeeltjes op de effectieve spanning en de waterspanning in de grond	15
3.8	Opbouw en heterogeniteit van veen en humeuze klei	21
4	Experimenteel onderzoek naar de sterkte van veen en humeuze klei	23
4.1	Inleiding	23
4.2	Opzet van de proeven	23
4.3	Bepaling afmetingen voor de plaatdrukproeven	24
4.4	Bemonstering	26
4.5	Opzet monstername en proeven	27
4.6	Potentiële locaties voor het steken van grote monsters;	29
4.7	Elementen voor de analyse van de resultaten van de proef	29
5	Conclusies	31
6	Aanbevelingen	33
7	Referenties	35

Bijlage(n)

Bijlage 1	Stellingen over de hoge wrijvingshoek
Bijlage 2	Effect waterspanningen voor c_u -rekenen

1 Inleiding

In de achterliggende periode zijn binnen GeoDelft allerlei discussies gevoerd over het bezwijkgedrag van humeuze klei en veen. Aanleiding hiervoor is het “Onderzoek grensverleggend toetsen macrostabiliteit bij opdrijven”. In dit onderzoek wordt de macrostabiliteit bij opdrijven van twee dijkvakken onderzocht. Daarbij zal worden uitgegaan van de maximale sterkte (bezwijksterkte) van de grond. Dit onderzoek zal in opdracht van de Dienst Weg- en Waterbouwkunde en twee waterschappen worden uitgevoerd. Parallel daaraan zijn vorig jaar de DF-projecten “Cu-rekenen” en “Simulatie van triaxiaalproeven met Hardening Soil model” uitgevoerd. In het kader van Delft Cluster-onderzoek wordt nu een nieuw onderzoek naar rekenen met ongedraineerde schuifsterkte opgestart. Door al deze projecten is er binnen GeoDelft veel aandacht voor het bezwijkgedrag van humeuze klei en veen.

Ten aanzien van het bezwijkgedrag van humeuze klei en veen is discussie geweest over:

- de betekenis van de hoge phi voor stabiliteitsanalyses;
- het ontstaan van schuifvlakken bij bezwijken van grond;
- numerieke modellering;
- het belang van heterogeniteit (o.a. vezels in veen);
- het beproeven van grondmonsters met grote diameter in de grote triaxiaalcel;
- het ontwikkelen van een steekapparaat voor het steken van grote monsters;
- potentiële locaties voor het steken van grote monsters;
- het effect van de stijfheid van gronddeeltjes op de effectieve spanning en de waterspanning in de grond;
- de waterspanningsontwikkeling in de grond door schuifvervorming.

De gevoerde discussies geven aan wat de huidige stand van de kennis is ten aanzien van het bezwijkgedrag van humeuze klei en veen. Er zijn ook nog een aantal kennisleemtes.

Naar aanleiding van de gevoerde discussies over bovengenoemde onderwerpen zijn de huidige stand van de kennis en de kennisleemtes ten aanzien van het bezwijkgedrag van humeuze klei en veen in dit rapport vastgelegd. Dit rapport geeft ook een overzicht van de mogelijkheden van modellering van het gedrag van humeuze klei en veen. Het rapport is daarmee een basis voor het onderzoek naar grondgedrag in de komende jaren. Hierbij kan worden gedacht aan onderzoek dat plaats vindt in het kader van Delft Cluster, het IJkdijk-project en het onderzoek grensverleggend toetsen voor de Dienst Weg- en Waterbouwkunde (in kader van het project Sterkte en Belasting Waterkeringen).

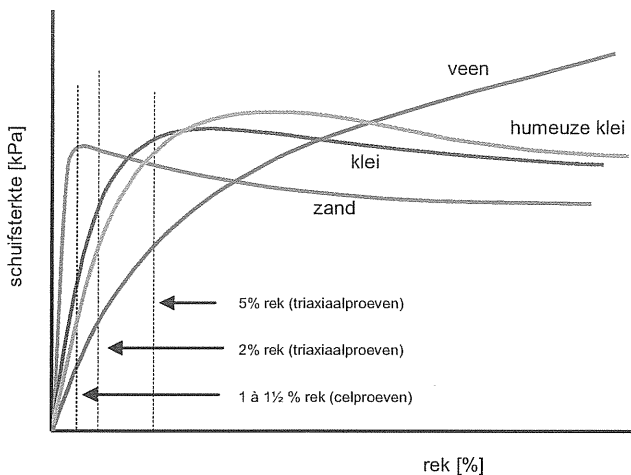
2 Probleemstelling

In de Nederlandse bodem komt veel veen en humeuze klei voor. Tot voor enkele jaren werd in de geotechnische adviespraktijk algemeen aangenomen dat de zeer slappe Nederlandse veen en klei een lage hoek van inwendige wrijving (φ' -waarde) heeft en daarbij een betrekkelijk hoge cohesie (c'). Den Haan [2005] laat zien dat de Nederlandse veen en klei wel degelijk een hoge φ' -waarde heeft. Dit betreft de bezwijksterkte in triaxiale compressieproeven. Daarbij is de c' laag. Bij afnemende natte dichtheid (γ_{nat}) neemt φ' zelfs toe. Voor veen in triaxiale compressie is de oorzaak van de hoge φ' duidelijk. De vezels die voornamelijk horizontaal georiënteerd zijn, worden gedwongen te verlenen en dragen als reactie een horizontale drukspanning over op het monster. Veen in triaxiale extensie heeft ook een hoge φ' -waarde. Dit komt niet met de verwachting overeen. De oorzaak van de hoge φ' in humeuze klei, waarin nauwelijks of geen vezels voorkomen, is ook onduidelijk. Ondanks dat de oorzaak van de hoge φ' -waarde nog niet helemaal verklaard is, staat de hoge φ' -waarde op zichzelf niet ter discussie.

In de huidige adviespraktijk wordt onvoldoende onderscheid gemaakt tussen echt bezwijken van taluds (aspect veiligheid) en de eisen voor vervorming van taluds (aspect beheer en onderhoud). Door deze werkwijze wordt de werkelijke sterkte van taluds niet in rekening gebracht. Mogelijk is deze werkwijze ontstaan om de hoge φ' -waarden van de slappe Nederlandse veen en klei in de ontwerpberekeningen te voorkomen [Den Haan 2005]. Door GeoDelft is een onderzoeksvoorstel opgesteld voor een grensverleggend onderzoek voor de ontwikkeling en de validatie van een nieuwe toetsmethodiek voor het aspect macrostabiliteit binnenwaarts bij opdrijven. Anders dan in de huidige adviespraktijk zal in het grensverleggend onderzoek worden uitgegaan van de maximale sterkte (bezwijksterkte) van de grond. Met het grensverleggend onderzoek wordt beoogd de werkelijke sterkte van taluds zichtbaar te maken.

De standaardrekenmodellen (volgens de theorie van Bishop of Spencer) voor het rekenen aan de macrostabiliteit van taluds zijn sterkte-berekeningen. Daarmee wordt geen inzicht verkregen in de vervorming van een talud onder invloed van het eigen gewicht van de grond en andere belastingen. Het ontstaan van ongewenste vervorming van een talud wordt voorkomen door voor de sterkte van de grond niet de maximale sterkte (bezwijksterkte) in de berekeningen in te voeren, maar een lagere sterkte. De maximale sterkte van grond wordt namelijk pas gemobiliseerd bij grotere vervorming (rek) van de grond. In Figuur 2.1 is de relatie tussen de sterkte en de vervorming (rek) van grond schematisch aangegeven. Door deze werkwijze is niet duidelijk welke vervorming bij een talud verwacht moet worden, maar er wordt van uitgegaan dat de vervorming voldoende klein zal zijn.

Wat de huidige ontwerppraktijk betreft, kan verder nog worden opgemerkt dat er verschillende soorten laboratoriumproeven zijn (celproeven, triaxiaalproeven, schuifproeven) voor de bepaling van de sterkte van de grond. Verder worden de laboratoriumproeven op verschillende wijze uitgevoerd (bijvoorbeeld multi stage versus single stage) en worden de resultaten van de proeven op verschillende wijze (verschil in rekniveau) toegepast in de ontwerp-berekeningen. De normen en voorschriften voorzien in verschillende materiaalfactoren (partiële veiligheidsfactoren), die tot doel hebben dat de verschillen in werkwijze toch tot een zelfde ontwerp of veiligheidsniveau leiden.



Figuur 2.1 Relatie tussen sterkte en vervorming van grond. De sterkte van de grond is aangegeven met de schuifsterkte [kPa] en de vervorming is weergegeven door de rek [%] van de grond. In de huidige adviespraktijk worden ontwerp-berekeningen gebaseerd op de sterkte van grond bij 1 à 5% rek.

Naar aanleiding van het onderzoek grensverleggend toetsen is discussie ontstaan of de bezwijksterkte van grond zich leent om rechtstreeks in de huidige standaard rekenmodellen (MStab en Eindige Elementen Modellen) te worden toegepast. De vraag is nadrukkelijk gesteld of het verantwoord is de hoge ϕ' -waarden bij bezwijken toe te passen in de huidige rekenmodellen, waarin de schuifsterkte wordt berekend op basis van de tangens van de hoek van inwendige wrijving.

In fase 1 van het onderzoek grensverleggend toetsen is gebleken dat het niet eenvoudig is het gewenste grondgedrag te berekenen in simulaties van laboratoriumproeven, terwijl de parameters voor de simulaties zijn gebaseerd op de resultaten van deze proeven. Daarom is in het rapport "Grensverleggend onderzoek macrostabiliteit bij opdrijven – Fase 1" met kenmerk CO-393152-0005, d.d. januari 2006 aanbevolen in fase 2 van het grensverleggend onderzoek opnieuw aandacht te schenken aan het simuleren van laboratoriumproeven.

Deze conclusie uit fase 1 van het grensverleggend onderzoek wordt bevestigd in het rapport "Simulatie van triaxiaalproeven met Hardening Soil model" van GeoDelft met kenmerk CO-526210/360-0001, d.d. december 2005. Dit rapport vermeldt dat het niet goed mogelijk is om zowel het spanningspad als de spannings-rekcurve te simuleren met parameters van één triaxiaalproef. De waterspanningsontwikkeling tijdens de afschuif fase van de gesimuleerde triaxiaalproeven (dilatantie of sterke contractantie) leveren problemen op.

In een onderzoek "Cu-rekenen" van GeoDelft (opdrachtnummer CO-526180) is aangetoond dat de waterspanningsontwikkeling van groot belang is bij het beoordelen van de macrostabiliteit van taluds. Tegelijkertijd geldt dat een goede voorspelling van de waterspanningsontwikkeling moeilijk is. Diverse buitenlandse onderzoekers hebben zich hiermee bezig gehouden. In de internationale praktijk wordt veel gerekend met de ongedraineerde schuifsterkte van grond. Het rekenen met de ongedraineerde schuifsterkte wordt als mogelijkheid gezien om het effect van de waterspanningsontwikkeling goed in rekening te brengen.

Naar aanleiding van de genoemde vragen en discussies over het bezwijkgedrag van veen en humeuze klei en de modellering ervan zijn de huidige stand van de kennis en de kennisleemtes ten aanzien van het bezwijkgedrag van humeuze klei en veen in dit rapport vastgelegd.

3 Mechanica

3.1 Inleiding

In de analyse van het mechanische gedrag van grond is bezwijken een van de meest gecompliceerde aspecten. Onderscheid moet worden gemaakt tussen het gedrag van grond onder gebruikscondities en bij bezwijken.

Onder gebruikscondities mag worden aangenomen dat de rekken en spanningen homogeen zijn. Het is mogelijk om dit met een materiaalmodel te beschrijven. Voor veen en organische materialen is dit niet triviaal, omdat de organische resten het materiaal min of meer een structuur geven. Dit is door het materiaal geïnduceerde anisotropie en vergt complexere modellen dan we doorgaans gebruiken. Anisotropie wil zeggen dat het materiaalgedrag afhankelijk wordt van de oriëntatie van het vlak. In twee loodrecht op elkaar staande vlakken kan een andere sterkte en stijfheid aanwezig zijn.

Ook ten gevolge van de ontwikkelde spanning kan er anisotropie optreden. Dit wil zeggen dat de stijfheid en sterkte kan variëren langs verschillende oriëntatie van vlakken ten opzichte van de hoofdspansingen. Een voorbeeld van een model dat hiermee rekening houdt is het NGI-ANI2 model.

Te verwachten is dat er de komende jaren meer en andere modellen voor materiaal- en spanningsgeïnduceerde anisotropie zullen komen. Er is verschil in anisotropie, bij materiële anisotropie is er een ruimtelijk gebonden structuur en bij spanningsanisotropie een aan de hoofdspansingen gebonden structuur. De laatste draait bij draaiing van hoofdspansingen.

Bij bezwijken doen zich nog veel meer complicaties voor. Onder gebruikscondities kan gerekend worden met homogene rekken en spanningen. Dit is niet meer mogelijk bij bezwijken. De mechanische modellen die op een redelijk adequate wijze het grondgedrag beschrijven zijn niet associatief. Dit wil zeggen dat vloeifunctie en plastisch potentiaal verschillende functies zijn. Dit maakt dat in het materiaal een schuifvlak kan ontstaan.

3.2 Het ontstaan van schuifvlakken bij bezwijken van grond

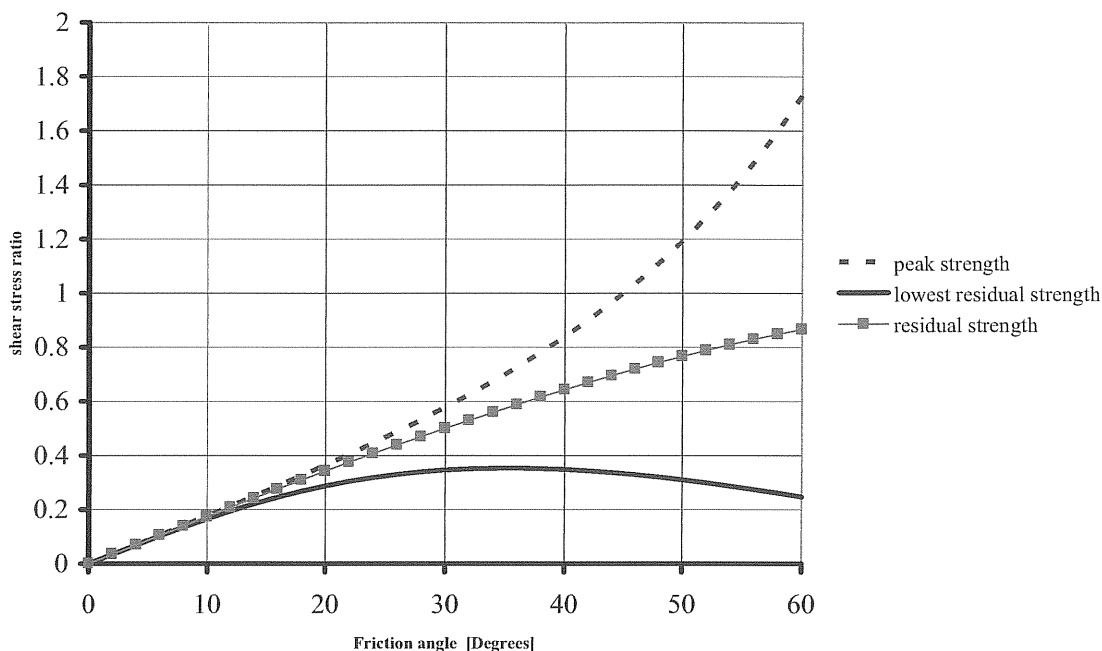
De sterkte van grond wordt beschreven door een lineaire relatie tussen de schuifspanning en de normaalspanning werkend op het vlak. Deze is afhankelijk van de formulering van de straal van de cirkel van Mohr en het centrum van de cirkel van Mohr in de spanningsruimte. Deze relatie staat niet ter discussie. Echter, de vraag is welke constante tussen deze grootheden staat. Deze grootheid, de wrijvingscoëfficiënt of shear stress ratio, wordt bepaald door de wrijvingshoek. De waarde van de wrijvingshoek ϕ , is afhankelijk van het type proef (triaxiaalproef, schuifproef, celproef, e.d.).

Wrijvingsmaterialen hebben een natuurlijke neiging om via schuifvlakken te bezwijken. Dit is zowel experimenteel aangetoond alsook numeriek. Dit heeft nogal wat gevolgen voor de sterkte van het materiaal. Immers de sterkte op een schuifvlak is duidelijk lager dan de sterkte van het materiaal bij homogene condities. Dit bepaalt voor een belangrijk deel het verschil tussen de pieksterkte (homogeen) en de residuele sterkte (met schuifvlakken).

De pieksterkte wordt beschreven met een wrijvingscoëfficiënt gelijk aan $\tan \phi$. Voor de

residuele sterkte geldt dat deze tenminste de volgende minimum waarde heeft: $\frac{\cos \phi \sin \phi}{1 + \sin^2 \phi}$.

Deze waarde volgt als uitgegaan wordt van het Double Shearing-principe [Teunissen, 2006]. Voor de standaard modellen in Plaxis geldt een waarde $\sin \phi$ voor de residuele sterkte. Bij andere Eindige Elementen Modellen kan dit anders zijn. Deze waarden zijn duidelijk lager dan de pieksterkte bij hogere wrijvingshoeken. De waarden van deze drie wrijvingscoëfficiënten is weergegeven in Figuur 3.1. In deze figuur is duidelijk dat het van belang is of de wrijvingscoëfficiënt de pieksterkte danwel de residuele sterkte beschrijft.

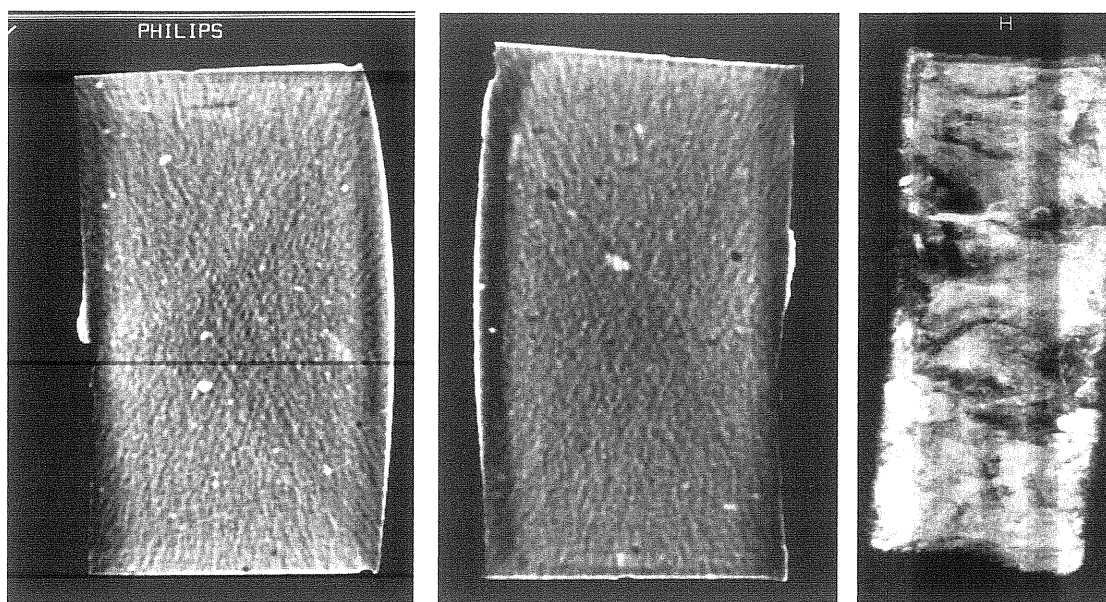


Figuur 3.1 Wrijvingscoëfficiënt (shear stress ratio τ/σ'_v) als functie van de wrijvingshoek.

Van belang om te realiseren is dat Eindige Elementen Modellen bij het bezwijken van wrijvingsmaterialen ook zullen lokaliseren. De sterkte die Eindige Elementen Modellen zullen geven ligt ergens tussen de pieksterkte en de residuele sterkte voor een gegeven wrijvingshoek. Dit leidt tot een niet eenduidig resultaat en ook niet tot laagste sterkte. Er is een duidelijke modelonzekerheid. Deze modelonzekerheid is het gevolg van het niet associatieve materiaalmodel. Bij perfect plastische associatieve materiaalmodellen zal dit geen rol spelen.

Mogelijkerwijs helpt ongedraineerd rekenen om deze problemen te omzeilen. Als met een cu-materiaal wordt gerekend zal lokalisatie geen rol spelen in Eindige Elementen Modellen. Als met een twee fase materiaal ongedraineerd wordt gerekend, helpt het water mogelijk om de sterkte instant te houden. Of lokalisatie dan nog belangrijk is, is niet bekend. Dit is nog niet goed uitgezocht.

Het is de vraag of veen en sterk humeuze klei zulke verwantschap met zand en klei in gedrag vertoont dat alle mechanismen zomaar overgenomen kunnen worden. Zand en klei, ook zeer slappe klei, vertoont breukvorming. Waar zeer flexibele vezels van organisch materiaal gaan domineren, is het zeker niet uitgesloten dat lokaal bros gedrag niet meer domineert en geotechnisch bezwijken al ruimschoots is opgetreden voordat er in het materiaal scheuren of andere zeer lokale vervormingen gaan optreden. Dit kan omdat er door de vezels herverdeling plaatsvindt. Zie Figuur 3.2.



Figuur 3.2 CT- en nMRI-scan van triaxiaalproefmonsters na bezwijken. Links is een gemaakt proefstuk van zachte tot stevige kaoliniet klei, midden een gemaakt proefstuk van zachte organische klei zonder vezels (Oostvaardersplassenklei), rechts is een nMRI-scan van een "bezweken" monster van veen. Lichtere tinten duiden op hogere dichtheid in de CT-scans en die zijn in de CT-scan proefstukken het gevolg van bezwijken en gerelateerd samendrukken van de klei. In de opnamen van de kaoliniet klei en de gehomogeniseerde Oostvaardersplassenklei zijn schuifvlakken meer of minder duidelijk waar te nemen. In het veenmonster zijn geen gelokaliseerde vervormingen te zien, ondanks grote vervormingen van het monster.

3.3 De betekenis van de hoge wrijvingshoek voor stabiliteitsanalyses

In triaxiaalproeven wordt een hoge wrijvingshoek gevonden voor de sterkte van humeuze klei en veen. Er bestaat het gevoel dat deze materialen de sterkte die gemeten wordt niet daadwerkelijk hebben, danwel dat als deze waarden in de traditionele zin worden toegepast leiden tot overschatting van de daadwerkelijke sterkte. De toegepaste conventionele mechanica leidt tot deze wat onbegrijpelijke waarden. Als de gevonden sterktes kloppen, leidt dit tot een veel hogere sterkte in dijken met een daarbij behorende hoger veiligheidsniveau.

De waarde van phi is afhankelijk van het type proef (triaxiaalproef, schuifproef, celproef, e.d.). De hoge sterkte van humeuze klei en veen is niet voor andere proeven duidelijk gevonden.

Dit rapport is er op gericht inzicht te krijgen in de factoren die deze hoge sterktes in de triaxiaalproef verklaren en tevens de vraag te beantwoorden hoe hier mee moet worden omgegaan.

Het is van belang of de relatie de pieksterkte dan wel de residuele sterkte beschrijft. De keuze hiervan is afhankelijk van de complete veiligheidsbeschouwing.

Een ander aspect is de invloed van de wateroverspanning op de analyse als gevolg van de samendrukbaarheid van de korrels.

Bij materialen met een hoge pieksterkte zal de residuele sterkte substantieel lager zijn. Mogelijk is dat ook bij veen en humeuze klei het geval. Het is dan voor de toegepaste

veiligheidsbeschouwing van belang met welke waarden wordt gerekend - piek- of residuele sterkte - en welke veiligheidsfactor wordt toegepast.

3.4 Veiligheidsfilosofie

De keuze van sterkteparameters is afhankelijk van de complete veiligheidsbeschouwing. Hierbij is het denkbaar om voor de residuele sterkte een andere veiligheidsfactor te hanteren dan voor de pieksterkte.

Uiteindelijk is het van belang te komen tot een samenhangende integrale veiligheidsbeschouwing waarin beschreven staat:

- grondonderzoek;
- proeven voor de parameterbepaling;
- berekeningen met rekenmethodiek;
- toetsing.

De samenhang van deze onderdelen is cruciaal.

De stabiliteit van grondconstructies wordt bepaald met Bishop-glijvlakmodellen of Eindige Elementen Modellen. De meest gangbare methode in Nederland is het Bishop-model. De methode wordt in de praktijk toegepast als een pieksterkte methode. De parameters kunnen uit verschillende proeven worden bepaald.

In Tabel 3.1 is kwalitatief weergegeven welke resultaten te verwachten zijn uit de combinatie van parameters uit schuifproeven, triaxiaalproeven en biaxiaalproeven met Eindige Elementen Modellen en glijvlakmodellen (Bishop) met verschillende sterktes. Het is te verwachten dat ontwerpen met proeven die leiden tot lage sterktes in combinatie van rekenmethodes die een lage sterkte hanteren leiden tot zeer veilige ontwerpen voor bezwijken.

Aanpak berekeningen	Sterkte uit schuifproeven	Triaxiaal sterkte	Biaxiaal sterkte
Eindige Elementen Modellen	Geringe sterkte, hoge veiligheid	Geringe sterkte, hoge veiligheid	?
Bishop pieksterkte	Iets geringere sterkte, iets hogere veiligheid	-	Hoge sterkte, geringe veiligheid
Bishop residuele sterkte	Geringe sterkte, hoge veiligheid	Geringe sterkte, hoge veiligheid	?

Tabel 3.1 Te verwachten resultaten uit de combinatie van parameters uit schuifproeven, triaxiaalproeven en biaxiaalproeven met rekenmethodes Eindige Elementen Modellen en Bishop met verschillende sterktes.

De meest gangbare praktijk in Nederland is om uit te gaan van een glijvlakmodel met schuifsterkte in de triaxiaalproef bij een rekniveau van circa 2%. Voorheen werd de sterkte veelal gebaseerd op celproeven. Deze laatste gaven veelal lagere waarden. Dit kan worden gezien als een basisniveau van de sterkte voor de Nederlandse adviespraktijk. Ten opzichte van deze aanpak kan worden afgeschat wat andere benaderingen opleveren. Van een aantal combinaties is het niet duidelijk hoe dit veiligheidsniveau te duiden is ten opzichte van het basisniveau. In de praktijk wordt soms de sterkte uit triaxiaalproeven omgerekend naar het sterkteniveau van celproeven. Hiervoor zijn zogenaamde fitfactoren beschikbaar. Deze fitfactor is niet in bovenstaande beschouwing meegenomen.

Dit betekent dat als er een gelijk veiligheidsniveau moet worden gehaald dat de toetswaarde of stabiliteitsfactor of materiaalfactor mogelijk anders moet zijn bij andere combinaties van proeven en rekenmodellen. Het is voor de praktijk van het grootste belang om te toetsen aan een concept voor alle combinaties in plaats van een enkele stabiliteitsfactor.

De integrale aanpak verdient aanbeveling om zicht te krijgen op de grootte van de verschillende veiligheidsniveaus. Dit is nodig om meerdere redenen. De eerste reden is om dit deel van de risico's in het ontwerpproces in kaart te brengen. Uiteraard zijn er nog andere risico's in het maken van een ontwerp. Bovendien maakt een integrale beschouwing andere aanpakken mogelijk die tot een gelijkwaardig resultaat leiden.

Eindige elementen berekeningen geven andere resultaten dan glijvlakberekeningen. Als een eindige elementen berekening op gelijke wijze getoetst wordt als een glijvlak berekening met pieksterkte en dezelfde parameters dan is het veiligheidsniveau in een eindige elementen berekening hoger. Het is op termijn voorstelbaar dat de Eindige Elementen Modellen berekeningen een belangrijker rol zullen gaan vervullen in het ontwerpproces in de geotechniek. De parameterbepaling en toetsing moeten dan gelijkwaardig zijn aan een aanpak voor een glijvlakberekening.

Diverse typen grondmechanische proeven geven een waarde voor de schuifsterkte. Een triaxiaalproef geeft een andere sterkte dan een schuifproef. Het is nodig te weten hoe de verschillende sterktes zich ten opzichte van elkaar verhouden. Het is misschien mogelijk de verschillende sterktes naar een triaxiaalsterkte te vertalen waarbij met een onzekerheid moet worden gerekend als deze op andere wijze is bepaald. De sterkte berekeningen gebaseerd op residuele sterkte kunnen dan hierop worden gebaseerd. De toetsing achteraf kan dan uniform zijn. Voor een dergelijke aanpak is een gedegen vergelijkende studie nodig.

De bepaling van de sterkte van de grond kan worden gedaan op basis van gedraineerde of ongedraineerde parameters. Ongedraineerde parameters zijn geen echte materiaalparameters en lijken minder geschikt om het bezwijken van grond te beschrijven. Als de ongedraineerde sterkte experimenteel op dezelfde wijze wordt bepaald als deze wordt toegepast in de berekening dan levert dit betrouwbare resultaten. In praktijk kan dit niet altijd worden bereikt, mogelijk zijn de variaties beperkt. Dit betekent dat er onzekerheid resulteert in de optredende ongedraineerde sterkte. Bij gebruik van ongedraineerde parameters dient er inzicht te zijn in de mate van onzekerheid omdat er anders niet getoetst kan worden. Wel wordt de invloed van wateroverspanningen tijdens ongedraineerd belasten beperkt ten opzichte van een gedraineerde analyse, dit leidt weer tot reductie van onzekerheid.

3.5 Numerieke modellering

In de modellering van veen en klei spelen twee belangrijke problemen: lokalisatie en waterspanningsgeneratie. Lokalisatie zal in Eindige Elementen Modellen wel optreden echter de sterkte wordt overschat. Dit probleem is in de vorige paragrafen al aan de orde gekomen. Er is nog een ander probleem. De bestaande modellen in Eindige Elementen Modellen zijn niet voldoende accuraat zijn om de waterspanningsgeneratie van de beginspanningstoestand tot bezwijken te beschrijven.

In fase 1 van het grensverleggend onderzoek is gebleken dat het niet eenvoudig is het gewenste grondgedrag te berekenen in simulaties van laboratoriumproeven, terwijl de parameters voor de simulaties zijn gebaseerd op de resultaten van deze proeven. Daarom is in het rapport "Grensverleggend onderzoek macrostabiliteit bij opdrijven – Fase 1" met kenmerk CO-393152-0005, d.d. januari 2006 aanbevolen in fase 2 van het grensverleggend onderzoek opnieuw aandacht te schenken aan het simuleren van laboratoriumproeven. Als er geen andere en betere modellen komen om de waterspanning accuraat te beschrijven, zal deze exercitie niet

tot resultaat kunnen leiden. Toepassing van de ongedraineerde schuifsterkte zou dan voor dit aspect een praktische werkbare aanpak kunnen zijn.

Deze conclusie uit fase 1 van het grensverleggend onderzoek wordt bevestigd in het rapport "Simulatie van triaxiaalproeven met Hardening Soil model" van GeoDelft met kenmerk CO-526210/360-0001, d.d. december 2005 [Greeuw 2005]. Dit rapport vermeldt dat het niet goed mogelijk is om zowel het spanningspad als de spannings-rekcurve te simuleren met parameters van één triaxiaalproef. De waterspanningsontwikkeling tijdens de afschuiffase van de gesimuleerde triaxiaalproeven (dilatantie of sterke contractantie) leveren problemen op (zie verder paragraaf 3.6).

Overigens is de waterspanningsgeneratie tot bezwijken van cruciaal belang als met een twee fasen materiaal en ongedraineerd belasten een nauwkeurige berekening voor de sterkte wordt gegeven. De verschillende cap modellen, Hardening Soil, Camclay e.d., geven een iets betere, maar nog steeds onvoldoende indruk van de te genereren wateroverspanningen.

3.6 De waterspanningsontwikkeling in de grond door schuifvervorming

In de Nederlandse adviespraktijk worden voor (vrijwel) alle stabiliteitsproblemen c en ϕ -analyses uitgevoerd. Internationaal worden veel c_u -analyses uitgevoerd.

In een onderzoek "Cu-rekenen" van GeoDelft (opdrachtnummer CO-526180) is aangetoond dat de waterspanningsontwikkeling van groot belang is bij het beoordelen van de macrostabiliteit van taluds. Tegelijkertijd geldt dat een goede voorspelling van de waterspanningsontwikkeling moeilijk is. Diverse buitenlandse onderzoekers hebben zich hiermee bezig gehouden. De conclusie van vergelijkende berekeningen is dat de evenwichtsfactoren van ongedraineerde stabiliteitsanalyses met piekwaarden van c_u hoger en lager kunnen zijn dan de evenwichtsfactoren van gedraineerde stabiliteitsanalyses met c' - en ϕ' -waarden op basis van triaxiaalproeven bij 2% verticale rek. Betrouwbaarheidsindices van ongedraineerde analyses zijn echter altijd lager in de uitgewerkte case. Dit wordt veroorzaakt door de grotere onzekerheid van c_u -waarden.

De grotere onzekerheid van c_u -waarden ten opzichte van c' - en ϕ' -waarden wordt zeer waarschijnlijk veroorzaakt door wateroverspanning- en wateronderspanning tijdens de afschuiffase van triaxiaalproeven. Deze waterover- en onderspanning wordt in een c' - en ϕ' -uitwerking van de triaxiaalproeven buiten beschouwing gelaten. In het Bishop-model met toepassing van c' - en ϕ' -waarden worden waterover- en onderspanningen ook niet in rekening gebracht. Dit betekent dat het toepassen van het Bishop-model alleen verantwoord is bij materialen waarin geen waterover- en onderspanningen ontstaan of bij zeer langzame belastingveranderingen.

In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van verschillende typen stabiliteitsproblemen en de wijze waarop deze stabiliteitsproblemen worden beschouwd. Hierbij wordt vooral aandacht gegeven aan waterkeringen.

Nederlandse adviespraktijk

Het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [TAW 2001] maakt onderscheid in gedraineerde spanningsanalyses, ongedraineerde totaalspanningsanalyses (op basis van de c_u methode) en ongedraineerde effectieve spanningsanalyses op basis van gemeten of voorspelde water(over)spanningen.

In de toelichting wordt hierbij aangegeven dat een gedraineerde spanningsanalyse geldig is voor situaties waar zowel het grondlichaam en de ondergrond uit goed doorlatende grond

bestaat danwel geen wateroverspanningen worden gegenereerd ten gevolge van belasting. Dit laatste betekent dat de gedraineerde analyse ook mag worden gebruikt voor de beoordeling van dijkconstructies op slecht doorlatende gronden onder de voorwaarde dat de ondergrond volledig is geconsolideerd (eindsituatie) en er bij extreme omstandigheden geen wateroverspanningen worden gegenereerd.

In de Nederlandse adviespraktijk wordt er kennelijk van uitgegaan dat taludstabiliteit in eindsituaties en onder maatgevende condities (maatgevend hoog water, snelle val van maatgevend hoog water en extreme neerslag) altijd situaties zijn waarin geen water(over)spanningen worden gegenereerd. Voor deze situaties wordt de taludstabiliteit namelijk beschouwd op basis van gedraineerde spanningsanalyses.

Voor taludstabiliteit in de uitvoeringsfase wordt in de Nederlandse adviespraktijk gewerkt met de ongedraineerde effectieve spanningsanalyses. In deze analyses worden gedraineerde sterkte-eigenschappen (c' en ϕ') ingevoerd in combinatie met gemeten of voorspelde water(over)spanningen. Als sprake is van voorspelde water(over)spanningen ten gevolge van een belasting wordt veelal gewerkt met de zogenaamde aanpassingspercentages.

Het is opmerkelijk te noemen dat het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies geen materiaalfactoren voor ongedraineerde sterkte (c_u) geeft. Hieruit kan geconcludeerd worden dat het in de Nederlandse adviespraktijk ongebruikelijk is c_u -analyses (ongedraineerde totaalspanningsanalyses) uit te voeren voor waterkeringen.

De geotechnische norm NEN 6740 [NNI 1993] en het CUR-handboek Construeren met grond [CUR 1993] gaan niet of nauwelijks in op c_u -analyses. De geotechnische norm geeft wel c_u -waarden en materiaalfactoren voor c_u -analyses. De norm geeft echter niet aan in welke situaties c_u -analyses uitgevoerd zouden moeten worden. Het CUR-handboek Construeren met grond noemt de ongedraineerde schuifsterkte alleen in relatie tot de stabiliteit van een tijdelijke sleuf in klei.

Verruijt [1993] schrijft over ongedraineerde triaxiaalproeven op verzadigde klei, waarin geen drainage optreedt. Ongedraineerde proeven noemt deze schrijver zinvol voor situaties van een tijdelijke sleuf in klei of als men in korte tijd een ophoging aanbrengt op een kleilaag. Tevens noemt Verruijt c_u -analyses voor dimensionering van strokenfunderingen.

Samenvattend kan worden geconcludeerd dat in de Nederlandse adviespraktijk stabiliteitsproblemen worden gedimensioneerd met c' en ϕ' -analyses. Voor taludstabiliteit in de uitvoeringsfase wordt in de Nederlandse adviespraktijk gewerkt met de ongedraineerde effectieve spanningsanalyses. In deze analyses worden gedraineerde sterkte-eigenschappen (c' en ϕ') ingevoerd in combinatie met gemeten of voorspelde water(over)spanningen. De voorschriften ten aanzien van stabiliteitsproblemen zijn vrijwel alleen gericht op c' en ϕ' -analyses.

Internationale praktijk

In de internationale literatuur worden verschillende typen stabiliteitsproblemen met verschillende typen analyses uitgewerkt. In het algemeen worden stabiliteitsproblemen met gedraineerde condities met c' en ϕ' -analyses beschouwd. Voor stabiliteitsproblemen met ongedraineerde condities worden c_u -analyses uitgevoerd. In Tabel 3.2 wordt een overzicht gegeven van de verschillende typen stabiliteitsproblemen en de wijze waarop deze stabiliteitsproblemen worden geanalyseerd. De tabel is gebaseerd op Lambe en Whitman [1969], Ladd [1991] en US Army Corps of Engineers [2003].

Situatie	Aanbevolen methode	Commentaar
Bouwfase met verzadigde grond; bouwtijd kort in vergelijking met consolidatietijd	c_u -analyse met $\phi' = 0$ en $c = c_u$ (of c en ϕ' -analyse met geschatte waterspanningen)	c en ϕ' -analyses met actuele waterspanningen maken controle tijdens de bouwtijd mogelijk
Bouwfase met onverzadigde grond; bouwtijd kort in vergelijking met consolidatietijd	c_u , ϕ_u volgens UU-test of c en ϕ' -analyse met geschatte waterspanningen	c en ϕ' -analyses met actuele waterspanningen maken controle tijdens de bouwtijd mogelijk
Bouwfase met goed drainerende grond	Altijd c en ϕ' -analyse met geschatte waterspanningen	
Eindstabiliteit (o.a. binnentalud met stationaire stroming)	Altijd c en ϕ' -analyse met (gemeten) waterspanningen	
Stabiliteit voor tussenliggende tijd	c en ϕ' -analyse met geschatte waterspanningen	Actuele waterspanningen moeten worden gecontroleerd in het veld
Buitentalud met verlaging van de buitenwaterstand; verlaging sneller dan de consolidatietijd	c_u -analyse met c_u -waarden behorende bij de initiële situatie of c en ϕ' -analyse met geschatte waterspanningen	
Buitentalud met verlaging van de buitenwaterstand; verlaging langzamer dan de consolidatietijd	c en ϕ' -analyse met geschatte waterspanningen	

Tabel 3.2 Aanbevolen methoden voor het uitvoeren van stabiliteitsanalyses voor diverse typen stabiliteitsproblemen.

Ladd [1991] wijst nadrukkelijk op de drainagecondities tijdens afschuiven. Een stabiliteitsanalyse op basis van c' - en ϕ' -waarden met gemeten of geschatte waterspanningen noemt Ladd een potentieel onveilige analyse. US Army Corps of Engineers [2003] noemt dit punt ook bij snelle val van de buitenwaterstand. In de volgende paragraaf wordt hierop verder ingegaan.

Lambe en Whitman [1969] geven aan dat de betrouwbaarheid van c en ϕ' -analyses en c_u -analyses vergelijkbaar is. Bij c' - en ϕ' -analyses is de betrouwbare bepaling van de waterspanningen een lastig punt. Bij c_u -analyses is de betrouwbare bepaling van de c_u -sterkte moeilijk.

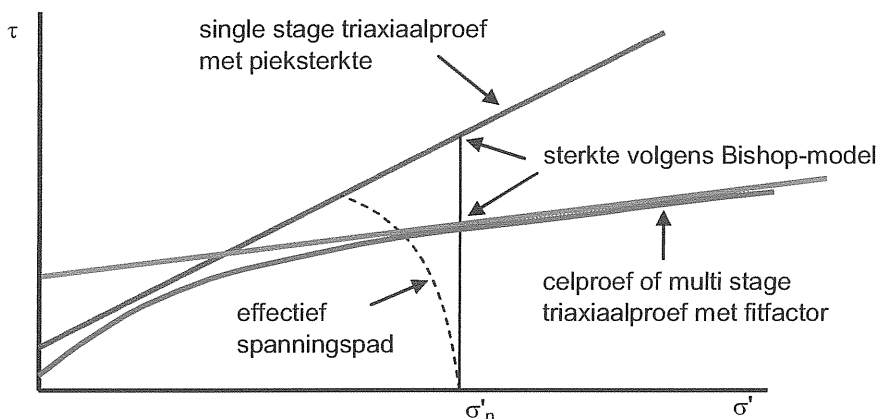
In het buitenland worden c' -, ϕ' - en c_u -waarden in het laboratorium bepaald met piekwaarden uit triaxiaalproeven (compressie en extensie) en direct simple shear-proeven [Ladd 1991]. US Army Corps of Engineers [2003] schrijft voor bij stijve gescheurde kleien de ϕ' -waarde bij volledig verknede sterkte te gebruiken voor stabiliteitsanalyses voor de eindsituatie.

Ongedraineerde omstandigheden bij afschuiven

Afschuiven kan langzaam of snel plaats vinden (taai of bros gedrag) [Ladd, 1991]. Nauwkeurige voorspellingen van de grootte van de vervorming en de mate van drainage tijdens afschuiven zijn niet mogelijk. Ongedraineerde condities tijdens het afschuiven mogen daarom niet worden uitgesloten. De drainagecondities moeten los worden gezien van de drainagecondities voorafgaand aan het falen. Een stabiliteitsanalyse op basis van c' - en ϕ' -waarden met gemeten of geschatte waterspanningen is een potentieel onveilige analyse. Wanneer geen uitspraak kan worden gedaan over de drainagecondities tijdens afschuiven verdient een stabiliteitsanalyse op basis van c_u de voorkeur. Ladd schrijft dat de verstandige ontwerper ongedraineerd falen in

beschouwing moet nemen, zeker in situaties waar falen van een grondconstructie kan leiden tot verlies van mensenlevens of milieuschade.

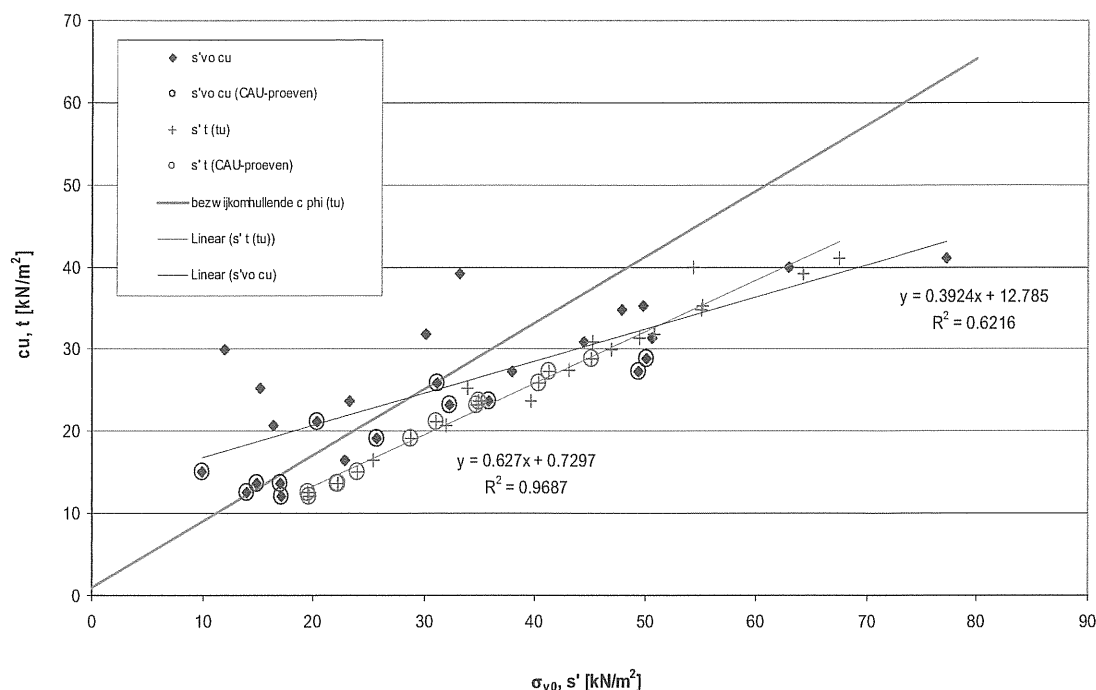
Den Haan [2005] wijst er ook op dat gedraineerde stabiliteitsanalyses met de methode Bishop onveilig zijn, omdat Bishop uitgaat van de schuifsterkte die hoort bij de huidige aanwezige normaalspanning in de grond. Den Haan geeft aan dat dit punt in de Nederlandse adviespraktijk waarschijnlijk niet tot onveiligheid zal leiden (zie Figuur 3.3). Door het gebruik van celproeven wordt uitgegaan van te lage φ' -waarden. De potentiële onveiligheid wordt op een andere wijze gecompenseerd. φ' -waarden bij 2 à 5% verticale rek uit triaxiaalproeven in combinatie met fitfactoren leiden tot een vergelijkbaar veiligheidsniveau als φ' -waarden uit celproeven [Rozing 1999]. Wanneer de fitfactoren niet worden toegepast leidt dit mogelijk wel tot onveiligheid. Het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies [TAW 2001] noemt het gebied tussen de sterkte op basis van celproeven en de sterkte bij 2 à 5% verticale rek uit triaxiaalproeven zonder toepassing van fitfactoren een 'grijs gebied'.



Figuur 3.3 De Nederlandse adviespraktijk is door reductie van de sterkte ondanks negeren van de wateroverspanning toch niet onveilig.

Bij de uitwerking van de case Omringkade Marken in het onderzoek “Cu-rekenen” van GeoDelft (opdrachtnummer CO-526180) is gebleken dat de evenwichtsfactor van de Bishop-berekening met sterkte-eigenschappen op basis van celproeven lager ligt dan de evenwichtsfactoren van de berekeningen op basis van c_u -waarden uit triaxiaalproeven bij toepassing van de ADP-methode. De betrouwbaarheidindices van de berekeningen met c_u -waarden liggen zowel hoger als lager dan de betrouwbaarheidsindex van de berekening met celproeven. Wanneer het mogelijk zou zijn probabilistische berekeningen uit te voeren met de methode Cu calculated in MStab zou dit beeld waarschijnlijk positiever uitpakken. Bij de gedraineerde stabiliteitsanalyses met c' - en φ' -waarden op basis van triaxiaalproeven liggen de betrouwbaarheidsindices hoger dan bij de berekeningen met celproeven en met c_u -waarden. Wanneer een grotere standaardafwijking voor de waterspanning wordt ingevoerd, wordt de betrouwbaarheidsindex fors lager (zie Figuur 3.4). Op basis van Ladd en Den Haan moeten de stabiliteitsberekeningen op basis van de triaxiaalproeven als potentieel onveilig worden aangemerkt.

In bijlage 2 wordt het effect van de waterspanningsgeneratie op de sterkte verder uitgewerkt.



Figuur 3.4 De s't-punten (bezwijksterkte) en de σ_{v0} -cu-punten van Dijksmateriaal van de case Omringkade Marken. De σ_{v0} -cu-punten liggen erg verspreid. Dit zorgt voor een grote onzekerheid over de ongedraineerde schuifsterkte. Dit kan een gevolg zijn van het feit dat Dijksmateriaal antropogeen materiaal is.

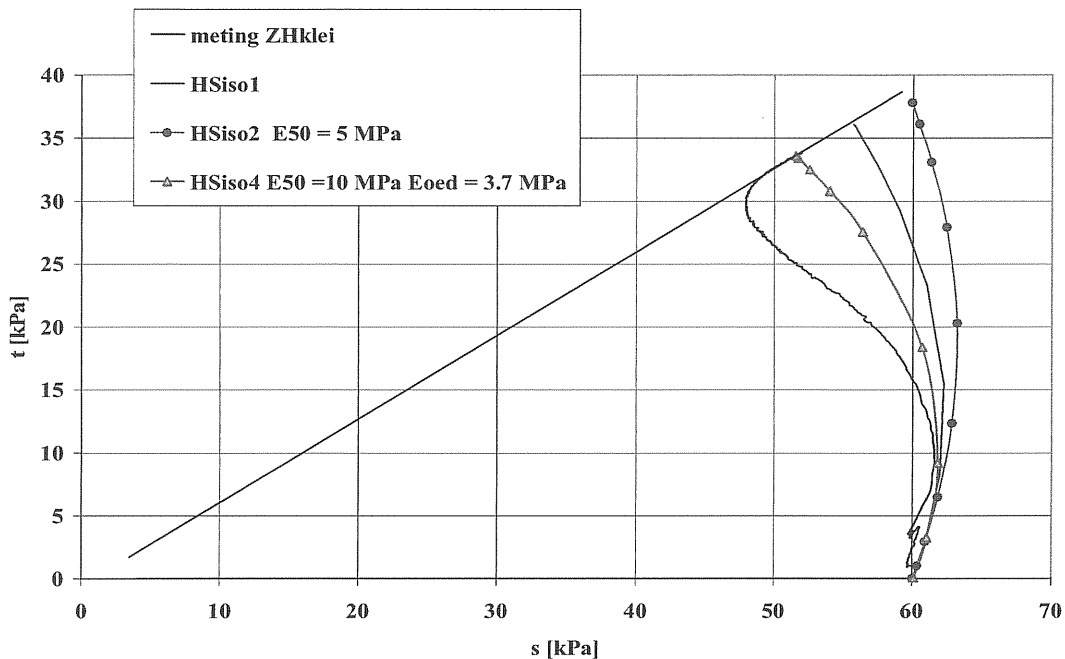
Ladd [1991] verwijst naar Moore [1970], Janbu [1973] en [1979] en Svano [1981]. Onder andere deze auteurs hebben gewerkt aan technieken om (partieel) ongedraineerde stabiliteitsanalyses uit te voeren op basis van effectieve spanningsanalyses (c' en ϕ').

Moore [1970] heeft voor de methoden Bishop en Fellenius aangepaste definities van de veiligheidsfactor afgeleid. In deze aangepaste definities is de waterspanningsparameter A_f van Skempton opgenomen. Deze parameter A_f bepaald de mate waarin waterspanning wordt gegeneerd langs het schuifvlak. Wanneer de spanning in een grondmassief verandert en een afschuiving optreedt, waarbij niet of nauwelijks drainage mogelijk is, wordt waterspanning gegeneerd. Bij dilatant grondgedrag betreft dit wateronderspanning. Dit levert extra sterkte op het schuifvlak. Bij contractant grondgedrag wordt wateroverspanning gegeneerd op het schuifvlak. Dit geeft een reductie van de sterkte. In situaties met contractant grondgedrag en niet of nauwelijks drainagemogelijkheid tijdens een afschuiving kan de sterkte op het schuifvlak worden overschat. Met de aangepaste definities voor de bepaling van de veiligheidsfactor voor de methoden Bishop en Fellenius van Moore kan dit aspect in rekening worden gebracht. De waterspanningsparameter A_f kan worden afgeleid uit triaxiaalproeven. De parameter A_f heeft voor triaxiale compressieproeven een andere waarde dan voor triaxiale extensieproeven. Voor direct simple shear-proeven is de interpretatie van de spanningen in het monster zo gecompliceerd dat de factor A_f niet kan worden bepaald. Ladd noemt de complexiteit van de bepaling van A_f voor het hele schuifvlak een bezwaar voor de toepassing van de definities van Moore.

De rekentechniek van Janbu en Svano is ingewikkelder dan die van Moore. Ladd [1991] signaleert bij deze methode een aantal simplificaties en onzekerheden, zodat hij ongedraineerde stabiliteitsanalyses prefereert.

Greeuw [2005] heeft aangetoond dat het Hardening Soil-model in Plaxis niet meer dan een redelijke simulatie van een standaard triaxiaalproef kan opleveren. Dilatantie of sterke

contractantie leveren problemen op (zie Figuur 3.5). De schuifsterkte t is bij de standaardberekening (HSiso1) 12 à 20% hoger dan de sterkte in de triaxiaalproef. Door de waarden voor E_{50} en E_{oed} aan te passen ten opzichte van de proefresultaten kan het spanningspad van de proef beter gesimuleerd worden (circa 5 à 10% afwijking). De waterspanning wordt dus door Plaxis niet heel goed berekend.



Figuur 3.5 Dilatantie of sterke contractantie leveren met het Hardening Soil-model in Plaxis problemen op. Het Hardening Soil-model kan niet meer dan een redelijke simulatie van een standaard triaxiaalproef opleveren.

3.7 Het effect van de stijfheid van gronddeeltjes op de effectieve spanning en de waterspanning in de grond

De effectieve spanning is een belangrijk concept in het modelleren van het gedrag van grond. In deze paragraaf wordt het begrip effectieve spanning voor veen en humeuze klei nagegaan.

Veen is een bouwsel van meer en minder vergane plantenresten. Ook in grondsoorten als venige klei en organische klei komen die plantenresten voor. De plantenresten zijn slap en vervormen en bewegen ten opzichte van elkaar bij het mechanisch belasten van de grond. De relatie tussen het vervormen en de belasting hangt onder andere af van de eigenschappen van de plantenresten en van de wijze waarop deze de grond opbouwen. Door de vorm en vervormbaarheid van de vergane weefsels en de samendrukbare aard van de plantenresten wijkt de relatie tussen vervormen en belasting af van die van grond opgebouwd uit zand en kleideeltjes die nagenoeg niet samendruikbaar zijn.

In de grondmechanica is het gebruikelijk om de effectieve spanning, de spanning die het gedrag verklaart, te bepalen uit de totale spanning en de poriedruk. Veel onderzoeken van minerale grond wijzen erop dat in de praktijk in het elastische bereik de effectieve spanning, σ' , die de rek van met vloeistoffen verzadigde grond bepaalt, uit te drukken is als

$$\sigma' = \sigma - \alpha p_p$$

met:

P_p poriedruk
 σ totaalspanning

waarin $\alpha = 1$ zoals Terzaghi's experimenten reeds aangaven. In rotsmechanica toepassingen blijkt de relatie tussen volumerek en effectieve spanning vaak beter te beschrijven met andere waarden voor α . Geertsma (1957) en Skempton (1960) stelden voor α

$$\alpha = 1 - \frac{K}{K_s}$$

met:

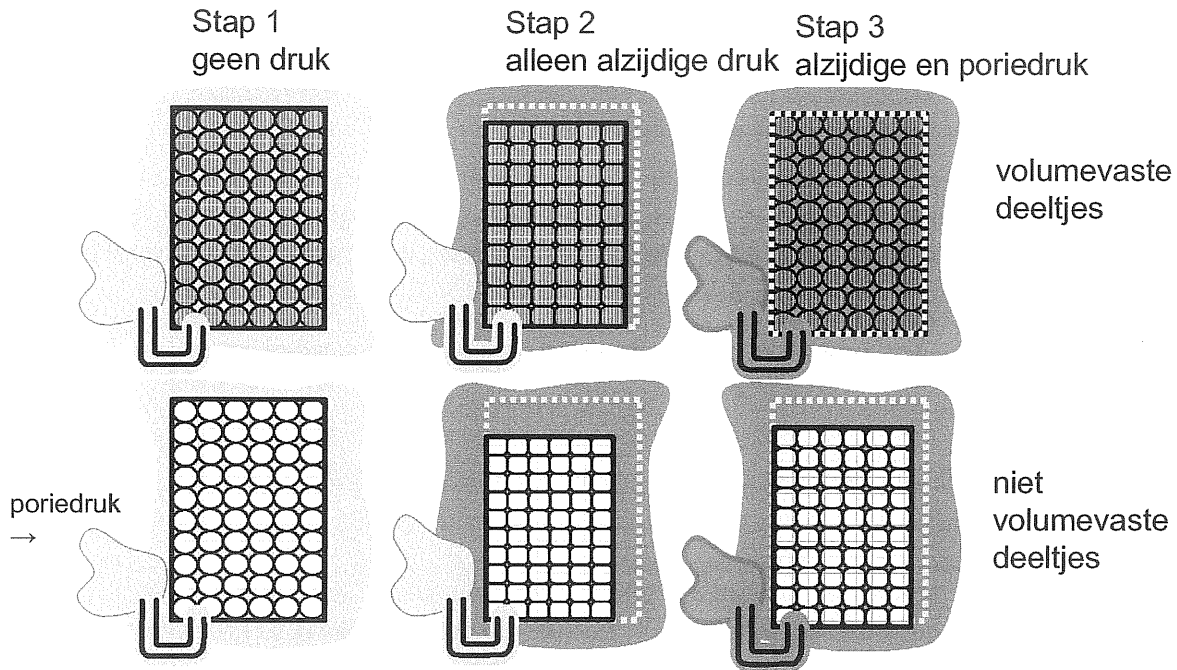
K Bulk modulus grond
 K_s Bulk modulus vaste stof

Om een beeld te verkrijgen bij het effect van de samendrukbaarheid van de bestanddelen van grond op de effectieve spanning is het volgende wellicht illustratief. In een afgesloten flexibele, elastische houder zitten ballen die weliswaar elastisch vervormbaar zijn, maar die volumevast zijn. Aan de houder zit een buis, verbonden met de binnenkant van de houder waarmee een poriedruk kan worden ingesteld. Aanvankelijk is er geen druk in de poriën. Op de houder wordt een alzijdige druk aangebracht, waardoor de ballen vervormen door bij onderlinge contacten ingedrukt te worden en elders uit te puilen. Het volume van de houder neemt bij het opleggen van de alzijdige druk af. De afname van volume komt geheel voor rekening van afname van het porievolume omdat de ballen volumevast zijn. Wordt nu een poriedruk aangebracht dan neemt het volume van de houder weer toe. Als de poriedruk gelijk is aan de alzijdige druk op de houder is het volume weer in oorspronkelijke toestand en zijn de ballen weer zoals ze waren. Figuur 3.6 geeft een en ander schematisch weer.

In het geval met volumevaste ballen geldt $P' = P_c - P_p$, waarin P' effectieve druk, P_c alzijdige druk en P_p poriedruk.

Nu worden er elastisch vervormbare en samendrukbare (niet volumevast) ballen in de houder gedaan. Bij het opleggen van een alzijdige druk neemt het volume van de houder af doordat de ballen vervormen en nu ook samengedrukt worden. Wordt er een poriedruk aangebracht dan zal het volume van de houder toenemen, maar de ballen zullen ook samengedrukt worden door de poriedruk. Als de poriedruk gelijk is aan de alzijdige druk is het volume van de houder kleiner dan in de omstandigheid zonder alzijdige druk. De effectieve druk in de relatie tussen volume van de houder druk op de houder is bij samendrukbare ballen groter dan het verschil tussen de alzijdige druk en de poriedruk.

In het geval met samendrukbare ballen geldt $P' = P_c - \alpha P_p$. De waarde van α kan voor volumerek afgeleid worden uit de bulkmoduli van de ballen in verhouding tot die van de houder met de ballen zoals hieronder wordt beschreven.



Figuur 3.6 Illustratie van het verschil tussen volumeverandering onder alzijdige druk voor materiaal met volumevaste deeltjes en met niet volumevaste deeltjes. In stap 2 wordt een alzijdige druk aangebracht, en in stap 3 wordt de poriedruk gelijk aan de alzijdige druk gemaakt. Waar alzijdige druk en poriedruk gelijk zijn, resteert er een vervorming (van de deeltjes en totaal volume) in het geval met samendrukbare deeltjes en is de effectieve druk dus hoger dan $\sigma - p$, met p = poriedruk.

Uit velerlei studies blijkt dat de relatie tussen effectieve spanning en volumerek inderdaad beter met een op stijfheden gebaseerde waarde voor α beschreven kan worden wanneer de stijfheid van de vaste stof niet zeer veel hoger is dan die van het daarmee opgebouwde materiaal.

Voor veen geldt dat een groot deel van de samenstellende delen niet zeer veel stijver zijn dan het veen zelf zoals bij minerale grond wel het geval is. Veen is opgebouwd uit vergaan plantenweefsel en vezels. Uit microscoopwaarnemingen blijkt dat in veel cellen in deze samenstellende delen van veen gas aanwezig is. Ook bestaan de vezels en celwanden in het weefsel uit organisch materiaal dat vaak veel meer samendrukbaar is dan bijvoorbeeld kwarts. Er is dus aanleiding om na te gaan wat voor veen en andere gronden met veel organisch materiaal de effecten zijn van een waarde van α die niet 1 is, zoals voor minerale grond wel kan worden aangehouden. De hiervolgende afleiding voor α van Nur en Byerlee (1971) geeft een goede benadering voor het bepalen van de effectieve spanning in materiaal met samendrukbare delen zoals veen.

Nur en Byerlee (1971) geven een naar hun zeggen exacte uitdrukking voor de effectieve spanning voor elastische vervorming van materiaal met poriën gevuld met een vloeistof onder een bepaalde poriedruk. De uitdrukking komt overeen met die van Geertsma en van Skempton. Hier wordt kort de afleiding van die uitdrukking weergegeven. Er wordt uitgegaan van volumerek bij een opgelegde effectieve alzijdige druk, P'

$$P' = P_c - \alpha P_p$$

met:

P_c Alzijdige totaal druk

P_p Poriedruk

en de volumerek en effectieve druk zijn gerelateerd voor elastische vervorming als

$$\theta = \frac{1}{K} P', \text{ met } K \text{ is de bulkmodulus van de grond.}$$

Stel er wordt een alzijdige druk, P_c , op een stuk grond aangebracht en een poriedruk P_p . De grond is homogeen, isotroop, de poriën zijn onderling verbonden en de vervormingen zijn in het elastische bereik.

De alzijdige druk, P_c , kan gedacht worden te zijn aangebracht in twee stappen, respectievelijk P_c^a en P_c^b .

Stap a

Er wordt een poriedruk P_p aangebracht met een even grote alzijdige druk P_c^a :

$$P_c^a = P_p$$

De poriedruk is hier gelijk aan de alzijdige druk, P_c^a . Stel nu dat de poriën in de grond gevuld zijn met een stof X met dezelfde eigenschappen als de vaste stof die de grond opbouwt; de grond wordt wat betreft eigenschappen geheel homogeen. Als er een alzijdige druk op dat stuk grond wordt uitgeoefend dan bestaat er op elk contact tussen vaste stof en porievullende stof X een hydrostatische druk gelijk aan de alzijdige druk, in dit geval P_c^a . De volumerek van de vaste stof van de grond, θ_s , dat daarbij optreedt is

$$\theta_s = \beta_s P_c^a, \text{ met } \beta_s = \frac{1}{K_s}, \text{ waarin } K_s \text{ is de bulkmodulus van de vaste stof.}$$

Wordt de stof X vervangen door een vloeistof met dezelfde hydrostatische druk $P_p = P_c^a$, dan blijven de normaalspanningen vanuit de poriën op de vaste stof van het stuk grond gelijk en volumerek die optreedt, is dan ook hetzelfde (Nur en Byerlee (1971) verwijzen daarvoor naar een theorema van Mushkelishvili (1963) dat stelt dat de spanningstoestand van een lichaam bekend is indien de normaalspanningen op het lichaam bekend zijn). Als benadering wordt hier aangenomen dat de volumerek van de vaste stof hetzelfde blijft en de vervorming in deze stap a is dan

$$\theta^a = \theta_s = \beta_s P_c^a = \beta_s P_p$$

Stap b

De rest van de alzijdige druk, P_c^b wordt aangebracht zodat

$$P_c^b = P_c - P_p$$

Bij stap B is de volumerek van het stuk grond door slechts alzijdige druk

$$\theta^b = \beta P_c^b$$
$$\theta^b = \beta (P_c - P_p)$$

en

$$\beta = \frac{1}{K}$$

Combinatie

De totale rek volgt uit het combineren van de rek van de beide stappen

$$\theta = \theta^a + \theta^b = \beta_s P_p + \beta P_c - \beta P_p$$

omgeschreven als

$$\theta = \beta P_c - (\beta - \beta_s) P_p$$

Deze uitdrukking voor de volumerek laat zich met genoemde relatie $\theta = \frac{1}{K} P'$ in termen van bulkmoduli omwerken tot:

$$P' = P_c - \left[1 - \left(\frac{K}{K_s} \right) \right] P_p$$

De waarde van α is dan $\alpha = 1 - \left(\frac{K}{K_s} \right)$ zoals al eerder was voorgesteld voor de componenten van de rek.

In deze beschouwing wordt in stap a alles afgehandeld als ware de porievloeistof gelijk aan de vaste stof terwijl in stap b de verschillen tussen porievloeistof en vaste stof in rekening worden gebracht.

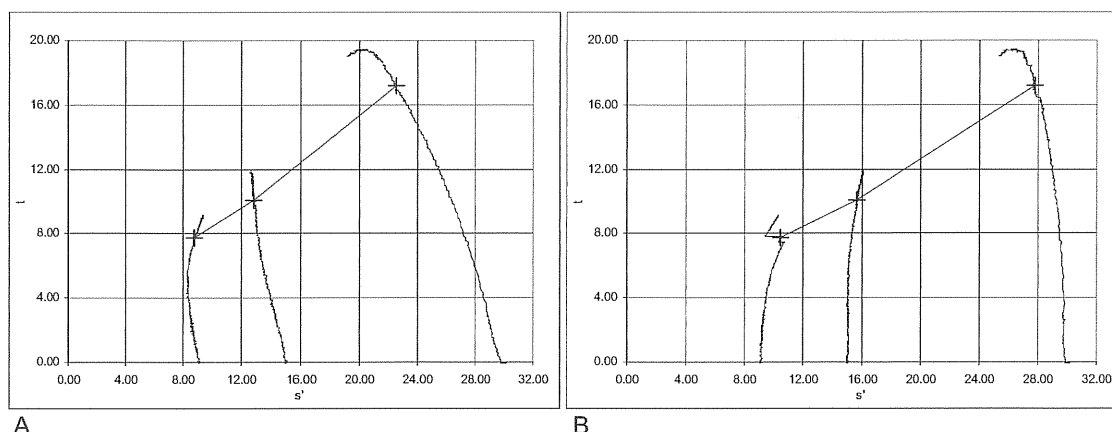
Als de stijfheid van de vaste stof zeer hoog is in vergelijking met die van het stuk grond dan is $\alpha \approx 1$ als in de in de grondmechanica gebruikelijk (en als er nagenoeg geen poriën zijn dan is α ongeveer 0). In veen kan de stijfheid van de samenstellende weefselfragmenten en vezels echter veel lager zijn dan bijvoorbeeld die van kwarts en voor gasgevulde cellen kan de stijfheid die van het veen benaderen.

De α zoals hierboven afgeleid voor de effectieve spanningen voor volumerek heeft niet meer dan indirecte betrekking op effectieve spanningen voor alle aspecten van bezwijken van veen en andere organische grond. De effecten van het materiaal op de effectieve spanning dienen voor deze en nog andere omstandigheden vastgesteld te worden voor veen. Onderzoeken tot dusver hebben voor zover bekend nog niet voldoende inzicht opgeleverd om bevredigende relaties op te kunnen leveren.

De gronddelen in veen verschuiven en worden uiteindelijk kapot getrokken, waarbij de slappe gronddelen een groot onderling contactoppervlak hebben. Hoe dat bepaald wordt door de totaalspanningen en de poriedruk voor een dergelijk grondskelet dat elastisch al zo sterk kan vervormen vergt naar het zich laat aanzien een herevaluatie van het effectieve spanningconcept van Terzaghi.

Deze herevaluatie van de effectieve spanning betreft onder andere het gebruik van de resultaten van de triaxiaalproef voor veen en organische klei. Het bepalen van de c' en ϕ' uit de triaxiaaltest gaat in de courante benadering in de adviespraktijk uit van de effectieve spanning zoals in Terzaghi's definitie en de gehele poriedruk, zoals gemeten, wordt van de totaalspanning afgetrokken. Het spanningspad (tenminste tot het plastisch bezwijken) zou voor samendrukbare gronddelen echter gecorrigeerd moeten worden zoals hiervoor beschreven, waardoor de effectieve alzijdige spanning toeneemt. Deze relatieve toename van de alzijdige spanning heeft

tot gevolg dat de cirkels van Mohr verder uit elkaar komen te liggen, terwijl de deviatorspanning niet verandert. De hoek van inwendige wrijving neemt daardoor af zoals in Figuur 3.7 is weergegeven. In Figuur 3.7 is een voorbeeld van het effect op een standaard triaxiaalproef weergegeven, waarbij de φ' in de gebruikelijke Terzaghi benadering 40° bedraagt en met de aanname van samendrukbare weefsels 32° .



Figuur 3.7 s'-t diagrammen van een triaxiaalproef op een veenmonster (met 3 bar backpressure). In het linker diagram A staat de courante weergave gebaseerd op niet samendrukbare korrels/vezels. Bij 5% rek zou dan een $\varphi' = 40^\circ$ horen. In het rechter diagram B is aangenomen dat de vezels een compressibiliteit hebben van $1/5^{\text{de}}$ van die van het samenstel van vezels. Bij 5% vervorming (een bezwijkcriterium) zou dan een $\varphi' = 32^\circ$ horen.

De hoge backpressure die vaak gebruikt wordt in triaxiaalproeven op veen en organische klei, doet het methaangas in belletjes in veen en organische klei nauwelijks oplossen, maar slechts zeer veel kleiner worden, waardoor het veen en samenstellende plantenresten stijver worden. Veel aspecten van het gedrag van veen onder hoge backpressure zijn mede daarom niet direct te vergelijken met het gedrag in het vrije veld.

In het eindige elementen model Pluto is een fractie benadering ingebouwd voor het Mohr-Coulomb model, waarmee als voorbeeld, hier het effect van samendrukbare delen op een triaxiaalproef wordt gepresenteerd. Uitgegaan wordt van een materiaal met eigenschappen als in onderstaande Tabel 3.3.

parameter	dimensie	waarde
Stijfheidsmodulus	[kN/m ²]	1000.00
Dwarscontractie coëfficiënt	[-]	0.15
Wrijvingshoek	[graden]	36.00
Cohesie	[kN/m ²]	0.00
Compressie modulus van water	[kN/m ²]	108
Fractie van porepressure	[-]	0.5 of 1.0

Tabel 3.3 Parameterwaarden voor de simulatie van de triaxiaalproef.

In Tabel 3.4 staan de resultaten van het voorbeeld. In het bovenste gedeelte staan de waarden zoals deze volgen als de Pluto som als fictieve triaxiaalproef zou fungeren. Deze waarden kunnen dan worden geïnterpreteerd voor hoe het onderliggende effectieve materiaalmodel eruit zou zien als niet met de fractie wordt gerekend. De waarde voor α geeft de verhouding tussen de compressiemoduli van het monster en de vaste stof aan. Daaronder staan de effectieve

parameters zoals deze uit Pluto volgen. Deze laatste waarden zijn uiteraard consistent met de ingevoerde modelwaarden.

berekening	drained	undrained	
		$\alpha = 1$	$\alpha = 0.5$
σ_{vv} totaal	38.50	24.62	24.62
porepressure	0.00	4.87	9.78
σ_{hh} totaal d.i. steundruk	10.00	10.00	10.00
Interpretatie als proef zonder rekening te houden met compressibiliteit			
σ'_{vv} effectief	38.50	19.75	14.84
σ'_{hh} effectief	10.00	5.13	0.22
$\sin \phi$	0.59	0.59	0.97
ϕ	35.99	35.99	76.12
Pluto resultaat waarbij rekening wordt gehouden met compressibiliteit			
σ'_{vv} effectief	38.50	19.70	19.70
σ'_{hh} effectief	10.00	5.13	5.13
$\sin \phi$	0.59	0.59	0.59
ϕ	35.99	35.93	35.93

Tabel 3.4 Resultaten van de simulatieberekeningen van de triaxiaalproef.

Uit deze fictieve som blijkt dat de invloed van α zeer groot is op de resultaten. Het niet meenemen ervan leidt tot een fictief hoge wrijvingshoek. Uiteraard betekent dit ook dat de invloed van de wateroverspanningen in toepassingen kleiner is als met deze fractie wordt gerekend. De correctie moet worden gevonden in het beperken van de invloed van de waterdruk op de bepaling van de effectieve spanningsparameters.

3.8 Opbouw en heterogeniteit van veen en humeuze klei

Veen en de meeste organische kleien zijn opgebouwd uit min of meer vergane organische weefsels met afmetingen van 0.5 tot meer dan 50 mm of bevatten veel van zulk weefsel. Deze weefsels zijn op enige diepte (> 1.5 m) veelal vooral horizontaal georiënteerd. De weefsels hebben een niet geringe treksterkte (in de orde van 0.5 - 5 N voor een weefselfragment (rietstengel) van enige centimeters lengte). Door de lengte van de weefsels, samen met de wrijving tussen de vezels onderling en tussen weefsels en andere materialen in de grond worden deze grondsoorten gewapend. De wapening van de grond heeft door de oriëntatie van de weefsels dominante richtingen en daarmee richtingsafhankelijke vervormingseigenschappen. Deze gewapende grond staat tegenover korrelige grond waarvan de sterkte afhangt van relatief zeldzame (2 - 6 per korrel) contacten, waarvan de bijdrage aan sterkte en stijfheid reeds bij geringe vervorming sterk verandert. Het is duidelijk dat er voor veen en organische klei niet kan worden uitgegaan van enkelvoudige ketens van deeltjes die drukkrachten overbrengen, zoals in korrelige grondsoorten. Voor beschouwingen over sterkte is er eerder sprake van netwerken die trekkrachten opnemen.

Directe waarneming van het gedrag van de meeste in Nederland voorkomende soorten veen laat zien dat veen gemakkelijk wijkt als er loodrecht op de weefseloriëntatie aan getrokken wordt, maar dat er bij het trekken in de richting van de oriëntatie grote vervormingen kunnen optreden voordat er sprake van wijken is. Verschillende onderzoeken onder andere [Cola en Cortelazzo 2004] tonen de anisotropie van sterkte van veen in triaxiaalproeven aan. Uit de

algemene gelaagdheid op centimeter tot decimeterschaal van organische kleien, waarin lagen met weefsel, respectievelijk kleilig materiaal elkaar afwisselen kan worden afgeleid dat ook organische kleien een anisotropie hebben in vervormingsgedrag.

Veen en humeuze klei vertonen in het algemeen in Nederland gelaagdheid met eenheden van enige decimeters dikte, plaatselijk komen eenheden met een dikte van meer dan 1 m voor. De laterale uitgestrektheid van de eenheden bedraagt van enige meters tot soms vele honderden meters, al naar gelang de aard van de grond. Voor vervorming op de schaal van waterkeringen spelen deze gelaagdheden soms een rol. De gelaagdheid speelt zeker een rol als het gaat om de bemonstering ten behoeve van parameterwaardebepaling.

Cheng heeft in zijn lezing op 1 november 2005 laten zien dat anisotropie (vezels) belangrijk zijn voor het grondgedrag.

4 Experimenteel onderzoek naar de sterkte van veen en humeuze klei

4.1 Inleiding

Vanwege de onzekerheid en onduidelijkheid over materiaalmodellen voor veen en humeuze klei en over te hanteren randvoorwaarden (parameters, omstandigheden) is voorgesteld om middels proefondervindelijk onderzoek na te gaan of de beschouwingen inderdaad veilige resultaten opleveren en of die veiligheid wellicht systematisch erg hoog is. Er is daarom behoefte aan respectievelijk:

- Aanvullende empirische aanwijzingen dat er eventueel een significant hogere sterkte voor waterkeringen aangenomen kan worden voor zulke grondsoorten dan waar thans van wordt uitgegaan;
- Aanwijzingen over het bezwijken van zulke grondsoorten in relatie tot de aannamen die daarover gedaan worden in de gangbare en in de praktijk gehanteerde beschouwingswijzen.

Proeven zijn voorgesteld om gegevens te verschaffen voor beide onderwerpen. Het doel van de proeven is het vaststellen of er daadwerkelijk sprake is van een grotere bezwijksterkte bij de betreffende grondsoorten dan er op basis van de verwerking van gewone triaxiaalproeven volgens de gangbare procedure verwacht zou worden. Tevens verschaffen de proeven gegevens voor analyse van het bezwijken van bedoelde soorten grond.

Een dergelijk onderzoek kan op verschillende schalen en bij verschillende condities worden uitgevoerd, waarbij vanwege de complexiteit van de kwestie en de benodigde inspanningen van een gefaseerde opbouw van het onderzoek wordt uitgegaan. Voor een eerste fase wordt hier uitgegaan van onderzoek op laboratoriumschaal met beschikbare faciliteiten. Eventuele volgende fasen betreffen terreinonderzoeken met minder en meer complexiteit, maar worden hier niet beschreven.

Het onderzoek dient de heterogeniteit van tenminste de vezelige aard van veen en van veel humeuze kleisoorten recht te doen. Om een enigszins homogene belasting voor veengrond te krijgen dienen de vervormingen significant te zijn over tenminste enige kubieke decimeter en moeten over een afstand van enige centimeters globaal gemiddeld kunnen worden. Het belaste oppervlak dient daarom afmetingen van tenminste ongeveer 0.1 m te hebben. De afmetingen van het proefstuk volgen uit de wijze van belasten in combinatie met de afmetingen van de beschikbare faciliteiten.

Voorgesteld wordt een serie plaatdrukproeven in een grote (\varnothing 0.4 m) triaxiaalopstelling uit te voeren om beter inzicht in het bezwijken van grond met vezels te verkrijgen.

Nagegaan wordt welke vervormingen optreden in de proefstukken van veen en humeuze klei bij een gespecificeerde belasting met name in vergelijking met de vervorming die uit courante beschouwingswijzen (parameterbepaling en berekeningen) volgt voor die belasting op dezelfde grond. Een en ander zoals van toepassing voor het bepalen van het bezwijkgedrag van waterkeringen op zulke grond.

4.2 Opzet van de proeven

De proeven dienen informatie over het bezwijkgedrag van de grond te verschaffen en moeten zodanig worden opgezet dat de randvoorwaarden goed bekend zijn en analyse van de

resultaten ook in kwantitatieve zin mogelijk is. De aard van de grond (georiënteerde vezels en cm - dm heterogeniteit) dient in acht genomen te worden. Het is te betwijfelen of aan de hand van proeven op monsters met afmetingen van enige centimeters voldoende relevante uitspraken over het bezwijkgedrag van veen en de meeste soorten humeuze klei gedaan kunnen worden. Voor het bepalen van het vervormen en bezwijken van de grond is daarom gekozen voor plaatdrukproeven op grote monsters (\varnothing 0.4 m) onder alzijdige drukbelasting. De afmeting van de plaat kunnen worden afgeleid uit de bevindingen in paragraaf 4.3. Een plaat met een diameter van 90 mm is goed mogelijk wat betreft de heterogeniteit van de grond als wat betreft de schaal van het mechanisme.

Voor het gebruik van de resultaten van de proef is het nodig ter vergelijking aanvullende conventionele proeven te doen op de betreffende grond om de van toepassing zijnde parameters te kennen.

De monsters voor de proeven en de monsters voor aanvullende bepalingen moeten van een daarvoor geschikte locatie worden genomen. De monsters dienen niet meer dan minimale verstoring, met inbegrip van watergehalte, bij monsternamen en transport te ondergaan. Hiervoor moeten geschikte monstersteekfaciliteiten (zie paragraaf 4.4 en 4.5) en geschikte monsterhouders beschikbaar te zijn.

De monsters moeten in de zogenaamde grote triaxiaalcel van GeoDelft ingebouwd kunnen worden zonder de monsterkwaliteiten te veranderen. Er moet een bepaalde alzijdige druk op de buitenkant van de monsters gezet kunnen worden tijdens de proef en de poriedruk in het monster moet onafhankelijk daarvan geregeld te kunnen worden. De monsters moeten daarvoor geïsoleerd worden van de vloeistof in de cel tijdens de proef, welke isolatie geen significante belasting op het monster moet uitoefenen tijdens de proef. Er zijn voorhands positieve resultaten bij GeoDelft verkregen met commercieel verkrijgbare flexibele vloeibaar aan te brengen siliconenrubbersoorten.

De volgende metingen zijn onderdeel van de proef:

- celdruk;
- poriedruk in het monster, zowel globaal als voorzover mogelijk op locaties in het monster;
- kracht op de plaat;
- verplaatsing van de plaat;
- indien en voorzover mogelijk de vormverandering van het monster.

4.3 Bepaling afmetingen voor de plaatdrukproeven

Voor vlakke vervorming en axiaal-symmetrisch plaatdrukproeven is er onderscheid in de afmetingen van de mechanismen. Een vlakke vervormingstoestand heeft voorkeur omdat dit meer aansluit bij de praktische conditie van dijken.

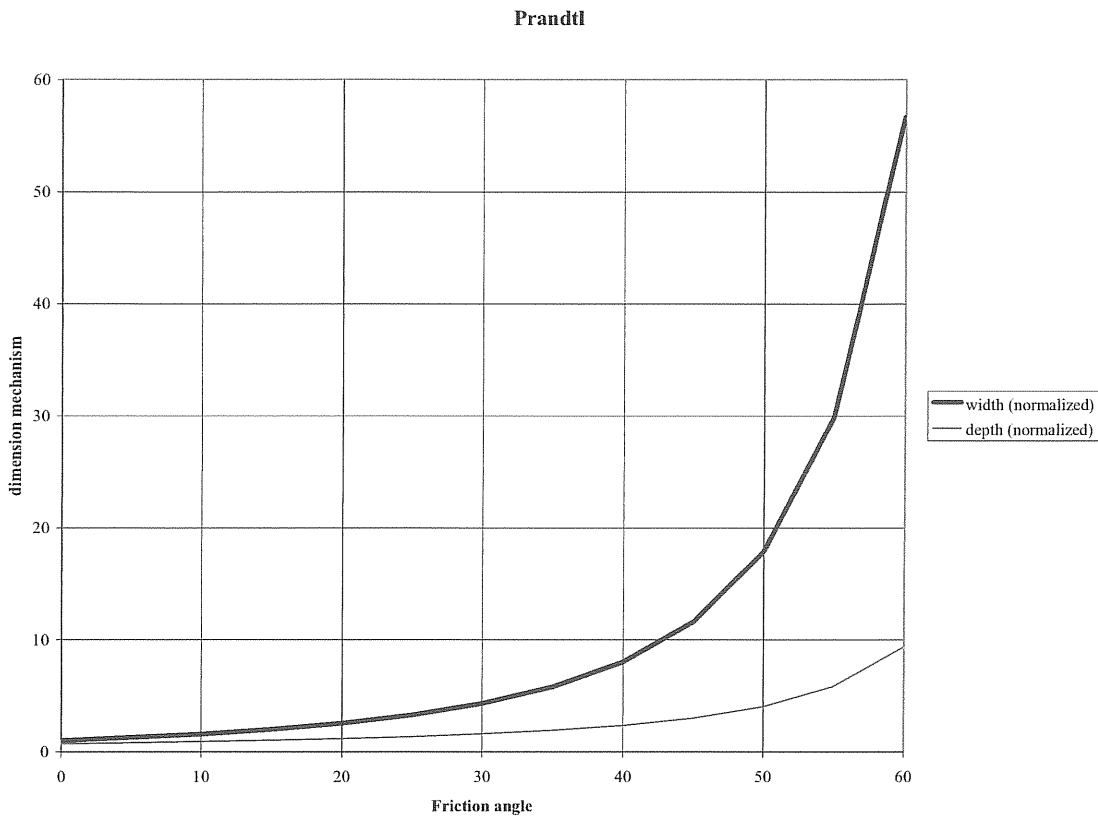
De bezwijkmechanismen zijn kleiner onder axiaal-symmetrische condities, omdat hier een duidelijke geometrische component een rol speelt. Onder axiaal-symmetrische condities zijn ook niet-axiaalsymmetrische bezwijkvormen mogelijk. Deze zijn numeriek niet te berekenen met een axiaalsymmetrisch programma. Numeriek wordt dan een overschatting van de sterkte gegeven. In deze notitie staan de mechanische overwegingen aangaande de grootte van het monster en een proef centraal.

Vlakke vervorming

Stel dat het systeem met een Prandtl-mechanisme kan worden beschreven. Dan horen daar maten bij die van de breedte van de op te brengen verplaatsing of vervorming en het

resulterende mechanisme. Stel een half mechanisme wordt beproefd om de grootte van de opstelling te beperken.

Stel dat een volledig Prandtl mechanisme kan ontwikkelen dan worden de dimensies van de proef afhankelijk van de te verwachten sterkte van het materiaal (zie Figuur 4.1 en Tabel 4.1).



Figuur 4.1 Breedte naast en diepte van het Prandtl-mechanisme genormaliseerd op de werkende breedte van de belasting.

Wrijvingshoek	Naast	Diepte
20	2.53	1.16
40	8.01	2.35
60	56.70	9.32

Tabel 4.1 Maten van het Prandtl-mechanisme (breedte en diepte) bij een genormaliseerde werkende plaat breedte.

Stel de proefstukken worden opgebouwd uit monsters van verschillende groottes. De breedte van het mechanisme naast de belasting is de meest dominante parameter. Uiteraard is het laatste deel van de proef wanneer het mechanisme omhoogkomt vaak onduidelijk en moeilijk te bepalen. De (halve) breedte van de belastingsplaat en de diepte van het mechanisme te bepalen voor verschillende monstergroottes (zie Tabel 4.2).

Grootte monster	Maten	Wrijvingshoek		
		20°	40°	60°
200 mm	Halve breedte	33,0	11,7	1,7
	Diepte	76,7	55,2	32,6
250 mm	Halve breedte	41,3	14,7	2,2
	Diepte	95,9	69,0	40,8
300 mm	Halve breedte	49,5	17,6	2,6
	Diepte	115,0	82,7	48,9
400 mm	Halve breedte	66,0	23,5	3,5
	Diepte	153,4	110,3	65,2
500 mm	Halve breedte	82,5	29,4	4,4
	Diepte	191,7	137,9	81,5
600 mm	Halve breedte	99,0	35,2	5,2
	Diepte	230,1	165,5	97,8

Tabel 4.2 Maten in mm: (halve) breedte van de plaat (belasting) en diepte van het mechanisme in mm bij verschillende monstergroottes.

Het betekent dat bij een wrijvingshoek van 60 graden en een plaat breedte van 10 mm (halve plaat breedte 5 mm) een monster van 600 mm nodig is. Dit lijkt praktisch niet haalbaar.

Axiaalsymmetrisch

Hier zijn veel minder data beschikbaar die de maat van het mechanisme beschrijven. Hier is gebruik gemaakt van Cox e.a. (1961). Hier zijn geen formules die de maten bepalen. Uitsluitend numerieke data op basis spanningskarakteristieken zijn beschikbaar.

Aangenomen wordt dat monster cilindrisch is en precies in het midden wordt belast.

Op basis van Tabel 4.3 zijn de maximale stralen van de plaat te berekenen wil het mechanisme binnen het monster passen. Voor 60° zijn geen data beschikbaar. Er zijn geen data beschikbaar over de diepte van het mechanisme.

Diameter monster	Wrijvingshoek	
	20°	40°
200 mm	42.2	20.6
250 mm	52.7	25.7
300 mm	63.3	30.9
400 mm	84.4	41.2
500 mm	105.5	51.4
600 mm	126.6	61.7

Tabel 4.3 Straal van de plaat (belasting) in mm bij verschillende diameter monster groottes.

4.4 Bemonstering

Het nemen van monsters met afmetingen geschikt om de evidente problemen met de grootte van weefselfragmenten in veen en organische klei te omzeilen vergt nog niet courante methoden en apparatuur. Het betreft zowel het nemen van monsters met voldoende grootte om aan de materiaalheterogeniteit recht te doen als het rekening houden met de ruimtelijke variatie in grond zoals veen en organische klei die op die schaal optreedt.

De afmetingen van monsters dienen tenminste ongeveer 0.4 m te zijn voor veen en organische klei opgebouwd uit riet, zegge en veenmos fragmenten. Voor grondsoorten met houtresten

(bosveen en organische klei met bosveenstukken) zijn grotere afmetingen nodig om het monster representatief voor de grondsoort te laten zijn.

Voorgesteld wordt de monsters in een daartoe tot de bestemde diepte gegraven kuil te steken. De kuil graven, het wegdrukken bij het steken en het opnemen van de monsters dient door een hydraulische graafmachine te worden uitgevoerd.

4.5 Opzet monsternamen en proeven

Algemeen

Er worden voor een aantal materialen in de reeks veen naar humeuze klei tests uitgevoerd op monster onder alzijdige druk. De tests kunnen bijvoorbeeld worden uitgevoerd in de grote triaxiaalcel van GeoDelft en er gelden de volgende afmetingen:

- afmeting van de belastingsplaat diameter 90 mm;
- monsterdiameter 0.4 m;
- monsterhoogte 0.4 m per proef.

Er worden een aantal soorten grond beproefd die variëren in de verhouding veen tot klei (veen tot humeuze klei). Omdat de spanningsafhankelijkheid van de vervorming van belang wordt geacht, worden de proeven op 2 spanningsniveaus uitgevoerd.

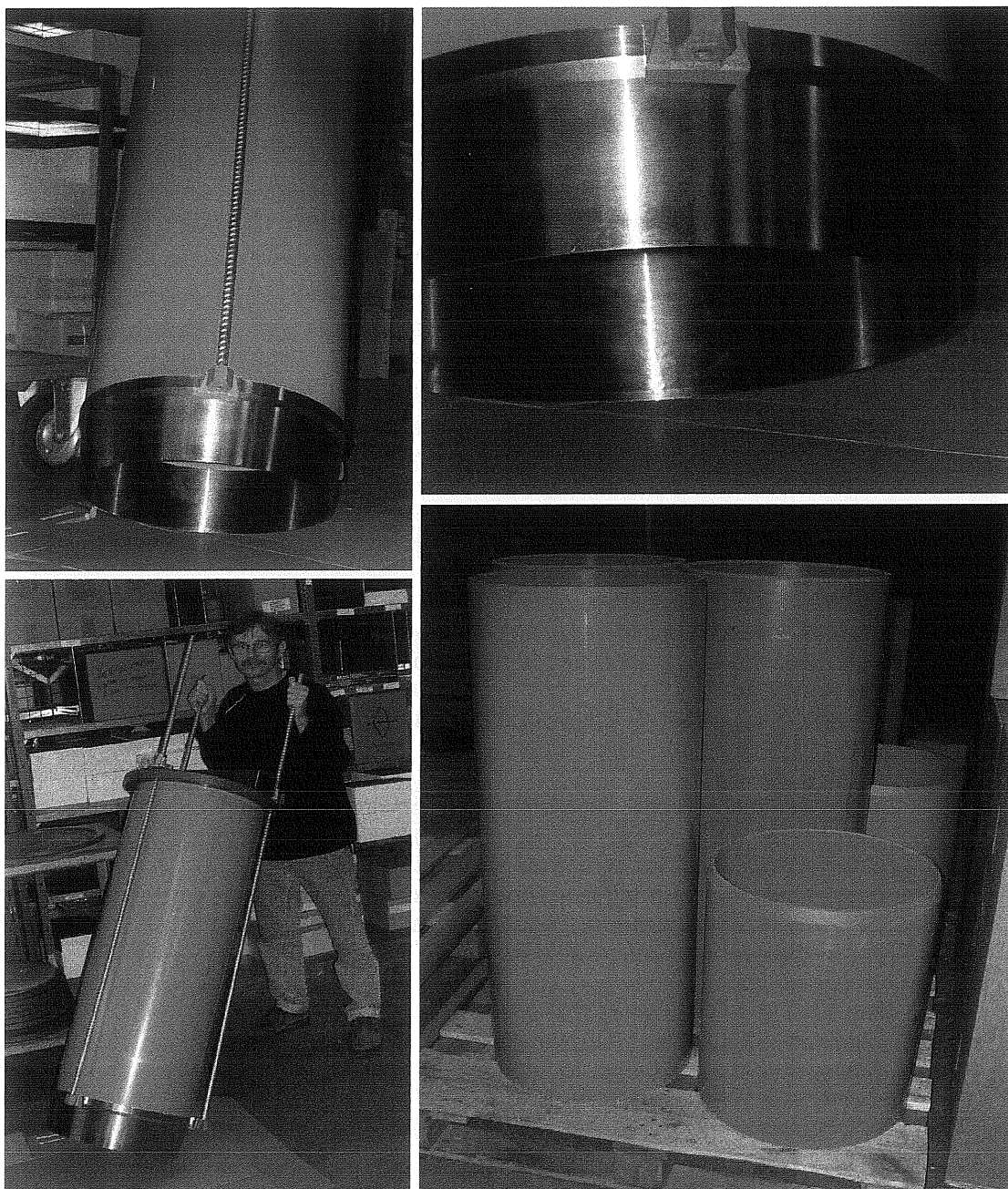
Er wordt uitgegaan van de volgende opzet voor monsternamen en monsterbehandeling:

- Monstersteekringen aansluitend aan monsterbussen als beschreven.
- Monsterbussen, wanddikte zodanig gering dat monsterverstoring aannemelijk minimaal en nagenoeg verwaarloosbaar zal zijn (< 10 mm), materiaal afhankelijk van vormvastheid bij geschikte wanddikte.
- Monsternamen in het terrein op een geschikte locatie (grondsoorten aanwezig, materieel aanwezig).
- Monsternamen als volgt:
 - gat graven met hydraulische kraan tot juist boven bovenkant beoogde grond;
 - verticaal wegdrukken door een hydraulische kraan (medium/middel type volgens kraan specificaties) van voldoende stevige monsterbussen;
 - opscheppen van de monsterbus door de hydraulische kraan. Hiervoor is nodig dat:
 - de kraan kan manoeuvreren (begaanbaarheid);
 - er een gat gegraven kan en mag worden.
- Monsterbehandeling:
 - Monsters op locatie waterdicht afsluiten;
 - transport rechtopstaand als gebruikelijk en op pallets;
 - Opslag in voldoende gekoelde ruimte of buiten uit de zon in herfst-winter (circa 120 of minder wel afhankelijk van de duur van opslag).
- Monster-inbouw nog afhankelijk van details van uitvoering en beschikbare materialen zoals vliezen). Monster uit bus uitdrukken door eigen gewicht, eventueel met enige luchtdruk onder een deksel op de bus. Monster bij voorkeur in vlies in opstelling uitdrukken, monster zal echter ook zonder vlies even blijven staan zonder grote vervorming naar verwachting.

Monstersteekapparaat voor grote monsters;

Door GeoDelft is een cilindrische monstersteker ontwikkeld voor monsters met grote diameter (0.4 m) en een lengte tot tenminste 1 m, zie Figuur 4.2. De monstersteker kan worden weggedrukt met vijzels of een hydraulische kraan. De monsters kunnen met deze steker genomen worden in een kuil die reikt tot ongeveer de diepte waarop de monsters genomen worden. In de kuil wordt de monstersteker weggedrukt en kan daarna worden vrijgegraven (bij

voorkeur met behulp van een hydraulische kraan). De monstersteker is voorshands nog niet uitgerust met een automatische afsluiting van de monsterhouder en faciliteiten om de houder van grotere diepte omhoog te halen en werken met een boorstelling is daarom nog niet mogelijk.



Figuur 4.2 Monstersteker voor grote diameter monsters (0,4 m) met een hoogte tot tenminste 1,0 m.

De monstersteker is relatief dunwandig (circa 10 mm) en is voorzien van een wegdrukstuk waardoor rechtstandig wegdrukken mogelijk is zonder veel zijwaartse, de monsterintegriteit aantastende, bewegingen. De steekmond heeft een scherpe hoek ($< 1:20$) en is geschikt voor het steken van veen. De kwaliteit van de monsters, in termen van monsterverstoring is door

deze omstandigheden zeer goed in vergelijking met conventionele monsters met een diameter van 66 mm.

De monstersteker bestaat uit een steekmond, een monsterbus en een wegdrukstuk. De monsterhouder is tussen steekmond en wegdrukstuk geklemd tijdens het steken. Na monsternamen wordt de monsterbus aan beide zijden van een waterdicht afsluitend deksel voorzien.

4.6 Potentiële locaties voor het steken van grote monsters;

Veen en organische klei zijn in natuurlijke afzettingen in Nederland veelal gelaagd op de schaal van één tot enige decimeters. Voor het steken van monsters met afmetingen van tenminste 0.4 m die voldoende homogeen en daarbij representatief zijn om de eigenschappen van een veen- of organische kleilaag te bemeten is het daarom nodig een homogene laag van voldoende dikte te bemonsteren.

De monsternamen locatie wordt in overleg met eigenaren, betrokken waterschappen en terreinbeheerders bepaald. In verband met de werkzaamheden op de monsterlocatie is het opportuun de verschillende te beproeven soorten grond op geringe afstand van elkaar te kunnen bemonsteren.

De monsternamenlocatie wordt bepaald door het op geringe diepte aanwezig zijn van bij voorkeur de ongestoorde overgang van veen naar klei (verticaal of horizontaal) zodat monsternamen op nabij gelegen locaties kan gebeuren. Het is aan te bevelen te zoeken naar locaties met deze omstandigheid waar tevens grondwerken aan de orde zijn, zodat mobilisatie van een kraan het vergunningen om te kunnen graven vereenvoudigd worden.

De in de kuilen ontsloten grond dient ter plaatse in detail beschreven te worden.

In het recente verleden zijn geschikte locaties gevonden in het Technopolis (Delft) projectgebied. Locaties in het rivierengebied bleken minder geschikt vanwege de dominantie van houtresten in het veen aldaar waarvoor proeven met veel grotere afmetingen nodig zijn.

4.7 Elementen voor de analyse van de resultaten van de proef

Bij de analyse van de proeven moet aandacht worden gegeven aan de volgende punten:

- Nagaan of en op welke wijze er sprake is van bezwijken van het monster;
- Nagaan of het bezwijken van het monster bij een hogere belasting is opgetreden dan volgt uit berekening van het bezwijken in een plaatdrukproef met parameters bepaald zoals in de courante werkwijze bij het toetsen voor die grond bij de aangenomen alzijdige belasting;
- Vaststellen welke vervormingen in het monster zijn opgetreden en de relatie ervan met aangenomen bezwijkmechanismen;
- Nagaan of met aanpassing van de waarde van één van de standaardparameters, bijvoorbeeld de effectieve hoek van inwendige wrijving, de courante berekeningswijze effectief kan zijn voor het bepalen van het geconstateerde bezwijken en vervormen van alle proeven;
- Nagaan welke aanwijzingen er zijn om andere berekeningswijzen, en zo ja welke, te hanteren voor de beproefde soorten grond.

Belangrijke aspecten van de analyse zijn onder andere:

- vaststellen van het bezwijken;

- vaststellen of de grond significant steviger is dan wordt aangenomen in de courante werkwijze bij het toetsen;
- vaststellen of de bij het toetsen en elders toegepaste bestaande rekenmethoden voldoende relevante uitkomsten voor de betreffende soorten grond geven, dan wel dat er aanwijzingen zijn dat de methode aanpassing behoeft of vervangen zou moeten worden.

5 Conclusies

Uit het voorgaande komt naar voren dat er voor veen en humeuze klei op bepaalde terreinen nog onduidelijkheid en onzekerheid bestaat over de sterkte en de vervorming die verwacht kan worden voor een werkelijke omstandigheid wanneer die gebaseerd moet worden op grondmechanisch onderzoek. Hier zal in het kort worden aangegeven welke aspecten zijn bekeken.

In de Nederlandse adviespraktijk worden alle stabiliteitsproblemen gedimensioneerd met c' en ϕ' -analyses. De voorschriften ten aanzien van stabiliteitsproblemen zijn ook vrijwel alleen gericht op c' - en ϕ' -analyses. Stabiliteitsberekeningen worden meestal uitgevoerd met het Bishop-model met c' en ϕ' of τ uit celproeven of uit triaxiaalproeven (2 à 5% verticale rek). Wanneer bij gebruik van c' en ϕ' uit triaxiaalproeven geen fitfactoren worden toegepast worden potentieel onveilige analyses gemaakt (grijs gebied).

In de internationale literatuur worden verschillende typen stabiliteitsproblemen met verschillende typen analyses uitgewerkt. In het algemeen worden stabiliteitsproblemen met (gedeeltelijk) gedraineerde condities met c' en ϕ' -analyses beschouwd. Voor stabiliteitsproblemen met ongedraineerde condities worden c_u -analyses uitgevoerd. c' -, ϕ' - en c_u -waarden worden in het laboratorium bepaald met piekwaarden uit triaxiaalproeven (compressie en extensie) en direct simple shear-proeven. Wanneer geen uitspraak kan worden gedaan over de drainagecondities tijdens afschuiven verdient een stabiliteitsanalyse op basis van c_u de voorkeur. De drainagecondities bij falen moeten los worden gezien van de drainagecondities voorafgaand aan het falen. Het afschuiven kan snel plaats vinden, waardoor geen of slechts beperkte drainage mogelijk is. Een stabiliteitsanalyse op basis van c' - en ϕ' -waarden met gemeten of geschatte waterspanningen is een potentieel onveilige analyse.

De sterkte van wrijvingsmaterialen is lager dan de sterkte zoals deze in triaxiaalproeven onder homogene omstandigheden bepaald wordt, omdat in werkelijkheid de grond langs grensvlakken zal bezwijken. De sterkte op een bezwijkvlak is lager. De stabiliteit van een dijk dient gebaseerd te worden op een sterkte van de grond die altijd gerealiseerd kan worden. Deze lokalisatie van deformaties is niet goed te beschrijven met, bijvoorbeeld, de huidige opzet van Eindige Elementen Modellen. Er wordt wel soortgelijk gedrag gevonden maar de nauwkeurigheid ervan is onduidelijk.

In toepassing van eindige elementen methodes is een veel beter inzicht nodig van de sterkte en stijfheidsverdeling en waterspanningsgeneratie in een doorsnede. De voorspelling van de waterspanning in Eindige Elementen Modellen is niet meer dan een benadering. Ook hierbij is een controle met een c_u -analyse verstandig.

De numerieke modellen in Eindige Elementen Modellen zijn niet goed in staat om de waterspanning te beschrijven zoals deze gegenereerd worden bij een triaxiaalproef. Dit geeft een extra onzekerheid in de veiligheidsfactor zoals deze door Eindige Elementen Modellen in sterkte-reductie berekeningen wordt berekend.

Met een c_u benadering kan wel goed de eindsterkte worden gegeven, maar de keuze van de c_u vraagt een interpretatie van de te genereren waterspanningen. De ongedraineerde sterkte c_u is geen materiaal parameter. De waarde hangt af van het belastingtype, compressie, schuif of extensie. Dit verschil in sterkte kan met een anisotroop model als het NGI-ANI2 model worden beschreven.

In de grondmechanica wordt uitgegaan van het principe van Terzaghi: de grondspanning is gelijk aan de som van de effectieve spanning en de waterspanning. Bij materialen waarbij de deeltjes gemakkelijk kunnen worden samengedrukt geldt dit niet meer. Er is dan een correctie nodig die maakt dat de invloed van de waterdruk kleiner wordt op de totaalspanning. Als

proeven op veen en humeuze klei vanuit deze optiek worden bekeken dan neemt de wrijvingshoek af. Uiteraard moet dit dan ook op een consistente manier worden meegenomen in de berekeningen ter toetsing en ontwerp van een dijklichaam. Dit leidt tot een betere afschatting van risico's in de interpretaties van de waterdruk in de grond. Hoe groot de samendrukbaarheid van deze materialen is moet nog worden uitgezocht en wat de invloed hiervan op de berekeningen is, is nog onbekend. In deze studie is gekeken wat die samendrukbaarheid betekent in een context van Eindige Elementen Modellen en in de interpretatie van proeven.

Veen en humeuze klei zijn deels opgebouwd uit weefsels (vezels) en hebben daardoor anisotroop gedrag. De betekenis van deze structuur op de stabiliteit van dijken is nog niet goed begrepen en wordt nog niet meegenomen.

Er ontbreekt een coherente veiligheidsfilosofie waarin op rationele wijze de samenhang aan de orde komt tussen respectievelijk grondonderzoek, proeven voor parameterbepaling, rekenmethodiek en toetsing. Het ontbreken van een geïntegreerde veiligheidsbenadering, waarin de onderlinge verwevenheid van de verschillende componenten duidelijk is, maakt het moeilijk om met alternatieve en innovatieve oplossingen te komen die een gelijkwaardig veiligheidsniveau bieden aan de bestaande praktijk.

Uit het voorgaande komt naar voren dat met inzicht uit bestaande modelleringen, verdieping van de modelvorming en met geschikte experimenten de onzekerheid over de in rekening te brengen sterkte voor deze grondsoorten kan worden teruggedrongen. Ook kan daarmee worden nagegaan in hoeverre de thans gangbare wijze van beoordeling van de stabiliteit van waterkeringen op deze grondsoorten conservatief is. Onderzoek op genoemde gebieden van rekenkundig modelleren en fysieke modellering lijkt daarom nodig. Dit onderzoek zal plaats vinden binnen het kader van het onderzoeksprogramma van Delft Cluster (thema Veiligheid tegen overstromen, project cu-rekenen op basis van de conusweerstand) en Sterkte en Belasting Waterkeringen (SBW-project "grensverleggend toetsen") en binnen het IJkdijk-project.

6 Aanbevelingen

In dit rapport is aangetoond dat op verschillende punten onzekerheid en onvolkomenheid aanwezig is in de gangbare praktijk van het berekenen van stabiliteit van taluds. Het gaat onder andere om lokalisatie van vervorming, generatie van waterspanning bij afschuiven en het effect van de stijfheid van deeltjes op de effectieve spanning.

Het rekenen met ongedraineerde schuifsterkte c_u in stabiliteitsanalyses kan voor een deel een oplossing zijn om deze punten van onzekerheid en onvolkomenheid te ontwijken. Bijkomend voordeel van het rekenen met de ongedraineerde schuifsterkte is dat bij de internationale aanpak van stabiliteitsanalyses kan worden aangesloten.

Nadeel van het rekenen met ongedraineerde schuifsterkte is dat dit geen materiaalparameter is. De ongedraineerde schuifsterkte is van diverse factoren afhankelijk. De ongedraineerde schuifsterkte uit een meting in het veld of in het laboratorium zal nooit exact gelijk zijn aan de ongedraineerde schuifsterkte in een praktijksituatie. Ook bij een stabiliteitsanalyse op basis van ongedraineerde schuifsterkte zal dus onzekerheid blijven bestaan. Uiteraard geldt dit evenzeer voor analyses op basis van de gedraineerde schuifsterkte.

Door aan te sluiten bij de internationale aanpak van stabiliteitsanalyses kan worden geprofiteerd van de internationale inzichten en de internationale state of the art-kennis. De overstap van de celproef naar de triaxiaalproef kan dan echt worden gemaakt. Bij het toepassen van c_u -analyses is waarschijnlijk wat winst mogelijk ten opzichte van de stabiliteitsanalyses op basis van celproeven en triaxiaalproeven met toepassing van fitfactoren. Door het toepassen van c_u -analyses worden de fitfactoren ook overbodig. De potentieel onveilige stabiliteitsanalyses met triaxiaalproeven zonder toepassing met fitfactoren kunnen ook achterwege blijven wanneer de overstap naar c_u -stabiliteitsanalyses wordt gemaakt. In c_u -stabiliteitsanalyses wordt uitgegaan van de pieksterkte van grond, zodat de in Nederland gebruikelijke ϕ' -waarden bij de arbitraire 2% of 5% verticale rek in de triaxiaalproeven ook niet meer nodig zijn.

Naar de toekomst toe kan in aansluiting op de internationale adviespraktijk worden gewerkt met verschillende typen stabiliteitsanalyses:

- Bishop met c_u bij bezwijken uit anisotroop geconsolideerde triaxiaal- (compressie en extensie), direct simple shear- en K_0 Crs-proeven met ADP-methode bij volledig ongedraineerde situaties of als veilige aanpak bij beperkte drainage (USA).
- Bishop met c' en ϕ' bij bezwijken uit triaxiaal- en simple shear-proeven zonder extra waterspanning langs het schuifvlak bij volledig gedraineerde situaties (ESA).
- Bishop met c' en ϕ' bij bezwijken uit triaxiaal- en simple shear-proeven met extra waterspanning langs het schuifvlak in verband met beperkte drainage (UESA). Voorzichtigheid bij het inschatten van de extra waterspanning langs het schuifvlak is geboden.
- Eindige Elementen Modellen voor berekenen vervorming (voor bezwijken controleren met Bishop USA of UESA).

Hierbij is een aantal uitbreidingen in Bishop (MStab) nodig:

- berekening van de schuifsterkte met $\tau = \sigma \sin \phi' + c' \cos \phi'$ in verband met ϕ' -waarden boven 20° à 25° (residuele sterkte).
- extra waterspanning kunnen invoeren bij beperkte drainage langs het schuifvlak in effectieve spanningsanalyses.

Het is van groot belang dat wordt gewerkt aan een veiligheidsfilosofie, waarin afdoende rekening wordt gehouden met de onvolkomenheid van de rekenmodellen en de onzekerheid van metingen. Dit geldt zowel voor stabiliteitsanalyses met gedraineerde schuifsterkte als met

ongedraineerde schuifsterkte en zowel voor glijvlakberekeningen als eindige elementen modellen. Het Delft Cluster-onderzoek Veiligheid tegen overstromen kan hieraan een bijdrage leveren. In de plannen is hierin voorzien.

Bij het ontwikkelen van een veiligheidsfilosofie is ook validatie van groot belang. Hierbij kan worden gedacht aan validatie op de schaal van grote grondmonsters. In dit rapport is hiervoor een aanzet gegeven. In het kader van het onderzoeksprogramma Sterkte en Belasting Waterkeringen (SBW) zal validatie op de schaal van grote grondmonsters plaats vinden. In het IJkdijk project bestaat de mogelijkheid van validatie op praktijkschaal.

7 Referenties

Cola, S., G. Cortellazzo 2004: The Shear Strength Behavior of Two Peaty Soils. Journal Geotechnical and Geological Engineering 23/6, pp. 679-695. (Cola en Cortellazzo 2004)

Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (CUR) (1993). Construeren met grond – Grondconstructies op en in weinig draagkrachtige en sterk samendrukbare ondergrond. CUR-publicatie 162. Gouda.

Den Haan, E.J. (2005). Hi-phi soft soils – hoe mee omgaan? GeoDelft, rapport CO-527560-620.

Geertsma, J. (1957). The effect of fluid pressure decline on volumetric changes of porous rocks. Trans. AIME, 331, 1957.

Greeuw, G. (2005). Simulaties van triaxiaalproeven met Hardening Soil model. GeoDelft, rapport CO-526210/360-0001.

Janbu, N. (1973). "Slope stability computations." Embankment-dam engineering, R.C. Hirschfeld and S. Poulos, eds., John Wiley and Sons, New York, N.Y., 47-86.

Janbu, N. (1979). "Design analysis for gravity platform foundations." Proc. 2nd Int. Conference on Behaviour of Offshore Structures, London, 1, 407-426.

Ladd, C.C. (1991). "Stability evaluation during staged construction: 22nd Terzaghi Lecture." Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 117(4), 537-615.

Lambe, T.W. en Whitman, R.V. (1969). Soil Mechanics. John Wiley & Sons, Inc. New York.

Moore, P.J. (1970). "The factor of safety against undrained failure of a slope." Soils and Foundations, Japan 10(3), 81-91.

Mushkelishvili, N.I. (1963). Some basic problems of the mathematical theory of elasticity. Noordhoff, Groningen.

Nederlands Normalisatie Instituut (NNI) (1993). NEN 6740 – Technische grondslagen voor bouwconstructies, TGB 1990, Geotechniek, Basiseisen en belastingen. 1e druk, december 1991, met verwerking van het correctieblad van september 1993.

Nur, A. en J.D. Byerlee (1971). An effective stress law for elastic deformation of rock with fluids. Journ. Geoph. Research, 76/26, pp. 6414-6419.

Rozing, A.P.C. (1999). Grafieken en advieshandreiking cel-triaxiaal. GeoDelft, rapport SE-55469/5.

Skempton, A.W. (1960). Effective stress in soils, concrete and rock. Pore pressure and suction in soils. Butterworths, London, 1969.

Svano, G. (1981). "Undrained effective stress analyses," thesis presented to the Norwegian Institute of Technology, at Trondheim, Norway, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Engineering.

Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) (2001). Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies. juni 2001. Delft.

Teunissen, J.A.M. (2005). Wrijving en Bezwijken. TW-lezing bij GeoDelft op 9 juni 2005.

Teunissen, J.A.M. (2006). On double shearing in frictional materials. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics. John Wiley & Sons, Ltd.

U.S. Army Corps of Engineers (2003). Engineering and Design - SLOPE STABILITY. Washington, DC 20314-1000. Manual No. 1110-2-1902 31. October 2003

Verruijt, A. (1993). Grondmechanica. Delftse Uitgevers Maatschappij b.v. Delft.

Bijlage 1 Stellingen over de hoge wrijvingshoek

We willen onderzoeken hoe het zit met de sterkte van humeuze klei en veen (hoge phi, tangens phi, sinus phi, helemaal geen phi, cu, enzovoorts). Er wordt gewerkt aan om plan om dit beter in beeld te krijgen door het uitvoeren van plaatdrukproeven in de grote triaxiaalcel in de modelhal. Het doel van de plaatdrukproeven in de meethal is EENDUIDIG antwoord te geven op de vraag: "Heeft een materiaal met een in de (gewone, standaard) triaxiaalcel gemeten hoge phi in werkelijkheid een hoge schuifsterkte?"

Het antwoord op deze vraag bepaalt het verdere onderzoek:
indien antwoord JA: grond met hoge phi is sterker dan tot nu toe wordt aangenomen;
indien antwoord NEE: hoe krijgen we de gangbare theorie (die op basis van de phi tot een grote schuifsterkte leidt) dan in overeenstemming met de werkelijkheid?

Discussie over een aantal van de onderstaande stellingen moet leiden tot een duidelijke onderzoeksrichting.

Stelling 1: Het bespreken van stevige stellingen over de sterkte van grond leidt al gauw tot minder duidelijkheid met betrekking tot wat met de beoogde proefresultaten te doen.

Stelling 2: Stabiliteitsberekeningen op basis van celproeven en op basis van cu-waarden leiden tot vergelijkbare evenwichtsfactoren. Bij gedraineerde stabiliteitsanalyses met triaxiaalproeven (2 à 5% vert. rek) zijn de evenwichtsfactoren significant hoger. Bishop houdt geen rekening met het ontstaan van wateroverspanning als gevolg van deformatie. Bishop is dus te optimistisch. Conclusie: we hebben de fout van gedraineerde stabiliteitsanalyses met Bishop gecompenseerd (veilig gemaakt) met onze celproef-traditie.

Stelling 3: Een ontwerp van een dijk kan alleen bij een zorgvuldige en simultane afweging van: parameterbepaling (beproeving); rekenmodel; toets. GeoDelft moet ook zorgen dat deze combinatie passend is en blijft.

Stelling 4: De phi-waarde bij 15% rek uit triaxiaal compressieproeven is veilig genoeg om te gebruiken voor stabiliteitsanalyses (EEM en MSTAB) van dijken.

Stelling 5: Voor toetsen van bestaande dijken mag de pieksterkte worden gebruikt. Voor ontwerpen van dijkversterkingen moet residuele sterkte ($\tau = \sigma \cdot \sin \phi$ of b-shearing) worden gebruikt. Dit past bij de lijn scherp toetsen en robuust ontwerpen.

Stelling 6: Schuifvlakken bepalen de sterkte van grond. De kennis van schuifvlakken is zowel experimenteel als ook numeriek beperkt. Risico's kunnen beter worden afgeschat als dit onderwerp uitgediept wordt.

Stelling 7: Bij afschuiven in triaxiaalproef voor bereiken van de pieksterkte zijn er kleine schuifvlakjes verspreid in het monster en $\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi$ geldt nog; voorbij de pieksterkte in triaxiaalproef treedt lokalisatie op en geldt $\tau = c + \sigma \cdot \sin \phi$ op het schuifvlak (of nog lager: b-shearing). Phi als zodanig staat niet ter discussie. Lokalisatie is het probleem. EEM kan geen lokalisatie aan.

Stelling 8: De schuifsterkte van grond wordt in belangrijke mate bepaald door de ouderdom van de afzetting.

Stelling 9: Het Simple Shear-apparaat biedt de beste mogelijkheden om bruikbare waarden van de schuifsterkte van hoge ϕ' materiaal te bepalen. Dan is de invloed van rek op de gemobiliseerde sterkte van weinig belang: de hoekverdraaiing in het glijvlak is zeer groot.

Stelling 10: De hoge c' in de Simple Shear-proef is een gevolg van te hoge membraanwrijving, die toeneemt naarmate de normaalspanning afneemt. Het huidige membraan van het Simple Shear-apparaat dient vervangen door een stapel dunne metalen ringen die als apart pakketje bijeengehouden worden, met een minimum aan wrijving langs elkaar schuiven, een goed

ijkbare schuifweerstand hebben, en die desnoods aan de binnenzijde met een dun latexmembraan worden bekleed.

Stelling 11: De vergroting van de schuifsterkte in de Simple Shear-proef door τ_{hc} . (τ_{hc} : schuifspanning tijdens consolidatie aanwezig) is onvoldoende doorgrond. In een praktische aanpak wordt het genegeerd.

Stelling 12: De Simple Shear-proef ongedraineerd vertoont doorgaans veel softening; de Simple Shear-proef gedraineerd geen softening. Het is onbekend waarom.

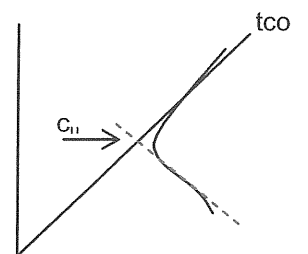
Stelling 13: Ongedraineerde limit-equilibrium analyse is bruikbaar. Ohta, strain compatibility, en andere inzichten kunnen daarbij gebruikt worden. Dan is er een fysisch welomschreven verband tussen consolidatietoestand en schuifsterkte; iets dat nu ontbreekt.

Stelling 14: Normalisatie van spanningspaden a la Hvorslev kan veel inzicht geven in de effecten van OCR. Hvorslev: was zijn tijd v r vooruit.

Stelling 15: Door alleen de normaal geconsolideerde c_u te gebruiken vervalt het probleem van de invloed van OCR, en tegelijk van het afnemen van c_u na drainage.

Stelling 16: De normaal geconsolideerde c_u van veen is met Figuur 1 redelijk en conservatief bepaald.

Figuur 1



Stelling 17: Het is te verwachten dat goede correlaties van (gevoelige) q_c , q_f , u_2 met c_u bestaan.

Stelling 18: Het is wenselijk om de huidige problemen met betrekking tot de Triaxiaalproef Extensie op veen ($\sigma_v < 0$, $\sigma_v' < 0$) op te lossen.

Stelling 19: Afzwaaiers in effectieve spanningspaden in de Triaxiaalproef Compressie (horiz. naar links direct na begin schuiffase) wijzen op onvoldoende consolidatie vooraf.

Bijlage 2 Effect waterspanningen voor c_u - rekenen

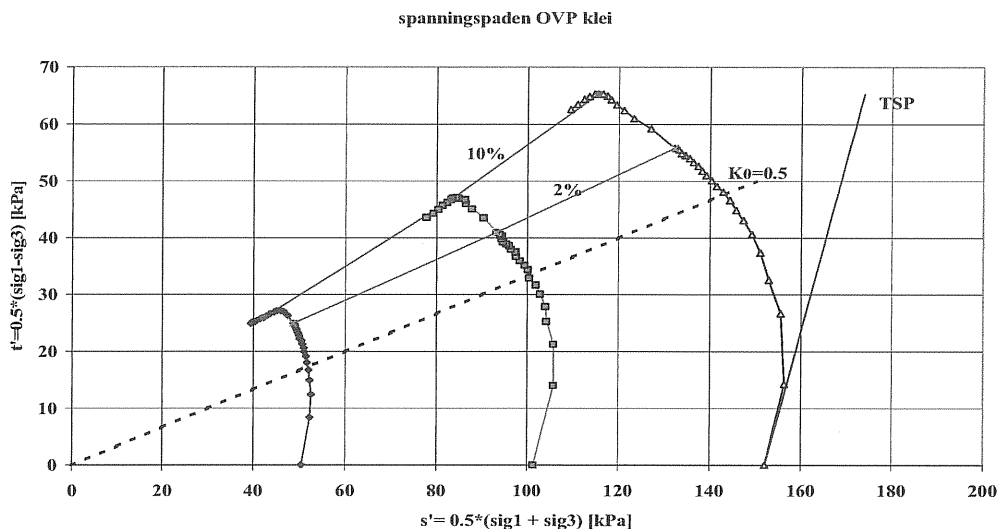
2.1. Inleiding

Doel van deze deelstudie is vaststellen in hoeverre de opbouw van waterspanning tijdens schuifvervorming de c_u -waarde beïnvloedt en of dit effect het verschil met Bishop c, φ -berekeningen kan verklaren. Het feit dat Bishop de waterspanningsopbouw niet meeneemt, zou kunnen leiden tot te hoge sterkte in een ongedraineerde bezwijksituatie. Het c_u -model zou dan een juiste maar lagere veiligheid kunnen opleveren. De vraag is hier hoe dit verschil kwantitatief benaderd kan worden voor het Dijksmateriaal bij Marken.

2.2. Waterspanning en schuifvervorming

Het is bekend dat klei en zand en bij schuifvervorming zowel kunnen dilateren als contracteren, afhankelijk van diverse variabelen, zoals dichtheid en voorbelasting.

Bij de West Nederlandse Holocene kleigronden waar we vaak mee te maken hebben, kunnen we contractant gedrag verwachten. Dit betekent dat in een ongedraineerde situatie bij schuifvervorming de waterspanning zal toenemen en de sterkte c_u afneemt, zie Figuur 2.1.



Figuur 2.1 Triaxiaalproef op OVP klei: door toenemende waterspanning buigen de paden naar links af en valt de sterkte lager uit.

Dit effect is al beschreven in 1954 door Skempton en hij heeft hiervoor de Skempton factor A ingevoerd, zie [Lambe&Whitman 1969]. De definitie is:

$$A = \frac{\Delta u - \Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3}$$

Bij triaxiaalproeven met contante celdruk geldt dan $\Delta u = A \cdot \Delta \sigma_1$

Helaas is de factor A geen materiaalconstante en kan de waarde fors uiteenlopen. Voor onze klei zal de waarde meestal tussen 0.3 en 1.0 liggen. De waarde $A=1/3$ bij triaxiaal compressie is speciaal, omdat hierbij geen contractie of dilatantie optreedt (zie Lambe&Whitman p.397). Omdat A in de praktijk rekafhankelijk is wordt bij bezwijkrek vaak het symbool A_f (f van failure) gebruikt. Dit is dan meestal ook de maximale waarde.

2.3. Skempton factor A_f van Dijksmateriaal Marken

De triaxiaalproeven van Marken Dijksmateriaal (CO-404440) zijn gescreend; het betreft 6 CIU en 3 CAU proeven. De A_f waarden liggen tussen -0.1 en 0.6; het materiaal is sterker dilatant dan verwacht. De gemiddelde waarde is 0.19 en standaarddeviatie 0.20.

De sterkte zal daarom in dit geval niet afnemen; eerder licht toenemen door wateronderspanning bij bezwijken.

De relatie tussen schuifsterkte c_u en de parameters c , φ en A_f is afgeleid in Lambe&Whitman; na enig omwerken wordt dit:

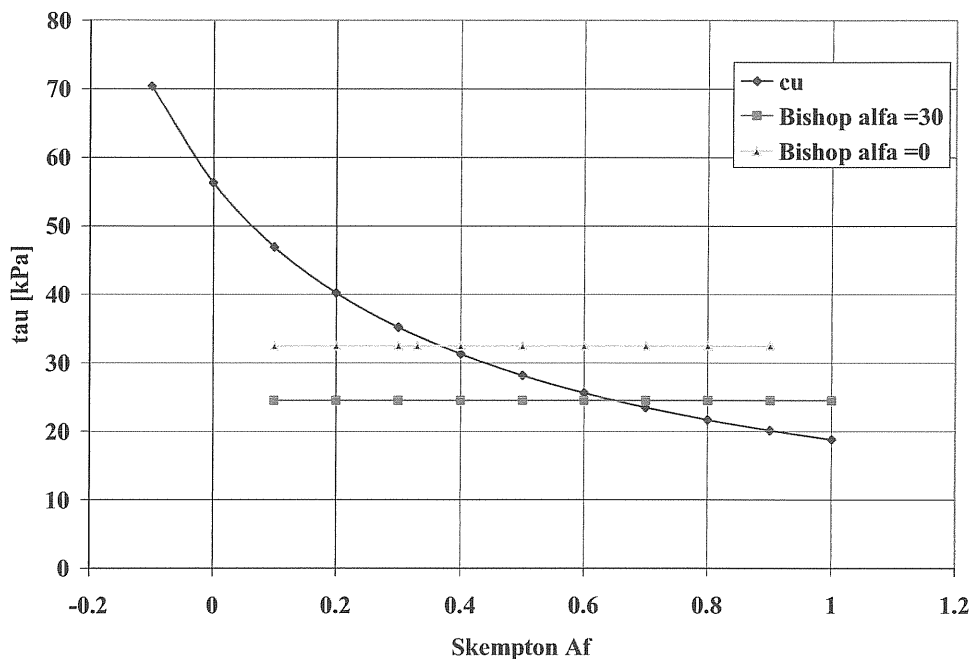
$$c_u = \frac{c \cdot f1 + p \cdot f2}{1 + 2A_f \cdot f2}$$

met $f1 = \cos \varphi / (1 - \sin \varphi)$

$f2 = \sin \varphi / (1 - \sin \varphi)$

$p =$ isotrope consolidatie druk

In figuur 2.2 wordt een berekening van c_u getoond met $c = 9.4$ kPa, $\varphi = 30^\circ$, $p = 40$ kPa.



Figuur 2.2 Relatie tussen c_u en A_f

De invloed van A_f blijkt fors te zijn; tussen -0.1 en 0.6 verloopt c_u van 70 naar 25 kPa. Ter vergelijking zijn twee Bishop τ -waarden op de glijcirkel bij $F=1$ geplot; bij $A_f > 1/3$ komen deze waarden in de buurt van de c_u -waarden.

De Bishop formule die MSTAB gebruikt luidt:

$$\tau = \frac{c + \sigma_v \cdot \tan \varphi}{F + \tan \alpha \cdot \tan \varphi}$$

met $\sigma_v =$ verticale effectieve druk op de cirkel

α = hoek van cirkel met de horizontaal

Aangenomen is dat $p = \sigma_v = 40$ kPa.

2.4. Conclusie

De aan schuifvervorming gerelateerde waterover- of onderspanning kan fors variëren en hangt van diverse parameters af. Bij de Marken Dijksmateriaal verwachten we aan de hand van de triaxiaalproeven dat er lichte dilatantie optreedt en dus onderspanning. De gemeten c_u -waarde zal hierdoor hoger uitkomen dan de gemiddelde Bishop schuifsterkte. Het verschil zal ruwweg 10 kPa zijn.

