



RWS INFORMATIE

Schematiseringshandleiding macrostabiliteit

WBI 2017

Datum	28 mei 2021
Status	Definitief

Colofon

Uitgegeven door	Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat
Informatie contact	Helpdesk Water, www.helpdeskwater.nl helpdeskwater@rws.nl
Uitgevoerd door	Rijkswaterstaat, Water Verkeer en Leefomgeving
Datum	15 mei 2021
Status	Definitief
Versienummer	4.0

BELANGRIJK: De website van het Informatiepunt Leefomgeving (IPLO) is gelanceerd. Het IPLO is dé website voor experts met vragen over bodem, bouwen, water, milieu en de Omgevingswet. Het IPLO bundelt informatie over de uitvoering van de Omgevingswet met de kennis van Bodem+, Kenniscentrum InfoMil, Helpdesk Bouwregelgeving én Helpdesk Water. Alle relevante informatie van deze sites wordt overgebracht naar de IPLO-website en verder uitgebreid. Ook de vraagafhandeling van deze helpdesk gaat in de loop van 2021 via het IPLO verlopen. Dit betekent dat u steeds vaker wordt doorverwezen naar het IPLO. Kijk voor meer informatie op: www.iplo.nl

In de algemene en specifieke release notes van de release van 28 mei 2021 voor Riskeer 2021.1 en D-stability 2021.01 op de helpdeskwater staan welke wijzigingen opgenomen zijn.
--

Inhoud

1.	Schematiseringshandleidingen en WBI	9
1.1	Inleiding Schematiseringshandleidingen en WBI generiek	9
1.2	Schematiseringshandleiding macrostabiliteit specifiek	12
1.3	Uitgangspunten	13
1.4	Opbouw	14
2.	Stappenschema	15
2.1	Inleiding	15
2.2	Macrostabiliteit algemeen	15
2.2.1	Eenvoudige toets	15
2.2.2	Gedetailleerde toets	15
2.3	Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI)	25
2.3.1	Eenvoudige toets binnenwaarts	25
2.3.2	Gedetailleerde toets binnenwaarts (semi-probabilistisch en probabilistisch per dijkvak)	26
2.4	Macrostabiliteit buitenwaarts, STBU	27
2.4.1	Eenvoudige toets buitenwaarts	27
2.4.2	Gedetailleerde toets buitenwaarts	28
3.	Belastinggevallen	31
3.1	Inleiding	31
3.2	Permanente belastingen	31
3.3	Hydraulische Belastingen	31
3.3.1	Waterstand bij de norm	31
3.3.2	Gemiddelde en lage buitenwaterstanden	31
3.3.3	Waterstandsverloop tijdens maatgevende belasting	32
3.3.4	Golven	32
3.4	Overige belastingen	32
3.4.1	Wind	32
3.4.2	Verkeer	33
3.4.3	Aanvaringen en drijvende voorwerpen	33
3.4.4	Biologische aantasting	34
3.4.5	Klimatologische aantasting	34
4.	Inventarisatie gegevens	35
4.1	Inleiding	35
4.2	Geometrie	35
4.2.1	Uitwendige geometrie	35
4.2.2	Opbouw dijklichaam	36
4.2.3	Ondergrondmodel	36
4.3	Iteratieve opzet van het grondonderzoek	36
4.4	Sterkteparameters - van grof naar fijn werken	37
5.	Schematisering	41
5.1	Algemeen	41
5.2	Uitwendige geometrie	41
5.3	Constructies en objecten in de dijk	42
5.4	Stochastische Ondergrondschematisatie (SOS)	42
5.5	Scenario's	44
5.6	Schematisering waterspanningen: de Waternet Creator	45

5.7	Toekenning parameters aan eenheden in SOS	47
6.	Vakindeling	49
6.1	Bepaling vakgrenzen	49
6.2	Aandachtspunten	50
7.	Parameters	53
7.1	Inleiding	53
7.2	Volumiek gewicht	54
7.3	Effectieve verticale spanning	56
7.4	Cohesie	57
7.5	Hoek van inwendige wrijving	58
7.6	Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio	60
7.7	Sterktetoename-exponent	64
7.8	Grensspanning / Pre Overburden Pressure	66
7.9	Freatische lijn	70
7.10	Waterspanningen watervoerende lagen	72
7.11	Polderpeil / slootpeil	73
7.12	Leklengte buitenwaarts en binnenwaarts	73
7.13	Indringingslengte	74
7.14	Buitenwaterstand (hydraulische belasting)	75
7.15	Waterstandsverloop (hydraulische belasting)	75
A	Literatuur	79
B	Theorie faalmechanisme en gebruikte modellen	81
B.1	Inleiding	81
B.2	Belastingsituaties	81
B.3	Glijvlakmodellen	83
B.4	Model grondgedrag	85
B.5	Literatuur bijlage B	104
C	Geologische eenheden SOS	107
D	Uitwerking triaxiaal- en DSS proeven	115
D.1	Gedraineerde schuifsterkte: hoek van inwendige wrijving	115
D.2	Ongedraineerde schuifsterkte: ongedraineerde schuifsterkte ratio S	117
E	Bepalen parameters uit sonderingen	123
E.1	Inleiding	123
E.2	Indicatie van doorlatendheid op basis van sonderingen	127
E.3	Algemene aanbevelingen bij het gebruik van sonderingen voor parameterbepaling	128
E.4	Correlaties voor ongedraineerde schuifsterkte en sonderingen	129
E.5	Ruimtelijke variabiliteit van de sondeerweerstand	135
E.6	Bepaling van de ongedraineerde schuifsterkte en POP uit één sondering	139
E.7	Bepaling van de ongedraineerde schuifsterkte en POP op basis van meerdere sonderingen	143
E.8	Literatuur bijlage E	146
F	Schema werkwijze beoordeling macrostabiliiteit	149
F.1	Toelichting op het schema werkwijze beoordeling	149
F.2	Schema werkwijze beoordeling Macrostabiliiteit binnenwaarts (STBI)	150

- F.3 Referenties bij het schema werkwijze beoordeling Macrostabilliteit binnenwaarts (STBI) 150
- F.4 Schema werkwijze beoordeling Macrostabilliteit buitenwaarts (STBU) 153
- F.5 Referenties bij het schema werkwijze beoordeling Macrostabilliteit buitenwaarts (STBU) 153

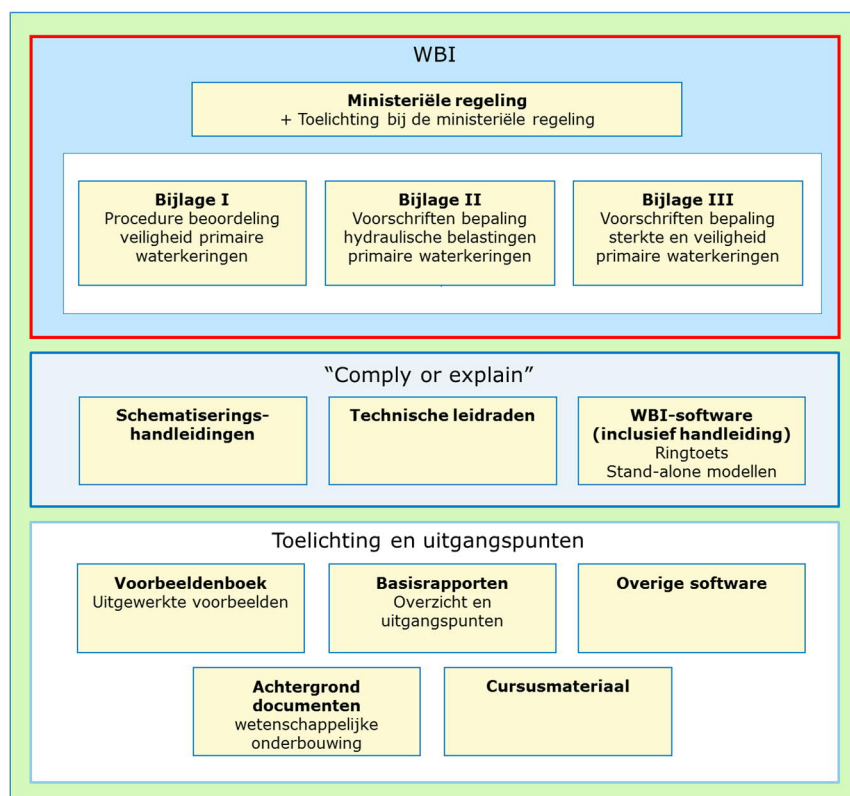
1. Schematiseringshandleidingen en WBI

1.1 Inleiding Schematiseringshandleidingen en WBI generiek

Deze schematiseringshandleiding is opgesteld in het kader van het Wettelijk Beoordelings-instrumentarium (hierna: WBI 2017 of WBI). Het WBI voor de beoordelingsronde 2017-2023 bestaat uit de ministeriële regeling en 3 bijlagen. Die drie bijlagen zullen verder worden aangeduid als:

- *WBI 2017 Bijlage I Procedure.*
- *WBI 2017 Bijlage II Hydraulische belastingen.*
- *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid.*

Het WBI bevat de voorschriften voor het uitvoeren van de beoordeling. In deze voorschriften wordt verwezen naar een aantal documenten en applicaties die de beheerder *ondersteunen* bij het uitvoeren van de beoordeling, waaronder de schematiseringshandleidingen en de WBI software. Een overzicht van de structuur van het WBI en de daaraan gerelateerde documenten staat in Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.. Binnen het rode kader de formele WBI documenten, daarbuiten de ondersteunende documenten en applicaties.



Figuur 1 Het WBI 2017 en daaraan gerelateerde documenten

WBI software

Er zijn meerdere 'WBI applicaties'. Riskeer (tot november 2019 Ringtoets) is feitelijk het 'beoordelings-platform' en staat daarom ook wel bekend als dé WBI software. De andere applicaties, waaronder de diverse Basismodules (zoals BM Gras Buitentalud, BM Asfalt en Steentoets) en D-Soilmodel maken echter ook nadrukkelijk deel uit van de WBI software-familie.

In november 2019 is Ringtoets opgevolgd door Riskeer. Vanaf mei 2021 is er een nieuwe versie van Riskeer beschikbaar, Riskeer 21.1.1. Hieronder volgt een overzicht van de versies.

Versies:

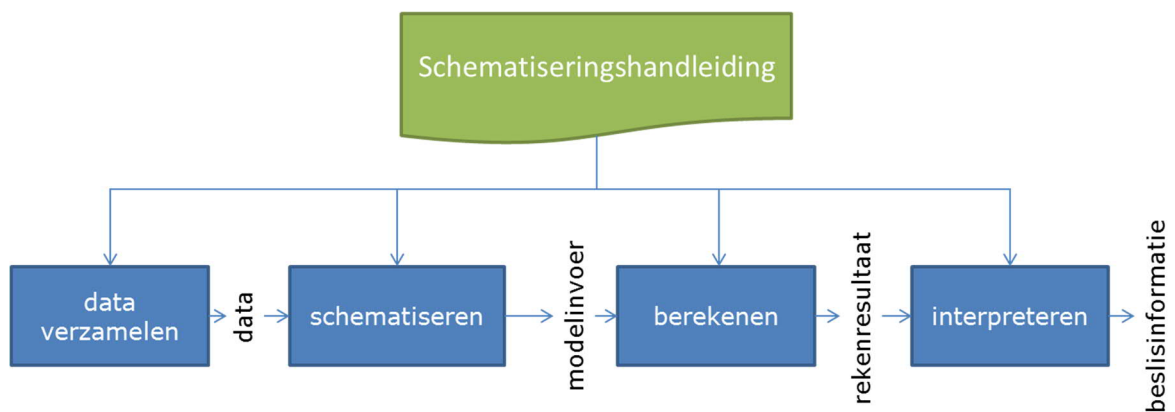
Ringtoets 18.1.1

Riskeer 19.1.1

Riskeer 21.1.1 (huidige versie)

Doel schematiseringshandleiding

Het uitvoeren van een toets (eenvoudige toets, gedetailleerde toets per vak of toets op maat) voor het beoordelen van primaire waterkeringen bestaat op hoofdlijnen uit vier activiteiten, zie Fig. 2. In een schematiseringshandleiding wordt, gegeven een rekenmethode of model, de samenhang aangegeven tussen deze vier activiteiten: welke data benodigd is, hoe moet worden geschematiseerd, welke software hiervoor beschikbaar is en in sommige gevallen hoe de resultaten kunnen worden geïnterpreteerd.



Figuur 2 Activiteiten verbonden met een toets

De activiteit schematiseren wordt hier gedefinieerd als het vertalen van de gegevens over de waterkering naar invoer voor de methode (meestal een rekenmodel al dan niet in software) waarmee de toets wordt uitgevoerd. De gegevens kunnen meetgegevens zijn uit het veld of het laboratorium, ontwerp- of revisietekeningen zijn, maar kunnen ook kennis en ervaring betreffen. Bij het schematiseren speelt de beschikbare hoeveelheid gegevens en de kwaliteit ervan een grote rol. Bij weinig gegevens is de schematisering grof of globaal en met een grote onzekerheid. Naarmate er meer en betere gegevens beschikbaar zijn, wordt de schematisering fijner en preciezer, wat zal leiden tot een betere inschatting van de overstromingskans. Vanzelfsprekend zit hier een optimum in, dat van geval tot geval verschilt. Meer gegevens is dus niet per definitie beter.

Faalmechanismen zijn vertaald in modellen. De meer complexe modellen zijn vervolgens weer in software gevat, omdat de berekeningen nu eenmaal niet meer op de achterkant van de sigarendoos kunnen worden gemaakt. Bij softwareontwikkeling worden keuzes gemaakt voor de (vrijheid van) invoer. Soms zijn modelparameters hard geprogrammeerd, in andere gevallen is het invoer gebruiker. De beschikbare software bepaalt dus in belangrijke mate de benodigde invoer. In algemene zin kunnen we wel stellen dat een schematisering bij een model óf applicatie hoort en niet bij een faalmechanisme. De faalmechanismen zijn beschreven in de [fenomenologische beschrijving WBI](https://www.helpdeskwater.nl/algemene-onderdelen/structuur-pagina/zoeken-site/@192499/fenomenologische)¹. De beschikbare modellen en (bijbehorende) applicaties beschrijven soms maar een deel van het hierin beschreven faalspoor. In een aantal gevallen zijn er meerdere modellen beschikbaar en is het aan de gebruiker een keuze te maken.

Het doorlopen van de vier activiteiten uit figuur 2 is in veel gevallen een iteratief proces. Zeker als ervoor wordt gekozen om te starten met een grove schematisering. In de vierde activiteit wordt bekeken of door het inwinnen van extra gegevens en/of het verfijnen van de

¹ <https://www.helpdeskwater.nl/algemene-onderdelen/structuur-pagina/zoeken-site/@192499/fenomenologische/>

schematisering, het resultaat van de derde activiteiten kan worden aangescherpt. Het is uiteraard ook mogelijk om meteen te kiezen voor een gedetailleerde schematisering.

De schematiseringshandleiding geeft aanwijzingen voor het type en de benodigde hoeveelheid aan onderzoek om tot een goede schematisering te kunnen komen. Verder ondersteunt de schematiseringshandleiding gebruikers in het omzetten van (veld)gegevens naar de juiste rekenparameters en goede schematiseringen die in de toets kan worden toegepast. De wijze waarop gegevens ingewonnen moeten worden (bijvoorbeeld hoe veldonderzoek of laboratoriumonderzoek uitgevoerd wordt) wordt slechts summier behandeld.

De schematiseringshandleiding is geen wet. Het is een handleiding die de gebruiker er niet van ontslaat zelf na te denken. Als de lokale situatie aanleiding geeft om af te wijken van wat in de Schematiseringshandleiding staat beschreven, is dat zelfs aan te raden.

Veel van wat in deze schematiseringshandleiding staat beschreven is ook toepasbaar bij het ontwerp van (primaire) waterkeringen, of bijvoorbeeld bij het toetsen van regionale keringen. Op een aantal plekken zijn ook specifiek ten aanzien van ontwerpen handvatten gegeven. De lezer moet zich echter nadrukkelijk realiseren dat deze schematiseringshandleiding is geschreven voor de beoordeling van primaire waterkeringen.

Uitgangspunten

Voor alle schematiseringshandleidingen gelden de volgende uitgangspunten:

- Voor de gegevens die in het rekenmodel voor het toetsspoor worden ingevoerd wordt een format voorgeschreven. Een rekenmodel kent immers toepassingsgrenzen. Het format sluit aan bij de Aquo standaard. Verdere informatie hierover is te vinden in de Handleiding datamanagement² WBI [6].
- Deze schematiseringshandleiding *ondersteunt* gebruikers in het omzetten van (veld)gegevens naar de juiste rekenparameters en goede schematiseringen die in de beoordelingsmethoden kunnen worden toegepast.
- Deze schematiseringshandleiding geeft tevens *aanwijzingen* voor de waarden die voor parameters aangehouden kunnen worden. In de Handleiding Datamanagement WBI [6] (paragraaf 4.1) zijn vier typen waarden benoemd, die ook in deze schematiseringshandleiding worden gehanteerd:

Groep	Benaming	Toelichting
1	Vaste waarde	Parameterwaarden mogen door de gebruiker niet worden <i>gewijzigd</i> (voor de beoordeling).
2	Defaultwaarde of aanbevolen waarde	Parameterwaarden mogen door de gebruiker wel worden <i>gewijzigd</i> .
3	Startwaarde	Parameterwaarden worden bij voorkeur door lokale waarden vervangen.
4	Vrije waarde	Geen gegeven parameterwaarden. De gebruiker moet de regionale of lokale waarden bepalen of op ervaring inschatten.

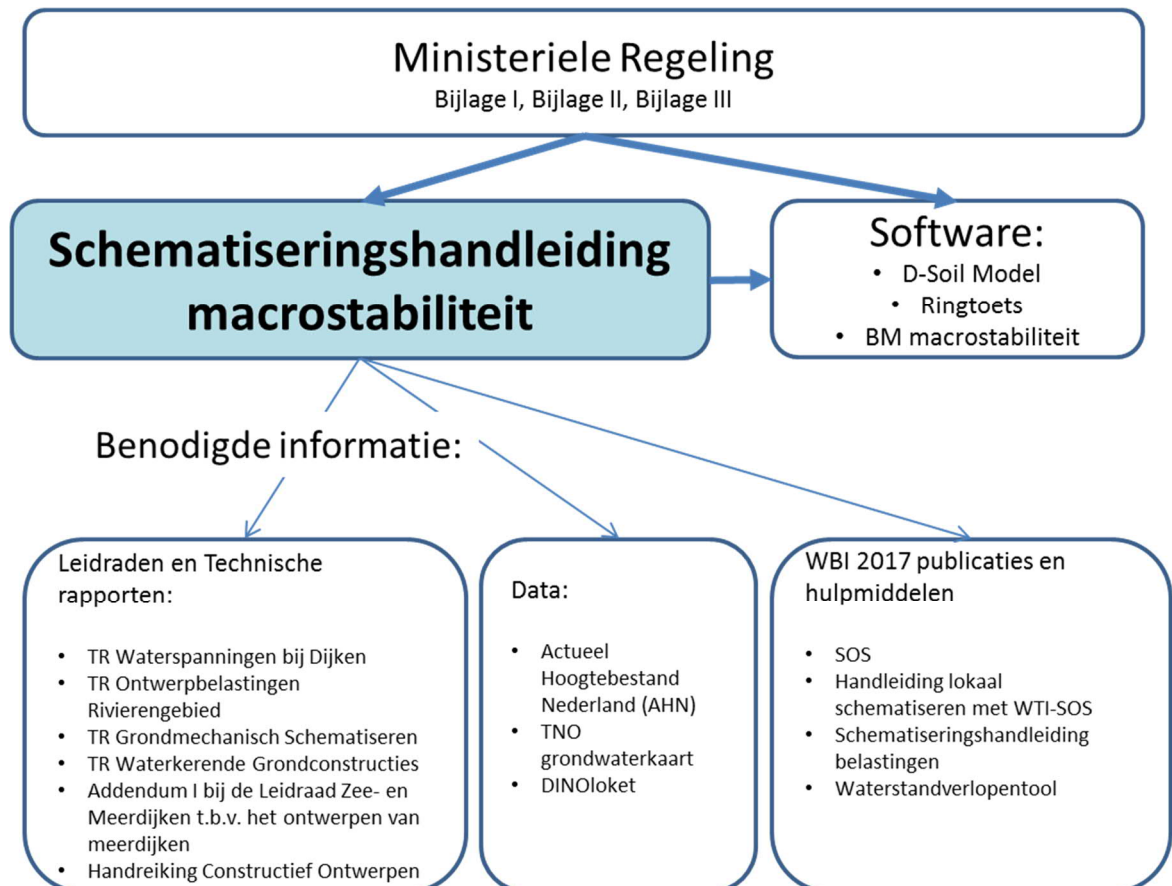
Doelgroep

De schematiseringshandleiding is geschreven voor een deskundig gebruiker die bekend is met de voorschriften en de (deel)faalmechanismen en modellen die van toepassing zijn voor deze schematiseringshandleiding.

² <https://www.helpdeskwater.nl/algemene-onderdelen/structuur-pagina/zoeken-site/@205764/handleiding/>

1.2 Schematiseringshandleiding macrostabiliiteit specifiek

De positie van de Schematiseringshandleiding macrostabiliiteit ten opzichte van de overige bouwstenen is in onderstaande figuur weergegeven.



Figuur 1-1 De positie van de Schematiseringshandleiding macrostabiliiteit ten opzichte van de overige bouwstenen.

Noot BM macrostabiliiteit is vervangen door D-Stability (op 28 november 2019)

Naast de in Fout! Verwijzingsbron niet gevonden. genoemde publicaties en hulpmiddelen is er nog een instructie beschikbaar: Instructie SOS; praktisch toepassen SOS binnen het WBI2017.

Naast de in de schematiseringshandleiding genoemde WBI software zijn er verschillende tools beschikbaar en in ontwikkeling ter ondersteuning van de beoordeling van het mechanisme macrostabiliiteit. Deze tools zijn beschikbaar op de Github van het Kennis en Kunde Platform.

- o Met de tool DSoil2DGeo kan vanuit D-Soil Model een invoerfile gemaakt worden ten behoeve van een berekening in D-Geo Stability. Deze tool is niet compatibel met D-Stability.
- o Er is een uitwisselformat voor een landelijke database proevenverzameling beschikbaar. De geotechnische laboratoria kennen deze database en kunnen deze database vullen met resultaten van grond- en laboratoriumonderzoek. Op deze wijze ontstaat er een eerste uniformering op het gebied van data-uitwisseling en –opslag van proefresultaten.
- o Ook is een bijbehorende analysetool beschikbaar. Op basis van een set proeven leidt het Excel sheet zowel gedraineerde als ongedraineerde schuifsterkte parameters af. Van deze parameters worden verwachtingswaarde, karakteristieke waarde en rekenwaarde bepaald.

- o Voor het toepassen van sonderingen voor het bepalen van schuifsterkte parameters zijn op dit moment twee tools beschikbaar: de Nkt-tool en de CPT-tool. De Nkt-tool is bedoeld om N_{kt} -waarden af te leiden uit sondeerweerstand en schuifsterkte waarden uit laboratorium proeven. De CPT-tool is bedoeld om sonderingen te analyseren en daaruit schuifsterkte parameters af te leiden. Hiervoor worden GEF-bestanden gebruikt. Een derde tool, de Consistentie-tool, is in voorbereiding. Deze tool gaat de Nkt-tool vervangen. Naast de functionaliteit van de Nkt-tool krijgt de Consistentie-tool ook de functionaliteit om in samenwerking met de CPT-tool de ongedraineerde schuifsterkteparameters S en m af te leiden in samenhang met POP of OCR. De tool wordt geschikt gemaakt om meerdere sonderingen tegelijk te analyseren.

1.3

Uitgangspunten

Voor deze Schematiseringshandleiding macrostabiliteit gelden de volgende uitgangspunten:

- Voor het schematiseren van de ondergrond is de globale Stochastische Ondergrond Schematisatie, SOS, beschikbaar voor alle primaire waterkeringen in Nederland. Voor het beoordelen van een faalmechanisme dient deze globale schematisatie als *startpunt* voor het maken van toepassingsspecifieke, lokale ondergrondschematisaties. De SOS zal in het beoordelingsproces in veel gevallen aangevuld dienen te worden met meer locatiespecifieke informatie om tot een scherpere beoordeling te komen. In deze schematiseringshandleiding wordt verwezen naar een handleiding die daar dieper op ingaat [7].
- Deze schematiseringshandleiding is voor zowel dijken als dammen geschikt. Met 'dammen' worden in deze context de dammen bedoeld die zijn aangemerkt als primaire waterkering, dus niet havendammen, strekdammen en dergelijke. Overigens zijn de meeste elementen hetzelfde voor havendammen en strekdammen en dergelijke, en is er vooral verschil in schematisering van waterstanden en waterspanningen. Opgemerkt wordt dat binnenwaartse macrostabiliteit bij havendammen meestal niet relevant is, omdat er geen waterstandsverschil tussen de binnen- en buitenzijde is. Buitenwaartse macrostabiliteit speelt meestal geen rol van betekenis, omdat de dam meestal is opgebouwd uit doorlatend materiaal.
- In het voorschrift *WBI 2017 Bijlage I Procedure* is in paragraaf 6.6 gesteld: "De periodieke beoordeling van de waterkeringen gaat uit van het werkelijke profiel van de kering en toestand op de peildatum. Dit betekent dat ook het voorland moet worden meegenomen in de schematisering en de beoordeling als dit aanwezig is, ook als het voorland niet opgenomen is in de legger. Hoe de voorlanden moeten worden geschematiseerd, wordt beschreven in de schematiseringshandleidingen."
- In deze schematiseringshandleiding is de nodige aandacht voor het schematiseren van de invloed van een niet-constant waterpeil (waterstandsverloop) op waterspanningen en freatische lijn in de dijk. Voor de benedenrivieren, IJsseldelta, meren, estuaria en kust wordt hiermee rekening gehouden met een tijdsafhankelijk waterstandsverloop. Voor de bepaling van het waterstandverloop wordt verwezen naar Bijlage II.
- De gedetailleerde toets voor macrostabiliteit wordt uitgevoerd met een materiaalmodel uitgaande van de Critical State Soil Mechanics (CSSM) theorie en van ongedraineerde schuifsterkte voor klei en veen. Een beknopte uiteenzetting van de CSSM theorie is opgenomen in Bijlage B (Theorie faalmechanisme en gebruikte modellen) en Bijlage D (interpretatie laboratoriumproeven).
- Met dit document kan een verantwoorde schematisatie worden gemaakt en berekeningen worden uitgevoerd voor de beoordeling van waterkeringen op macrostabiliteit. Op een aantal punten wordt nog aan aanscherping van de beoordelingsmethode gewerkt. Het betreft hier:
 - Sterkte van grond die onder normale omstandigheden onverzadigd is.
 - Invloed van grote overslagdebieten op macrostabiliteit.
 - In rekening brengen van nog aanwezige sterkte na het optreden van een taludinstabiliteit (reststerkte / zonering).
- Informatie uit deze schematiseringshandleiding kan in principe ook worden toegepast voor het ontwerpen van waterkeringen op macrostabiliteit in samenhang met de Handreiking ontwerpen met overstromingskansen [30]. Soms zullen echter voor

ontwerpen andere keuzes moeten worden gemaakt dan voor beoordelen. Bij het ontwerpen van waterkeringen op macrostablieit kan D-Stability of andere software worden ingezet.

- De beoordeling van binnenwaartse macrostablieit wordt uitgevoerd met Riskeer of met D-Stability. In deze handleiding wordt uitgegaan van de beoordeling met Riskeer voor binnenwaartse macrostablieit.
- De beoordeling van buitenwaartse macrostablieit kan nog niet met Riskeer worden uitgevoerd. Ook hiervoor kan D-Stability worden gebruikt.
- In Riskeer is het glijvlakmodel LiftVan geïmplementeerd. Dit glijvlakmodel is ook gebruikt bij het afleiden van de partiele veiligheidsfactoren.
- Probabilistisch rekenen aan macrostablieit is op dit moment nog niet geïmplementeerd in Riskeer. In D-Stability is het wel mogelijk om een probabilistische berekening te maken. Op moment van schrijven is dit nog wel een bèta functionaliteit in D-Stability.
- Door de POV Macrostablieit zijn (en worden) enkele publicaties opgesteld, die in specifieke situaties in samenhang met deze schematiseringshandleiding kunnen worden toegepast bij het uitvoeren van de beoordeling van dijken en dammen:
 - Publicatie Drainagetechnieken (mei 2018),
 - Publicatie Grondverbeteringen (september 2018),
 - Publicatie Actuele Sterkte (nog niet verschenen).
 - Publicatie Eindige Elementen Methode (nog niet verschenen) (let op dat niet alle parameters die voor een EEM-analyse nodig zijn in de schematiseringshandleiding worden beschreven).
- De belangrijkste wijzigingen in deze versie van de schematiseringshandleiding zijn:
 - Aanbevelingen over het bepalen van de schuifsterkte parameters in dijkvakken, rekening houdend met de natuurlijke variabiliteit van de parameters,
 - Het afleiden van schuifsterkte parameters voor zware zandige siltige klei,
 - Diverse aanpassingen naar aanleiding van vragen aan de Helpdesk Water en van KPR-factsheets en POV-publicaties.

1.4

Opbouw

De opbouw van deze handleiding is als volgt:

Onderwerp	Locatie
Stappenschema	Hoofdstuk 2
Belastinggevallen	Hoofdstuk 3
Inventarisatie gegevens	Hoofdstuk 4
Schematisering	Hoofdstuk 5
Vakindeling	Hoofdstuk 6
Parameters	Hoofdstuk 7
Voorbeeld	Hoofdstuk 8

Het *stappenschema* in hoofdstuk 2 vormt de basis van de schematiseringshandleiding. Dit stappenschema geeft een overzicht van de te volgen stappen voor het schematiseren. Per stap wordt een verwijzing gegeven naar een paragraaf of hoofdstuk van deze schematiseringshandleiding waarin dit verder wordt uitgewerkt. Dit hoofdstuk 2 kan dus als leeswijzer of leidraad voor het toepassen van dit rapport worden gebruikt.

Voor een omschrijving van begrippen wordt verwezen naar de algemene begrippenlijst die is opgenomen als Appendix B van *WBI 2017 Bijlage I Procedure*.

2. Stappenschema

2.1 Inleiding

Dit hoofdstuk geeft het stappenschema dat moet worden doorlopen om tot een beoordeling van macrostabiliteit te komen.

Voor het eenduidig uitvoeren van de beoordeling beschrijft deze schematiseringshandleiding de werkwijze met betrekking tot de *eenvoudige* en de *gedetailleerde toets* en de beoordeling voor de volgende toetssporen:

- Macrostabiliteit binnenwaarts (richting achterland / polder) van dijken en dammen (STBI).
- Macrostabiliteit buitenwaarts (richting buitenwater) van dijken en dammen (STBU).

De macrostabiliteit van het voorland / de vooroever wordt niet in deze schematiseringshandleiding behandeld. Daarvoor is de *Schematiseringshandleiding afschuiving voorland* beschikbaar. De macrostabiliteit van het voorland valt onder het toetsspoor *afschuiving voorland*. De berekeningswijze met het CSSM (Critical State Soil Model) ofwel de ongedraineerde schuifsterkte, zoals die in dit document voor STBI en STBU wordt beschreven, wordt ook voor het beoordelen van de macrostabiliteit van het voorland toegepast.

Dit document is van toepassing op dijken en dammen. Dijken en dammen kunnen allebei worden gedefinieerd als door mensen gemaakte waterkerende grondlichamen, waarbij voor een dijk geldt dat die ligt op de grens van land en water, terwijl een dam aan beide zijden wordt omgeven door water. Een dam is naar twee kanten waterkerend en moet dus ook zo beoordeeld worden. Als een zijde wordt belast door hoog water, ligt de andere zijde in de luwte en andersom. Dat maakt de schematisering van waterspanningen niet anders dan bij een 'gewone' dijk. De zijde bij een dam die getoetst moet worden voor buitenwaarts en binnenwaarts ligt vast in *WBI 2017 Bijlage II Hydraulische belastingen*. Bij enkele dammen moeten beide zijden op macrostabiliteit worden beoordeeld.

De volgende paragrafen beschrijven eerst de algemene uitgangspunten en gaan daarna specifiek in op de schematisering ten behoeve van binnenwaartse en buitenwaartse stabiliteit.

2.2 Macrostabiliteit algemeen

2.2.1 Eenvoudige toets

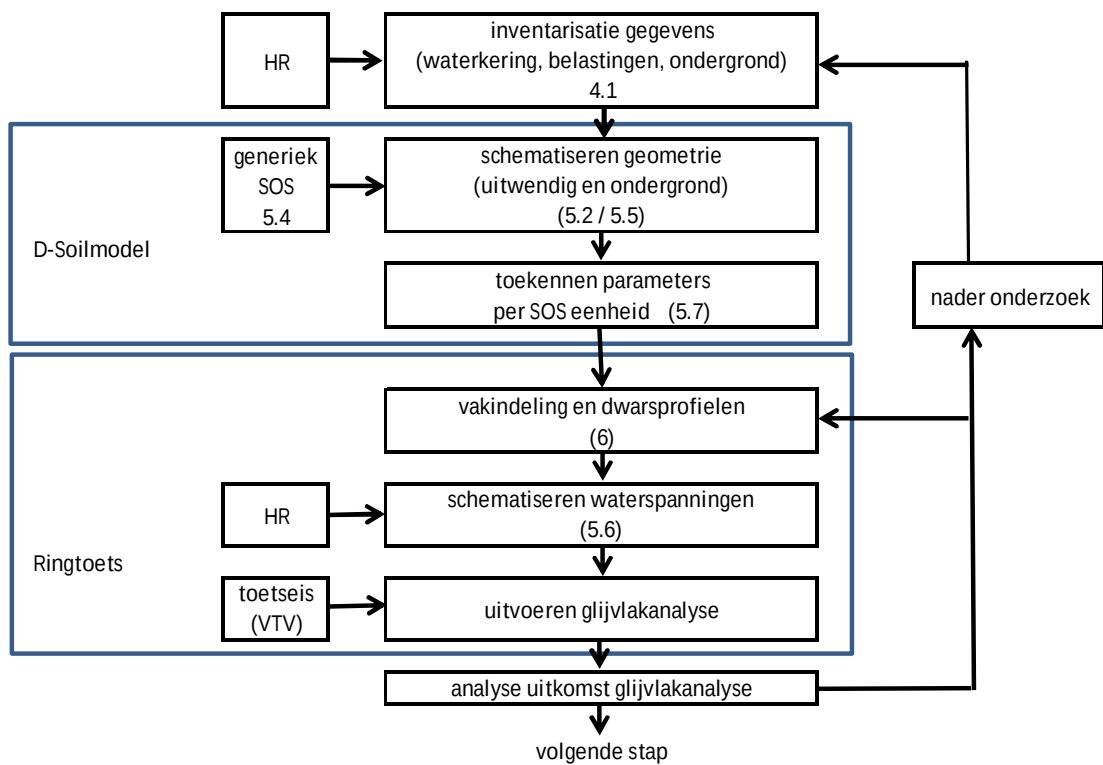
In de *eenvoudige toets* wordt nagegaan of de waterkering voldoet aan algemene kenmerken. Dit betreft kenmerken van de geometrie van de waterkering en van de opbouw van de ondergrond. Deze *eenvoudige toets* is bedoeld voor inherent veilige dijken zoals dijken met flauwe taluds en/of brede kruinen (zoals boulevards). Dijken met een stabiliteitsberm worden in de *eenvoudige toets* beoordeeld alsof er geen stabiliteitsberm aanwezig is. Wanneer de geometrie of de ondergrond of de waterstand bij de norm buiten het geldigheidsgebied van de *eenvoudige toets* valt, is een *gedetailleerde toets* noodzakelijk.

2.2.2 Gedetailleerde toets

De *gedetailleerde toets* in het WBI kent twee vormen:

- Semi-probabilistische toets per dijkvak.
- Probabilistische toets per dijkvak. Deze toets wordt echter nog niet in Riskeer gefaciliteerd. Met D-Stability is het wel mogelijk om een probabilistische toets per dijkvak uit te voeren.

De werkwijze voor de *gedetailleerde toets* voor het toetsspoor macrostabiliteit is geschetst in Figuur 2.1.



Figuur 2.1 Stappenplan gedetailleerde toets macrostabiliteit (de toets macrostabiliteit buitenwaarts wordt niet binnen Riskeer uitgevoerd, Riskeer bepaald hiervoor wel de hydraulische belastingen).

Begonnen wordt met een semi-probabilistische *gedetailleerde toets*. Wanneer deze niet leidt tot de uitspraak 'voldoet' zijn er verschillende mogelijkheden:

- Verbeteren schematisatie:
 - De vakindeling verfijnen zodat ten minste een deeldijkvak kan worden goedgekeurd met een semi-probabilistische *gedetailleerde toets*.
 - Aanvullend (grond)onderzoek doen om SOS eenheden beter te beschrijven, aan te vullen of uit te sluiten of om parameters nauwkeuriger vast te stellen, en opnieuw beoordelen volgens de semi-probabilistische *gedetailleerde toets*.
- Accepteren van het toetsoordeel of
- Verder beoordelen
 - Een volledig probabilistische *gedetailleerde toets* per dijkvak uitvoeren.
 - Uitvoeren locatiespecifieke analyse in een toets op maat

In de *gedetailleerde toets* worden stabiliteitsanalyses uitgevoerd met een glijvlakmodel. Voor het uitvoeren van een stabiliteitsanalyse wordt een aantal stappen doorlopen. De stappen zijn weergegeven in het schema in Figuur 2.1. In dit schema wordt ook verwezen naar de paragrafen van dit document waarin de onderwerpen nader aan de orde komen.

Hydraulische belastingen (HB)

De volgende hydraulische belastingen zijn voor de macrostabiliteit relevant:

- Waterstand bij de norm: de waterstand bij de norm en andere benodigde buitenwaterstanden hebben grote invloed op de waterspanningen en via die weg op de stabiliteit van de dijk (zie paragraaf 5.6).
- Lage buitenwaterstanden voor het beoordelen van de macrostabiliteit van het buitentalud.

- Waterstandsverlooplijn: De waterstandsverlooplijnen zijn van belang om het freatisch vlak, de lek lengte en indringingslengte te bepalen. Daarmee wordt de tijdsduur van het hoogwater in rekening gebracht via de waterspanningen (zie paragraaf 7.9 en 7.12 en 7.13).
- Overslagdebiet bij de norm (niet bij doorsnede eis). Een (groot) overslagdebiet kan een groot effect hebben op de waterspanningen in het dijklichaam. Deze schematiseringshandleiding gaat uit van een overslagdebiet van maximaal 1 l/s/m. Bij overslagdebieten > 1 l/s/m is er een complexere waterspanningsverdeling in de dijk, die niet zondermeer volgens het TR Waterspanningen bij Dijken [15] en de Waternet Creator kan worden geschematiseerd. Daarom dient macrostabieliteit bij grote overslagdebieten in een *toets op maat* te worden beoordeeld, waarbij deze schematiseringshandleiding wel kan worden gebruikt voor het schematiseren van de ondergrond en de schuifsterkte. Het overslagdebiet dient bepaald te worden na de gedetailleerde toets van Gras Erosie Kruin en binnentalud. Het overslagdebiet uit de eenvoudige toets is te streng. Dit onderwerp is nog niet volledig uitgewerkt. Er is een KPR factsheet *Werkwijze macrostabieliteit i.c.m. golfoverslag* [23] beschikbaar, die kan helpen bij de beoordeling van macrostabieliteit in situaties met overslagdebieten > 1 l/s/m.

Meer informatie over de HB is opgenomen in paragraaf 3.3.

Schematiseren geometrie, ondergrond en waterspanningen

De grondmechanische schematisatie van een dwarsprofiel van een waterkering bevat de volgende elementen:

- Geometrie van de waterkering (zie paragraaf 4.2.1).
- Opbouw van de ondergrond, voorland en dijklichaam (zie paragraaf 4.2.2).
- Polderpeil of slootpeil.
- Waterspanningen in de watervoerende zandlaag en de slecht doorlatende deklaag en het dijklichaam gegeven de buitenwaterstand en het polderpeil of slootpeil (zie paragraaf 5.6). Dit betreft zowel de waterspanningen bij de normale gemiddelde buitenwaterstand als de waterspanningen bij de waterstand bij de norm.
- Grondmechanische parameters van de grondlagen (zie paragraaf 5.7).

Daarnaast betreft deze stap de keuze van gedraineerd of ongedraineerd grondgedrag. Voor het beoordelen van primaire waterkeringen zijn snel optredende afschuivingen maatgevend. Voor slecht doorlatende grondlagen (klei- en veenlagen) dienen de macrostabieliteitsanalyses daarom te worden gebaseerd op ongedraineerde schuifsterkte-eigenschappen. De schuifsterkte van goed doorlatende grondlagen (zand) wordt beschreven met gedraineerde schuifsterkte-eigenschappen. In bijlage B.4 is in detail aangegeven voor welke situaties van ongedraineerde schuifsterkteparameters dient te worden uitgegaan en hoe deze parameters dienen te worden bepaald.

Vakindeling

Na de schematisering wordt de dijk ingedeeld in dijkvakken. Per dijkvak wordt een representatief dwarsprofiel vastgesteld op basis van de beschikbare gegevens (zie hoofdstukken 5 en 6). Het indelen van vakken en het inwinnen van gegevens is een iteratief proces. Na het doorlopen van een toets kan de conclusie zijn dat het de moeite loont om aanvullend grondonderzoek te doen of een vak te splitsen. De vakindeling komt uitgebreider aan de orde in Hoofdstuk 6.

Veiligheidsformat

De macrostabieliteit in een dijkvak of dijktraject dient te voldoen aan een faalkanseis. Dit geldt binnen WBI 2017 zowel voor de semi-probabilistische werkwijze als voor de volledig probabilistische werkwijze.

Er zijn verschillende onzekerheden die de macrostabieliteit van een dijk beïnvloeden. Hierbij moet worden gedacht aan onzekerheden in schuifsterkteparameters, modelonzekerheden en onzekerheden in de schematisering van de ondergrond en waterspanningen. Deze onzekerheden moeten worden afgedekt om tot een voldoende betrouwbare beoordeling van een dijk te komen.

In een semi-probabilistische werkwijze wordt dit gedaan met een combinatie van rekenen met karakteristieke waarden (bijvoorbeeld 5% ondergrenswaarden voor de schuifsterkte) in combinatie met partiële veiligheidsfactoren.

Binnen WBI 2017 zijn er drie typen partiële veiligheidsfactoren, namelijk de modelfactoren, materiaalfactoren en schadefactoren. De eerste twee factoren zijn onafhankelijk van de vereiste betrouwbaarheid. De schadefactor is gekoppeld aan de faalkanseis (zie onder het kopje veiligheidsbeoordeling verderop in deze paragraaf). De schematiseringsonzekerheden worden afgedekt door het gebruik van ondergrondscenario's en andere scenario's (zie paragraaf 5.5). Er wordt daarom, anders dan bij ontwerpen, geen schematiseringsfactor toegepast.

In een volledig probabilistische analyse (per dijkvak of per dijktraject) worden de onzekere parameters gekarakteriseerd door verdelingsfuncties met verwachtingswaarden en standaardafwijkingen. De hiermee berekende faalkans wordt vergeleken met de faalkanseis.

In de gedetailleerde toets worden onzekerheden ook bij het schematiseren expliciet meegenomen. Binnen een vak kunnen onzekerheden op verschillende manieren worden verdisconteerd. Voor een vak geldt dat deze als homogeen wordt beschouwd, dat wil zeggen dat de onzekerheid op elke plaats in het vak gelijk is. Nadere toelichting op de vakindeling wordt in hoofdstuk 5 gegeven.

Per parameter / variabele is in de volgende tabel aangegeven op welke wijze de onzekerheden binnen een vak worden meegenomen. De onzekerheid wordt slechts op een manier in rekening gebracht. Een parameter die als stochast wordt meegenomen heeft dan geen invloed op de gekozen scenario's. Nadere toelichting op de parameters wordt gegeven in hoofdstuk 7.

Tabel 2-1 Relevante parameters en manier waarop onzekerheid binnen een vak in rekening wordt gebracht.

Parameter	Symbool	Representatief profiel	Stochast	Determinist	Scenario
Geometrie (ingemeten dwarsprofiel, voorland en aanliggend maaiveld)		X			
Laagopbouw ondergrond					X
Opbouw dijklichaam					X
(On)verzadigd volumiek gewicht	$\gamma_s, \gamma_{sat}, \gamma_{unsat}$		X		
Cohesie	c'		X		
Hoek van inwendige wrijving	ϕ'		X		
Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio	S		X		
Sterktetoename-exponent	m		X		
Grensspanning/Pre Overburden Pressure	σ'_{vy}, POP		X		
Freatische lijn	h_{water}				X
Polderpeil/ slootpeil		X			
Leklengte buitenwaarts en binnenwaarts	λ			X	
Indringingslengte				X	
Buitenwaterstand	h		X		
Waterstandsverlooplijn	$h(t)$		X		

Voor de parameters zijn in Tabel 2-2 de toe te passen waarden en variatiecoëfficiënten aangegeven voor invoer in D-Soil Model en Riskeer. Ook is aangegeven met welk type waarde in de semi-probabilistische gedetailleerde toets wordt gerekend. Voor berekeningen buiten Riskeer dient de gebruiker zelf de rekenwaarde te bepalen gebruikmakend van de beschreven werkwijze en materiaalfactoren in deze schematiseringshandleiding.

Tabel 2-2 Toe te passen waarden voor parameters en type waarde te hanteren in semi-probabilistische toets.

Parameter	Toe te passen waarden*	Gemiddelde of boven/ondergrens waarde voor semi probabilistische toets
(On)verzadigd volumiek gewicht $\gamma, \gamma_{sat}, \gamma_{unsat}$	Wordt toegepast als deterministische waarde op basis van lokale gegevens of als scenario op basis van regionale dataset zie par. 7.2.	Gemiddelde waarde of waarde met zowel 5% ondergrens als 95% bovengrens met verschoven lognormale verdeling
Cohesie c'	Speelt in huidige beoordelingsronde (WBI 2017) nog geen rol)	
Hoek van inwendige wrijving ϕ'	Zie par 7.5 in SH Macrostabiliteit.	5% ondergrens met log normale verdeling**
Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio S	Zie par 7.6 in SH Macrostabiliteit.	5% ondergrens met log normale verdeling**
Sterktetoename-exponent m	Verwachtingswaarde 0,9 met variatiecoëfficiënt 0,03	5% ondergrens met log normale verdeling**
Grensspanning σ'_{vy} / Pre Overburden Pressure POP	Wordt berekend en is afhankelijk van de lokale effectieve spanning en POP. Startwaarden POP zie par 7.8 in SH macrostabiliteit. Variatiecoëfficiënt POP en grensspanning voor Hollandveen en dijksmateriaal 0,45 en voor overige grondsoorten 0,30.	5% ondergrens met log normale verdeling**
Freatische lijn	Bepaling met Waternet Creator op basis van dijktype. Wordt toegepast als deterministische waarde of indien relevant als scenario.	Gemiddelde waarde
Polderpeil	Deze waarde moet worden bepaald op basis van de lokale situatie, zie par. 7.11. Wordt toegepast als deterministische waarde of indien relevant als scenario.	Gemiddelde waarde
Leklengte buitenwaarts en binnenwaarts λ	De Waternet Creator kent vier leklengtes die afhankelijk van de situatie moeten worden toegepast: voor een watervoerende zandlaag binnen- of buitenwaarts, of een tussenzandlaag binnen- of buitenwaarts. Wordt toegepast als deterministische waarde of indien relevant als scenario. Zie par. 7.12	Gemiddelde waarde
Indringingslengte	Wordt toegepast als deterministische waarde of indien relevant als scenario. Bepaling conform par 7.13.	Gemiddelde waarde

* Met deze waarden kan verantwoord de gedetailleerde toets worden uitgevoerd. Wanneer de beheerder de beschikking heeft over aantoonbaar betere waarden kan hij deze gebruiken.

** Voor berekeningen buiten Riskeer dient deze waarde nog omgerekend te worden naar een rekenwaarde met behulp van de materiaalfactoren in de onderstaande tabellen in de schematiseringshandleiding.

Waarden voor de materiaalfactoren zijn gegeven in Tabel 2-3:

Tabel 2-3 Materiaalfactoren in Riskeer

Parameter	Materiaalfactor (-)
Ongedraineerde schuifsterkte ratio S (-)	1,0
Sterkte toename exponent m (-)	1,0
Grensspanning σ'_{vy} (kPa)	1,0
Ongedraineerde schuifsterkte s_u (kPa)	1,0
Hoek van inwendige wrijving ϕ (°)	1,0

De materiaalfactoren in Tabel 2-3 zijn afgeleid voor de genoemde parameters uitgaande van variatiecoëfficiënten zoals aangegeven in de betreffende paragrafen in Hoofdstuk 7. Wanneer de werkelijke variatiecoëfficiënten hier duidelijk van afwijken, wordt aangeraden een probabilistische analyse uit te voeren.

Waarden voor de modelfactoren zijn gegeven in Tabel 2-4:

Tabel 2-4 Modelfactoren in Riskeer

Schuifvlakmodel	Modelfactor (-)
LiftVan	1,06
Spencer – Van der Meij	1,07
Bishop	1,11

In een semi-probabilistische stabiliteitsanalyse per dijkvak wordt een stabiliteitsfactor voor een dijkprofiel berekend op basis van rekenwaarden (karakteristieke waarden gedeeld door een materiaalfactor) van de invoerparameters. In Riskeer wordt deze bewerking door de software uitgevoerd op basis van de verdelingsfuncties van de parameters. In D-Soil Model kan een stochast met een verdelingsfunctie worden ingevoerd of een vaste waarde. Hierbij dient de in te voeren standaardafwijking door de gebruiker te worden verrekend voor het aantal waarnemingen van de steekproef en uitmidding van de onzekerheid, zoals aangegeven in Formule 2.2 voor een normale verdeling en Formule 2.8 voor een lognormale verdeling. De in te voeren vaste waarden dienen rekenwaarden te zijn, uitgaande van de Formules 2.1 tot en met 2.7 en de materiaalfactoren uit Tabel 2-3.

De bepaling van karakteristieke waarden wordt als volgt uitgevoerd, uitgaande van een normale verdeling:

$$X_{gem,kar,nor} = \mu_X \pm t_{n-1} \cdot \sigma_{X,loc,gem,nor} \quad (2.1)$$

waarbij uitmidding van onzekerheid langs het schuifvlak als volgt wordt verdisconteerd:

$$\sigma_{X,loc,gem,nor} = \frac{T_{n-1}^{0,05}}{u^{0,05}} \cdot \sigma_X \cdot \sqrt{(1-a) + \frac{1}{n}} \quad (2.2)$$

waarin:

$T_{n-1}^{0,05}$ Student t-factor, die hoort bij de 5% karakteristieke ondergrenswaarde en het aantal 'vrijheidsgraden' n-1, waarin n het aantal (onafhankelijke) waarnemingen in de steekproef is.

$u^{0,05}$ De waarde van de normale verdeling bij 5% onderschrijdingskans. Deze waarde is gelijk aan 1,65.

Voor een lognormale verdeling wordt de karakteristieke waarde van de mediaan, rekening houdend met uitmidding van onzekerheid langs het schuifvlak, bepaald met:

$$X_{med,kar} = \exp \left[\mu_{\ln(X)} \pm t_{n-1} \cdot \sigma_{\ln(X)} \cdot \sqrt{(1-a) + \frac{1}{n}} \right] \quad (2.3)$$

Het is in principe de bedoeling om een karakteristieke waarde van het gemiddelde te gebruiken. Echter, tot nu toe is altijd deze formule gebruikt, welke voor een lognormale verdeling overeenkomt met de mediane waarde. In het algemeen zullen de verschillen beperkt zijn, en is deze mediane waarde iets conservatiever dan de gemiddelde waarde.

De standaardafwijking en verwachtingswaarde uit formule 2.3 worden als volgt bepaald, uitgaande van een perfect lognormale verdeling:

$$\sigma_{\ln(x)}^2 = \ln \left\{ 1 + \left(\frac{\sigma_X}{\mu_X} \right)^2 \right\} \quad (2.4)$$

$$\mu_{\ln(x)} = \ln \mu_X - \frac{1}{2} \sigma_{\ln(x)}^2 \quad (2.5)$$

De formules (2.4) en (2.5) worden ook door Riskeer gebruikt. Voor een niet-perfecte lognormale verdeling en een beperkt aantal waarnemingen worden de standaardafwijking en verwachtingswaarde als volgt bepaald:

$$\mu_{\ln(X)} = \frac{\sum \ln(X)_i}{n} \quad (2.6)$$

$$\sigma_{\ln(X)} = \sqrt{\frac{\sum (\ln(X)_i - \mu_{\ln(X)})^2}{n-1}} \quad (2.7)$$

waarin:

X	Waarneming in een steekproef.
$X_{gem, kar}$	Karakteristieke waarde van het gemiddelde van een steekproef voor een normale verdeling.
$X_{med, kar}$	Karakteristieke waarde van de mediaan van een steekproef voor een lognormale verdeling.
μ_X	Gemiddelde waarde van een steekproef.
$\mu_{\ln(X)}$	Gemiddelde waarde van de logaritme van een steekproef.
t_{n-1}	Student t-factor, die hoort bij de 5% karakteristieke ondergrenswaarde en het aantal 'vrijheidsgraden' ($n-1$) [-].
$\sigma_{X, loc, gem}$	Gereduceerde standaardafwijking in verband met uitmiddeling van de variatie langs het schuifvlak.
σ_X	Standaardafwijking van de steekproef.
$\sigma_{\ln(X)}$	Standaardafwijking van de logaritme van de steekproef.
a	Verhouding tussen de lokale en regionale variantie (en $(1-a)$ de fluctuatie van het lokale gemiddelde) (default: $a = 0,75$) (TRWG, [12]).
n	Aantal waarnemingen [-].

Met D-Stability kan een ("random average") probabilistische berekening worden uitgevoerd in combinatie met een normale of lognormale verdeling van parameters. Bij een lognormale parameterverdeling gebruikt de software (D Stability; Riskeer in geval van semi-probabilistisch) de vergelijkingen 2.4 en 2.5 om $\mu_{\ln(x)}$ en $\sigma_{\ln(x)}$ te berekenen uit invoer van de verwachtingswaarde $\mu_{x, prob}$ en de standaardafwijking $\sigma_{x, prob}$.

Bij een lognormale verdeling moet de invoerwaarde $\mu_{x, prob}$ daarom worden berekend met vergelijking 2.9 vanwege de niet perfecte lognormale verdeling en de invoerwaarde $\sigma_{x, prob}$ met vergelijking 2.10. In combinatie met de vergelijkingen 2.4 en 2.5 berekent de software dan weer de direct bepaalde waarden voor $\mu_{\ln(x)}$ en $\sigma_{\ln(x)}$. De invoerwaarde $\sigma_{x, prob}$ moet bij een lognormale verdeling worden berekend met vergelijking 2.8. In vergelijking 2.8 wordt tevens de invloed van de spreidingsreductie in rekening gebracht en (op benaderende wijze) ook de invloed van de student-t correctie bij een beperkt aantal proeven. Vergelijking 2.8 zorgt er voor dat in de probabilistische berekening dezelfde karakteristieke waarde wordt teruggevonden als volgens vergelijking 2.3 moet worden toegepast in de semi-probabilistische berekening.

$$\sigma_{\ln(x),\text{prob}} \approx \frac{T_{n-1}^{0.05}}{u^{0.05}} \cdot \sigma_{\ln(x)} \cdot \sqrt{(1-a) + \frac{1}{n}} \quad (2.8)$$

$$\mu_{x,\text{prob}} = \exp(\mu_{\ln(x)} + 0.5 \cdot \sigma_{\ln(x),\text{prob}}^2) \quad (2.9)$$

$$\sigma_{x,\text{prob}} \approx \mu_{x,\text{prob}} \cdot \left(\sqrt{\exp(\sigma_{\ln(x),\text{prob}}^2) - 1} \right) \quad (2.10)$$

waarin:

$\mu_{x,\text{prob}}$	Invoerwaarde van de gemiddelde waarde van een lognormale verdeling voor probabilistische berekeningen met bovengenoemde correcties voor de niet perfecte lognormale verdeling, invloed van spreidingsreductie en invloed van de student-t correctie bij een beperkt aantal steekproeven, op basis waarvan de software $\mu_{\ln(x)}$ en $\sigma_{\ln(x)}$ bepaald.
$\sigma_{x,\text{prob}}$	Invoerwaarde van de standaardafwijking van een lognormale verdeling voor probabilistische berekeningen met bovengenoemde correcties, op basis waarvan de software $\mu_{\ln(x)}$ en $\sigma_{\ln(x)}$ bepaald.
$\mu_{\ln(x)}$	Gemiddelde waarde van de logaritme van een steekproef. $\sigma_{\ln(x)}$ Standaardafwijking van de logaritme van een steekproef.
$\sigma_{\ln(x),\text{prob}}$	Standaardafwijking van een lognormale verdeling voor probabilistische berekeningen met bovengenoemde correcties.
$T_{n-1}^{0.05}$	Student t-factor, die hoort bij de 5% karakteristieke ondergrenswaarde en het aantal 'vrijheidsgraden' n-1, waarin n het aantal (onafhankelijke) waarnemingen in de steekproef is.
$u^{0.05}$	De waarde van de normale verdeling bij 5% overschrijdingskans. Deze waarde is gelijk aan 1,65.

In voorgaande formules is uitgegaan van het toepassen van statistiek op één parameter. Deze lijn volgend zal de karakteristieke ondergrenswaarde van de ongedraineerde schuifsterkte s_u een kleinere overschrijdingskans hebben dan 5%. De ongedraineerde schuifsterkte s_u wordt immers berekend op basis van de karakteristieke ondergrenswaarden van S , m en POP (zie Bijlage B.4.4). Dit is conservatiever dan vereist volgens het WBI veiligheidsformat. Daarom kan er ook voor worden gekozen om de karakteristieke ondergrenswaarde met 5% overschrijdingskans van de ongedraineerde schuifsterkte s_u toe te passen. In dat geval is de overschrijdingskans van S , m en POP iets groter dan 5%. Op de Github van het Kennis en Kunde Platform zijn spreadsheets inclusief achtergrondinformatie beschikbaar die de statistische bewerking van proefresultaten ondersteunen.

Veiligheidsbeoordeling

De faalkanseis voor een beoordeling per vak en mechanisme in de gedetailleerde toets wordt berekend op basis van de norm voor het dijktraject, de lengte van het dijktraject en de faalkansruimtefactor voor macrostabiliteit. Dit levert de faalkanseis voor macrostabiliteit. Deze wordt als volgt bepaald:

$$P_{\text{eis,dsn}} = \frac{f \cdot P_{\text{norm}}}{\left(1 + \frac{a \cdot L}{b}\right) P_{f|\text{inst}}} \quad (2.11)$$

waarin:

$P_{eis,dsn}$	Faalkanseis voor macrostabiliteit in een doorsnede [per jaar].
P_{norm}	Overstromingskans van het dijktraject zoals vastgelegd in de Waterwet [per jaar].
f	Faalkansruimtefactor voor macrostabiliteit [-] (met waarde 0,04). De faalkansruimte 0,04 is benoemd voor macrostabiliteit binnenwaarts (STBI). Het is gebruikelijk (zie [18]) om voor macrostabiliteit buitenwaarts (STBU) hetzelfde faalkansbudget te gebruiken onder de aanname dat beide mechanismen niet tegelijkertijd optreden en één van beide faalkansbijdragen dan verwaarloosbaar kan worden geacht.
a	a verdisconteert twee fenomenen, 1) het niet substantieel bijdragen van alle dijkvakken in het traject aan de instabiliteitskans van het traject en 2) aanwezige correlatie tussen de instabiliteitskansen van de afzonderlijke dijkvakken [-]; 0,033.
L	Totale lengte van het dijktraject zoals vastgelegd in de Waterwet [m].
b	Representatieve lengte voor de analyse in een doorsnede [m]; 50 m.
$P_{f inst}$	Kans op falen gegeven een instabiliteit [-]; 1,0 voor STBI, 0,1 voor STBU.

Met een stabiliteitsanalyse volgens de semi-probabilistische werkwijze wordt een stabiliteitsfactor berekend. Om een berekende stabiliteitsfactor om te rekenen naar een faalkans of een faalkanseis naar een schadefactor worden de volgende relaties toegepast. De faalkans wordt als volgt berekend op basis van de stabiliteitsfactor:

$$\beta_i = (F_{d,i}/\gamma_d - 0,41)/0,15 \quad \text{en} \quad P_{f,i} = \Phi(-\beta_i) \quad (2.12)$$

De schadefactor wordt als volgt berekend uit de faalkanseis:

$$\gamma_n = 0,15 * \beta_{eis,dsn} + 0,41 \quad \text{en} \quad \beta_{eis,dsn} = -\phi^{-1}(P_{eis,dsn}) \quad (2.13)$$

waarin:

γ_n	Schadefactor voor het faalmechanisme macrostabiliteit (-).
$\beta_{eis,dsn}$	Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede (-).
$P_{eis,dsn}$	Faalkanseis per doorsnede voor macrostabiliteit (per jaar).
β_i	Betrouwbaarheidsindex voor de doorsnede per scenario (-).
$F_{d,i}$	Berekende stabiliteitsfactor voor de doorsnede per scenario (-).
γ_d	Modelfactor (-).
$P_{f,i}$	Faalkans voor de doorsnede per scenario (per jaar).

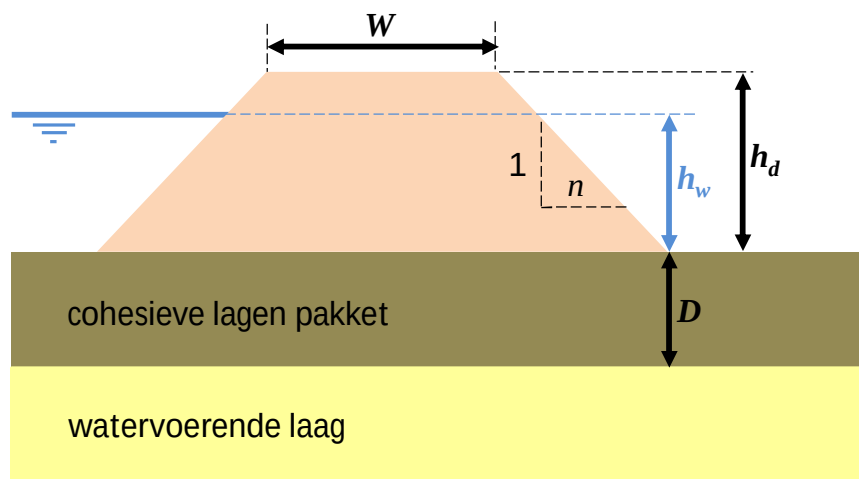
De berekende faalkans dient kleiner te zijn dan de faalkanseis. Als er voor een dijkprofiel meerdere scenario's aan de orde zijn met bijbehorende kansen van aantreffen, moet de som van de berekende faalkansen gewogen met de scenario-kansen kleiner zijn dan de faalkanseis voor het dwarsprofiel (de doorsnede). Voor de semi-probabilistische *gedetailleerde toets* wordt een benaderde faalkans teruggerekend uit de stabiliteitsfactor met behulp van de uit de kalibratie verkregen relatie tussen faalkans en stabiliteitsfactor, zie paragraaf 5.2, *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid*. Indien de berekende faalkans niet voldoet aan de vereiste faalkans is er een keuzemoment dat eventueel leidt tot een gedetailleerde toets op trajectniveau of een *toets op maat*. Deze vervolgstappen kunnen zinvol zijn. Een probabilistische berekening is in 80% van de gevallen minder conservatief dan de benaderde faalkans, die wordt verkregen met een semi-probabilistische analyse. In *WBI 2017 Bijlage I Procedure* en *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid* wordt aangegeven welke vervolgstaptes mogelijk zijn na het doorlopen van de gedetailleerde toets.

2.3 Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI)

2.3.1 Eenvoudige toets binnenwaarts

Bij de *eenvoudige toets* voor binnenwaartse stabiliteit beperkt het schematiseren zich tot het vaststellen van de (sterk vereenvoudigde) geometrie van het grondlichaam. Daarbij gaat het om (Figuur 2.2):

- Kruinbreedte (W). $W = 3$ tot 30 m. Voor bredere keringen geeft de eenvoudige toets een conservatief resultaat.
- Binnentaludhelling $1:n$, is de gemiddelde helling van het binnentalud. Bij een gekromd talud wordt de gemiddelde helling van de bovenste helft genomen. Een eventueel aanwezige berm wordt dus niet meegerekend.
- Dijkhoogte h_d , is het hoogteverschil tussen de gemiddelde kruinhoogte van de dijk en het maaiveld bij de binnenteen van de dijk. Bij een brede watergang binnendijs wordt de dijkhoogte gemeten vanaf de kruin tot de bodem van de watergang.
- Dikte cohesieve lagenpakket D , is de dikte van de grondlagen gemeten vanaf het maaiveld bij de binnenteen van de dijk tot de bovenkant van een watervoerende zandlaag. Bij toepassing van de stochastische ondergrondschematisatie wordt het ondergrondscenario met het dikste pakket cohesieve lagen gekozen. Wanneer er binnendijs een brede watergang is, wordt de dikte van de grondlagen gemeten vanaf de bodem van de watergang tot de bovenkant van de watervoerende zandlaag. Een brede watergang is een watergang met een breedte die groter is dan de hoogte van de kering (h_d). In het geval van een zanddijk op een zandondergrond ($D = 0$) is de eenvoudige toets toepasbaar. In de grafiek in het *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid* moet dan de dichtstbijzijnde waarde van $D/h_d = 0,1$ worden toegepast.
- Opbouw van de dijk: klei of zand.



Figuur 2.2 Parameters eenvoudige toets STBI

Bij de *eenvoudige toets* op STBI geldt als uitgangspunt dat de buitenwaterstand h_w maximaal gelijk is aan $\frac{1}{3}$ van de dijkhoogte h_d . De parameters W , n , h_d , en D worden gebruikt als invoer bij het aflezen van de grafieken in het *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid*. Voor zand- en kleidijken gelden afzonderlijke grafieken. Deze grafieken zijn gebaseerd op:

- De aanname dat de stijghoogte in de watervoerende zandlaag gelijk is aan de buitenwaterstand; als de binnendijs slecht doorlatende deklaag daardoor opgedrukt wordt, is de stijghoogte gereduceerd tot het gewicht van de deklaag.
- Een conservatieve keuze voor de schuifsterkteparameters.

2.3.2

Gedetailleerde toets binnenwaarts (semi-probabilistisch en probabilistisch per dijkvak)

De semi-probabilistische berekening voor deze toets wordt door Riskeer ondersteund. Veel gegevens worden zonder tussenkomst van de gebruiker aan Riskeer aangeleverd. Deze zijn zichtbaar in het overzicht van invoervariabelen van Riskeer en meestal dan niet door de gebruiker aan te passen in de gedetailleerde toets. De probabilistische berekening wordt door D-Stability ondersteund.

Toetsstappen

De *gedetailleerde toets* binnenwaarts kan semi-probabilistisch en probabilistisch per dijkvak worden uitgevoerd.

Hydraulische belastingen

Zie hoofdstuk 3.

Schematiseren geometrie en vakindeling

Zie paragraaf 2.2.2.

Ligging kritisch schuifvlak

Een berekend schuifvlak moet een schuifvlak zijn dat tot functieverlies van de waterkering leidt. Dit is in het algemeen alleen het geval als het intredepunt van het schuifvlak in de kruin van de waterkering of de bovenste helft van het binnentalud ligt. Riskeer kan zodanig worden ingesteld dat geen schuifvlakken worden berekend die niet aan dit uitgangspunt voldoen. Zie voor nadere informatie de gebruikershandleidingen van Riskeer.

De ligging van een schuifvlak dat tot functieverlies van de waterkering leidt, is per situatie sterk verschillend. Dit is afhankelijk van de opbouw van de dijk, klei of zand, en van de grootte van de golfoverslagbelasting (combinatie van overslagdebiet, golfhoogte en tijdsduur). Bij klei speelt ook de mate van erosiebestendigheid een belangrijke rol. Bij een kleidijk of een zanddijk met een overslagdebiet van 0,1 l/m/s kan scherper worden gerekend dan bij een zanddijk met een overslagdebiet groter dan 0,1 l/m/s. Bij een kleidijk met een overslagdebiet van maximaal 1,0 l/m/s ligt het intredepunt van het kritische schuifvlak in de meeste gevallen op maximaal 1,5 m binnenwaarts van de buitenkruinlijn. Bij een zanddijk met een overslagdebiet van maximaal 0,1 l/m/s ligt het intredepunt van het kritische schuifvlak in de meeste gevallen eveneens op maximaal 1,5 m binnenwaarts van de buitenkruinlijn. Een zanddijk met een oude kleikern heeft ook reststerkte, voor zover de hoogte van de oude kleikern ruim hoger is dan de waterstand bij de norm. Bij een grotere golfoverslagbelasting kan vele meters erosie optreden binnen enkele uren. In die gevallen ligt het intredepunt van het kritische schuifvlak in de kruin van de waterkering of de bovenste helft van het binnentalud.

Door het schuifvlak te laten berekenen conform deze gedachtenlijn kan de beoordeling van macrostabiliteit worden aangescherpt. Er kan op grond hiervan voor worden gekozen om een scherper criterium voor het intredepunt van de berekende schuifvlakken te kiezen dan het bovengenoemde uitgangspunt (bijvoorbeeld door bij een kleidijk alleen schuifvlakken met een intredepunt in de kruin van de dijk te laten berekenen). Dit kan niet in Riskeer, maar wel bijvoorbeeld in D-Stability of andere software.

Door het Kennisplatform risicobenadering is de *Factsheet Afweging ter bepaling glijvlak voor faalmechanisme Macrostabiliteit Binnenwaarts* [24] uitgebracht. Deze factsheet kan ook helpen bij het analyseren van berekende schuifvlakken.

Berekening / Opbarsten

Riskeer bepaalt op basis van de door de gebruiker gedefinieerde karakteristieke punten de ligging van de middelpunten en raaklijnen, waarmee de glijvlakanalyse wordt uitgevoerd. Voor de glijvlakanalyse wordt het glijvlakmodel LiftVan toegepast.

Indien geen opdrijven aan de orde is, kan LiftVan te conservatief zijn en kunnen de modellen van Bishop en Spencer worden gebruikt voor optimalisatie (buiten Riskeer, bijvoorbeeld in D-Stability of andere software).

Riskeer controleert op het verticaal evenwicht van de binnendijkse slecht doorlatende deklaag. Het verticaal evenwicht wordt berekend door de totaalspanning aan de onderzijde van de deklaag te vergelijken met de opwaartse waterdruk in de watervoerende zandlaag. Indien het verticaal evenwicht op basis van de theoretisch berekende stijghoogte (met Waternet Creator)

kleiner is dan 1,0, wordt de stijghoogte in de watervoerende zandlaag gereduceerd tot aan het verticaal evenwicht wordt voldaan. (dit is de grenspotentiaal). In het geval van opbarsten van de deklaag wordt sterkte-reductie toegepast (de sterkte is nul bij opbarstveiligheid kleiner dan 1,2 en dikte van de slecht doorlatende deklaag kleiner dan 4,0 m). Let op: bij piping wordt op een andere wijze met opbarsten omgegaan.

Beoordeling

In een semi-probabilistische analyse van de binnenwaartse stabiliteit voor een dijkvak berekent Riskeer op basis van rekenwaarden van de invoerparameters een stabiliteitsfactor voor een dijkprofiel. Waarden voor de materiaalfactoren zijn in Riskeer vastgelegd. De stabiliteitsfactor wordt door Riskeer vertaald naar de faalkans. Riskeer bepaalt ook de faalkanseis voor het dijkvak of dwarsprofiel.

In een probabilistische stabiliteitsanalyse wordt de faalkans voor een dijkprofiel berekend op basis van de verdelingsfuncties van de invoerparameters. Daarnaast wordt ook de faalkanseis op basis van de norm voor het dijktraject en de lengte van het dijktraject en de faalkansruimtefactor berekend. De berekende faalkans van de doorsnede (rekening houdende met de statistiek van de buitenwaterstanden) wordt dan vergeleken met de toelaatbare faalkans. Op basis daarvan wordt een oordeel gegeven. In [31] staan theoretische achtergronden en praktische aanbevelingen voor het uitvoeren van een faalkansanalyse voor het mechanisme macro-instabiliteit.

In *WBI 2017 Bijlage I Procedure* en *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid* wordt aangegeven welke vervolgacties mogelijk zijn na het doorlopen van de gedetailleerde toets.

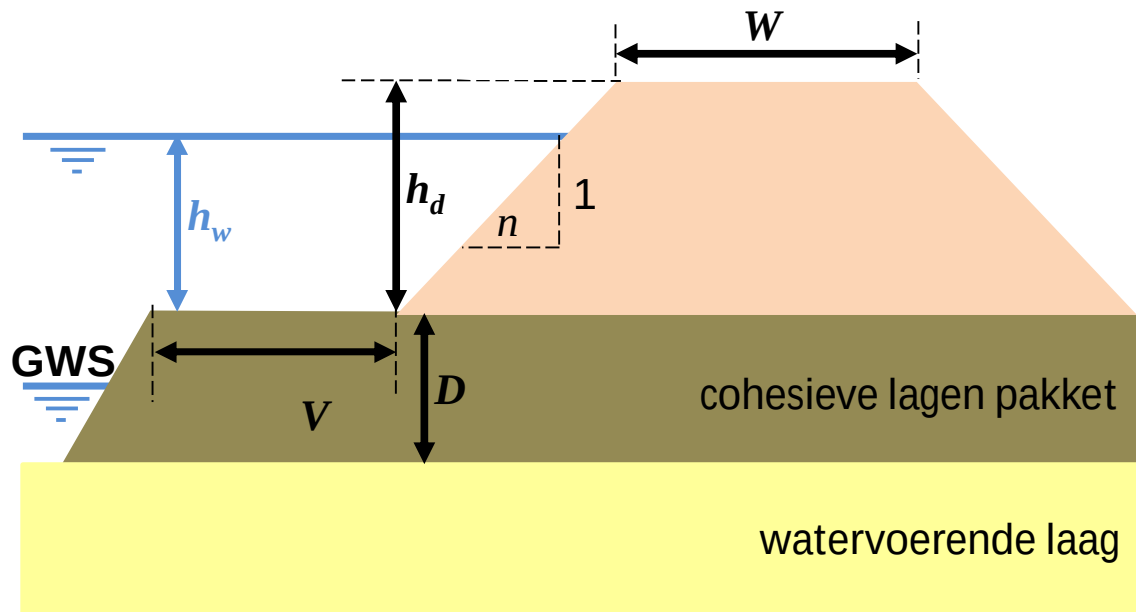
2.4 Macrostabiliteit buitenwaarts, STBU

Buitenwaartse macro-instabiliteit is een indirect mechanisme bij de beoordeling van de overstromingskans. Buitenwaartse macro-instabiliteit treedt op bij een lage buitenwaterstand en er is dus in het algemeen geen direct gevaar voor overstroming. Afhankelijk van de mate van aantasting van de dijk is er gedurende de tijd benodigd voor reparatie wel een verhoogd risico voor directe faalmechanismen als overloop of macrostabiliteit binnenwaarts.

2.4.1 Eenvoudige toets buitenwaarts

Bij de *eenvoudige toets* voor buitenwaartse stabiliteit beperkt het schematiseren zich tot het vaststellen van de (sterk vereenvoudigde) geometrie van het grondlichaam. Daarbij gaat het om (Figuur 2.3):

- Kruinbreedte (W). $W = 3$ tot 30 m. Voor bredere keringen geeft de eenvoudige toets een conservatief resultaat.
- Buitentaludhelling $1:n$, is de gemiddelde helling van het buitentalud tussen de buitenkruinlijn en de buitenteen van de dijk.
- Dijkhoogte h_d , is het hoogteverschil tussen de gemiddelde kruinhoogte van de dijk en de (jaar)gemiddelde buitenwaterstand (GWS).
- Dikte cohesieve-lagenpakket D , is de dikte van de cohesieve lagen gemeten vanaf het maaiveld bij de buitenteen van de dijk tot de bovenkant van een watervoerende zandlaag. Bij toepassing van de stochastische ondergrondschematisatie wordt het ondergrondscenario met het dikste pakket cohesieve lagen gekozen. In het geval van een zanddijk op een zandondergrond ($D = 0$) is de eenvoudige toets toepasbaar. In de grafiek in het *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid* moet dan de dichtstbijzijnde waarde van $D/h_d = 0,1$ worden toegepast.
- De breedte van het voorland V boven de gemiddelde waterstand (GWS).
- Opbouw van de dijk: klei of zand.



Figuur 2.3 Parameters eenvoudige toets STBU

Bij de *eenvoudige toets* op STBU geldt als uitgangspunt dat de waterstand bij de norm h_w maximaal gelijk is aan $\frac{1}{3}$ van de dijkhoogte h_d . De hoogtes h_w en h_d zijn gedefinieerd ten opzichte van de hoogte van het voorland (als dat aanwezig is) en anders ten opzichte van de gemiddelde waterstand (GWS). Verder dient voor de breedte V van het voorland te gelden dat $V > 2 \cdot h_d$. De parameters W , n , h_d , en D worden gebruikt als invoer bij het aflezen van de grafieken in *WBI Bijlage III Sterkte en veiligheid*. Voor zand- en kleidijken gelden afzonderlijke grafieken. Als er geen voorland is, bijvoorbeeld bij schaar dijken, is de eenvoudige toets niet toepasbaar.

2.4.2 Gedetailleerde toets buitenwaarts

De *gedetailleerde toets* in het WBI 2017 voor macrostabiliteit buitenwaarts bestaat alleen uit een semi-probabilistische beoordeling per dijkvak.

In de *gedetailleerde toets* worden stabiliteitsanalyses uitgevoerd met een glijvlakmodel. Voor het uitvoeren van een stabiliteitsanalyse wordt een aantal stappen doorlopen (Figuur 2.1).

Deze toets wordt niet door Riskeer ondersteund. In plaats daarvan kan D-Stability worden gebruikt of andere software. Bij gebruik van D-Geo Stability kan de tool DSoil2DGeo worden gebruikt om files van D-Soilmodel toe te kunnen passen in D-Geo Stability.

In afwijking van de beoordeling van macrostabiliteit binnenwaarts spelen de mechanismen opdrijven en opbarsten bij macrostabiliteit buitenwaarts geen rol.

Hydraulische belastingen

De kritieke situatie voor Macrostabiliteit buitenwaarts is niet een hoge waterstand aan de buitenzijde van de waterkering, maar juist een lage waterstand in combinatie met een hoge grondwaterstand. Hierbij worden drie belastingsituaties onderscheiden in het TR Ontwerpbelastingen Rivierengebied [13]:

- 1 Een buitenwaterstand na een snelle val in combinatie met een verhoogde freatische lijn ten gevolge van een voorafgaand hoogwater (waterstand bij de norm bepaald in Riskeer).
- 2 Een gemiddelde laagwaterstand (GLW, gedefinieerd in bijlage II) van het buitenwater in combinatie met een verhoogde freatische lijn ten gevolge van extreme neerslag.
- 3 Een laagwaterstand die eens per 10 jaar wordt overschreden ($LW_{1/10}$ jaar) in combinatie met een normale freatische lijn in de dijk.

De criteria voor 'snelle val' zijn voor verschillende situaties in het rivierengebied (bovenrivieren, benedenrivieren, IJssel/ Vecht-delta) uitgewerkt in het *TR Ontwerpbelastingen Rivierengebied* (lit. [13]), paragraaf 7.4 e.v. Voor meren kan eenzelfde aanpak worden gevolgd, waarbij "op bepaalde punten de specifieke karakteristieken voor meren moeten worden gebruikt" (Addendum I bij de Leidraad Zee- en Meerdijken t.b.v. het ontwerpen van meerdijken). Voor zeegedomineerde situaties moet voor belastingsituatie 3 rekening worden gehouden met een springtij laagwaterstand.

Bij elk van de genoemde belastingsituaties kan de vraag worden gesteld wat de kans is op het optreden van hoogwater na het ontstaan van een buitenwaartse taludafschuiving als gevolg van het optreden van één van de genoemde belastingsituaties en de benodigde tijd voor het uitvoeren van herstelwerkzaamheden. Aanbevolen wordt dit bij de analyse van de resultaten van de beoordeling in de overwegingen te betrekken. Zie hiervoor ook de *Factsheet Omgang met buitenwaartse macrostabieliteit* [25] van het Kennisplatform Risicobenadering.

Indien de geometrie van de waterkering op voorhand als niet heel kritisch wordt ingeschat, kan eventueel worden gestart met een schematisering met een hoog freatisch vlak in het dijklichaam conform belastingsituatie 1 gecombineerd met een lage buitenwaterstand conform belastingsituatie 3.

Schematisering geometrie

De kritieke situatie bij macrostabieliteit buitenwaarts is niet een hoge waterstand aan de buitenzijde van de waterkering maar juist een lage waterstand. Voor de macrostabieliteit van het buitentalud dient een ongunstige combinatie van een hoge grondwaterstand in de dijk met een lage waterstand buitendijks te worden beoordeeld. De schematisering van de waterspanning verloopt als beschreven in paragraaf 5.6. Veiligheidshalve dient er vanuit gegaan te worden dat het freatisch vlak niet gedaald is ten opzichte van de situatie bij de waterstand bij de norm. Nuanceren hierop is te vinden in [13]. Omdat de beoordeling in het kader van het toetsspoor STBU buiten Riskeer plaatsvindt, is ook de Waternet Creator niet beschikbaar. De toetser dient zelf te schematiseren.

Ligging kritisch schuifvlak

Na het optreden van een buitenwaartse taludafschuiving (meestal bij lage buitenwaterstand) zal meestal nog een bepaalde mate van reststerkte van het dijklichaam aanwezig zijn. Het kan relevant zijn om bij de beoordeling deze reststerkte in beschouwing te nemen, wanneer een hoogwaterbelasting kan optreden kort nadat de buitenwaartse afschuiving heeft plaatsgevonden. De aanwezige reststerkte hangt af van de grootte en ligging van de opgetreden afschuiving, de resterende breedte van de dijk, de opbouw van het dijklichaam en de erosiebestendigheid van het dijkmateriaal.

Berekening

Voor buitenwaartse stabiliteit is de berekening niet in Riskeer geïmplementeerd. De gebruiker moet los van Riskeer een evenwichtsbeschouwing van het talud maken en daarbij zelf bepalen welk model (Bishop, Spencer-Van der Meij of Lift-Van) gebruikt wordt.

Beoordeling

De beoordeling verloopt zoals beschreven in paragraaf 2.2.2 en paragraaf 2.3.2 maar moet buiten Riskeer worden uitgevoerd.

Instabiliteit van het buitentalud valt niet samen met het optreden van hoogwater (indirect mechanisme). De faalkanseis voor macrostabieliteit buitenwaarts wordt daarom gelijk genomen aan 10 maal die voor macrostabieliteit binnenwaarts ($P_{f|inst} = 0,1$). De overige parameters voor het bepalen van de faalkanseis voor macrostabieliteit buitenwaarts zijn gelijk aan die voor macrostabieliteit binnenwaarts.

De genoemde factor 10 kan desgewenst worden geoptimaliseerd door in de beoordeling rekening te houden met de aanwezige reststerkte na een opgetreden afschuiving en de tijd die nodig is om noodmaatregelen te nemen of de schade te herstellen. Zie hiervoor ook de *Factsheet Omgang met buitenwaartse macrostabieliteit* [25] van het Kennisplatform Risicobenadering.

Indien de berekende faalkans niet voldoet aan de vereiste faalkans is er een keuzemoment dat eventueel leidt tot een *toets op maat*. In *WBI 2017 Bijlage I Procedure* en *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid* wordt aangegeven welke vervolgacties mogelijk zijn na het doorlopen van de gedetailleerde toets.

3. Belastinggevallen

3.1 Inleiding

De belastingen op waterkerende grondconstructies zijn van permanente of veranderlijke aard. In dit rapport zijn ze als volgt onderverdeeld:

- Permanent:
 - o Eigen gewicht.
 - o Bodemdaling ten gevolge van onttrekking van stoffen (met name grondwater).
- Veranderlijk:
 - o Hydraulische belastingen.
 - o Polderpeil.
 - o Verkeersbelasting.
 - o Overige belastingen.

3.2 Permanente belastingen

Eigen gewicht

Het eigen gewicht van het dijklichaam is een belasting. Het aandrijvend moment in de analyse van de macrostabieliteit wordt in hoge mate door dit eigen gewicht bepaald.

Onttrekkingen uit de grond / bodemdaling

Door grondwateronttrekking (bijvoorbeeld het aanpassen van het polderpeil) treedt consolidatie op en oxidatie van organische bestanddelen, in bijvoorbeeld veen. Dit heeft bodemdaling tot gevolg en daardoor een lager maaiveld binnendijs.

3.3 Hydraulische Belastingen

Voor het beoordelen op macrostabieliteit, zijn de volgende hydraulische parameters van belang:

- Waterstand bij de norm (en bij probabilistisch beoordelen de statistiek van waterstanden).
- Gemiddelde en lage buitenwaterstanden.
- Waterstandsverloop bij maatgevende belasting.
- Golfhoogten, golfperiodes, golfrichtingen (windgolven, maar ook scheepsgolven) in verband met overslagdebiet.

De volgende paragrafen geven een beschrijving van de verschillende hydraulische parameters. Een nadere beschrijving van de hydraulische belastingen is opgenomen in *WBI 2017 Bijlage II Hydraulische belastingen*.

3.3.1 *Waterstand bij de norm*

De waterstand bij de norm voor de semi-probabilistische *gedetailleerde toets* per vak is de waterstand met een overschrijdingsfrequentie die getalsmatig gelijk is aan de norm van het dijktraject. Deze waterstand wordt bepaald met Riskeer. De Waternet Creator schematiseert voor macrostabieliteit binnenwaarts de hierbij behorende waterspanning (waarvoor de benodigde parameters in Riskeer worden ingevoerd).

Voor de probabilistische *gedetailleerde toets* wordt de macrostabieliteit bij een aantal buitenwaterstanden berekend. Met de waterstandstatistiek en de conditionele faalkansen volgt daaruit de faalkansen per jaar.

3.3.2 *Gemiddelde en lage buitenwaterstanden*

Voor het schematiseren van de waterspanningen en het beoordelen van de macrostabieliteit van het buitentalud zijn ook gemiddelde en lage waterstanden relevant. De wijze waarop deze waterstanden worden bepaald is in bijlage II beschreven.

3.3.3 *Waterstandsverloop tijdens maatgevende belasting*

Het waterstandsverloop is van invloed op de ontwikkeling van de waterspanningen in de watervoerende lagen onder en achter de dijk.

- Bij waterstanden van 'lange' duur is sprake van stationaire grondwaterstroming.
- Bij waterstanden van 'beperkte' duur is sprake van niet stationaire grondwaterstroming, ofwel tijdsafhankelijke grondwaterstroming.

Bij niet stationaire grondwaterstroming zal de waterspanning in de watervoerende bodemlagen onder en achter de dijk bij gelijke buitenwaterstand minder hoog zijn dan bij stationaire grondwaterstroming. Dit is afhankelijk van het bergend vermogen van de bodemlagen (freatische berging in de onverzadigde grondlagen en elastische berging binnen het korrelskelet), de doorlatendheid en dikte van de bodemlagen en de duur van de belasting.

De duur van de belasting wordt beschreven met het waterstandsverloop. Een waterstandsverloop geeft voor een locatie de tijdsafhankelijke waterstand aan tijdens het passeren van een storm of hoogwatergolf behorende bij de waterstand bij de norm, of soms ook bij een lagere waterstand.

Bij het beoordelen van waterkeringen, die alleen een beperkte tijd worden belast, kan gebruik worden gemaakt van de waterstandsverlopen, zoals die in de tool Waterstandsverloop (versie 2.0) worden bepaald. Hiervoor is een eigen gebruikershandleiding beschikbaar (lit. [3]). Met deze tool kunnen eenvoudig waterstandsverlopen op een bepaalde locatie in Nederland worden opgevraagd en geëxporteerd. Bij macrostabieliteit buitenwaarts kan de tool niet worden gebruikt, omdat de tool is gemaakt voor macrostabieliteit binnenwaarts, waarbij de duur een karakteristieke bovengrens moet zijn, dus langzame val. Bij macrostabieliteit buitenwaarts gaat het juist om een snelle val; dus eerder een karakteristieke ondergrens voor het gedeelte van de val. Zie hiervoor ook de *Factsheet Omgang met buitenwaartse macrostabieliteit* [25] van het Kennisplatform Risicobenadering.

De respons op de buitenwaterstand kan worden berekend met geohydrologische modellen of worden bepaald met behulp van peilbuismetingen in doorlatende lagen onder en landwaarts van de dijk. Voor de analyse van deze metingen en een voorspelling van de respons zijn meerdere methoden voor de *gedetailleerde toets* beschikbaar. Zie hiervoor het *TR Waterspanningen bij Dijken* [15].

3.3.4 *Golven*

Voor het berekenen van macrostabieliteit zijn waterstandfluctuaties als gevolg van kortdurende golven zoals windgolven en scheepsgeïnduceerde golven niet direct relevant. Wel hebben golven invloed op het restprofiel bij golfoverslag en op infiltratie van overslaand water in het dijklichaam ter plaatse van de kruin en het binnentalud. Dit kan zorgen voor een verhoging van het freatisch vlak in het dijklichaam. De macrostabieliteit van de dijk wordt hierdoor beïnvloed, met name bij grotere golfoverslaggebieden. Bij het schematiseren van de waterspanningen dient hiermee rekening te worden gehouden.

3.4 Overige belastingen

De volgende aspecten zijn van belang:

- Wind.
- Verkeer.
- Aanvaringen en drijvende voorwerpen.
- Biologische aantasting.
- Klimatologische aantasting.

3.4.1 *Wind*

Windbelasting is van invloed op faalmechanismen via Niet Waterkerende Objecten (NWO's). In het geval van windbelasting, die via bomen en niet-waterkerende constructies wordt overgebracht op de waterkering dient per geval te worden nagegaan wat het effect is van de

windbelasting voor de stabiliteit van het grondlichaam, er vanuit gaande dat er geen sprake is van omwaaien en ontworteling van begroeiing of bezwijken van de fundering van een constructie. Daarnaast moet het effect van eventuele ontworteling van begroeiing of bezwijken van de fundering van constructies worden beschouwd. De wijze van beoordelen is geregeld in het toetsspoor NWO.

3.4.2 Verkeer

De aanwezigheid van verkeer kan van invloed zijn op de macrostabieliteit van een waterkering. De verkeersbelasting is van invloed op het momentenevenwicht. Het effect van de verkeersbelasting is onder andere afhankelijk van de duur van de belasting en de consolidatie-eigenschappen van het dijksmateriaal en de ondergrond.

Voor de beoordeling van de binnenwaartse macrostabieliteit in het kader van WBI 2017 is alleen de belastingsituatie relevant waarbij rekening wordt gehouden met realistische verkeersbelastingen tijdens hoogwater die gerelateerd zijn aan herstelwerkzaamheden of aan het functioneren van het hoogwater kerend systeem.

Met betrekking tot het functioneren van het waterkerend systeem kan gedacht worden aan de verkeersbelastingen die horen bij het sluiten van coupures of demontabele wanden. Een realistische verkeersbelasting is vergelijkbaar met een lichte vrachtauto met kraan en een pick-up (1 kN/m^2 over $2,5 \text{ m}$ breedte [19]) volgens *KPR Factsheet Verkeersbelasting en macrostabieliteit* [19]). Rekening houdend met de duur van de verkeersbelasting in relatie tot de snelheid van afschuiven is deze belasting verwaarloosbaar.

Bij herstelwerkzaamheden gaat het om realistische combinaties van herstelwerkzaamheden en waterstanden:

- i. Daar waar hoogwaters storm gedomineerd zijn, zoals langs de kust, zijn herstel- of noodwerkzaamheden tijdens hoogwater niet realistisch;
- ii. Daar waar hoogwaters afvoer gedomineerd zijn, lijken herstel- of noodwerkzaamheden met zwaar materieel alleen realistisch bij waterstanden met overschrijdingskansen die groter zijn dan grofweg $1/100$ per jaar. Het lijkt onwaarschijnlijk dat bij buitenwaterstanden met kleinere overschrijdingskansen zwaar materieel op een dijk wordt toegelaten zonder een kritische beoordeling vooraf.

Hierbij is ook relevant dat wordt nagegaan of zwaar verkeer op de dijk kan komen, gezien de toegankelijkheid tot de dijk en de afmetingen van de dijk.

De wet vereist niet dat bij zeer extreme buitenwaterstanden nog zwaar materieel op een dijk moet kunnen. Het gaat hier hooguit om de verkeersbelasting die zich in werkelijkheid voor kan doen. Ook hier geldt dat een realistische belasting vergelijkbaar is met een lichte vrachtauto met pick up. Rekening houdend met de duur van de verkeersbelasting in relatie tot de snelheid van afschuiven is deze belasting verwaarloosbaar.

Een buitenwaartse macrostabieliteit treedt niet bij extreme hydraulische belastingen op. Een zware verkeersbelasting is mogelijk. In aansluiting op de *Handreiking Constructief Ontwerpen* [17] moet worden gerekend met een belasting van 400 kN per 12 m^2 , hetgeen overeenkomt met $13,3 \text{ kN/m}^2$ over een breedte van $2,5 \text{ m}$. Een belasting van 15 kN/m^2 over een breedte van $2,5 \text{ m}$ wordt als maximale belasting gezien; zie *KPR Factsheet Verkeersbelasting en macrostabieliteit* [19].

3.4.3 Aanvaringen en drijvende voorwerpen

Onder normale omstandigheden zal een aanvaring van een schip met een dijk zelden voorkomen. Echter, juist als het stormt, kan een schip stuurloos of op drift raken en de waterkering treffen. De mogelijke gevolgen zijn op dat moment ook het grootst. De beheerder moet zelf nagaan of in zijn specifieke situatie een combinatie van een scheepsaanvaring met bepaalde hydraulische belastingen een potentieel maatgevende situatie oplevert. In dat geval is specialistische ondersteuning gewenst.

3.4.4 *Biologische aantasting*

Waterplanten en dieren kunnen zich op en tussen de bekleding hechten maar richten hier in het algemeen weinig schade aan die significant is met betrekking tot de macrostabiliteit. Wel kunnen de fysische eigenschappen veranderen. Dieren die gangen of holen graven, zoals ratten, muskusratten en mollen, kunnen een talud ondermijnen of een afdekkende klei-bekleding aantasten of doorgraven. Dit laatste kan tot gevolg hebben dat de freatische lijn in het grondlichaam hoger komt te liggen, met nadelige gevolgen voor macrostabiliteit. Ook is het niet ondenkbaar dat zand uit de kern wegspoelt.

Indien er aanwijzingen zijn dat als gevolg van biologische aantasting de doorlatendheid van de bekleding is aangetast, dient dit bij het schematiseren van de waterspanningen in het dijklichaam uit te worden gegaan van normaal beheer.

3.4.5 *Klimatologische aantasting*

Door langdurige droogte kan een te dunne kleilaag op een talud zodanig uitdrogen dat een grasmat hier ernstige schade van ondervindt. Bij uitdroging van klei ontstaan krimpscheuren. Dit heeft met name invloed op de doorlatendheid van het talud en moet in rekening gebracht worden bij het schematiseren van de waterspanning in het dijklichaam. De doorlatendheid van de afdekkende kleilaag zal in de praktijk hoog zijn (in de orde van de doorlatendheid van zand) als gevolg van de hierboven genoemde processen. Vooral in het geval van zanddijken met een kleiafdekking zal dit grote invloed hebben op de ligging van de freatische lijn.

4. Inventarisatie gegevens

4.1 Inleiding

Voor analyse van de macrostabiliiteit zijn de volgende gegevens noodzakelijk:

- Geometrie, dat wil zeggen het ingemeten dwarsprofiel van de waterkering en aanliggend maaiveld.
- Laagopbouw van de ondergrond en het dijklichaam.
- Volumieke gewichten van de grondlagen.
- Sterkte-eigenschappen voor elke laag.
- Ligging van de freatische lijn.
- Waterspanningsverloop in de ondergrond.

De eerste stap is het inventariseren van alle beschikbare gegevens. Het kan daarbij gaan om onder andere:

- Gegevens uit de vorige beoordeling(en).
- Historische vakindeling.
- VNK2 resultaten.
- Informatie uit recente dijkverbeteringen.
- De globale stochastische ondergrondschematisatie (SOS).
- Beschikbaar veld- en laboratoriumonderzoek.
- Leggerinformatie.
- Ervaringen van de beheerder (veldwaarnemingen).

Deze inventarisatie dient om inzicht te krijgen in de situatie, focus te geven aan het eventuele grondonderzoek en de werkwijze bij het doorlopen van de toetsprocedure, te komen tot een vakindeling en te komen tot een plan om van grof naar fijn te werken. Hierbij kunnen de volgende aspecten beschouwd worden:

- Hoeveelheid en kwaliteit van de beschikbare gegevens. Een mogelijke conclusie kan zijn dat er over een of meerdere belangrijke parameters onvoldoende informatie beschikbaar is.
- Zwaartepunten voor het onderzoek. Uit de inventarisatie kan blijken aan welk onderdeel in de schematisering meer of minder aandacht besteed dient te worden.

Waarnemingen kunnen waardevolle aanvullende informatie geven. Het verdient de voorkeur waarnemingen al in beschouwing te nemen voordat met eventueel grondonderzoek wordt begonnen. Het gaat hierbij zowel om waarnemingen tijdens (periodieke) inspecties als om waarnemingen tijdens hoogwater.

Tijdens hoogwater dient met name gelet te worden op water dat binnendijks uittreedt en op vervorming van de waterkering. Als geen verklaring voor deze waarnemingen kan worden gevonden, dan is het gewenst om lokaal nader onderzoek naar de oorzaak uit te (laten) voeren.

4.2 Geometrie

4.2.1 *Uitwendige geometrie*

De geometrie van een dijklichaam wordt vereenvoudigd tot een aantal 2D-doorsneden of dwarsprofielen. Het uitgangspunt voor de beoordeling is de verwachte toestand van het profiel van de waterkering op de peildatum.

Het dwarsprofiel van een dijklichaam is op verschillende manieren te bepalen. Dit kan bijvoorbeeld door het inmeten door een landmeter of door het inmeten met behulp van

laseraltimetrie. Ook kan gebruik worden gemaakt van het Actueel Hoogtebestand Nederland (AHN).

Van belang is dat het dwarsprofiel ver genoeg doorloopt om de maatgevende glijcirkel geheel in te kunnen sluiten (zie ook paragraaf 2.3.2, punt zonering). Voor de macrostabieliteit van het binnentalud moet het dwarsprofiel voldoende ver achter de binnentee van de dijk doorlopen, zodat het dwarsprofiel ook voldoende lang is als sprake is van opdrijven, wat vaak tot langere glijvlakken leidt. Voor de macrostabieliteit van het buitentalud dient het dwarsprofiel met name voldoende ver door te lopen waar sprake is van een schaaldijk. Het volledige talud onder de waterlijn dient dan in het dwarsprofiel aanwezig te zijn.

Wanneer het dwarsprofiel is gebaseerd op laseraltimetrie of het AHN is het van belang dat zaken die niet tot de geometrie van de waterkering behoren (begroeiing) uit de geometrie zijn gefilterd.

4.2.2 *Opbouw dijklichaam*

Op basis van beschikbare informatie, zoals bestekstekeningen, revisietekeningen, sonderingen en boringen kan de opbouw van het dijklichaam worden geschematiseerd. Op basis van deze gegevens kan worden vastgesteld hoe de dijk is opgebouwd. Een dijk kan bijvoorbeeld bestaan uit een oude dijk van klei en een recentere aanvulling van zand. Ook kan hieruit informatie worden verkregen over de aanwezigheid van drainage-constructies of andere bijzonderheden. In verband met het toekennen van grondlaag eigenschappen en het schematiseren van de waterspanningen zijn deze gegevens van belang.

4.2.3 *Ondergrondmodel*

In een ondergrondmodel wordt het vóórkomen van verschillende grondlagen of afzettingen schematisch weergegeven. Van de verschillende grondlagen die zich van elkaar onderscheiden door specifieke eigenschappen wordt het niveau aangegeven (meestal ten opzichte van NAP) waarop de grondlagen voorkomen. Wanneer alleen geologische afzettingen of formaties zijn weergegeven is sprake van een geologisch model. Wanneer onderscheid is gemaakt naar geotechnische kenmerken van de ondergrond kan worden gesproken van een geotechnisch ondergrondmodel.

Het uitgangspunt is de globale Stochastische Ondergrondschematisatie zoals ontwikkeld in WBI [7]. Deze is voor alle primaire waterkeringen in Nederland opgesteld. In een stochastische ondergrondschematisatie worden de verschillende mogelijkheden (scenario's) beschreven voor de opbouw van de ondergrond die zich op een locatie kunnen voordoen. Van belang is te bedenken dat de laagopbouw onder de dijk weliswaar hetzelfde verondersteld mag worden als in de omgeving maar zal afwijken in laagdiktes en materiaaleigenschappen.

Op basis van de reeds beschikbare informatie wordt een grondonderzoeksplan opgesteld en uitgevoerd. Door middel van het grondonderzoek (sonderingen, boringen, maar ook geofysisch onderzoek (geo-elektrisch onderzoek voor de diepere lagen of elektro-magnetisch voor de ondiepere lagen), of door een combinatie), wordt deze schematisatie verder gedetailleerd in diepteligging en uitgestrektheid van de lagen. Sommige scenario's kunnen op basis van het lokale grondonderzoek worden uitgesloten, andere kunnen worden verfijnd met sub-scenario's. De werkwijze om het generieke SOS te verfijnen voor de lokale omstandigheden is uitgewerkt in de handleiding SOS [7].

Van de onderscheiden lagen dienen de laaigeigenschappen te worden vastgesteld. De paragrafen 4.3 en 4.4 en bijlage B.4 gaan hier uitgebreid op in. Uit efficiency-overwegingen is het van belang dit boorprogramma direct in de planning mee te nemen.

4.3 *Iteratieve opzet van het grondonderzoek*

Er bestaan geen eenduidige recepten voor het opzetten van grondonderzoek en de benodigde dichtheid van grondonderzoekpunten. Nader grondonderzoek volgt uit onderkende onzekerheden over ondergrondopbouw of waterspanningen tijdens het schematiseren. Daarmee wordt ook duidelijk dat het opzetten van grondonderzoek en schematiseren een iteratief proces is. Uit een eerste grondonderzoek volgen indicatieve schematiseringen en

tevens de onzekerheden in die schematiseringen. Het reduceren van die onzekerheden kan via gericht extra grondonderzoek. Of dit zinvol is, hangt mede af van het (verwachte) effect van deze onzekerheden in de faalmechanisme-analyses.

Aanwijzingen hoe te komen tot een geschikte schematisatie zijn opgenomen in de Handleiding SOS [7] en het *TR Grondmechanisch Schematiseren* [12]. Daarnaast is er nog een instructie SOS; praktisch toepassen SOS binnen het WBI2017 [27]. Doel van de instructie is de waterschappen een praktisch kader te bieden voor het gebruik van het SOS binnen het WBI2017. Dit is aanvulling op de handleiding SOS. De grondonderzoeksmethoden worden beschreven in het *TR Waterkerende Grondconstructies* [14]. De uitvoering en interpretatie van diverse relevante methoden is beschreven in bijlagen D en E. Methoden om waterspanningen en stijghoogten te meten en de metingen te analyseren worden beschreven in het *Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken* [15]. Benodigde testen voor het bepalen van schuifsterkteparameters worden behandeld in hoofdstuk 7.

Voor het schematiseren van de ondergrondopbouw kan in eerste instantie worden uitgegaan van het globale SOS-model. Dit geeft een eerste indruk. Wanneer de resultaten daartoe aanleiding geven, kan het globale SOS-model worden verfijnd tot een lokaal SOS-model. Hiervoor is lokaal grondmechanisch onderzoek nodig. Wanneer uit vorige toetsronden gegevens beschikbaar zijn kan ook direct een lokaal SOS-model worden opgesteld. Daarbij dient wel kritisch gekeken te worden of de situatie nog wezenlijk dezelfde is als ten tijde van het inwinnen van de gegevens. Als inmiddels een dijkversterking heeft plaatsgevonden, is dat bijvoorbeeld niet het geval. Op basis van dit lokale onderzoek kan worden nagegaan of een bepaald ongunstig ondergrondscenario uit het globale SOS-model daadwerkelijk in een dijkvak wordt aangetroffen of dat dit ongunstige scenario alleen in een deel van een dijkvak wordt aangetroffen of dat de kans op het aantreffen van een bepaald scenario groter of kleiner is dan het globale SOS-model aangeeft.

Met welk detail het nodig is de opbouw te weten tijdens de beoordeling, hangt samen met enerzijds de omvang van het deel van de ondergrond dat bij een faalmechanisme is betrokken en anderzijds van de afmetingen die behoren bij de eenheden. Daarnaast zijn er praktische grenzen aan de hoeveelheid grondonderzoek. Het toetsspoor macrostabieliteit betreft het wegschuiven van een deel van de waterkering. De lengte van de afschuivende grondmoot blijkt bij praktijkgevallen in de orde van 50 tot 100 m te liggen. Wat dit betekent voor de te hanteren sondeerafstand is in detail uitgewerkt in de Handleiding SOS [7], par. 5.2.

Voor het schematiseren van waterspanningen en stijghoogten kan in eerste instantie worden uitgegaan van een conservatieve schematisatie conform het *TR Waterspanningen bij Dijken* [15] en de implementatie hiervan in de Waternet Creator. Wanneer een eerste conservatieve schematisatie moet worden geoptimaliseerd, kan hiervoor ook lokaal onderzoek worden uitgevoerd. Dit onderzoek kan bestaan uit het meten van de waterspanningen en stijghoogten met waterspanningsmeters en peilbuizen.

Voor wat de schuifsterkteparameters betreft kan een eerste beoordeling worden uitgevoerd op basis van de default-waarden die worden genoemd in hoofdstuk 7 van dit document. Wanneer de beoordeling leidt tot afkeuren, kan aanvullend veld- en laboratoriumonderzoek worden ingezet om de grondmechanische parameters te optimaliseren. Deze stapsgewijze aanpak wordt nader uitgewerkt in paragraaf 4.4.

4.4

Sterkteparameters - van grof naar fijn werken

Bij het bepalen van de schuifsterkte parameters voor de *gedetailleerde toets* van macrostabieliteit is het zinvol om van grof naar fijn te werken. In de eerste plaats moet worden vastgesteld per grondlaag of gedraineerde danwel ongedraineerde schuifsterkte parameters moeten worden toegepast. In paragraaf B.4.5 zijn aanwijzingen gegeven om deze keuze te kunnen maken. In Bijlage C is aangegeven welke SOS eenheden worden geanalyseerd op basis van gedraineerde schuifsterkte parameters en welke SOS eenheden worden geanalyseerd op basis van ongedraineerde schuifsterkte parameters. Hoe de benodigde parameters worden bepaald, is aangegeven in hoofdstuk 7.

De parameters die betrekking hebben op de ongedraineerde schuifsterkte zijn de ongedraineerde schuifsterkte ratio S , sterktoename-exponent m , en de grensspanning σ'_{vy} (die met de pre-overburden pressure POP en de overconsolidatieratio OCR samenhangt, zie paragraaf 7.8). De volgende stappen kunnen worden doorlopen om deze parameters te bepalen:

1. Toepassen van standaardwaarden voor S , m en POP (de laatste om σ'_{vy} te bepalen).
2. Verfijnen door de pre-overburden pressure POP of grensspanning σ'_{vy} te bepalen uit beschikbare sonderingen met conservatieve correlaties.
3. Verfijnen met veld- en laboratoriumonderzoek en specifieke correlaties.

Stap 1

Voor de eerste stap van de *gedetailleerde toets* is voor het bepalen van schuifsterkteparameters nog geen gegevensinwinning nodig. Voor de ongedraineerde-schuifsterkteratio S en de sterktoename-exponent m zijn standaardwaarden beschikbaar (zie paragraaf 7.6 en 7.7). Dit zijn realistische (niet-conservatieve) schattingen die zijn gerelateerd aan geologische afzetting, grondsoortbeschrijving en volumegewicht. In tegenstelling daarmee wordt voor het bepalen van de grensspanning σ'_{vy} voor de eerste stap van de *gedetailleerde toets* wel een voorzichtige (conservatieve) standaardwaarde van de pre-overburden pressure (POP) gebruikt (zie paragraaf 7.8). De grensspanning is een parameter met veel variatie. Zonder lokaal onderzoek kan daarom alleen een voorzichtige schatting worden gegeven.

Indien na het uitvoeren van stap 1 optimalisatie van de uitgangspunten nodig is, is het raadzaam om met gevoeligheidsberekeningen te onderzoeken welke optimalisatie het meest effectief is en ook haalbaar is.

Stap 2

De voor de hand liggende activiteit in de tweede stap van de *gedetailleerde toets* is het lokaal bepalen van de pre-overburden pressure (POP) of grensspanning. De standaardwaarden voor de grensspanning in de eerste stap zullen vrijwel altijd naar boven bijgesteld kunnen worden na het uitvoeren van vervolgonderzoek. Hiervoor kunnen sonderingen worden gebruikt. Er dienen twee raaien van sonderingen in lengterichting van de dijk beschikbaar te zijn, één raai in de kruin en één binnendijs (of buitendijs in geval van buitenwaartse macrostabiliteit). Omdat het over veel data per sondering en in het algemeen ook om veel sonderingen gaat, is het aan te bevelen de sondeerresultaten digitaal beschikbaar te hebben. Met een voorzichtige correlatie kan de grensspanning uit de sonderingen worden afgeleid (zie paragraaf 7.8 en bijlage E). De stabiliteitsberekeningen van de eerste stap van de *gedetailleerde toets* worden dan herberekend met de nieuwe waarden voor de grensspanning.

De sonderingen zijn bedoeld om op een groot aantal locaties in een dijkvak, SOS-segment of dijktraject de schuifsterkte van de grond te meten. Met de correlaties kan voor iedere sondering op een willekeurige plaats de lokale ongedraineerde schuifsterkte worden vastgesteld. Op basis hiervan wordt de lokale waarde van de grensspanning of POP bepaald. Deze lokaal bepaalde POP of grensspanning wordt met een statistische bewerking omgerekend naar een karakteristieke ondergrenswaarde van POP op het niveau van een dijkvak, SOS-segment of dijktraject. Deze POP wordt samen met de generiek bepaalde parameters S en m in de stabiliteitsberekeningen toegepast.

Een lokale waarde van de grensspanning of POP kan alleen worden toegepast als er op de schaal van een potentieel schuifvlak voldoende steekproeven (sonderingen of laboratoriumproeven) zijn.

De pre-overburden pressure (POP) of grensspanning kan ook worden bepaald met behulp van samendrukkingsproeven (oedometer proef of constant rate of strain proef). Hiervoor zijn boringen met ongeroerde monsternamen nodig.

Stap 3

In stap 3 kunnen de voorzichtige correlaties uit stap 2 worden aangescherpt door het uitvoeren van veld- en laboratoriumonderzoek, bestaande uit boringen, nauwkeurige sonderingen met meting van de waterspanning, triaxiaalproeven op klei, direct simple shear proeven op veen en samendrukkingsproeven. Met scherpere correlaties kunnen de waarden van de pre-overburden pressure (POP) of grensspanning nogmaals omhoog worden bijgesteld. Meer hier over in bijlage E.

In deze derde stap is uitgebreid veld- en laboratoriumonderzoek nodig. Op basis van alle data worden de schuifsterkteratio S en sterktoename-exponent m bepaald. Daarnaast worden op basis van de onderzoeksresultaten correlaties opgesteld tussen de laboratoriumresultaten en de sondeerweerstand. Met deze parameters en aangescherpte correlaties kan de beoordeling van macrostabieliteit worden uitgevoerd. Uiteraard kan er ook voor worden gekozen om eerst alleen de parameters S en m te optimaliseren op basis van de laboratoriumresultaten en in een vervolgstap de correlatie met de sondeerweerstand pas te optimaliseren.

De sonderingen kunnen eventueel ook alleen worden gebruikt om de ruimtelijke variabiliteit van de schuifsterkte in kaart te brengen en te onderzoeken of er trends in de variabiliteit van de schuifsterkte aanwezig zijn (zie bijlage Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.). Vervolgens kunnen op basis van deze analyse de locaties voor de boringen worden gepland. Door de locaties van de boringen te kiezen op basis van het sondeeronderzoek, kan ervoor worden gezorgd dat de laboratoriumproeven zowel sterkere als zwakkere locaties vertegenwoordigen. De schuifsterkte parameters worden alleen bepaald op basis van de laboratoriumproeven op ongeroerde monsters uit de boringen. Door deze aanpak heeft de onzekerheid van de correlatie tussen de sondeerweerstand en de ongedraineerde schuifsterkte (zie bijlage E.4) geen invloed op de karakteristieke waarden van de schuifsterkte parameters. In situaties waar er aanwijzingen zijn dat er lokaal zwakkere zones zijn met afmetingen in de orde van grootte van een potentieel afschuifvlak kan deze aanpak niet worden gevolgd (zie 7.15E.5).

Ook in deze stap geldt dat de pre-overburden pressure (POP) of grensspanning ook kan worden bepaald met samendrukkingsproeven (oedometer proef of constant rate of strain proef).

Voor het uitvoeren van deze stap 3 is het efficiënt om als waterkeringbeheerders samen te werken. Tot nu toe is het gebruikelijk dat waterkeringbeheerders zelfstandig alle benodigde grondmechanische gegevens verzamelen. Door samen te werken kan de omvang van het grondmechanisch onderzoek worden beperkt. Nederland kan grofweg worden ingedeeld in een beperkt aantal geologische deelgebieden. Binnen deze geologische deelgebieden kunnen gegevens van de ondergrond van verschillende beheerders worden uitgewisseld, omdat de SOS-eenheden en grondsoorten die in de beheersgebieden/dijkkringen voorkomen grotendeels overeenkomen. Om samen te werken is het wel van belang dat de data op een uniforme wijze verzameld en opgeslagen wordt. Wanneer de grondmechanische gegevens onderling vergelijkbaar zijn, bevordert dit ook de vergelijkbaarheid van de beoordelingsresultaten.

5. Schematisering

5.1 Algemeen

Dit hoofdstuk geeft aanwijzingen en aandachtspunten voor het opstellen van de schematisering van een dijk. Een belangrijk kenmerk van dit proces is dat eerst een beeld van de globale ondergrondopbouw en geohydrologie in de omgeving van de dijk moet worden verkregen, van waaruit naar de gewenste schematisering van dijk en directe ondergrond wordt toegewerkt.

Vaak wordt schematiseren opgevat als het interpreteren van grondonderzoek in de dijk zelf en de directe omgeving ervan. Zonder goed beeld van hoe de (wat wijdere) omgeving in elkaar zit (qua grondopbouw en vooral ook qua geohydrologie) brengt zo'n enge schematiseringaanpak risico's met zich mee, omdat voor de te onderzoeken faalmechanismen relevante verschijnselen over het hoofd kunnen worden gezien. De stochastische ondergrondschematisatie SOS is opgezet om deze tekortkomingen te ondervangen.

De globale werkwijze bij het schematiseren betreft vier te doorlopen stappen om voor macrostabieliteit te komen tot schematisaties van de dijk in een beschouwde dijkstrekking. Deze stappen zijn:

- Karakterisering van de ondergrondopbouw in de omgeving van de dijk.
- Geohydrologische karakterisering.
- Geotechnische schematisering.
- Keuze representatief dwarsprofiel.

Het startpunt voor de schematisering van de ondergrond is de Stochastische Ondergrondschematisatie zoals ontwikkeld in WBI [7]. Op basis van beschikbare informatie uit grondonderzoek (sonderingen, boringen, geofysisch onderzoek) of anderszins wordt deze schematisatie verder gedetailleerd in diepteligging en uitgestrektheid van de lagen, en met behulp van de resultaten van laboratoriumonderzoek ingevuld met parameterwaarden. De onzekerheid die altijd in de ondergrond aanwezig is, wordt in rekening gebracht door middel van scenario's en (bij parameterwaarden) door middel van verdelingen met een gemiddelde en een standaardafwijking.

Het feitelijk schematiseren van de ondergrond gebeurt in D-Soil Model. De output van D-Soil Model is input voor Riskeer. Als de berekening met Riskeer niet tot een acceptabele faalkans leidt, kan een eerste stap zijn terug te gaan naar D-Soil Model en de schematisatie te optimaliseren op basis van aanvullende gegevens. De nieuwe schematisatie is dan nieuwe input voor Riskeer.

5.2 Uitwendige geometrie

Voor elk dijkvak dient een "representatief" dwarsprofiel te worden gekozen, waarvoor de overstromingskans wordt berekend. Het gekozen dwarsprofiel moet representatief zijn voor het hele dijkvak. Zolang de geometrie van de dijk bij benadering constant is langs het beschouwde dijkgedeelte, kan het dijkgedeelte geschematiseerd worden tot één dijkvak en kan dus worden volstaan met één dwarsprofiel. Indien de geometrie significant varieert en bovendien een relevante bijdrage levert aan de faalkans van het toetsspoor, heeft men de volgende keuze:

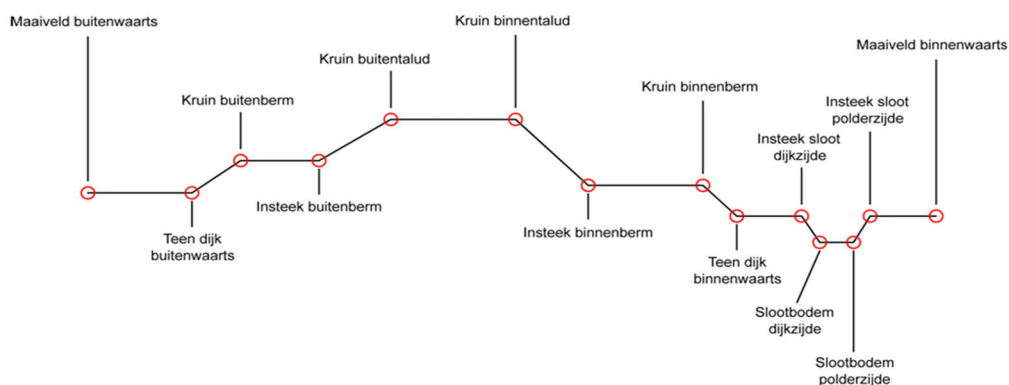
- het dijkvak opsplitsen in meerdere vakken;
- het dijkvak desondanks als één vak beschouwen, maar de ongunstigste doorsnede aanhouden.

Indien gekozen wordt voor de laatste optie en vervolgens het dijkvak wordt afgekeurd in de toets, loont het wellicht de moeite alsnog te kiezen voor kleinere, meer homogene, dijkvakken.

De volledige geometrie wordt in D-Soil Model geïmporteerd. Op basis hiervan wordt in Riskeer een dwarsprofiel samengesteld en de macrostabiliteitsanalyse uitgevoerd. Hierbij wordt voor de geometrie geen onzekerheid in rekening gebracht.

Voor de analyse worden karakteristieke punten (de rode rondjes in Figuur 5.1) toegekend aan het dwarsprofiel. Deze moeten door de gebruiker aangewezen worden (bijvoorbeeld als shapefile) in D-Soil Model. De karakteristieke punten zijn van belang voor de plaatsing van het zoekgebied voor de glijvlakken en de definitie van de waterspanningen door de Waternet Creator. Niet alle punten komen voor in elk dwarsprofiel. Wanneer er bijvoorbeeld geen sloot is, zijn er uiteraard ook geen karakteristieke punten voor de sloot.

In de feitelijke berekening van de macrostabiliteit in Riskeer wordt deze schematisatie in karakteristieke punten niet toegepast; daarin wordt het volledig ingemeten dwarsprofiel gebruikt.



Figuur 5.1 Dwarsdoorsnede geometrie

Het selecteren van dwarsprofielen met een vaste tussenafstand kan er toe leiden dat de geselecteerde dwarsprofielen niet representatief zijn.

5.3 Constructies en objecten in de dijk

De *gedetailleerde toets* voor het toetsspoor macrostabiliteit is niet bedoeld voor de beoordeling van dijken waarin langsconstructies (stabiliteitsschermen, filterconstructies) of andere versterkingselementen (ankers, nagels, geotextielen) zijn opgenomen. Afhankelijk van het type elementen in de dijk zal het toetsspoor *sterke en stabiliteit kunstwerk*, *langsconstructie* of *Technische innovatie* tot een oordeel moeten leiden.

Door de POV Macrostabiliteit zijn publicaties opgesteld over drainagetechnieken [28] en grondverbeteringen [29], die in samenhang met deze schematiseringshandleiding in een toets op maat kunnen worden toegepast bij het uitvoeren van de beoordeling.

Ten aanzien van het beoordelen van niet waterkerende objecten in dijken wordt verwezen naar hoofdstuk 25 van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid*. Verder kan informatie worden gevonden in de *KPR Factsheet post "overig" in de faalkansbegroting en indirecte mechanismen* [21], het rapport *WBI Veiligheidsraamwerk Kabels en Leidingen* [22] en in documenten van de POV Kabels en Leidingen.

5.4 Stochastische Ondergrondschematisatie (SOS)

Voor alle primaire waterkeringen in Nederland is, afgezien van de duinen, de globale Stochastische Ondergrondschematisatie (SOS) opgesteld. Bij het opstellen van SOS zijn, op basis van bekende informatie over de ondergrond, de primaire keringen opgedeeld in segmenten. In een SOS segment komen één of meerdere SOS ondergrondscenario's voor met een bepaalde kans van aantreffen. De SOS scenario's leggen de opbouw van de ondergrond vast met een opeenvolging van SOS eenheden en de diepteligging van die eenheden. De diepteligging wordt gegeven met een representatieve (modale) diepte en indicaties van de minimale en maximale diepteligging van de eenheden. Het aantal scenario's per segment is

wisselend en hangt af van de lengte van het segment en complexiteit van de opbouw. In veel gevallen zijn er 4 - 8 scenario's toegekend, maar in sommige gevallen zijn er tot 16 scenario's van toepassing. Figuur 5.2 geeft een voorbeeld van de SOS informatie die beschikbaar is voor een bepaald segment.

Deze informatie is binnen het programma D-Soil Model beschikbaar. Door Hijma en Kruse [5] wordt in detail beschreven hoe de SOS is opgezet en waaruit de SOS bestaat.

De SOS geeft geen informatie over de opbouw van het dijklichaam. De opbouw van het dijklichaam moet worden geschematiseerd op basis van lokale gegevens.



Figuur 5.2 Overzicht van de informatie die de SOS verschaft. In dit voorbeeld zijn zeven scenario's onderscheiden met een kans van aantreffen. Het bovenste tableau geeft per scenario van elk van de onderscheiden grondlagen de modale, minimum en maximum diepteligging weer. Het tableau linksonder is een weergave 'op schaal' van de grondlagen in de zeven scenario's, het tableau rechtsonder geeft een situatieschets met beschikbare grondonderzoekspunten

De werkwijze met scenario's is opgezet omdat in vrijwel alle gevallen de hoeveelheid puntwaarnemingen, zoals sonderingen en boringen, niet voldoende is om met voldoende zekerheid de ondergrond te kunnen schematiseren voor de beoordeling op een faalmechanisme. De opbouw van de ondergrond kan namelijk heel variabel zijn over korte afstanden. Met een stochastisch ondergrondmodel wordt deze onzekerheid in rekening gebracht en worden alle mogelijke relevante scenario's bepaald. Het stochastisch

ondergrondmodel is opgesteld op basis van feitelijke gegevens, zoals sonderingen en boringen uit de DINO-database, en op basis van geologische kennis over de ontstaansgeschiedenis van een gebied.

Op basis van het globale SOS-model moet aan de hand van lokaal grondonderzoek, zoals boringen en sonderingen, een lokale ondergrondschematisatie worden opgesteld, in principe nog steeds een stochastisch model tenzij er zo gedetailleerd grondonderzoek beschikbaar is dat alle scenario's behalve één met zekerheid uit te sluiten zijn. Voor ieder toetsspoor moet de focus daarbij liggen op een ondergrondschematisatie voor het betreffende faalmechanisme.

De werkwijze waarmee de SOS kan worden toegepast voor het opstellen van een lokale ondergrondschematisatie voor het betreffende dijkvak met bijbehorende scenariokansen is uitgewerkt in de Handleiding lokaal schematiseren met SOS [7].

5.5

Scenario's

Bij het beoordelen van de veiligheid van een waterkering wordt rekening gehouden met onzekerheden. Voor diverse continu variërende parameters wordt de onzekerheid in rekening gebracht door uit te gaan van karakteristieke waarden bij de semi-probabilistische *gedetailleerde toets* of door de spreiding in rekening te brengen in een probabilistische beoordeling. Voor andere onderdelen van de schematisatie waarbij sprake is van wezenlijk verschillende situaties wordt de onzekerheid in rekening gebracht met scenario's. In het WBI worden scenario's in de eerste plaats toegepast om onzekerheden in de opbouw van de ondergrond en het dijklichaam in rekening te brengen. Ook bij de beoordeling van indirecte faalmechanismen en niet waterkerende objecten kan gebruik worden gemaakt van scenario's. Hiervoor wordt verwezen naar hoofdstuk 25 van *WBI 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid*.

Het rekenen met scenario's houdt het volgende in:

- De SOS genereert voor een gegeven dijkvak scenario's voor de ondergrond met kansen van aantreffen op basis van globale (geologische) informatie.
- Op basis van lokale informatie wordt het globale model specifiek gemaakt (beredeneerd uitsluiten van een scenario omdat dit nergens wordt aangetroffen, uitsluiten van scenario's die voor macrostabieliteit niet van belang zijn, detailleren van diepteligging van een SOS-eenheid, ...). Zie voor de werkwijze [7].
- Verschillende scenario's voor de opbouw van de ondergrond impliceren ook een verschillende schematisering van de waterspanning voor deze ondergrondscenario's (zie paragraaf 5.6).
- De SOS-scenario's worden opgesteld in D-Soil Model en als zodanig ingevoerd in Riskeer.
- Voor alle combinaties van dijkprofiel en scenario's wordt de stabiliteitsfactor en de faalkans berekend (zie paragraaf 2.2.2). De som van de berekende faalkansen moet kleiner zijn dan de faalkanseis.

Bij het opstellen van de scenario's moet ook de kans van aantreffen van elk scenario worden vastgesteld. Soms kan de kans van aantreffen worden bepaald op basis van onderzoek. Soms zal de kans van aantreffen moeten worden gebaseerd op een inschatting. Een inschatting zal veelal subjectief zijn. Toch is het van belang dat denkbare scenario's worden meegenomen in een analyse van de macrostabieliteit van een waterkering. De som van de kansen voor de scenario's moet altijd 1,0 zijn.

In Tabel 6.1 is een voorbeeld gegeven van een berekening van de faalkans voor een dijkprofiel met scenario's.

Tabel 6.1 Voorbeeld van een berekening met scenario's met resultaten en faalkansen per scenario. γ_d is de modelfactor 1,07.

Scenario	Stabiliteits-factor berekend $F_{d,i}$ (-)	Stabiliteits-factor correctie $F_{d,i} / \gamma_d$ (-)	Betrouwbaarheids-index bij scenario β_i (-)	Faalkans bij scenario $P_{f,i}$ (1/jaar)	Kans van voorkomen scenario $P(S_i)$ (-)	Faalkans gegeven scenario $P_{f S_i}$ (1/jaar)
D1	1,05	0,98	3,81	$6,98 * 10^{-5}$	0,06	$4,19 * 10^{-6}$
D2	1,02	0,95	3,62	$1,46 * 10^{-4}$	0,09	$1,32 * 10^{-5}$
D3	1,12	1,04	4,21	$1,26 * 10^{-5}$	0,15	$1,88 * 10^{-6}$
D4	1,13	1,06	4,33	$7,39 * 10^{-6}$	0,15	$1,11 * 10^{-6}$
D5	1,13	1,06	4,33	$7,39 * 10^{-6}$	0,05	$3,69 * 10^{-7}$
D6	1,12	1,04	4,23	$1,16 * 10^{-5}$	0,15	$1,73 * 10^{-6}$
D7	1,17	1,09	4,56	$2,53 * 10^{-6}$	0,05	$1,26 * 10^{-7}$
D8	1,17	1,10	4,58	$2,38 * 10^{-6}$	0,15	$3,57 * 10^{-7}$
D9	1,17	1,10	4,58	$2,38 * 10^{-6}$	0,15	$3,57 * 10^{-7}$
Faalkans doorsnede $P_{f,dsn}$ (1/jaar)						$2,33 * 10^{-5}$

De berekende gesommeerde faalkans van Tabel 6.1 moet kleiner zijn dan de faalkanseis.

Naast de scenario's uit de SOS kunnen ook aanvullende scenario's ten aanzien van de opbouw van de ondergrond worden opgesteld. Enkele voorbeelden hiervan zijn:

- Een SOS scenario behelst één opbouw van ondergrond die in het hele dwarsprofiel (en langs het dijkvak) verondersteld wordt aanwezig te zijn. SOS beschrijft echter niet de opbouw van de ondergrond onder de dijk, en deze zal in het algemeen (sterk) afwijken van de 'ongestoorde' situatie binnendijks. Een veenlaag kan onder de dijk sterk gecompriëerd zijn dus een andere diepteligging hebben. Binnendijks kan klei en veen in de ondergrond aanwezig zijn, terwijl de dijk zelf op een rand van een rivierbedding ligt en de ondergrond hoofdzakelijk uit zandige afzettingen bestaat. Dit heeft consequenties voor de sterkte-parameters en voor de schematisering van de waterspanningen. De gebruiker kan een dergelijke 'verlopende' laagopbouw in D-Soil Model schematiseren (binnen één scenario) en Riskeer rekent vervolgens voor die schematisatie de stabiliteit uit.
- De opbouw van het dijklichaam kan onzeker zijn. De opbouw van het dijklichaam wordt geschematiseerd op basis van de informatie uit de legger en het beheerregister, uit bestekken van een dijkversterking of uit grondmechanisch onderzoek. Er kan bijvoorbeeld onzekerheid zijn over de aanwezigheid van een oude kleidijk binnen een later aangelegde zanddijk.

Deze eventuele aanvullende scenario's worden als subscenario's van de SOS-scenario's ingevoerd in D-Soil Model. Riskeer zorgt voor de somming van de faalkansbijdragen over alle subscenario's. Het aantal (sub)scenario's is in beginsel niet aan beperking onderhevig. Wel impliceert elk scenario een aparte stabiliteitsberekening.

5.6

Schematisering waterspanningen: de Waternet Creator

De Waternet Creator maakt een veilige schematisatie van de waterspanningen in en onder een dijk conform het *TR Waterspanning bij dijken* [15]. De schematisatie van de waterspanningen is (deels) gekoppeld aan de opbouw van de ondergrond. Waternet Creator onderscheidt (in lijn met TR Waterspanning) vier typen: een zand- of een kleidijk op een cohesieve of een zandondergrond. Nadere informatie over de benodigde invoer en de werking van de Waternet Creator staat in de gebruikershandleiding van BM – Macrostabiliteit.

De schematisatie van de waterspanningen door de Waternet Creator is van toepassing op zowel de semi-probabilistische *gedetailleerde toets* als op de probabilistische *gedetailleerde toets*. De voor de Waternet Creator benodigde invoer omvat:

- Dijktype (4 typen, zie boven).
- Polderpeil.
- Buitenwaterstand (waterstand bij de norm en gemiddelde waterstand).
- Leklengte.
- Indringingslengte.
- Initieel freatisch vlak:
 - o Freatisch vlak op 3 of 4 punten: ter plaatse van buitenkruin, binnenkruin, binnenteen en (bij aanwezigheid van een berm) schouder van de berm.

De uitvoer van de Waternet Creator bestaat uit:

- Ligging van het freatisch vlak.
- Stijghoogte watervoerende zandlaag en eventuele tussenzandlaag.
- Verloop van de stijghoogte als functie van de diepte.

Door de geparameteriseerde werkwijze bij het schematiseren van de waterspanningen worden de waterspanningen op uniforme manier vastgesteld voor hoge en lage buitenwaterstanden in een probabilistische stabiliteitsberekening en voor opeenvolgende dwarsdoorsneden.

Met de Waternet Creator worden de waterspanningen bepaald voor de situatie met de normale gemiddelde buitenwaterstand (of de waterstand die samenhangt met de stijghoogten die zijn gebruikt bij de interpretatie van sonderingen) en voor de situatie met de waterstand bij de norm (of bij een probabilistische berekening bij andere verhoogde buitenwaterstanden). Wanneer waarden van de *pre overburden pressure POP* worden opgegeven behorend bij de normale gemiddelde situatie dan worden door de software de juiste waarden van *POP* berekend voor de effectieve spanningscondities bij de waterstand bij de norm. De software doet dit op basis van het berekende verschil in waterspanningen voor de situatie met de normale gemiddelde buitenwaterstand en voor de situatie met de waterstand bij de norm (of andere gekozen waterstand).

Wanneer metingen of andere gegevens beschikbaar zijn op basis waarvan de stijghoogte in een watervoerende zandlaag onder normale omstandigheden kan worden bepaald, is het nog nodig om een vertaalslag (extrapolatie) te maken naar de situatie met (extreem) hoge buitenwaterstanden. Uit de metingen dienen daarvoor waarden voor de indringingslengte en de leklengtes te worden afgeleid als invoer voor de Waternet Creator. Hierbij is het gebruik van een grondwaterstromingsmodel noodzakelijk.

Voor analyse van de macrostabieliteit van het binnentalud kan het tijdsafhankelijke karakter van de grondwaterstroming in rekening worden gebracht. Hierbij kan als modelinvoer gebruik worden gemaakt van het waterstandsverloop bij maatgevende belasting. Met name langs de kust, bij meren, en in het benedenriviereengebied kan dit van grote invloed op de berekende stabiliteit zijn. Dit kan voor de stijghoogte in de watervoerende zandlaag door de waarde van de leklengte aan te passen aan de tijdsduur van het hoog water. De werkwijze hiervoor is beschreven in het *Technisch Rapport Waterspanning bij dijken* ([15], Bijlage 3 en 4). Voor het freatisch vlak kan het tijdsafhankelijk effect in rekening worden gebracht volgens Bijlage b1.3.3 van [15]. Bijlage b4.3 van [15] kan worden toegepast om het tijdsafhankelijk effect in rekening te brengen bij de indringingslengte.

Bij het beoordelen van een waterkering wordt de situatie met extreme neerslag niet beschouwd hoewel deze van invloed kan zijn op de waterspanningen. De overweging daarvoor is dat de kans op gelijktijdig optreden van hoog water en extreme neerslag klein is. De normale neerslag en verdamping spelen wel een rol in de bepaling van de normale ligging van het freatisch vlak.

Ook bij de schematisering van de waterspanningen kan het relevant zijn om verschillende scenario's te beschouwen. Duidelijk is dat verschillende scenario's voor de ondergrond leiden tot verschillende schematisaties van de waterspanningen. Er kunnen echter ook nog andere scenario's relevant zijn:

- Een scenario behelst één opbouw van de ondergrond die in het hele dwarsprofiel verondersteld wordt aanwezig te zijn. De opbouw van de ondergrond kan echter onder de dijk of buitendijks anders zijn dan binnendijks. Wanneer wordt uitgegaan van een scenario met een slecht doorlatende deklaag binnendijks kan het onzeker zijn of deze deklaag ook in het voorland aanwezig is. Dit heeft betekenis voor de lek lengte in het voorland en daarmee voor het niveau van de stijghoogte in de watervoerende zandlaag binnendijks. Dit leidt tot twee subscenario's met en zonder deklaag in het voorland waarbij de Waternet Creator voor beide gevallen de stijghoogte berekent.
- Ook de onzekerheid over de opbouw van het dijklichaam kan consequenties hebben voor de schematisering van de waterspanningen. Uit de legger, het beheerregister of een bestek van een dijkversterking kan blijken dat er een drainage in de binnenteeën van de waterkering aanwezig is. Dit heeft consequenties voor de hoogte van het freatisch vlak. Als er twijfel is over de werking van de drainage, kunnen twee subscenario's worden gedefinieerd: 'drainage werkt' en 'drainage werkt niet'.
- Er kan onzekerheid zijn over de aanwezigheid van een oude kleidijk binnen een later aangelegde zanddijk. Deze onzekerheid heeft invloed op de keuzes bij de schematisering van het freatisch vlak. Ook hiervoor kunnen subscenario's worden gedefinieerd.
- Er kan onzekerheid zijn over de diepte van een cunet onder een dijk en of er contact is tussen het cunet en een watervoerende zandlaag. Dit heeft ook consequenties voor de schematisering van de waterspanningen.
- Het is ook denkbaar dat tijdens hoog buitenwater met veel kwel een polderpeil niet kan worden gehandhaafd. Dit leidt tot een hoger freatisch vlak binnendijks. Ook hiervoor kan een subscenario met een kans van voorkomen worden opgesteld.

5.7

Toekenning parameters aan eenheden in SOS

Aan alle eenheden van de (lokale) ondergrondschematisatie moeten parameterwaarden worden toegekend. In hoofdstuk 7 komen de verschillende parameters aan de orde, met vermelding of het stochasten zijn en hoe men aan de gegevens komt.

Het gaat per grondlaag of SOS eenheid om:

- Volumiek gewicht γ .
- Hoek van inwendige wrijving ϕ' voor zandlagen (of andere goed doorlatende lagen).
- Ongedraineerde schuifsterkte ratio S .
- Sterktetoename-exponent m .

Daarnaast is er een niet aan de SOS eenheden gekoppelde parameter:

- Pre overburden pressure (POP) of Grensspanning σ'_{vy} .

Het toekennen van de parameters gebeurt in D-Soil Model. De gehele set parameters wordt vanuit D-Soil Model geïmporteerd in Riskeer. De input voor D-Soil Model bestaat uit een verwachtingswaarde, een standaardafwijking en het type verdeling (normaal, lognormaal). In semi-probabilistische analyses worden rekenwaarden van de schuifsterkte-eigenschappen voor de geotechnische parameters van de grondlagen toegepast. De rekenwaarden zijn de karakteristieke waarden gedeeld door een materiaalfactor; de karakteristieke waarden worden door Riskeer berekend, de materiaalfactoren zijn in Riskeer vastgelegd (zie Tabel 2.3). In probabilistische analyses worden stochasten met verdelingsfuncties toegepast.

Voor het volumiek gewicht worden bij voorkeur lokale gegevens toegepast. Het volumiek gewicht is zowel van belang voor het aandrijvend gewicht (belasting) als voor de effectieve spanning en daarmee ook voor de schuifsterkte. De variatie van het volumiek gewicht binnen een grondlaag of SOS-eenheid kan aanzienlijk zijn. Het gebruik van regionale proefverzamelings-data voor het volumiek gewicht wordt daarom ontraden, zie paragraaf 7.2.

De hoek van inwendige wrijving, ongedraineerde schuifsterkte ratio S en sterkte toename exponent m kunnen worden gekoppeld aan grondsoorten of SOS-eenheden. Deze parameters zijn grootheden die behoren bij intrinsieke eigenschappen van de grond en die dus de aard van het materiaal weerspiegelen en onafhankelijk zijn van het spanningsniveau of de toestand van de grond. De waarden van deze parameters zijn dan ook gelijk voor een heel dijktraject of een heel beheersgebied en mogelijk ook beheersgebied-overstijgend.

De pre overburden pressure (POP) of grensspanning geeft uitdrukking aan de toestand waarin de grond zich bevindt (normaal geconsolideerd of overgeconsolideerd ofwel met een lage of hoge pakkingsdichtheid van de gronddeeltjes). De toestand waarin de grond zich bevindt, wordt bepaald door het afzettingsmilieu waarin een grondlaag is gevormd en door de belastinggeschiedenis van de grond. De grensspanning binnen een grondlaag kan sterk variëren.

Om een lokale waarde van de grensspanning in de stabiliteitsberekeningen te kunnen toepassen, dienen op de schaal van een potentieel schuifvlak voldoende steekproeven (sonderingen of laboratoriumproeven) beschikbaar te zijn. In de praktijk zijn sonderingen op een onderlinge afstand van orde 100 of 200 m beschikbaar. Voor laboratoriumproeven is dit meestal nog minder. Als gevolg van de grote variabiliteit van de grensspanning is een dergelijke sondeerafstand niet voldoende om een lokaal bepaalde grensspanning in de stabiliteitsberekeningen toe te kunnen passen. Daarom wordt een karakteristieke ondergrenswaarde van POP bepaald op basis van een serie sonderingen. Deze karakteristieke waarde van POP kan worden toegepast in een dijkvak, SOS-segment of dijktraject. In paragraaf 7.8 en Bijlage E wordt hier verder op ingegaan.

6. Vakindeling

6.1 Bepaling vakgrenzen

De beheerder deelt de onder zijn beheer vallende dijktrajecten in dijkvakken op. De plaats van deze activiteiten in het geheel van de schematisering is weergegeven in Figuur 6.1. In hoofdstuk 5 zijn de geometrie en de ondergrond in kaart gebracht, daarna en op basis daarvan wordt de vakindeling opgesteld. Overwegingen voor die onderverdeling zijn met name fysieke omgevingsfactoren. Ook historische vakgrenzen kunnen een overweging zijn. Vakgrenzen worden gelegd:

- Waar de waterkering van type verandert; types waterkering zijn dijk, dam, duin, kunstwerk of aansluiting tussen twee types waterkering; ook de overgang naar hoge gronden is logischerwijze een vakgrens.
- Bij duidelijke verschillen in hydraulische belasting. Dit kan het geval zijn bij een rivier met een sterk verhang zoals op de Maas in Limburg of de bovenloop van de IJssel of bij verschillende oriëntatie van de dijk met daardoor verschillende golfbelasting en golfoverslag (relatie met waterspanningen in de dijk).
- Bij duidelijke veranderingen in geometrie.
- Bij duidelijke veranderingen in ondergrond (SOS segment) en/of sterkte-eigenschappen.

De keus voor de dijkvakindeling moet zodanig zijn dat één situatie kenmerkend is voor dat dijkvak. Voor die kenmerkende situatie wordt de macrostabiliteit geanalyseerd. Het dijkvak wordt 'homogeen' verondersteld. Voor verschillende faalmechanismen zijn andere kenmerken van toepassing en kunnen dus verschillende dijkvakindelingen gewenst zijn. Voor macrostabiliteit zijn immers andere aspecten kenmerkend dan voor – bijvoorbeeld – een harde bekleding.

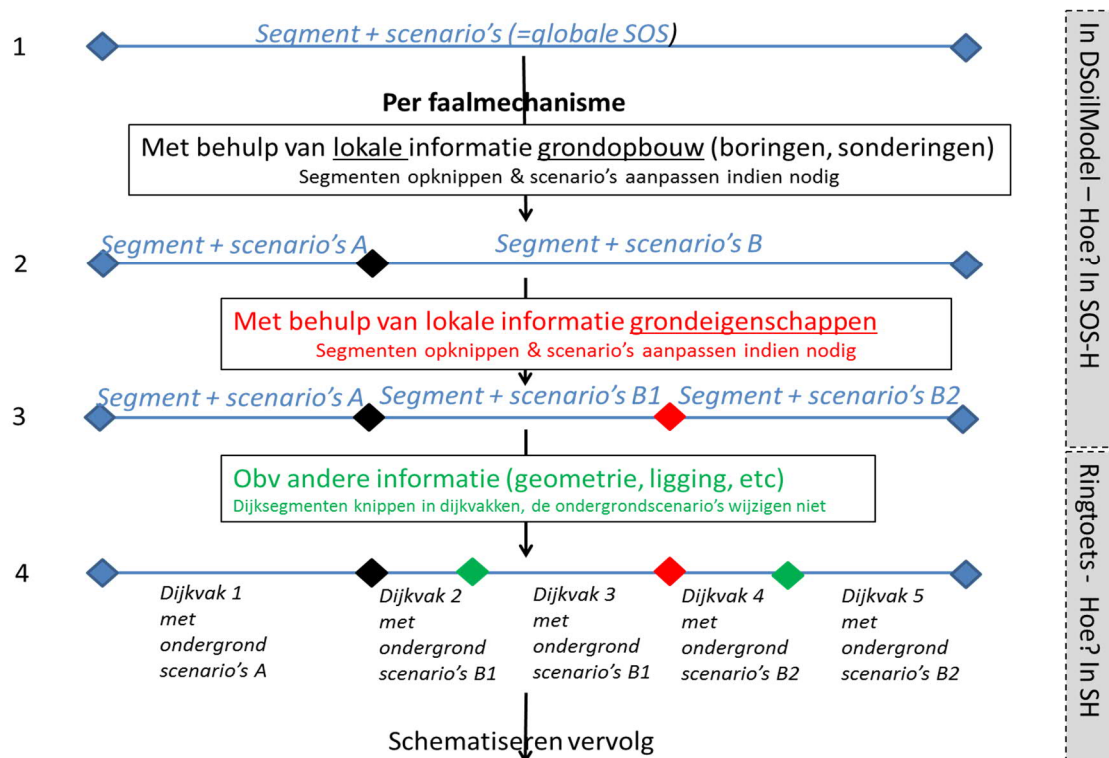
Homogeniteit betekent dat de belasting, de geometrie, het voorkomen van verschillende grondlagen (ondergrondscenario's), et cetera min of meer gelijk zijn over de strekking. Aspecten die een rol spelen bij de keuze van vakgrenzen zijn:

- Geometrie, met duidelijke wijzigingen in:
 - Dijkhoogte.
 - Dijkbreedte.
 - Afmetingen berm.
 - Steilheid taluds.
 - Maaiveldhoogte.
 - Aanwezigheid sloten/watergangen.
- Grondopbouw, bijvoorbeeld bij:
 - Een segmentgrens in de globale stochastische ondergrondschematisatie (SOS) en bij beschikbaar lokaal grondonderzoek:
 - (Grote) veranderingen in dikte aanwezige klei- en veenlagen.
 - Aanwezigheid van geulen of tussenzandlagen.
- Aanwezigheid voorland (in verband met ontwikkeling van de stijghoogte in het dijklichaam bij hoog buitenwater).
- Opbouw van het dijklichaam, met onderscheid tussen oude en recentere delen van het dijklichaam of onderscheid tussen kleidijk en aanvulling in zand.
- Aanwezigheid van bijzondere constructies (drainage, damwanden, diepwanden et cetera).

Voor sommige van deze zaken kunnen ook scenario's worden toegepast. Soms zal het praktischer zijn om de vakgrenzen af te stemmen op de genoemde aspecten van de waterkering. Dit reduceert het aantal scenario's in een dijkvak.

Het toepassen van de bovenstaande grenzen kan leiden tot dijkvakken van verschillende lengtes. Algemene regels voor een praktisch bruikbare lengte van een dijkvak zijn niet te geven omdat het sterk afhangt van de lokale situatie. Daarnaast is ook 'homogeen' binnen een dijkvak een relatief begrip. Al zijn de geometrie van de dijk en de opbouw van de ondergrond behoorlijk uniform, dan toch kunnen relatief beperkte verschillen in de waterstand bij de norm, de kruinhoogte, de taludhelling, de bermbreedte en de hoogte van het achterland of een combinatie hiervan wel relevante verschillen in de stabiliteitsfactor of faalkans opleveren. Daarom kan een dijkvak in Riskeer meerdere dwarsprofielen bevatten, die een voor een doorgerekend kunnen worden. Op basis van die berekeningsresultaten kan dan voor dat dijkvak het representatieve dwarsprofiel worden gekozen.

Een dijkvak wordt niet korter genomen dan 50 à 100 m, omdat dit de afmetingen van het mechanisme zijn.



Figuur 6.1 Werkwijze schematiseren ondergrond en dijkvakken. SOS-H en SH zijn resp. de SOS Handleiding en de Schematiseringshandleiding (dit document)

6.2

Aandachtspunten

Binnen een vak kunnen meerdere dwarsprofielen worden gedefinieerd in Riskeer. Aan de hand van berekeningen kan de gebruiker vaststellen welke dwarsdoorsnede representatief is. Het representatieve dwarsprofiel wordt vervolgens gebruikt voor de beoordeling van het dijkvak. Zie ook paragraaf 5.2.

Wanneer de uitkomst van de toets daar aanleiding toe geeft, kan de indeling worden aangepast (iteratief proces). Bijvoorbeeld kan bij een verdere onderverdeling van het dijkvak voor één deel het representatieve profiel gunstiger uitvallen en de toets alsnog leiden tot goedkeuring van dat deel. Hiermee wordt voorkomen dat (korte) slechte stukken dijk het resultaat van de beoordeling van langere dijkvakken gaan bepalen.

Bij aansluitingen naar hoge gronden of bij aansluitingen tussen dijktrajecten met verschillende normen kan de vraag worden gesteld tot hoe ver voorbij de trajectgrens een kering vanuit een technisch oogpunt zou moeten worden beschouwd om te kunnen stellen dat het traject voldoet aan de vastgestelde overstromingskansnormen. Door het Kennisplatform Risicobenadering is hiervoor de *Factsheet Ontwerpen van waterkeringen bij normtrajectovergangen opgesteld* [26].

Bij meerdere sonderingen in een dijkvak kan er een sondering zijn met duidelijk lagere sondeerweerstand (zie ook Bijlage E). Mogelijk volgt er een trend uit de analyse van de ruimtelijke variabiliteit van de sondeerweerstand. Een dergelijke trend kan aanleiding zijn om een lokale lage schuifsterkte te veronderstellen. Wanneer er geen trend blijkt te zijn in de ruimtelijke variabiliteit van de sondeerweerstand, worden in eerste instantie alle sondeerweerstand van alle sonderingen per dijkvak, SOS-segment of dijktraject bij elkaar genomen en daarvan een karakteristieke ondergrenswaarde van de schuifsterkte bepaald. Indien gewenst kan met aanvullende sonderingen de verbreiding van die lokale lagere sterkte van de ondergrond of de aanwezigheid van trends worden onderzocht. Op basis van dit onderzoek kan zonodig een afzonderlijk dijkvak worden gemaakt met een lagere schuifsterkte in de ondergrond.

7. Parameters

7.1

Inleiding

Dit hoofdstuk geeft aanwijzingen voor waardebepaling van de relevante parameters voor een macrostabieliteitsanalyse. In de paragrafen 7.2 tot en met 7.8 wordt aangegeven hoe de verschillende benodigde schuifsterkte parameters worden bepaald. In Bijlage B.4 worden theoretische achtergronden hierbij gegeven. De paragrafen 7.9 tot en met 7.15 gaan in op de bepaling van de waterspanningen. Hierbij wordt uitgegaan van toepassing van de Waternet Creator.

Dit hoofdstuk geeft per parameter aan wat de parameter inhoudt; of het een stochast betreft; hoe de waarde kan worden bepaald, wat aandachtspunten zijn en een voorbeeld van de toepassing.

Een aantal parameters is nodig als invoer voor de berekening in Riskeer, een aantal 'hulp'parameters wordt gebruikt bij de bepaling van die invoerparameters. Een overzicht van de parameters is gegeven in paragraaf 2.2.2.

Van de benodigde parameters worden de verwachtingswaarden en de standaardafwijkingen en het verdelingstype ingevoerd in D-Soil Model. Riskeer leest deze gegevens in vanuit D-Soil Model. Voor het uitvoeren van de semi-probabilistische analyses bepaalt Riskeer karakteristieke waarden en rekenwaarden van de parameters. Daarvoor dient de uitmiddeling van de onzekerheid van de schuifsterkteparameters langs het schuifvlak in rekening te zijn gebracht via de ingevoerde gereduceerde standaardafwijking (zie paragraaf 2.2.2). De materiaalfactoren die worden toegepast om rekenwaarden te bepalen zijn weergegeven in Tabel 2.3. Deze materiaalfactoren zijn in Riskeer opgenomen.

Om de conditionele faalkansen per scenario op te kunnen tellen, dienen deze uit de semi-probabilistische stabiliteitsfactoren te worden berekend. Zie hiervoor paragraaf 2.2.2.

Er wordt onderscheidt gemaakt in een viertal groepen parameters. Elke groep wordt gekenmerkt door de wijze waarop de gebruiker met de parameter dient om te gaan. Dit is toegelicht in tabel 7.1. In tabel 7.2 is per parameter aangegeven tot welke groep die behoort.

Tabel 7.1 Toelichting parametergroepen

Groep	Benaming	Toelichting
1	Vaste waarde	Parameterwaarden mogen door de gebruiker niet worden gewijzigd (voor de beoordeling).
2	Defaultwaarde of aanbevolen waarde	Parameterwaarden mogen door de gebruiker wel worden gewijzigd.
3	Startwaarde	Parameterwaarden worden bij voorkeur door lokale waarden vervangen.
4	Vrije waarde	Geen gegeven parameterwaarden. De gebruiker moet de regionale of lokale waarden bepalen of op ervaring inschatten.

Tabel 7.2 Indeling parameters

Parameter	Symbool	Groep
Volumiek gewicht (paragraaf 7.2)	$\gamma, \gamma_{sat}, \gamma_{unsat}$	4
Effectieve verticale spanning (paragraaf 7.3)	σ'_{vi}	3
Cohesie (paragraaf 7.4)	c'	4
Hoek van inwendige wrijving (paragraaf 7.5)	ϕ'	3
Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio (paragraaf 7.6)	S	3
Sterktetoename-exponent (paragraaf 7.7)	m	3

Parameter	Symbool	Groep
Grensspanning/Pre Overburden Pressure (paragraaf 7.8)	σ'_{vy} , POP	3
Freatische lijn (paragraaf 7.9)	h_{water}	3
Waterspanningen watervoerende laag (paragraaf 7.10)		4
Polderpeil/ slootpeil (paragraaf 7.11)		4
Leklengte buitenwaarts en binnenwaarts (paragraaf 7.12)	λ	4
Indringingslengte (paragraaf 7.13)		4
Buitenwaterstand (paragraaf 7.14)	h	4
Waterstandsverlooptlijn (paragraaf 7.15)	$h(t)$	4

Wat de schuifsterkte parameters betreft, dient in de eerste plaats per grondlaag te worden vastgesteld of de grondeigenschappen aanleiding geven voor gedraineerd of ongedraineerd grondgedrag bij het optreden van een taludinstabiliteit. Voor slecht doorlatende grondlagen (klei en veen) dienen de macrostabiliteitsanalyses te worden gebaseerd op ongedraineerde schuifsterkte-eigenschappen. De schuifsterkte van goed doorlatende grondlagen (zand) wordt beschreven met gedraineerde schuifsterkte-eigenschappen. Dit is nader toegelicht in bijlage B, paragraaf B.4.3 en paragraaf B.4.4. Bijlage B.4.5 geeft aanwijzingen om de keuze voor gedraineerde of ongedraineerde schuifsterkte eigenschappen te kunnen maken voor situaties waar dit minder voor de hand liggend is. In Bijlage C is aangegeven welke SOS eenheden worden geanalyseerd op basis van gedraineerde schuifsterkte parameters en welke SOS eenheden worden geanalyseerd op basis van ongedraineerde schuifsterkte parameters.

De gedraineerde schuifsterkte van goed doorlatende grondlagen wordt bepaald met de hoek van inwendige wrijving ϕ' ; zie paragraaf 7.5. De parameters die betrekking hebben op de ongedraineerde schuifsterkte van slecht doorlatende grondlagen zijn de ongedraineerde schuifsterkte ratio S (paragraaf 7.6), sterktoename-exponent m (paragraaf 7.7), en de grensspanning σ'_{vy} (paragraaf 7.8). Deze ongedraineerde schuifsterkte parameters worden gebruikt in het SHANSEP-model voor het bepalen van de ongedraineerde schuifsterkte; zie bijlage B.4.

Slecht doorlatende klei met volumegewichten γ_{sat} van 17 à 18 kN/m³ en hoger kan vanuit de theorie niet met het SHANSEP-model worden geschematiseerd. Dit betreft siltige en zandige klei in (het oosten van) het riviereengebied, Keileem in Noord-Nederland, waarschijnlijk ook löss in Zuid-Nederland en regelmatig ook dijksmateriaal. Nadere informatie hierover wordt gegeven in bijlage B.4.6. In het WBI 2017 wordt voor alle slecht doorlatende klei het SHANSEP-model toegepast. Wanneer een beoordeling van een dijkvak waarin de genoemde kleisoorten voorkomen tot afkeuren leidt, kan in de gedetailleerde toets of in de Toets op maat nader onderzoek worden ingesteld en de schuifsterkte worden geschematiseerd met profielen van de ongedraineerde schuifsterkte (bijvoorbeeld methode su-table in D-Stability).

Er wordt in het WBI 2017 vanuit gegaan dat de grond onder het freatisch vlak bij hoog water volledig verzadigd is.

7.2

Volumiek gewicht

Wat is het

Het volumiek gewicht van grond (γ [kN/m³]) is het gewicht van grond per volume-eenheid. Het volumiek gewicht is in Riskeer de gemiddelde waarde van een verschoven lognormale verdeling.

Het volumiek gewicht is een belangrijke parameter in een stabiliteitsanalyse:

- Het volumiek gewicht van grond bepaalt mede de effectieve spanning ter plaatse van het potentiële glijvlak en is daarom mede bepalend voor de grootte van de te mobiliseren schuifweerstand.

- Bij een stabiliteitsanalyse is het volumiek gewicht van de grond aan de actieve kant van belang voor de aandrijvende kracht en aan de passieve kant voor de tegenwerkende kracht.
- Het volumiek gewicht van de slecht doorlatende deklaag aan de binnenzijde van de dijk is bepalend voor het al dan niet opdrukken (opdrijven of opbarsten) van deze deklaag.

In een stabiliteitsanalyse wordt onderscheid gemaakt tussen het verzadigde volumegewicht γ_{sat} en het onverzadigde volumegewicht γ_{unsat} . Voor alle grondlagen worden deze twee waarden ingevoerd in D-Soil Model. Onder het freatisch vlak wordt de grond geacht volledig met water verzadigd te zijn, hier past Riskeer dus het verzadigde volumegewicht toe. Boven het freatisch vlak is de grond niet volledig met water verzadigd, maar deels onverzadigd. Boven het freatisch vlak is daarom in principe het onverzadigde volumegewicht van toepassing. Voor klei moet ervan uitgegaan worden dat de grond boven het freatisch vlak nog zoveel water bevat dat het onverzadigde en verzadigde volumegewicht nagenoeg gelijk zijn. De gebruiker dient dit zo in te voeren. Voor zand is het onverzadigde volumegewicht lager dan het verzadigde volumegewicht.

Hoe te bepalen

Het volumiek gewicht van grondlagen wordt bepaald op ongeroerde grondmonsters uit boringen door het gewicht en het volume van de ongeroerde grondmonsters vast te stellen.

Aandachtspunten

Wanneer lokale informatie (metingen aan monsters uit boringen) beschikbaar is wordt deze als deterministische parameter ingevoerd in Riskeer. Hierbij wordt de gemiddelde waarde toegepast (zie de SOS handleiding, [7]).

Wanneer geen lokale metingen beschikbaar zijn kan *eventueel* worden teruggevallen op een regionale proevenverzameling van het volumiek gewicht van grondlagen. In dat geval dienen twee scenario's te worden onderscheiden in de stabiliteitsanalyse, één met de karakteristieke bovengrens van het volumiek gewicht en één met de karakteristieke ondergrens van het volumiek gewicht. Hiermee wordt recht gedaan aan het feit dat het volumiek gewicht zowel een positief effect (via schuifsterkte en tegenwerkend moment) als een negatief effect (via aandrijvend moment) heeft in een stabiliteitsanalyse. Het rekenen met zowel de karakteristieke bovengrens van het volumiek gewicht als met de karakteristieke ondergrens van het volumiek gewicht wordt door de WBI software ondersteund.

VoorbeeldTabel 7.3 Te verwachten waarden van de verzadigde volumieke gewichten γ_{sat} van veel voorkomende grondsoorten

Grondsoort	SOS eenheid	Verzadigd volumiek gewicht γ_{sat} [kN/m ³]
Veen mineraalarm	H_Vhv_v	10 – 11
Verslagen veen / detritus	H_Vhv_v, H_Ml_ko	10 – 11
Veen kleiig	H_Rk_vk	11 – 12
Veen compact	H_Vbv_v	10 – 12
Gyttja	Diversen ¹⁾	10,5 – 13
Klei venig / klei organisch	H_Mp_ko, H_Ml_ko, H_Rr_o&z, H_Rk_k&v, H_Rk_ko	12 – 14
Klei	H_Mp_k, H_Rk_k, P_Mp_k, P_Om_k, P_Ova_sd	13 – 16
Klei zandig en siltig	H_Mr_kz, H_Mkw_z&k, H_Ro_z&k, P_Rk_k&s, P_Rbk_z&s	16 – 21
Zand	Diversen	18 – 21
Loss	P_Wls_s	16 – 21
Keileem	P_Gkl_kz	19 – 23
Dijksmateriaal	H_Aa_ht	14 – 21

¹⁾ In bijlage C wordt toegelicht in welke SOS eenheden gyttja kan voorkomen.

Wanneer grond boven het freatisch vlak ligt, is de grond nog deels met water verzadigd. Het volumegewicht is dan nagenoeg gelijk aan het verzadigde volumegewicht en dit laatste getal wordt gebruikt. Zand is hierop een uitzondering. Voor zand boven het freatisch vlak is het volumegewicht 16 tot 18 kN/m³.

7.3

Effectieve verticale spanning

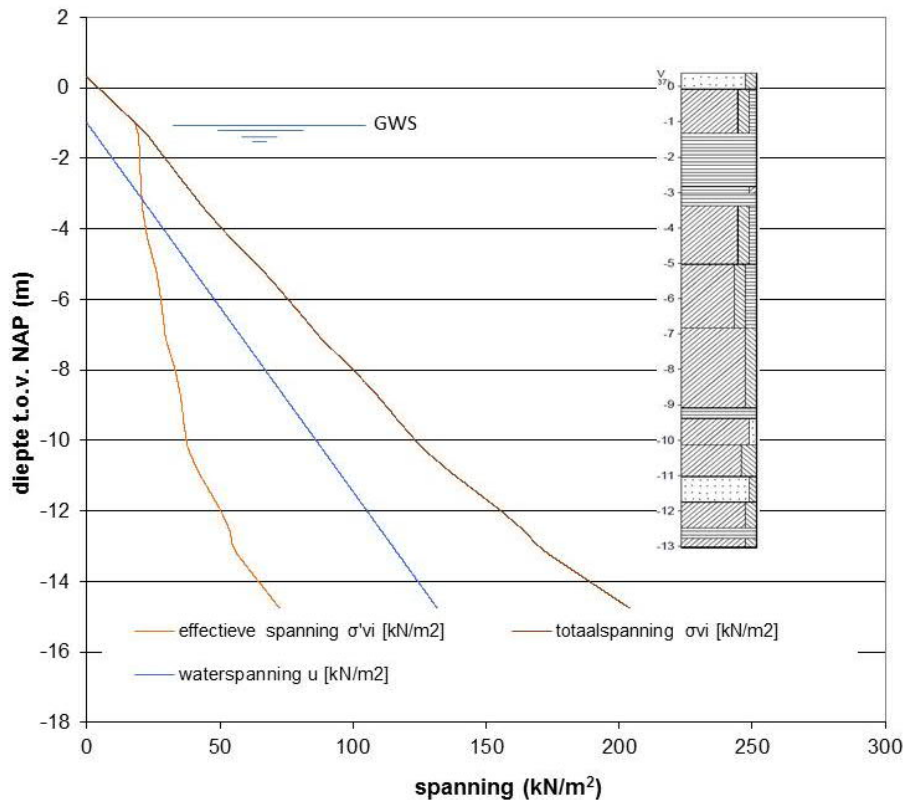
Wat is het

De effectieve verticale spanning (σ'_{vi} [kN/m²]) is de (verticale) spanning in de grond ten gevolge van het gewicht van de bovenliggende grondlagen, minus de waterspanning. De waterspanning wordt bepaald door het freatisch vlak en de stijghoogte in het watervoerend pakket.

De effectieve spanning is geen invoerparameter voor een macrostabiliteitsanalyse maar een berekende grootheid. Het glijvlakmodel in Riskeer berekent deze uit de totaalspanningen en waterspanningen. De effectieve spanning is dus afhankelijk van de grondlaagdikte, volumieke gewichten en waterspanningen. Een schatting van de effectieve spanning is van belang voor het uitvoeren en analyseren van veld- en laboratoriumproeven.

Hoe te bepalen

De effectieve verticale spanning wordt bepaald door de totaalspanning te verminderen met de waterspanning op een bepaald punt in de ondergrond. De totaalspanning wordt bepaald op basis van de laagdiktes en het volumiek gewicht van de bovenliggende lagen. Het verloop van de waterspanning kan worden geschat uit het niveau van het polderpeil en de stijghoogte in een watervoerende zandlaag.

Voorbeeld

Figuur 7.1 Totaalspanning σ_{vi} , waterspanning u en effectieve verticale spanning σ'_{vi} in een grondprofiel. De effectieve verticale spanning is de totaalspanning minus de waterspanning ($\sigma'_{vi} = \sigma_{vi} - u$)

7.4

Cohesie

Wat is het

De cohesie (c' [kN/m^2]) is strikt genomen de aantrekkingskracht tussen gronddeeltjes. Cohesie wordt onder andere veroorzaakt door elektromagnetische bindingen (Van der Waals-krachten). In de geotechniek worden ook het effect van cementatie op de schuifsterkte van grond en het effect van capillaire krachten in deels verzadigde grond tot cohesie gerekend. In de Critical State Soil Mechanics is cohesie het gevolg van overconsolidatie. Bij het deformeren en afschuiven van overgeconsolideerde grond kan een relatief hoge piekwaarde van de schuifsterkte worden gemobiliseerd. Wanneer deze pieksterkte wordt overschreden, treedt vaak verzwakking (softening) van de grond op.

Hoe te bepalen

Cohesie kan worden bepaald door het uitvoeren van triaxiaalproeven of direct simple shear proeven. Als de resultaten van de proeven worden uitgezet in een grafiek van schuifsterkte τ (y-as) tegen effectieve spanning σ' (x-as) en een bezwijkomhullende wordt geconstrueerd langs de gemeten piekwaarden van de schuifsterkte, is de waarde waar de bezwijkomhullende de y-as snijdt gelijk aan de cohesie. Omdat de cohesie het gevolg kan zijn van verschillende oorzaken (cementatie, overconsolidatie) en de mate daarvan sterk kan variëren, is de waarde van de cohesie sterk variabel.

Aandachtspunten

- Cohesie wordt niet rechtstreeks gemeten in triaxiaalproeven of direct simple shear proeven, maar is het resultaat van extrapolatie van metingen naar het punt $\sigma' = 0$ in een grafiek van schuifsterkte τ (y-as) tegen effectieve spanning σ' (x-as). Daarom is voorzichtigheid bij het bepalen van cohesie geboden.
- Om de bezwijkomhullende en de cohesie vast te stellen worden de resultaten van proeven op verschillende monsters gecombineerd. Door lineaire regressie toe te passen op de gemeten resultaten van proeven op grondmonsters die een enigszins afwijkende samenstelling hebben, kan de cohesie ook (deels) het gevolg zijn van de heterogeniteit van de onderzochte grondmonsters. De cohesie is dan het gevolg van het toepassen van lineaire regressie en hoeft niet een eigenschap van de onderzochte grondmonsters te zijn.
- Cohesie is gerelateerd aan de pieksterkte van de grond. Voor de analyse van macrostabieliteit is de critical state of ultimate state de relevante maat voor de schuifsterkte van de grond. Bij de critical state of ultimate state is cohesie nul volgens de Critical State Soil Mechanics.
- Cohesie speelt in de huidige beoordelingsronde (WBI 2017) geen rol in de berekening van de macrostabieliteit in Riskeer maar is wel als parameter gedefinieerd. Triaxiaalproeven dienen te worden geïnterpreteerd met $c' = 0$ (zie paragraaf 7.5). Cohesie wordt relevant wanneer in de toekomst de sterkte van onverzadigde grond ook in beschouwing wordt genomen.

7.5

Hoek van inwendige wrijving

Wat is het

De hoek van inwendige wrijving (ϕ' [°]) is een maat voor de wrijving tussen gronddeeltjes. Bij een toenemende normaalspanning op de grond neemt onder gedraineerde condities de wrijving tussen de gronddeeltjes evenredig toe. Dit wordt gekarakteriseerd met de hoek van inwendige wrijving.

De hoek van inwendige wrijving is in Riskeer een stochast met een verwachtingswaarde en een standaardafwijking en een lognormale verdeling.

Voor macrostabieliteit is de critical state hoek van inwendige wrijving van belang. Bij macrostabieliteit zijn grote vervormingen nodig om de schuifsterkte van de grond langs het gehele schuifvlak volledig te mobiliseren. Deze grote vervormingen corresponderen met de critical state (zie bijlage B.4).

Voor het uitvoeren van gedraineerde stabiliteitsanalyses dan wel voor de schuifsterkte van goed doorlatende grondlagen wordt gebruik gemaakt van gedraineerde schuifsterkte-eigenschappen ofwel effectieve schuifsterkteparameters (hoek van inwendige wrijving). Ook boven het freatisch vlak (dijksmateriaal) wordt de hoek van inwendige wrijving toegepast. In Bijlage C is aangegeven welke SOS eenheden worden geanalyseerd op basis van de hoek van inwendige wrijving.

Voor het berekenen van de gedraineerde schuifsterkte van goed doorlatende grondlagen wordt in het WBI 2017 uitgegaan van het Mohr-Coulomb criterium met niet-associatief grondgedrag. De achtergrond hiervan wordt toegelicht in bijlage B.4.3. Niet-associatief grondgedrag impliceert dat de dilatantiehoek ψ gelijk is aan 0°. Deze waarde is de default in de WBI software.

Hoe te bepalen

De critical state hoek van inwendige wrijving wordt in het laboratorium bepaald met gedraineerde (bij zand) of ongedraineerde (bij klei) triaxiaalproeven met anisotrope consolidatie op ongestoorde grondmonsters of geprepareerde grondmonsters.

Voor schoon, niet-gecementeerd zand kan de hoek van inwendige wrijving worden bepaald uit triaxiaaltesten op geprepareerde zandmonsters met een void ratio en spanningsniveau die overeenstemmen met de in situ situatie. Voor siltige klei, kleiig silt en klei met zandlaagjes moeten ongestoorde monsters worden gebruikt. Ongestoorde monsters van deze grondsoorten kunnen worden gewonnen met conventionele boorsystemen. In andere gevallen zoals zand met

silt- of kleilaagjes zijn voor laboratoriumtesten ongestoorde monsters nodig die door bevroren worden verkregen.

Bij het uitwerken van resultaten van triaxiaalproeven dienen de resultaten zodanig te worden geïnterpreteerd dat de schuifsterkte alleen wordt beschreven door een hoek van inwendige wrijving (geen cohesie). Om een critical state hoek van inwendige wrijving te bepalen wordt de consolidatiespanning hoger dan de grensspanning van de proefmonsters gekozen of wordt de consolidatiespanning gelijk aan de in situ verticale spanning gekozen en het monster tot ten minste 25% axiale rek afgeschoven.

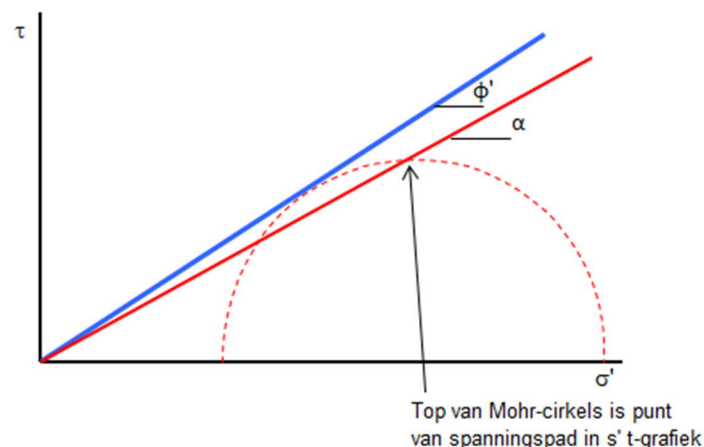
Gangbare verwachtingswaarden voor de critical state hoek van inwendige wrijving ϕ' en de bijbehorende variatiecoëfficiënten (VC) en karakteristieke waarden van ϕ' zijn gegeven in Tabel 7.4. Het betreft hier literatuurwaarden. De verdelingsfunctie is lognormaal. Voor de bepaling van de karakteristieke waarde is uitgegaan van $n = 20$.

Tabel 7.4 Gangbare verwachtingswaarden voor de critical state hoek van inwendige wrijving ϕ' en de bijbehorende variatiecoëfficiënten (VC) en karakteristieke waarden van ϕ' .

Grondsoort	WBI-SOS eenheid	Verwachtingswaarde ϕ' [°]	Variatiecoëfficiënt [-]	Karakteristieke waarde ϕ' [°]
Matig gesorteerd matig hoekig kwartszand	H_Rg_z.. en P_Rg_z..	34	0,05	32,4
Goed gesorteerd afgerond kwartszand (dekzand)	P_Wdz_zf	30	0,05	28,6
Zand met kleilaagjes (getijdenafzettingen)	Diversen	32	0,07	29,9
Zandige en siltige klei, löss, keileem	H_Ro_z&k, H_Rk_k, P_Wls_s, P_Gkl_kz	32	0,07	29,9
Dijksmateriaal	H_Aa_ht	32	0,10	29,0

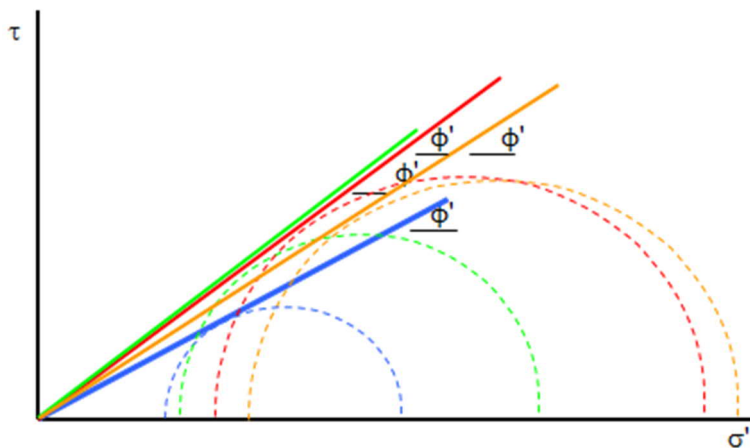
Aandachtspunten

De hoek van inwendige wrijving op basis van de triaxiaalproef is de lijn langs de raakpunten van de Mohr-cirkels in een $\sigma' - \tau$ - grafiek (zie Figuur 7.2). De proefresultaten van een triaxiaalproef worden door laboratoria meestal gepresenteerd in termen van s' en t , met s' de gemiddelde hoofdspanning ($(\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2$ in kPa) en t de halve deviatorspanning ($(\sigma'_1 - \sigma'_3) / 2$ in kPa). Hierbij is σ'_1 de verticale effectieve spanning en σ'_3 de horizontale effectieve spanning. De waarden van s' en t representeren de toppen van de Mohr-cirkels. Om de hoek van inwendige wrijving te bepalen dient een omrekening te worden uitgevoerd met $t/s' = \tan \alpha = \sin \phi'$, zoals weergegeven in Figuur 7.2.



Figuur 7.2 Omrekening van de lijn door de toppunten van de Mohr-cirkel naar de lijn door de raakpunten van de Mohr-cirkels (de bezwijkomhullende)

In de praktijk blijken de critical state line en de bezwijkomhullende niet altijd precies door de oorsprong van de s' - t -grafiek of σ' - τ - grafiek te lopen. Oorzaken zijn naast nauwkeurigheid van de metingen de heterogeniteit in (tussen) de grondmonsters en monsterverstoring. De bezwijkomhullende is immers het resultaat van de combinatie van een serie eentraps-proeven. Elke eentraps-proef wordt uitgevoerd op een ander grondmonster. Al deze grondmonsters bestaan uit dezelfde grondsoort, maar kunnen toch verschillen in samenstelling (zie Figuur 7.3). Resultaten van proeven die zijn uitgevoerd op dezelfde geologische afzetting (of SOS eenheid) kunnen bij elkaar worden genomen, waarna van elke proef de hoek van inwendige wrijving wordt berekend en van de gehele verzameling de verwachtingswaarde en de standaardafwijking bepaald. Het aantal proeven bepaalt de grootte van de Student t-factor die vermenigvuldigd met de standaardafwijking de 5% karakteristieke ondergrenswaarde bepaalt. Ongeveer 10 proeven per grondsoort is een praktische maat, daarboven neemt de t-factor niet zoveel meer af.



Figuur 7.3 De hoeken van inwendige wrijving ϕ' van meerdere triaxiaalproeven in dezelfde SOS-eenheid worden bij elkaar genomen om een verwachtingswaarde en standaardafwijking van de hoek van inwendige wrijving te bepalen

Voor de bepaling van de normaal geconsolideerde hoek van inwendige wrijving met triaxiaalproeven is er geen noodzaak onderscheid te maken tussen de proefresultaten met herkomst van onder de dijk en naast de dijk.

Voorbeeld

Een gedetailleerde omschrijving hoe gedraineerde triaxiaalproeven worden geïnterpreteerd om te komen tot een hoek van inwendige wrijving van goed doorlatende grondsoorten is opgenomen in bijlage D.1.

7.6

Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio

Wat is het

De normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio (S [-]) is de ongedraineerde schuifsterkte gedeeld door de consolidatiespanning bij een overconsolidatieratio $OCR = 1$ (Figuur 7.5). De grootte is een verhouding tussen spanningen en dus dimensieloos. Het is een wrijvingsparameter voor het karakteriseren van de ongedraineerde schuifsterkte van grond onder normaal geconsolideerde condities. In Bijlage C is aangegeven welke SOS eenheden worden geanalyseerd op basis van de ongedraineerde schuifsterkte ratio.

Bij het bepalen van S kan gebruik worden gemaakt van de piekwaarde van de schuifsterkte of van de waarde van de schuifsterkte bij grote rek (ultimate state; voor klei en zand 25% axiale rek bij triaxiaalproeven en voor veen 40% schuifrek bij direct simple shear proeven). Voor de *gedetailleerde toets* wordt uitgegaan van grote-rek-waarde. De S bij de piekwaarde van de schuifsterkte kan in een eventueel uit te voeren *toets op maat* worden toegepast (zie bijlage B.4.7).

S is in Riskeer een stochast met een verwachtingswaarde en een standaardafwijking en een lognormale verdeling.

Klei met veel silt en zand (ook löss en keileem) met volumegewichten γ_{sat} van 17 à 18 kN/m³ en hoger is een aandachtspunt. Dit materiaal kan sterke dilatantie vertonen bij ongedraineerd afschuiven in triaxiaalproeven; ook bij normaal geconsolideerde condities. Deze dilatantie is niet gerelateerd aan de overconsolidatiegraad OCR . De overconsolidatiegraad OCR is daarbij vaak niet eenduidig vast te stellen, als gevolg van een doorgaand gekromd verloop in samendrukkingsproeven. Het SHANSEP-model kan daarom vanuit de theorie niet worden gebruikt om de schuifsterkte van dit type kleien te schematiseren. Achtergronden hierbij zijn gegeven in bijlage B.4.6. In het WBI 2017 wordt voor alle slecht doorlatende klei het SHANSEP-model toegepast. Het is daarbij essentieel dat de combinatie van de gekozen SHANSEP-parameters S , m en OCR past bij de karakteristieke ondergrenswaarde van de ongedraineerde schuifsterkte s_u , die is afgeleid uit laboratoriumonderzoek. Wanneer een beoordeling van een dijkvak waarin de genoemde kleisoorten voorkomen tot afkeuren leidt bij toepassing van het SHANSEP-model, kan in de gedetailleerde toets of in de Toets op maat nader onderzoek worden ingesteld en de schuifsterkte worden geschematiseerd met profielen van de ongedraineerde schuifsterkte (bijvoorbeeld methode su -table in D-Stability).

Hoe te bepalen

De normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio S wordt met behulp van laboratoriumonderzoek bepaald. Hierbij is een stapsgewijze aanpak de aangewezen weg. Dit is in paragraaf 4.4 beschreven.

Voor de eerste stap is geen grondonderzoek nodig en kan gebruik worden gemaakt van de verstekwaarden in Tabel 7.5. In onderstaande Tabel 7.5 is een indicatie gegeven van te verwachten waarden voor de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio S van veel voorkomende grondsoorten. De waarden in Tabel 7.5 zijn gebaseerd op laboratoriumproeven van diverse projecten. Voor de bepaling van de karakteristieke waarde kan worden uitgegaan van $n = 20$.

Tabel 7.5 Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio S van veel voorkomende grondsoorten met koppeling aan de WBI-SOS eenheden. Het betreft waarden bij grote rek (ultimate state).

Grondsoort	WBI-SOS eenheid	Bandbreedte van S [-] ¹⁾	Verwachtings-waarde S [-]	Standaard-afwijking S [-] ²⁾	Variatie-coëfficiënt S [-] ²⁾
Veen	H_Vhv_v	0,28 – 0,54	0,42	0,04	0,09
mineraalarm					
Verslagen veen / detritus	H_Vhv_v, H_MI_ko	0,29 – 0,43	0,38	0,03	0,10
Veen kleilig	H_Rk_vk	0,24 – 0,38	0,29	0,03	0,12
Veen compact	H_Vbv_v	0,30 – 0,33	0,31	0,03	0,09
Gyttja	Diversen ⁶⁾	0,27 – 0,34	0,30	0,03	0,10
Klei venig / klei	H_Mp_ko, H_MI_ko	0,16 – 0,38 ³⁾	0,29	0,06	0,20
organisch	H_Rr_o&z, H_Rk_k&v				
Klei	H_Rk_ko				
	H_Mp_k, H_Rk_k	0,22 – 0,28	0,25	0,03	0,10
	P_Mp_k, P_Om_k				
	P_Ova_sd				
Klei zandig en siltig	H_Mr_kz, H_Mkw_z&k	0,20 – 0,50	0,30	0,03	0,10
	H_Ro_z&k, P_Rk_k&s				
	P_Rbk_z&s				
Löss ⁵⁾	P_Wls_s	0,20 – 0,50	0,35	0,04	0,10
Keileem ⁷⁾	P_Gkl_kz	0,10 – > 1.0	--	--	--
Dijksmateriaal ⁴⁾	H_Aa_ht	0,20 – 0,50	0,31	0,06	0,20

¹⁾ De lage waarde kan als karakteristieke ondergrenswaarde worden toegepast.

²⁾ In de standaardafwijking en variatiecoëfficiënt is rekening gehouden met uitmidding van onzekerheid langs het schuifvlak, zodat deze waarden zonder verdere bewerking kunnen worden toegepast in D-Soil Model en Riskeer.

³⁾ $S = 0,20$ mag als karakteristieke ondergrens worden toegepast, hoewel incidenteel lagere waarden kunnen worden aangetroffen.

⁴⁾ Voor dijksmateriaal boven het freatisch vlak bij hoogwater wordt de hoek van inwendige wrijving toegepast.

⁵⁾ De waarden voor löss zijn indicatieve waarden op basis van literatuur.

⁶⁾ In bijlage C wordt toegelicht in welke SOS eenheden gyttja kan voorkomen.

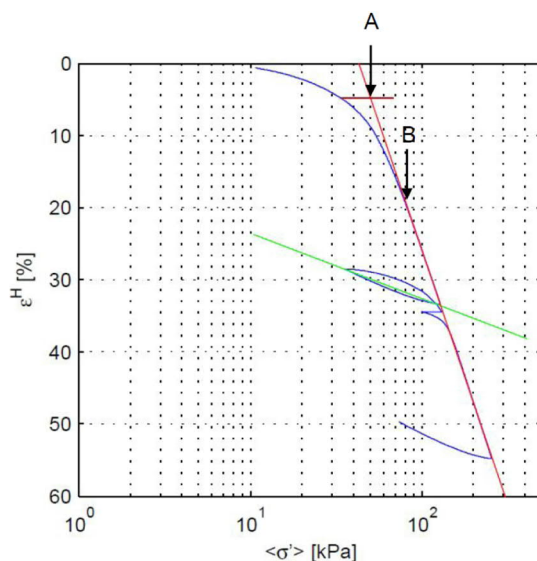
⁷⁾ De lage waarde bij Keileem betreft de triaxiaal extensie modus; bij Keileem is anisotropie van de ongedraineerde schuifsterkte relevant (zie bijlage B.4.6). Vanwege de grote spreiding zijn verwachtingswaarden en standaardafwijking niet te geven.

Wanneer een tweede stap met laboratoriumonderzoek nodig is, kan de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio S op twee³ manieren worden bepaald:

- (a) op normaal geconsolideerde monsters
- (b) op overgeconsolideerde monsters

(a) Normaal geconsolideerde monsters worden verkregen door te consolideren bij de spanning waar de gemeten zettingscurve van een samendrukkingsproef of een CRS- proef de raaklijn langs de maagdelijke tak van de zettingscurve het eerst raakt (zie Figuur 7.4, punt B). Op deze monsters worden ongedraineerde triaxiaalproeven (TX) of ongedraineerde direct simple shear (DSS) proeven uitgevoerd. De grote-rekwaarde (ultimate state) van de halve deviatorspanning t ($= s_u$) uit deze proeven gedeeld door de gekozen consolidatiespanning σ'_{vc} geeft de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio S . Met de analyses zoals beschreven in paragraaf 2.2.2 worden de verwachtingswaarden, standaardafwijkingen en karakteristieke waarden bepaald.

³ Een alternatieve methode die in de praktijk wordt toegepast, is een waarbij monsters voor ongedraineerde triaxiaalproeven of ongedraineerde DSS-proeven eerst worden geconsolideerd bij een hoge spanning boven de grensspanning ($> B$ in figuur 7.4) en vervolgens worden ze opnieuw geconsolideerd bij een lagere spanning. Dit resulteert in een bekende aan het monster opgelegde OCR. Zowel de 'pre'-consolidatiespanning als de proef-consolidatiespanning waarbij de afschuif fase wordt uitgevoerd, kunnen vrij gekozen worden zodat een range van OCR waarden wordt verkregen. De regressielijn door de punten van $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$ tegen de OCR geeft S (en tevens de sterktoename-exponent m). Deze procedure heeft als nadeel dat de structuur van de grond wordt verstoord, waardoor een deel van de sterkte van het monster verloren gaat. Door dit nadeel wordt deze methode niet aangeraden.



Figuur 7.4 Rek tegen spanning in een CRS proef. De horizontale lijn bij A is het rekniveau bij de terreinspanning σ'_{vi} (in de figuur ca. 35 kPa). De spanning A is de gangbare definitie voor de grensspanning. De spanning B is de bovengrens voor de grensspanning.

Voordeel van deze werkwijze is dat iedere proef meteen S oplevert. Combinatie van gegevens uit verschillende proeven is niet nodig. Effecten van monsterverstoring tijdens het steken van het monster spelen bij deze procedure geen rol. Nadeel van deze procedure is dat door het opleggen van de relatief hoge consolidatiespanningen de natuurlijke structuur van het monster verloren gaat en daarmee ook een deel van de sterkte.

(b) Overgeconsolideerde monsters worden verkregen door te consolideren bij de op basis van volumegewichten geschatte in situ verticale effectieve spanning σ'_{vi} . Op deze monsters worden ongedraineerde TX- of DSS-proeven uitgevoerd. De grote-rekwaarde (ultimate state) van de halve deviatorspanning $t (= s_u)$ uit deze proeven gedeeld door de consolidatiespanning σ'_{vc} (in dit geval gelijk aan de in situ verticale effectieve spanning σ'_{vi}) geeft de overgeconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$.

Uit samendrukkingsproeven of CRS-proeven op een ander monster (direct erboven of eronder) worden de grensspanning σ'_{vy} en de overconsolidatieratio OCR afgeleid. De regressielijn door de punten van $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$ tegen de OCR geeft S (en tevens de sterkte-toename-exponent m) (zie Figuur 7.5). Monster(paren) van verschillende dieptes en van naast en onder de dijk (wel binnen dezelfde grondlaag of SOS-eenheid!) zorgen voor de benodigde range in OCR waarden.

Voordeel van deze werkwijze is dat het monster in de TX- of DSS-proeven tijdens de consolidatie niet wordt belast met een hoge spanning, zodat de natuurlijke structuur die de grond heeft opgebouwd in het veld zoveel mogelijk intact blijft (op voorwaarde dat geen monsterverstoring is opgetreden tijdens het steken van het monster). Nadeel kan zijn dat de proeven bij zeer lage spanningen moeten worden uitgevoerd, waarbij de meetnauwkeurigheid van de apparatuur een significante rol gaat spelen. Een ander nadeel is dat de schuifsterkte en de grensspanning en OCR noodzakelijkerwijze worden bepaald op verschillende monsters (van mogelijk iets verschillende samenstelling en historie). Deze werkwijze om S te bepalen is economisch als gelijktijdig een correlatie wordt opgesteld tussen de ongedraineerde schuifsterkte en de sondeerweerstand (bepaling van N_{kt} ; zie bijlage E.4).

De twee procedures leiden ten gevolge van de genoemde voor- en nadelen niet tot dezelfde resultaten. Een analyse van de verschillende proevenseries waarbij gemiddelden en standaardafwijkingen vergeleken worden geeft inzicht in de grootte van de onzekerheden in de parameters en maakt een goed gefundeerde keuze mogelijk.

Procedure a is in de uitvoering en uitwerking iets eenvoudiger dan procedure b. Bij het van grof naar fijn werken kan desgewenst eerst methode a worden toegepast. Hiermee wordt alleen de

parameter S bepaald. Indien vervolgonderzoek nodig is, kan alsnog methode b worden toegepast. Het nadeel hiervan is dat het veld en laboratorium onderzoek opnieuw moet worden uitgevoerd. Het kan daarom zinvol zijn om direct methode b toe te passen. Deze keuze kan vooraf worden onderbouwd door resultaten van gevoeligheidsberekeningen.

Voor de halve-deviatorspanning t worden de grote-rekwaarden (ultimate state) uit de eentraps ongedraineerde TX-proeven (klei) en DSS-proeven (veen) genomen.

Voor veen worden voor de bepaling van de ongedraineerde schuifsterkteratio S voor het uitvoeren van stabiliteitsanalyses DSS-proeven uitgevoerd. De grote-rekwaarden (ultimate state) van de ongedraineerde schuifsterkteratio S uit direct simple shear-proeven kunnen tot verwachtingswaarden van de ongedraineerde schuifsterkteratio worden verwerkt als aangegeven in bijlage D.

Door de uitgevoerde proeven te ordenen naar grondsoort, geologische afzetting en eventueel het volumegewicht of organische stof gehalte ontstaan groepen van proeven die bij elkaar horen. Per groep van bij elkaar behorende proeven kunnen de verwachtingswaarde en de standaardafwijking van de ongedraineerde schuifsterkteratio S worden bepaald.

Er zijn spreadsheets met documentatie beschikbaar, die kunnen worden gebruikt om de parameter S volgens procedure b af te leiden uit resultaten van laboratoriumproeven. Met deze spreadsheets worden ook standaardafwijkingen en karakteristieke waarden bepaald.

Aandachtspunten

De ongedraineerde schuifsterkteratio neemt globaal genomen toe als het volumegewicht afneemt. Dat wil zeggen dat de ongedraineerde schuifsterkteratio van Hollandveen en Basisveen hoger is dan de ongedraineerde schuifsterkteratio van de verschillende kleien.

De interpretatie van de meetgegevens is bij de direct simple shear-proef niet vanzelfsprekend, omdat niet alle spannings-componenten (horizontale druk in membraan, schuifspanningen) bekend zijn en de oriëntatie van een eventueel afschuifvlak onbekend is. De literatuur geeft diverse manieren om de direct simple shear-proef uit te werken. De grote rek waarde (ultimate state) van de ongedraineerde schuifsterkte $s_{u,e}$ wordt vaak gelijkgesteld met de schuifsterkte bij het einde van de proef τ_e .

Voorbeeld

Voor de interpretatie van de triaxiaalproeven en direct simple shear proeven wordt verwezen naar bijlage F.

7.7

Sterktetoename-exponent

Wat is het

De sterkttetoename-exponent (m [-]) is een parameter bij de berekening van de ongedraineerde schuifsterkte s_u . De sterkttetoename-exponent bepaalt de mate waarin het effect van de belastinggeschiedenis (grensspanning σ'_{vy} , overconsolidatieratio OCR) doorwerkt in de ongedraineerde schuifsterkte. De parameter m is in Riskeer een stochast met verwachtingswaarde en standaardafwijking en een lognormale verdeling.

Hoe te bepalen

Voor het bepalen van de ongedraineerde sterkteparameters is een stapsgewijze aanpak de aangewezen weg. Dit is in paragraaf 4.4 beschreven. Met behulp van laboratoriumonderzoek kan de sterkttetoename-exponent m op twee manieren worden bepaald.

- Door het uitvoeren van triaxiaalproeven of direct simple shear proeven bij verschillende waarden van de overconsolidatieratio OCR. De triaxiaalproeven of direct simple shear proeven worden geconsolideerd bij de geschatte in situ verticale effectieve spanning σ'_{vi} . Deze proeven resulteren in een overgeconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$. De regressielijn door de punten van $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$ tegen de OCR geeft de sterkte toename exponent m . Bij deze werkwijze worden de normaal geconsolideerde

ongedraineerde schuifsterkte ratio S en de sterkte toename exponent m in samenhang bepaald.

- Door het uitvoeren van samendrukkingsproeven of CRS-proeven en het hieruit afleiden van de isotachen parameters a en b . De parameter a is de herbelast parameter en b is de maagdelijke samendrukkingsparameter. Op basis van a en b wordt m bepaald uit $m = (b - a) / b$. Deze relatie is gelijkwaardig aan vergelijkbare relaties op basis van de critical state samendrukkingsparameters of Bjerrum samendrukkingsparameters.

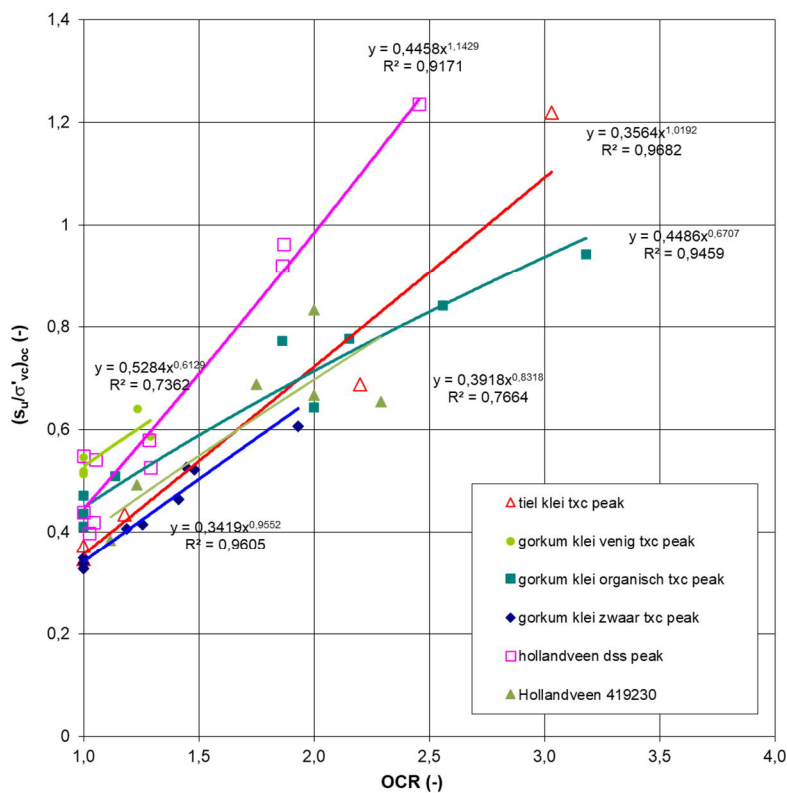
De methode met triaxiaalproeven en direct simple shear proeven, waarbij de ongedraineerde schuifsterkte ratio S en de sterkte toename exponent m in samenhang worden bepaald, heeft inhoudelijk de voorkeur. Dit omdat deze wijze van bepaling van m gerelateerd is aan de bepaling van de schuifsterkte. Deze methode geeft onzekerheid door onzekerheid over OCR en door het combineren van verschillende monsters met verschillende sterkte door heterogeniteit. In geval van onrealistisch hoge waarden van m ($> 1,0$) worden de waarden van m volgens de methode met samendrukkingsproeven of CRS-proeven als bovengrens genomen.

De waarde van m ligt tussen 0,5 en 1,0. Een gangbare waarde is 0,8, die kan worden toegepast als karakteristieke ondergrenswaarde. De verwachtingswaarde voor Nederlandse grondsoorten is 0,9 met variatiecoëfficiënt 0,03. In de variatiecoëfficiënt is rekening gehouden met uitmiddeling van onzekerheid langs het schuifvlak, zodat deze waarde zonder verdere bewerking kan worden toegepast in D-Soil Model en Riskeer.

Er zijn spreadsheets met documentatie beschikbaar op de Github van het Kennis en Kunde Platform, die kunnen worden gebruikt om de parameter m volgens de procedure met triaxiaalproeven en direct simple shear proeven bij verschillende waarden van OCR af te leiden. Met deze spreadsheets worden ook standaardafwijkingen en karakteristieke waarden bepaald. Wanneer de procedure met samendrukkingsproeven of CRS wordt gevolgd, kunnen de formules uit paragraaf 2.2.2 worden toegepast.

Voorbeeld

In Figuur 7.5 is de relatie tussen de (overgeconsolideerde) ongedraineerde schuifsterkteratio $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$ en de overconsolidatieratio OCR weergegeven. De trendlijnen geven voor vijf grondsoorten de relatie $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc} = S \cdot OCR^m$ weer die het verband legt tussen de *normaal* geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio S en de *overgeconsolideerde* ongedraineerde schuifsterkteratio $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$ met de overconsolidatieratio OCR en de sterkte toename-exponent m . De ratio $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$ bij $OCR = 1$ is gelijk aan de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio S . De exponent in de vergelijkingen van de trendlijnen in Figuur 7.5 is de sterkte toename-exponent m .



Figuur 7.5 Relatie tussen de ongedraineerde schuifsterkteratio $(s_u/\sigma'_{vc})_{oc}$ en de overconsolidatieratio OCR. Merk op dat in sommige fits $m > 1$ (fysisch niet realistisch) als gevolg van ruis in de metingen bij lage spanning.

Aandachtspunten

Wanneer de consolidatiespanning van triaxiaalproeven of direct simple shear proeven gelijk is aan de geschatte in situ verticale effectieve spanning σ'_{vi} kan dit betekenen dat de laboratoriumproeven bij zeer lage spanningen moeten worden uitgevoerd, waarbij de meetnauwkeurigheid van de apparatuur een significante rol gaat spelen.

7.8 Grensspanning / Pre Overburden Pressure

Wat is het

De grensspanning (σ'_{vy} [kN/m²]) en Pre Overburden Pressure (POP [kN/m²]) zijn een maat voor de belastinggeschiedenis van de grond. Wanneer de grensspanning relatief hoog is ten opzichte van de actuele effectieve verticale spanning (hoge overconsolidatieratio) dan is de grond relatief sterk gecompacteerd. Het poriënvolume van de grond is dan relatief klein in relatie tot de actuele effectieve verticale spanning.

In holocene grondlagen is de grootte van de grensspanning het gevolg van kruip, polderpeilfluctuaties, weersinvloeden en bodemvormende processen (fysische, chemische en biologische processen) in de grond. Deze processen zorgen voor een afname van het poriënvolume in de tijd.

Bij een effectieve spanning lager dan de grensspanning is het gedrag van de grond relatief stijf in vergelijking met het gedrag bij een effectieve spanning gelijk aan de grensspanning en de mate van wateroverspanningsontwikkeling bij ongedraineerd afschuiven is geringer.

De grensspanning is in Riskeer een stochast met een verwachtingswaarde en een standaardafwijking en een lognormale verdeling. De grensspanning wordt in een dwarsprofiel met x- en z-coördinaten ingevoerd in Riskeer. Deze parameter is niet gekoppeld aan een eenheid van de Stochastische Ondergrondschematisatie.

De grensspanning is een parameter met veel spreiding, zowel lokaal als regionaal. Soms is de grensspanning gelijk aan de in-situ verticale effectieve spanning. De grensspanning kan echter ook wel 50 kN/m² of meer hoger zijn dan de in-situ verticale effectieve spanning. De grensspanning heeft een groot effect op de schuifsterkte. Vanwege de grootte van de spreiding en het belang van de parameter is het belangrijk voldoende aandacht te schenken aan het bepalen van de grensspanning. Het toepassen van sonderingen met correlaties is daarvoor een efficiënt middel (zie bijlage E).

Hoe te bepalen

De relatie tussen de grensspanning en de verticale effectieve terreinspanning wordt in de praktijk op twee wijzen weergegeven (zie ook Figuur 7.6):

- met behulp van de pre-overburden pressure *POP*: $\sigma'_{vy} = \sigma'_{vi} + POP$
- met behulp van de overconsolidatie ratio *OCR*: $\sigma'_{vy} = \sigma'_{vi} \cdot OCR$

Er is dus een eenvoudige relatie tussen *POP* en *OCR*:

$$POP = \sigma'_{vi} (OCR - 1) \quad (7.1)$$

Voor het bepalen van de grensspanning bestaan meerdere mogelijkheden:

1. Gebruik maken van een default-waarde van *POP*.
2. Afleiden uit sonderingen. De werkwijze is om eerst de ongedraineerde schuifsterkte af te leiden uit de sondeerweerstand. Vervolgens kan de *POP* en grensspanning worden afgeleid uit de ongedraineerde schuifsterkte.
3. Bepalen met een constant rate of strain proef of een samendrukkingsproef.

Voor de bepaling van de grensspanning of pre overburden pressure is het van groot belang om zorgvuldig en consistent te werk te gaan bij het schematiseren van de opbouw van de ondergrond en de waterspanningen. Schematiseringsonzekerheden en fouten hierin leiden gemakkelijk tot onjuiste waarden van de effectieve verticale spanning. Dit werkt door in de afleiding van de grensspanning of pre overburden pressure.

(1) Een eerste veilige schatting van de grensspanning volgt uit:

$$\sigma'_{vy} = \sigma'_{vi} + POP \quad (7.2)$$

met σ'_{vi} de in-situ effectieve verticale spanning onder normale gemiddelde omstandigheden en *POP* volgens Tabel 7.6.

Tabel 7.6 Indicatieve waarden voor **POP** voor enkele veel voorkomende afzettingen en grondsoorten. Waarden gelden voor dagelijkse omstandigheden met normale gemiddelde buitenwaterstand.

Afzetting / grondsoort	WBI-SOS eenheid	Bandbreedte POP (kPa)	Verwachtingswaarde POP (kPa)	Karakteristieke waarde POP (kPa) ²⁾
Echteld klei ondiep ¹⁾	H_R.. ..	5 – 65	27	15
Echteld klei diep ¹⁾	H_R.. ..	0 – 75	24	8
Naaldwijk klei ondiep ¹⁾	H_M.._.. H_E.._..	5 – 60	25	15
Naaldwijk klei diep ¹⁾	H_M.._.. H_E.. ..	0 – 30	14	7
Hollandveen	H_Vhv_v	0 – 60	11	1
Basisveen	H_Vbv_v	10 – 60	25	15
Dijksmateriaal (klei)	H_Aa_ht	0 – 150	30	7
Overig klei	Diversen	0 – 75	22	10

¹⁾ Met 'diep' is bedoeld onder het Hollandveen en 'ondiep' is boven het Hollandveen. Als Hollandveen afwezig is, kan voor 'ondiep' de bovenste 3 m vanaf maaiveld worden aangehouden.

²⁾ Bij de karakteristieke waarden is rekening gehouden met het effect van uitmiddeling van onzekerheid langs een schuifvlak.

Tabel 7.6 geeft indicatieve waarden voor *POP* voor enkele veel voorkomende afzettingen en grondsoorten. De waarden in Tabel 7.6 zijn gebaseerd op laboratorium-proeven van diverse projecten. In de tabel is ook de koppeling met de SOS eenheden gemaakt. Deze waarden gelden voor dagelijkse omstandigheden met normale gemiddelde buitenwaterstand. De grensspanning wordt bepaald door de in situ effectieve verticale spanning bij normale gemiddelde omstandigheden te verhogen met de waarden voor *POP* uit Tabel 7.6. Door de WBI software worden de grensspanning en *POP* bepaald door de ingevoerde waarden van *POP* behorend bij de normale gemiddelde situatie om te rekenen naar waarden van *POP* voor de effectieve spanningscondities bij de waterstand bij de norm (of voor probabilistische berekeningen een andere verhoogde buitenwaterstand). De software doet dit op basis van het berekende verschil in waterspanningen en effectieve spanningen voor de situatie met de normale gemiddelde buitenwaterstand en voor de situatie met de waterstand bij de norm.

De variatiecoëfficiënt van *POP* (en grensspanning) bedraagt 0,45 voor Hollandveen en dijksmateriaal en 0,30 voor de overige afzettingen (rekening houdend met uitmiddeling van onzekerheid langs een schuifvlak). Voor de bepaling van de karakteristieke waarde kan worden uitgegaan van $n = 20$.

De verwachtingswaarden in Tabel 7.6 zijn relatief laag ten opzichte van de totale bandbreedte en de karakteristieke ondergrenswaarden zijn relatief laag ten opzichte van de verwachtingswaarden. Dit laat enerzijds zien dat er veel onzekerheid is. Anderzijds geven de grote bandbreedte en de verschillen tussen verwachtingswaarden en karakteristieke ondergrenswaarden ook aan dat aanvullend onderzoek mogelijk tot optimalisatie kan leiden.

(2) Omdat de grensspanning een groot effect op de schuifsterkte heeft, kunnen we de grensspanning terugrekenen uit metingen van de schuifsterkte. De ongedraineerde schuifsterkte s_u kan worden afgeleid uit sonderingen. Met behulp van S en m (uit laboratorium-onderzoek of verstekwaarden) kan vervolgens de grensspanning bepaald worden.

Empirisch hangt de ongedraineerde schuifsterkte s_u samen met de sondeerweerstand volgens:

$$s_u = q_{net} / N_{kt} \quad (7.3)$$

Waarin:

s_u	Ongedraineerde schuifsterkte [kN/m ²].
q_{net}	Voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus [kN/m ²].
N_{kt}	Empirisch bepaalde conusfactor [-].

$N_{kt} = 20$ met variatiecoëfficiënt 0,25 leidt voor verzadigde grond tot een veilige karakteristieke waarde voor het afleiden van de ongedraineerde schuifsterkte s_u uit de gecorrigeerde sondeerweerstand q_{net} op basis van een CPTu met meting van de waterspanning u_2 . Voor grond die onder normale omstandigheden onverzadigd is, wordt $N_{kt} = 60$ toegepast. Voor CPT's zonder meting van de waterspanning dient bij verzadigde grond een conusfactor $N_c = 25$ te worden toegepast op de gemeten sondeerweerstand q_c . De gecorrigeerde sondeerweerstand q_{net} en de afleiding van de grensspanning σ'_{vy} uit de sondeerweerstand q_{net} worden verder toegelicht in bijlage E.

Een nauwkeuriger waarde voor de conusfactor N_{kt} voor een SOS-eenheid volgt uit het correleren van lokale gegevens. N_{kt} is dan de lokale verhouding van de ongedraineerde schuifsterkte s_u en de gecorrigeerde sondeerweerstand q_{net} van de piëzoconus (zie bijlage E), beide gemeten aan de betreffende SOS-eenheid.

Uit de ongedraineerde schuifsterkte s_u kan vervolgens de pre overburden pressure POP en de grensspanning worden afgeleid met:

$$POP = \sigma'_{vi} (OCR - 1) \text{ en } \sigma'_{vy} = \sigma'_{vi} \cdot OCR, \text{ waarbij } OCR = (s_u / (\sigma'_{vi} S))^{1/m} \quad (7.4)$$

Waarin:

OCR	Overconsolidatieratio [-].
s_u	Ongedraineerde schuifsterkte afgeleid uit de sondeerweerstand [kN/m ²].
σ'_{vi}	In situ effectieve verticale spanning onder normale gemiddelde omstandigheden [kN/m ²].
S	Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio [-].
m	Sterkte toename exponent [-].
σ'_{vy}	Grensspanning [kN/m ²].

De bepaling van S en m uit laboratoriumproeven voor de betreffende SOS-eenheid is behandeld in paragraaf 7.6 en 7.7.

De uit de sondeerweerstand bepaalde waarden van POP worden in een statistische bewerking omgerekend naar een POP op het niveau van een dijkvak, SOS-segment of dijktraject. De variabiliteit van POP is zodanig groot dat meerdere steekproeven nodig zijn op de schaal van een potentieel schuifvlak om de grootte van de variabiliteit in voldoende mate te kunnen vaststellen. Sonderingen met een tussenafstand van 100 of 200 m of meer is niet voldoende. Met deze gebruikelijke sondeerafstand als uitgangspunt worden de resultaten van meerdere sonderingen in een dijkvak, WBI-SOS segment of dijktraject bij elkaar genomen en op basis daarvan een karakteristieke ondergrenswaarde van POP bepaald. In bijlage E wordt dit verder toegelicht. Wanneer uit de analyse van de sondeerweerstand volgt dat er een trend in de ruimtelijke variabiliteit aanwezig is, dan kan dat aanleiding zijn om een lokale zwakkere zone in de ondergrond te veronderstellen (zie Bijlage E).

Het is van belang de op deze wijze bepaalde waarde van de grensspanning op enkele locaties te verifiëren met direct bepaalde waarden van de grensspanning uit samendrukkingsproeven of constant rate of strain proeven. Door deze controle ontstaat een samenhangende consistente set van parameterwaarden voor de grensspanning σ'_{vy} , ongedraineerde schuifsterkte s_u , normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio S , sterkte toename exponent m en conusfactor N_{kt} .

(3) De pre overburden pressure POP en de grensspanning kunnen ook bepaald worden uit CRS proeven of samendrukkingsproeven. Hiervoor zijn boringen met monsternamen nodig.

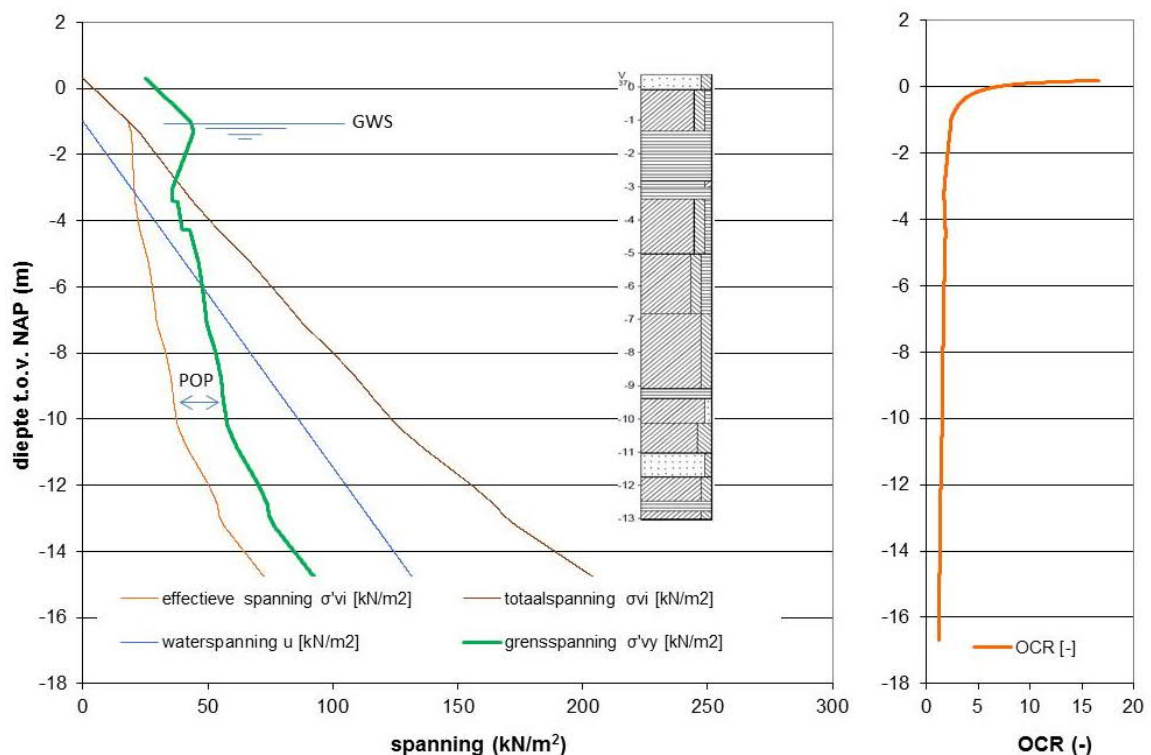
Aandachtspunten

De grensspanning is altijd gelijk aan of hoger dan de effectieve verticale spanning bij de dagelijkse gemiddelde situatie. Wanneer de grensspanning lager lijkt te zijn dient de oorzaak daarvan te worden opgespoord: is het toegepaste SOS-scenario wel correct, zijn de gebruikte waarden voor volumiek gewicht en waterspanning de juiste, et cetera.

Bij het toepassen van de correlatie van q_{net} met s_u zijn er twee foutenbronnen: 1) de natuurlijke heterogeniteit van de grond en 2) de transformatie van q_{net} naar s_u (waarbij beide metingen een meetfout hebben). De grootste fout is de transformatiefout. De natuurlijke heterogeniteit van de grond middelt voor de stabiliteitssom grotendeels uit over de grootte van een glijvlak, voor de meting door het grote aantal waarnemingen uit sonderingen. Zie verder bijlage E.

De grensspanning kan niet altijd eenduidig worden vastgesteld voor zware zandige siltige klei, keileem en löss. Samendrukkingsproeven en constant rate of strain proeven vertonen bij volumegewichten van 17 à 18 kN/m³ en hoger in toenemende mate een doorgaand gekromd verloop. Hierbij is het niet mogelijk een raaklijn te definiëren, op basis waarvan de grensspanning kan worden bepaald. Zie verder paragraaf 7.6 en bijlage B.4.6.

Voorbeeld



Figuur 7.6 Totaalspanning σ_{vi} , waterspanning u , effectieve verticale spanning σ'_{vi} en grensspanning σ'_{vy} (links) en de OCR (rechts) als functie van de diepte, in een grondprofiel. De pre overburden pressure POP is het verschil tussen de grensspanning en de effectieve verticale spanning ($POP = \sigma'_{vy} - \sigma'_{vi}$). De overconsolidatieratio OCR is de ratio van de grensspanning en de effectieve verticale spanning ($OCR = \sigma'_{vy} / \sigma'_{vi}$)

7.9

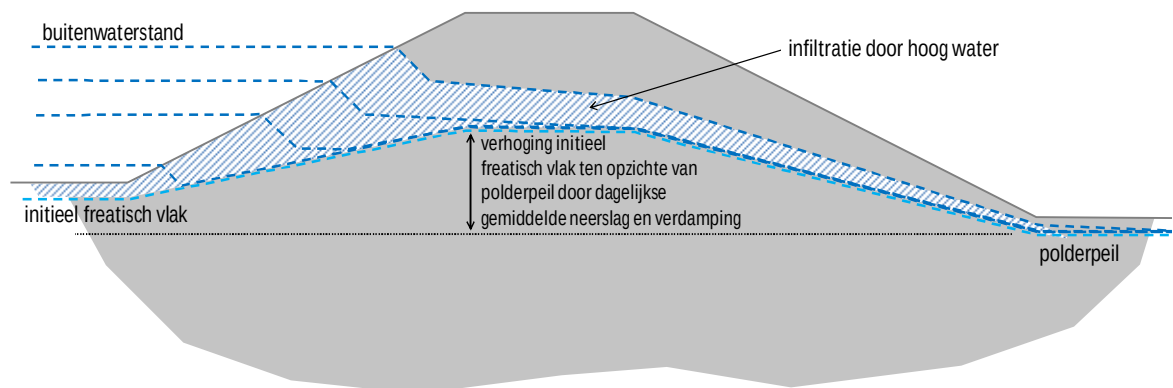
Freatische lijn

Wat is het

Het freatisch vlak [m+NAP] is de vrije grondwaterspiegel, zijnde de (hypothetische) positie waar de waterdruk gelijk is aan de atmosferische druk.

Hoe te bepalen

Het algemene principe voor het schematiseren van een freatisch vlak is dat eerst het niveau van de dagelijkse gemiddelde grondwaterstand wordt bepaald. Daarna wordt de invloed van de (verhoogde) buitenwaterstand bepaald. Infiltratie als gevolg van een verhoogde buitenwaterstand wordt boven op het dagelijkse gemiddelde niveau van de grondwaterstand gesuperponeerd. Hierdoor kan het voorkomen dat een relatief kleine verhoging van de buitenwaterstand geen invloed heeft op het niveau van het freatisch vlak (Figuur 7.7)



Figuur 7.7 Schematiseren van een freatisch vlak. Schematisch is aangegeven welke verhoging van het freatisch vlak ontstaat bij verschillende hoge buitenwaterstanden uitgaande van een initiële verhoging van het freatisch vlak door de dagelijkse gemiddelde neerslag (en verdamping)

Het niveau van de initiële (stationaire) grondwaterstand kan het beste worden bepaald op basis van waterspanningsmetingen onder gemiddelde omstandigheden. Wanneer deze niet beschikbaar zijn, kan een schatting worden gemaakt van het niveau van het freatisch vlak volgens de methode van het *Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken* ([15], Bijlage 1). Wanneer op basis hiervan een lage stabiliteitsfactor of hoge faalkans wordt berekend, kan deze eerste (veilige) schatting desgewenst worden geoptimaliseerd met een grondwaterstromingsberekening. Een eenvoudige analytische formule kan hiervoor ook toereikend zijn (Hooghoudt, Dupuit).

Het freatisch vlak kan worden geschematiseerd met behulp van de Waternet Creator, ingebouwd in Riskeer. De Waternet Creator berekent de (veilige) schematisering van waterspanningen conform het *TR Waterspanningen bij Dijken* ([15], Bijlage 1). De schematisering van het freatisch vlak met de Waternet Creator is daarin afhankelijk van het dijktype (klei op klei, klei op zand, zand op klei of zand op zand, op te geven door de gebruiker). Daarbij wordt ook rekening gehouden met de initiële (stationaire) grondwaterstand. Wanneer een drainage aanwezig is, kan de ligging van het freatisch vlak hierop worden aangepast. Met de Waternet Creator wordt het freatisch vlak bepaald voor de situatie met de normale gemiddelde buitenwaterstand en voor de situatie met de waterstand bij de norm (of bij een probabilistische berekening bij andere verhoogde buitenwaterstanden).

Het niet stationaire karakter van het hoog water op de ligging van het freatisch vlak kan in rekening worden gebracht conform het *TR Waterspanningen bij Dijken* ([15], Bijlage 1, paragraaf b1.3.3). De tijdsduur van het hoogwater kan worden afgeleid uit een waterstandsverlooplijn (zie paragraaf 7.15). In de Waternet Creator kan de ligging van het freatisch vlak worden aangepast aan de horizontale indringing die volgens het *TR Waterspanningen bij Dijken* wordt berekend.

Aandachtspunten

Het is essentieel bij gebieden met kort durende belastingen rekening te houden bij het bepalen van de waterspanningen.

De Waternet Creator beperkt zich tot vier standaard dijktypen. Voor het geval deze eenvoudige schematiseringen niet voldoen (bijvoorbeeld in het geval van een teenconstructie of een complexe dijkopbouw door een oude kleidijk ergens onder een nieuwe bredere zanddijk) is een

toets op maat nodig. Een drainage-constructie in de binnenteen kan wel met de Waternet Creator behandeld worden.

Een hoog freatisch vlak is conservatief bij de aanname van gedraineerd materiaalgedrag voor het dijksmateriaal. Een laag freatisch vlak is conservatief bij de aanname van ongedraineerd materiaalgedrag voor het dijksmateriaal. Dit komt doordat de ongedraineerde schuifsterkte in dijksmateriaal veelal hoger is dan de gedraineerde schuifsterkte.

7.10 Waterspanningen watervoerende lagen

Wat is het

De waterspanning [kN/m^2] is de waterdruk op een willekeurige locatie in de ondergrond. De grootte van de waterdruk op een willekeurige locatie wordt gekenmerkt door de stijghoogte [$\text{m} + \text{NAP}$] op deze locatie. De stijghoogte is de hoogte die het water zou bereiken in een peilbuis.

In de macrostabiliteitsanalyse in Riskeer is de waterspanning het resultaat van een schematisering van het freatisch vlak en de stijghoogte in het watervoerend pakket. De waterspanning is een berekende grootheid en geen invoerparameter. Met de Waternet Creator worden de waterspanningen bepaald voor de situatie met de normale gemiddelde buitenwaterstand en voor de situatie met de waterstand bij de norm (of bij een probabilistische berekening bij andere verhoogde buitenwaterstanden).

Hoe te bepalen

Peilbuiswaarnemingen en waterspanningsmetingen kunnen een belangrijke bron van informatie vormen bij het verkrijgen van inzicht in de stijghoogte of waterspanning.

Peilbuizen lenen zich goed voor stijghoogtemetingen in de zandondergrond. Wanneer geen stijghoogtemetingen beschikbaar zijn, kan een TNO-grondwaterkaart worden geraadpleegd om informatie over de stijghoogten in watervoerende zandlagen te verkrijgen.

Ook wanneer metingen of andere gegevens beschikbaar zijn op basis waarvan de stijghoogte in een watervoerende zandlaag onder normale omstandigheden kan worden bepaald, is het nog nodig om een vertaalslag (extrapolatie) te maken naar de situatie met (extreem) hoge buitenwaterstanden. Uit de metingen dienen daarvoor waarden voor de indringingslengte en de leklengte te worden afgeleid die als invoer voor de Waternet Creator dienen. Hierbij is het gebruik van grondwaterstromingsmodellen noodzakelijk. De Waternet Creator is een hulpmiddel in Riskeer om op eenduidige manier de waterspanningen te schematiseren. Hierbij wordt aangesloten bij de schematisering van waterspanningen die wordt aanbevolen in het *Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken* [15]. Deze schematisering is afhankelijk van het dijktype (klei op klei, klei op zand, zand op klei of zand op zand).

Aandachtspunten

De interpretatie van waarnemingen vraagt specifiek inzicht om deze te kunnen extrapoleren naar de maatgevende omstandigheden. Men dient bij hetijken van het model en daarna bij het extrapoleren rekening te houden met de volgende invloeden:

- De invloed van het bereiken van de grenspotential bij opdrijven van de toplaag.
- De invloed van het onder water lopen van het voorland bij hoog buitenwater.
- De invloed van berging.
- De invloed van het wel of niet stationaire karakter van de buitenwaterstand en het corresponderende stromingsveld.

Daarnaast zijn er nog enkele factoren die ertoe kunnen leiden dat metingen niet representatief zijn voor een maatgevende situatie:

- Bij het extrapoleren dient rekening te worden gehouden met mogelijke veranderingen in modelparameters in de toekomst (ontgrondingen (kleiwinning) in voorland,

baggerwerkzaamheden e.d. buiten de eventuele beheerszone, beëindigen grondwateronttrekking achter de dijk et cetera).

- Door erosie van de rivierbodem bij hoge waterstanden met de daarbij optredende hogere stroomsnelheden kan een deel van de bodemweerstand verdwijnen, waardoor hogere stijghoogten in de watervoerende zandlaag kunnen ontstaan.
- De invloed van bodemvorming (biologische factoren, et cetera).

7.11

Polderpeil / slootpeil

Wat is het

Het polderpeil [m+NAP] is het niveau van het oppervlaktewater binnen een beheersgebied. Het polderpeil is een deterministische grootheid. Indien nodig wordt de onzekerheid in het polderpeil beschreven in scenario's.

Hoe te bepalen

Het polderpeil wordt meestal gebaseerd op peilbesluiten van de waterschappen. Het polderpeil of slootpeil kan ook worden bepaald door een sensor op een vaste locatie aan te brengen. Een vaste locatie kan zijn een brugpijler of een keerwand, zolang deze maar niet aan zetting onderhevig is.

Aandachtspunten

- Het freatisch vlak in de ondergrond zal veelal hoger liggen dan het slootpeil of polderpeil in het achterland. Bij de schematisering van het freatisch vlak moet hiermee rekening worden gehouden.
- Bij het schematiseren van het freatisch vlak in het achterland is de vraag relevant of het slootpeil of polderpeil in de sloot achter de dijk kan worden gehandhaafd bij (extreem) hoog buitenwater en/of extreme regenval. Dit is waarschijnlijk niet het geval wanneer de indringingslengte gelijk is aan of groter dan de dikte van de slecht doorlatende deklaag (kwelsituatie). Zonodig moet dit worden meegenomen in een subscenario.

7.12

Leklengte buitenwaarts en binnenwaarts

Wat is het

De leklengte [m] is een lengtemaat die uitdrukking geeft aan de afstand waarover een stijghoogte verloopt in een watervoerende zandlaag (van een hoge stijghoogte naar een lage stijghoogte). De leklengte voor stationaire stroming wordt bepaald door de transmissiviteit (kD) van de watervoerende zandlaag en de hydraulische weerstand (c) van de slecht doorlatende deklaag. De leklengte voor niet stationaire stroming wordt daarnaast ook nog bepaald door de consolidatiecoëfficiënt van de onderzijde van de slecht doorlatende deklaag en de tijdsduur van de verandering van de stijghoogte of buitenwaterstand. De stijghoogte verloopt van een hoge naar een lage stijghoogte over een afstand van 3 tot 4 maal de leklengte.

Bij het schematiseren van waterspanningen in Riskeer met behulp van de Waternet Creator wordt de leklengte gebruikt om het niveau van de stijghoogte in de watervoerende zandlaag te bepalen gegeven de buitenwaterstand en het normale gemiddelde niveau van de stijghoogte in de watervoerende zandlaag. De Waternet Creator kent vier leklengtes die afhankelijk van de situatie moeten worden toegepast: voor een watervoerende zandlaag binnen- of buitenwaarts, of een tussenzandlaag binnen- of buitenwaarts.

Praktische (stationaire) leklengten voor de Nederlandse situatie kunnen variëren van 100 m tot 3000 m (zie ook *TR Waterspanningen bij Dijken* [15], paragraaf 2.2.10 en Bijlage 3 en 4). Wanneer het tijdsafhankelijk effect van kortdurende hoge waterstanden in rekening wordt gebracht, leidt dit tot veel lagere waarden van de leklengte.

Hoe te bepalen

De leklengte kan worden bepaald uit een analyse van stijghoogtemetingen in de watervoerende zandlaag. Zie het *TR Waterspanningen bij Dijken* ([15], bijlage 3).

Wanneer geen stijghoogtemetingen beschikbaar zijn, kan een TNO-grondwaterkaart worden geraadpleegd om informatie over de leklengte te verkrijgen. Een grondwaterkaart geeft

informatie over de transmissiviteit van een watervoerende zandlaag en over de hydraulische weerstand van de slecht doorlatende deklaag.

Bij het bepalen van de stijghoogten bij hoogwater kan het niet-stationaire karakter van het hoogwater in rekening worden gebracht. Het niet-stationaire karakter van het hoogwater leidt (bij een kortdurend hoogwater) tot lagere stijghoogten dan bij de aanname van een stationaire toestand. De tijdsduur van het hoogwater kan worden afgeleid uit een waterstandsverlooplijn (zie paragraaf 7.15). De leklengte kan worden gereduceerd door de tijdsduur van het hoogwater in rekening te brengen. Zie het *TR Waterspanningen bij Dijken* ([15], bijlage 3 en 4).

Aandachtspunten

Bij relatief dunne slecht doorlatende deklagen zal bij hoge buitenwaterstanden de theoretisch berekende stijghoogte vaak hoger zijn dan de grenspotentiaal; de stijghoogte waarbij de waterspanning in de zandlaag onder de deklaag juist in evenwicht is met het gewicht van de deklaag. In dat geval is voor een semi-probabilistische stabiliteitsanalyse uitgaande van de waterstand bij de norm een precieze bepaling van de leklengte niet nodig.

Bij een relatief kort voorland of een schaaldijk en een watervoerende zandlaag die in rechtstreeks contact staat met het buitenwater zal de leklengte korter zijn dan de breedte van het voorland. Wat het achterland betreft, wordt de leklengte gereduceerd als er een brede watergang of een wiel aanwezig is, die insnijden in de watervoerende zandlaag.

Bij toepassing van de ondergrondscenario's van het WBI-SOS is de leklengte afhankelijk van het ondergrondscenario.

7.13

Indringingslengte

Wat is het

De indringingslengte [m] is de verticale afstand aan de onderzijde van de slecht doorlatende deklaag waarover de waterspanning in de deklaag verandert bij waterspanningsvariaties in de watervoerende zandlaag.

De mate van indringing van een hogere stijghoogte vanuit een watervoerende zandlaag naar de onderzijde van een relatief slecht doorlatende afdekkende klei- of veenlaag is van belang voor de binnenwaartse macrostabiliteit van een waterkering.

Hoe te bepalen

De indringingslengte kan worden bepaald door het uitvoeren van waterspanningsmetingen in de slecht doorlatende deklaag. Door een analyse van de meetgegevens kan worden vastgesteld in welke mate een verandering van de waterspanning plaats vindt ter plaatse van de waterspanningsmeters gedurende een hoge buitenwaterstand. Deze metingen dienen dus plaats te vinden op momenten van normale en van (sterk) verhoogde buitenwaterstanden.

In het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken ([15] bijlage 4) is een eenvoudige formulering gegeven om de dikte van de indringingslaag te berekenen. In afwijking van de getallen die in (bijlage 1 van) dit TR worden aangegeven, kunnen voor de indringingslengte in verschillende SOS eenheden de getallen in Tabel 7.7 als richtwaarden worden toegepast.

Tabel 7.7 Indicatie van de indringingslengte bij verschillende ondergrondschematisaties en tijdsduur van het hoogwater (bewerking van Schoofs en Van Duinen [8])

Laagopbouw Holocene pakket Codes van de SOS eenheden (Bijlage C) tussen haakjes	Indringingslengte [m] bij 5 dagen hoogwater	Indringingslengte [m] bij 20 dagen hoogwater
Basisveen (H_vbv_v) met Hollandveen (H_vhv_v) en/of Echteld (H_Rk_..)	1,0	2,0
Echteld organische klei (H_Rk_ko) en/of klei- en veenlagen (H_Rk_k&v) en/of kleiig veen (H_Rk_vk)	1,0	2,0
Hollandveen (H_vhv_v)	1,0	> 6,0
Echteld siltige klei (H_Rk_k) en/of klei met zandlagen (H_Ro_k&z)	> 6,0	> 6,0

De indringingslengte is afhankelijk van de tijdsduur van de hoogwaterbelasting. Dit is aangegeven in bijlage 4 van [15] en in Tabel 7.6. De waterstandsverlooptlijnen kunnen worden toegepast om de tijdsduur van het hoogwater te bepalen. Bij het berekenen van de indringingslengte volgens [15] dient uit te worden gegaan van een consolidatiecoëfficiënt behorend bij een reductie van de effectieve spanning (ontlasten).

Aandachtspunten

Wanneer de indringingslengte meer is dan de helft van de dikte van de slecht doorlatende deklaag is het toepassen van de indringingslengte een onveilige schematisatie van de waterspanningen. In dat geval wordt lineair geïnterpoleerd tussen het freatisch vlak en de stijghoogte in de watervoerende zandlaag.

7.14 Buitenwaterstand (hydraulische belasting)

Wat is het

De buitenwaterstand is het niveau [m+NAP] van het oppervlaktewater dat direct onder invloed staat van een stormvloed, van hoog oppervlaktewater van een van de grote rivieren, van hoog water van het IJsselmeer of Markermeer of van een combinatie daarvan.

Naast de waterstand bij de norm is voor macrostabiteit ook de gemiddelde buitenwaterstand van belang. Dit is de referentie waterstand voor de initiële stijghoogte in de watervoerende zandlaag. Deze waterstand wordt in de Waternet Creator gebruikt voor het schematiseren van de waterspanningen in de watervoerende zandlaag.

Bij het beoordelen van de macrostabiteit van het buitentalud zijn ook lage waterstanden relevant.

Hoe te bepalen

Binnen het WBI 2017 wordt de buitenwaterstand, de waterstand bij de norm, bepaald met Riskeer.

In bijlage II is aangegeven op welke wijze de gemiddelde buitenwaterstand en lage buitenwaterstanden worden bepaald.

Aandachtspunten

De buitenwaterstand die wordt toegepast in de beoordeling, dient te corresponderen met de stijghoogte waarmee laboratoriumproeven en sonderingen zijn geïnterpreteerd (zie ook paragraaf 7.8).

7.15 Waterstandsverloop (hydraulische belasting)

Wat is het

Een waterstandsverloop geeft het verloop van de buitenwaterstand [m+NAP] als functie van de tijd. De tijdsduur van een hoogwaterperiode is lang bij de grote rivieren en kort langs de kust.

Hoe te bepalen

Er is een software-tool *Waterstandsverloop* waarvoor een gebruikershandleiding beschikbaar is [4]. Zie bijlage II

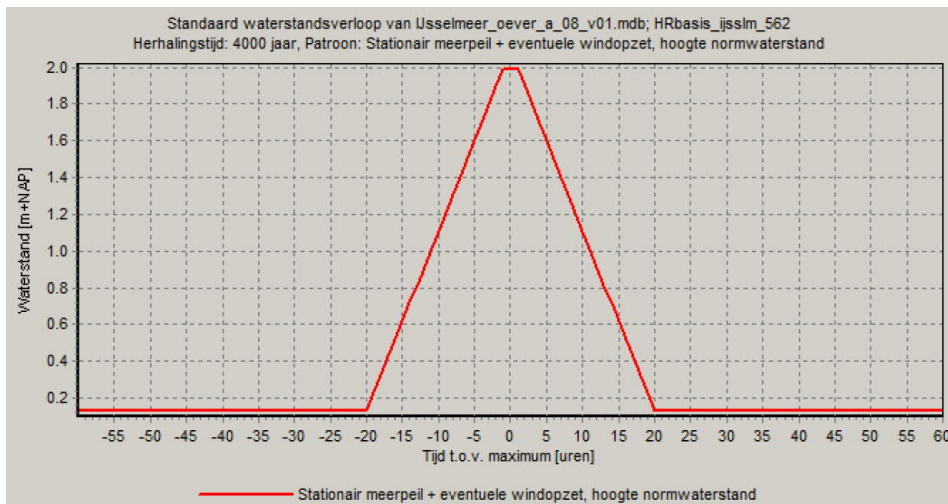
Aandachtspunten

Het niet-stationaire karakter van de waterstand bij een hoogwater kan in rekening worden gebracht bij het bepalen van de ligging van het freatisch vlak en de stijghoogten bij hoogwater. Het niet-stationaire karakter van de buitenwaterstand leidt (bij een kortdurend hoogwater) tot een lagere ligging van het freatisch vlak en lagere stijghoogten dan bij de aanname van een stationaire toestand. De geohydrologische analyse om de parameters te bepalen die het niet-stationaire verloop van het freatisch vlak en de stijghoogten beschrijven, moet buiten Riskeer worden uitgevoerd. Zie hiervoor het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken ([15], bijlage 3). De vastgestelde leklengte en/of indringingslengte moeten vervolgens in Riskeer

worden ingevoerd, zodat het freatisch vlak en de stijghoogte op een realistische hoogte komen te liggen (zie ook paragrafen 7.12 en 7.13).

Voorbeeld

Een voorbeeld van een standaard waterstandsverlooptlijn is weergegeven in Figuur 7.8.



Figuur 7.8 Voorbeeld waterstandsverloop ontleend aan het programma Waterstandsverloop

Verantwoording

Deze *Schematiseringshandleiding macrostablieit* is in opdracht van Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving opgesteld door Deltares. Dit document is als onderdeel van het WBI 2017 besproken met keringbeheerders in de WBI-coördinatiegroep en beoordeeld door de ENW Voorbereidingsgroep WBI 2017.

Versie 3.0 van dit document is gereviewd door verschillende deskundigen.

Schrijver:

T.A. van Duinen (Deltares)
J.K. van Deen (Deltares)
H. de Bruijn (Deltares)

Regie:

J. van der Hammen (RWS)
K.S. Lam (Deltares)
H. Rinkel (RWS) (versie 3.0)
M.M. de Visser (Arcadis)

Review:

P. Beurskens (WSRL) (versie 3.0)
J.E.J. Blinde (Deltares)
B. Hardeman (RWS)
M.P. Hijma (Deltares)
P. Hopman (WDOD) (versie 3.0)
W. Kanning (Deltares)
L. Kwakman (Arcadis) (versie 3.0)
M. van der Krogt (Deltares) (versie 3.0)
C. Zwanenburg (Deltares) (versie 3.0)
Kennisplatform Risicobenadering (versie 3.0)

Eindredactie:

R. 't Hart (Deltares)
A. Bizzarri (RWS)
M. Hazelhoff (RWS)
T.P. Stoutjesdijk (Deltares)

Eindcontrole:

R.M. Slomp (RWS)
J.G. Knoeff (Deltares)
M. Bottema (RWS)

Versie 4.0 bevat diverse correcties en aanvullingen/aanpassingen. De correcties en aanvullingen/aanpassingen zijn door M.W.J. Hulst (RWS) uitgevoerd. Het betreft de volgende correcties, aanvullingen en aanpassingen:

1. Aanpassing op gebruik (van woord) Ringtoets en Riskeer, gehele document;
2. Correctie tabelnummering hoofdstuk 7;
3. Correctie titel paragraaf 7.6;
4. Aanvulling paragrafen B.3.2 en B.3.3;
5. Aanpassing en aanvulling bepaling karakteristieke waarde in paragraaf 2.2.2. T.A. van Duinen (Deltares) heeft de aanpassingen/aanvullingen voorgesteld;
6. Aanpassing en aanvulling paragraaf B.4.6 met betrekking tot gebruik Su-tabellen in D-Stability.

A Literatuur

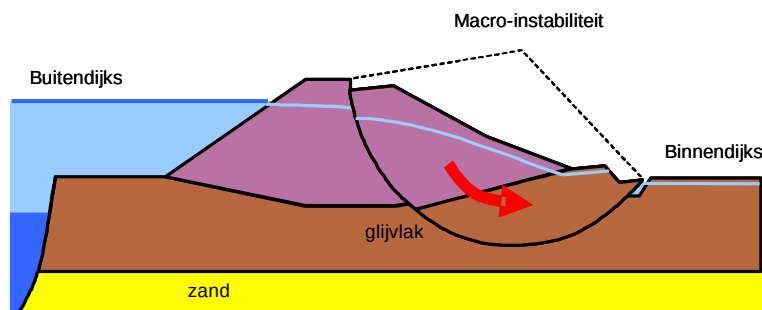
- [1] *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. T. Lunne, P.K. Robertson, J.J.M. Powell. Londen: Spon Press., 1997.
- [2] *Eurocode 7, Achtergronden en voorbeeld berekeningen*. KIVI NIRIA 2008.
- [3] *Fenomenologische beschrijving faalmechanismen WBI*. Rijkswaterstaat - Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- [4] *Gebruikershandleiding Waterstandsverloop, Versie 2.0*. J. Ansink, R. Kamp, C.P.M. Geerse. HKV, Rapport PR2803.10. Lelystad, mei 2014.
- [5] *Globale stochastische ondergrondschematisatie (WTI-SOS) voor de primaire waterkeringen*. M.P. Hijma, K.S. Lam. Deltares rapport 1209432-000-GEO-0006. Delft, september 2015.
- [6] *Handleiding datamanagement WBI 2017*. Rijkswaterstaat – Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- [7] *Handleiding lokaal schematiseren met WTISOS*. G. Kruse, M. Hijma, R. van der Meij. Deltares rapport 1209432-004-GEO-0002, Delft, december 2015.
- [8] *Indringing van waterspanning in samendrukbare gelaagde grondpakketten – Uitwerking voor de Lekdijken in de Alblasserwaard*. S. Schoofs, T.A. Van Duinen. Geotechniek 10, no 1, p 40. 2006.
- [9] *Onzekerheden Waterspanningen in WTI 2017*. A. Rozing. Deltares memo 1220083-004-GEO-0003. Delft, 22 december 2015.
- [10] *ProMoVera: Probabilistisch model voor de Veluweandmeren*. D.P. Vlag en C.I. Bak. RIZA-werkdocument 2004.089X. RIZA Lelystad, april 2004.
- [11] *Statistiek Zeeuwse meren Hydra-Zoet*. C.P.M. Geerse. HKV rapport PR1564.14. Lelystad, mei 2012.
- [12] *Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken*. Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving. Oktober 2012.
- [13] *Technisch Rapport Ontwerpbelastingen voor het rivierengebied*. Uitgave: Ministerie van Verkeer en Waterstaat / Expertise Netwerk Waterkeren, ISBN 978-90-369-1409-3. Den Haag, juli 2007.
- [14] *Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, Geotechnische aspecten van dijken, dammen en boezemkaden*. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen. RWS-DWW, ISBN 90-369-3776-0. Delft, juni 2001.
- [15] *Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken*. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen. RWS-DWW, ISBN-90-369-5565-3. Delft, september 2004.
- [16] *Waterstandsverlopen zoete en zoute wateren. Beschrijving en review gerapporteerde verlopen en uitbreiden van de tool 'Waterstandsverloop'*. C. Geerse, R. Waterman. HKV PR2803.10. Lelystad, april 2014.
- [17] *Handreiking Constructief Ontwerpen*. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen. Maart 1994.
- [18] *Addendum bij Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies*. ENW, 2007.

- [19] *Factsheet Verkeersbelasting en macrostabiliiteit*. Kennisplatform Risicobenadering. Versie 2. 28-07-2016.
- [20] *Protocol laboratoriumproeven voor grondonderzoek aan waterkeringen*. Deltares rapport 1230090-019-GEO-0002, Versie 03, 25 mei 2016, definitief.
- [21] *Factsheet post "overig" in de faalkansbegroting en indirectemechanismen*. Kennisplatform Risicobenadering. Versie 1. 09-11-2016.
- [22] *WBI Veiligheidsraamwerk Kabels en Leidingen - Generieke uitgangspunten als vertrekpunt voor nadere uitwerking in (pilot) projecten*. Deltares rapport 11202225-005-GEO-0001, Versie 01, 28 mei 2018, definitief.
- [23] *KPR factsheet werkwijze macrostabiliiteit i.c.m. golfoverslag*. Kennisplatform Risicobenadering. Versie 2. 08-03-2018.
- [24] *Factsheet Afweging ter bepaling glijvlak voor faalmechanisme Macrostabiliiteit Binnenwaarts*. Kennisplatform Risicobenadering. Versie 1. 20-12-2018.
- [25] *Factsheet Omgang met buitenwaartse macrostabiliiteit*. Kennisplatform Risicobenadering. Versie 2. 15-03-2018.
- [26] *Factsheet Ontwerpen van waterkeringen bij normtrajectovergangen*. Kennisplatform Risicobenadering. Versie 2. 24-01-2019.
- [27] Instructie SOS - Praktisch toepassen SOS binnen het WBI2017. Witteveen + Bos. Rapport RW2097-1/16-014.863. 2 september 2016. Definitief.
- [28] Publicatie POV Drainagetechnieken. Projectoverstijgende Verkenning Macrostabiliiteit en Projectoverstijgende Verkenning Piping. Mei 2018.
- [29] Publicatie POVM Grondverbeteringen. Projectoverstijgende Verkenning Macrostabiliiteit. September 2018.
- [30] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen. Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansen-normen. Versie OI2014v4. Februari 2017. Definitief. Rijkswaterstaat.
-
- [31] Handreiking Faalkansanalyse Macrostabiliiteit (Groene versie). Deltares rapport 11200575-016-GEO-0005, Versie 03, 3 oktober 2017, definitief

B Theorie faalmechanisme en gebruikte modellen

B.1 Inleiding

Onder de macrostabiliteit van een grondconstructie wordt de weerstand bedoeld tegen afschuiving van grote delen van de grondconstructie langs rechte of gebogen glijvlakken, dan wel het evenwichtsverlies ten gevolge van het ontstaan van grote plastische zones. Macro-instabiliteit is een faalmechanisme dat de stabiliteit van een dijk of dam ernstig kan bedreigen. Als gevolg van een hoge (of juist lage) waterstand voor de dijk of dam of extreme neerslag (of juist droogte), in combinatie met andere belastingen, neemt de sterkte van de grond en de dijk af. Als de sterkte (ofwel de schuifweerstand van de grond) onvoldoende is, kunnen grote delen van de grondconstructie langs rechte en/of gebogen glijvlakken, afschuiven (zie Figuur B.1). Dit zowel binnenwaarts als buitenwaarts, waarna de dijk of dam zijn waterkerende functie verliest. De sterkte-eigenschappen en de waterspanningen in en onder de grondconstructie bepalen de weerstand tegen afschuiven.



Figuur B.1 Macro-instabiliteit.

Meer informatie over het faalmechanisme macrostabiliteit is te vinden in de Fenomenologische beschrijving faalmechanismen WBI [3].

B.2 Belastingssituaties

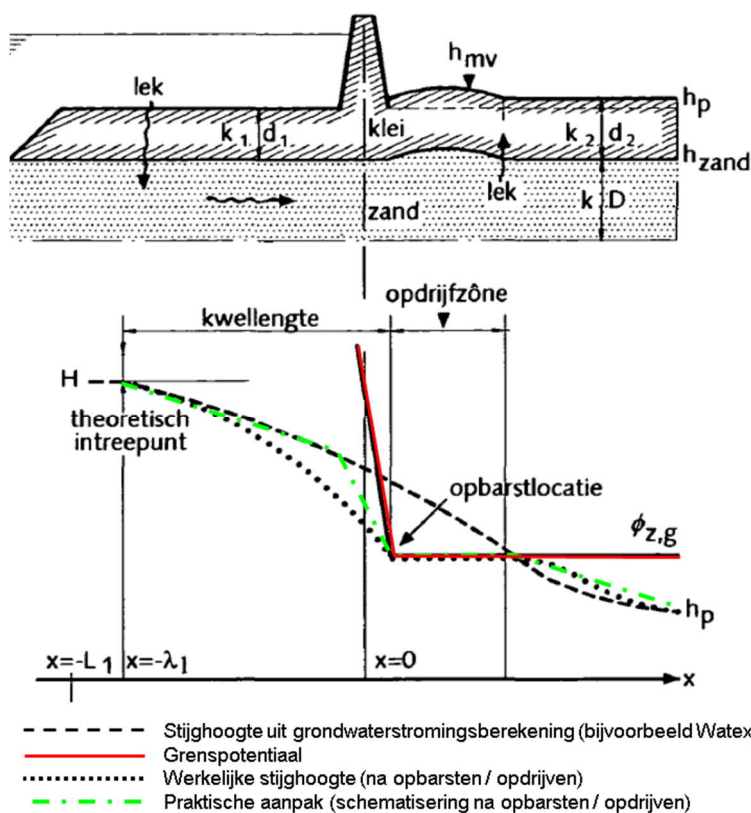
Voor de macrostabiliteit van dijken zijn verschillende belastingssituaties te onderscheiden. Zo dient zowel de stabiliteit van het binnentalud bij hoog buitenwater als de stabiliteit van het buitentalud bij laag buitenwater te worden beschouwd. Bij hoog buitenwater stijgt de stijghoogte in de watervoerende zandlaag onder een dijk en ook het freatisch vlak in de dijk kan stijgen. Dit zorgt voor een afname van de effectieve spanning in de grond. Dit kan aanleiding zijn voor instabiliteit van het binnentalud van een dijk. Wanneer het hoge buitenwater weer daalt, ijlen de waterspanningen in de dijk en de ondergrond na. Dit is een kritische fase voor de stabiliteit van het buitentalud. De stabiliteit van het binnentalud bij hoog buitenwater en de stabiliteit van het buitentalud bij een val van het hoge buitenwater zijn de twee belastingssituaties waarop de voorliggende schematiseringshandleiding zich richt.

Macro-instabiliteit van een dijktaalud kan ook optreden bij extreme neerslag. Door extreme neerslag neemt de waterspanning ook toe en daarmee neemt de effectieve spanning af. Stabiliteit bij extreme neerslag wordt echter niet beschouwd omdat de kans op gelijktijdig optreden van extreme neerslag en de waterstand bij de norm klein geacht wordt. Verder is er een verschil tussen de stabiliteit tijdens de bouwphase en de stabiliteit in de eindfase (waarop de beoordeling betrekking heeft) omdat er als gevolg van de uitvoering tijdens de bouwphase en enige tijd daarna water(over)spanning in de slecht doorlatende grondlagen aanwezig is, die in de loop van de tijd dissipeert.

Het voorland voor de dijk kan ook instabiel worden. Dit is het geval bij een snelle val van de buitenwaterstand na een hoge buitenwaterstand. Voorlandstabiliteit valt niet onder de beoordeling op macrostabiliteit maar valt onder het toetsspoor afschuiving voorland.

Opdrijven en opbarsten

Bij hoog buitenwater stijgt de stijghoogte in een watervoerende zandlaag. De mate waarin dit gebeurt, hangt af van de geohydrologische situatie. Van belang zijn de dikte en de doorlatendheid van de watervoerende zandlaag en de mate waarin er sprake is van weerstand in het voorland. Als gevolg van de toename van de stijghoogte kan de slecht doorlatende deklaag achter een dijk gaan opdrijven of opbarsten. Opdrijven en opbarsten hebben een ongunstig effect op de macrostabiliteit van een dijk. Van opdrijven spreken we als de waterdruk in de watervoerende zandlaag gelijk is aan het gewicht van de bovenliggende slecht doorlatende lagen en deze in hun geheel opgelicht worden. Wanneer deze lagen relatief dun zijn bestaat de kans dat er scheurvorming optreedt en de integriteit van de laag verloren gaat. Dan is er sprake van opbarsten.



Figuur B.2 Dijk met voorland en ondergrond; Stijghoogte in zandlaag, grenspotentiaal en oprijfzone

Of opdrijven of opbarsten van de slecht doorlatende deklaag kan optreden, wordt gecontroleerd met een berekening van het verticaal evenwicht van de deklaag. In Figuur B.2 is het uitgangspunt voor de evenwichtsbeschouwing bij de opdrukanalyse geschetst. Getekend zijn de watervoerende zandlaag die in verbinding staat met het buitenwater (rivier, meer of zee) met daarboven de afdekkende slecht doorlatende laag of lagenpakket van klei en/of veen.

De opwaartse waterdruk in de watervoerende zandlaag kan (gemiddeld) nooit groter zijn dan het gewicht van de afdekkende laag. Lokaal bij smallere sloten kan de stijghoogte wel hoger zijn dan het gewicht van de afdekkende laag. De stijghoogte in de zandlaag waarbij het evenwicht aanwezig is wordt de grenspotentiaal genoemd. Deze grenspotentiaal is een randvoorwaarde voor het grondwater-stromingspatroon in de zandlaag. Indien de buitenwaterstand verder stijgt, zal het effect hiervan zijn dat het gebied waar de grenspotentiaal heerst zich verder uitbreidt in binnenwaartse richting. Dit gebied, de oprijfzone, is van belang voor stabiliteitscontrole bij opdrijven.

De grenspotentiaal wordt berekend ter hoogte van de bovenkant van de zandlaag in Figuur B.2. Ter hoogte van dit vlak werken in neerwaartse richting het gewicht van de afdekkende

grondlaag (en een eventuele waterlaag op deze grondlaag) en in opwaartse richting werkt de waterdruk vanuit het zand. Het grensevenwicht wordt bereikt als de waterdruk gelijk is aan het gewicht van de erboven liggende grondlaag.

Opdrijven en opbarsten kan aanleiding zijn voor instabiliteit van het dijktaalud. Wanneer opbarsten of opdrijven optreedt en de stabiliteit van het talud is ondanks dat goed, dan is geen sprake van falen van het talud.

B.3 Glijvlakmodellen

Er zijn verschillende rekenmodellen beschikbaar om het evenwicht van taluds te beoordelen. Voor de analyse van de taludstabiliteit kan een glijvlakmodel of een eindige-elementenmodel worden toegepast.

Voor het rekenen aan de taludstabiliteit van grondconstructies staan diverse glijvlakmodellen (analytische methoden) ter beschikking: onder andere Bishop, LiftVan en Spencer-Van der Meij. Glijvlakberekeningen geven niet rechtstreeks het potentieel meest gevaarlijke glijvlak. Het glijvlak wordt meestal in de berekening voorgeschreven. Uit de resultaten van veel berekeningen van verschillende (opgegeven) glijvlakken kan het potentieel meest gevaarlijke glijvlak, dat is het vlak met de laagste veiligheid tegen afschuiven, worden bepaald.

De verscheidene berekeningsmethoden zijn te onderscheiden naar de vorm van de beschouwde glijvlakken en naar de schuifspannings-verdeling die langs het glijvlak in rekening wordt gebracht. Een aantal glijvlakmethoden gaan uit van cirkelvormige glijvlakken. In het algemeen zijn de rekenmethoden tweedimensionaal van opzet; in de richting loodrecht op de doorsnede wordt het glijvlak naar beide zijden oneindig uitgestrekt gedacht. In de dagelijkse adviespraktijk worden deze rekenmethoden veelal toegepast.

B.3.1 Methode Bishop

Het is gebruikelijk in de Nederlandse adviespraktijk de macrostabiliteit van grondlichamen te berekenen met behulp van cirkelvormige glijvlakken volgens de methode Bishop (Bishop, 1955). Met het Bishop-model worden de verticale krachten en het momentenevenwicht beschouwd. Bij een stabiliteitsanalyse volgens de theorie van Bishop wordt ervan uitgegaan dat de maximaal mobiliseerbare schuifsterkte langs het glijvlak daadwerkelijk gemobiliseerd is. Met deze theorie wordt het bereiken van een bezwijktoestand beoordeeld op basis van de maatgevende belasting tegenover de maximaal beschikbare sterkte.

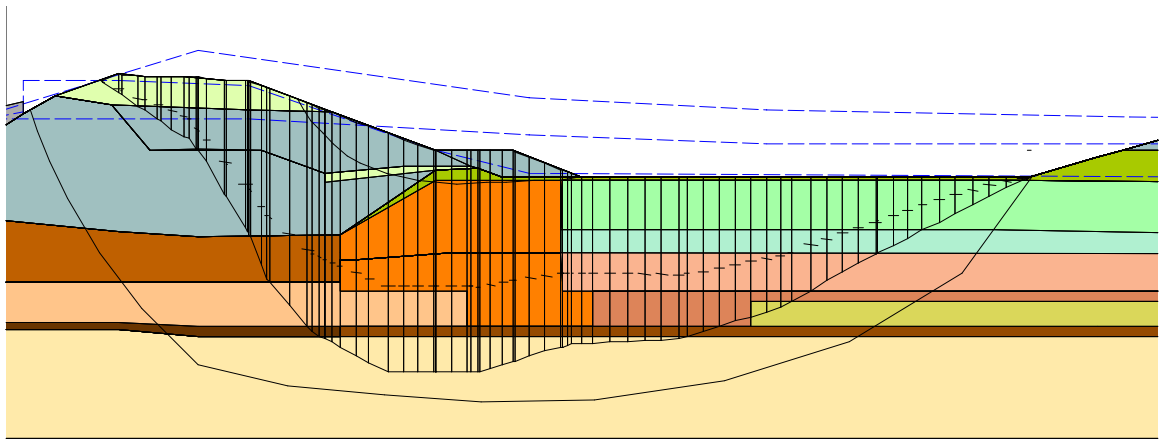
B.3.2 Methode Spencer-Van der Meij

Er kunnen omstandigheden zijn waarbij het afschuiven langs een cirkelvormig glijvlak niet als meest ongunstige geval kan worden aangemerkt. Indien in de ondergrond een grondlaag van beperkte dikte aanwezig is met relatief geringe sterkte-eigenschappen zal de stabiliteit niet alleen moeten worden gecontroleerd op afschuiving langs cirkelvormige glijvlakken maar ook op afschuiving langs een min of meer horizontaal glijvlak door de genoemde relatief slechte grondlaag. Bij de methode Spencer (Spencer, 1967) wordt een evenwichtsbeschouwing uitgevoerd met een niet-cirkelvormig glijvlak, waarin naast het momentenevenwicht en het verticale-krachtenevenwicht ook de horizontale krachten op de lamellen binnen het schuifvlak in rekening worden gebracht. Evenals bij een Bishop-analyse wordt bij deze methode het glijvlak in de berekening voorgeschreven.

Geadviseerd wordt om de te schematiseren grondlagen niet te laten uitwiggen bij verandering van grondlaag in het horizontale vlak maar verticale grondlaagscheidingen toe te passen zoals in Fig B.3.

De eerder genoemde analytische glijvlakberekeningen geven niet direct het potentieel meest gevaarlijke glijvlak omdat het in de berekening wordt voorgeschreven. Voor cirkelvormige glijvlakken wordt meestal een middelpuntengrid met tangentlijnen gebruikt om alle mogelijke afschuivingen te definiëren. Degene met de laagste veiligheidsfactor wordt als maatgevend beschouwd.

De methode Spencer kan de veiligheidsfactor berekenen van ieder willekeurig glijvlak. Door de methode Spencer te koppelen aan een genetisch algoritme die de weg van de minste weerstand in een grondlichaam vindt, wordt het middelpuntengrid met tangentlijnen overbodig (methode Spencer-Van der Meij, (Van der Meij, 2012)). Het vrije glijvlak met de methode Spencer vindt binnen een opgegeven zoekgebied de weg van de minste weerstand (zie Figuur B.3). Uitleg over de toepassing van dit model is te vinden in (Van der Meij, 2014).

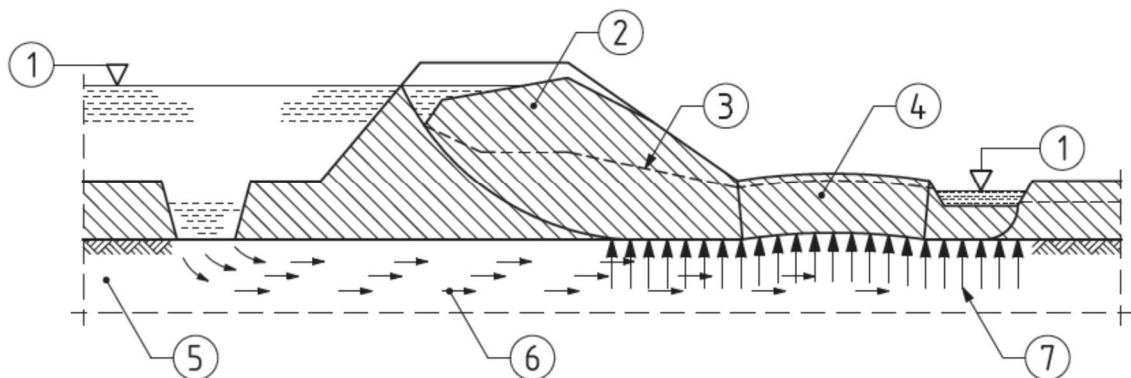


Figuur B.3 Voorbeeld maatgevende afschuiving langs een vrij glijvlak volgens het Spencer – Van der Meij model

B.3.3 Methode LiftVan

Het LiftVan-model is ontwikkeld voor het rekenen aan de macrostabiliteit van dijktafsluitingen bij opdrijven. Het model sluit goed aan bij de modellering die volgens de Bishop-methode voor stabiliteit wordt gehanteerd. In de glijcirkel van Bishop wordt een horizontale grondmoot ingevoegd die horizontaal door het dijklichaam en verticaal door de opwaartse waterdruk wordt belast ('drukstaaf' 4 in Figuur B.4). Bij een opdrijf lengte (drukstaaf lengte) die naar nul gaat en middelpunten van de glijcirkels die aan de actieve en passieve zijde samenvallen is het resultaat exact gelijk aan de Bishop-berekening. Geadviseerd wordt om de te schematiseren grondlagen niet te laten uitwijken bij verandering van grondlaag in het horizontale vlak maar verticale grondlaagscheidingen toe te passen zoals in Fig B.3.

In overeenstemming met de methode Bishop wordt voor het cirkelvormige aandrijvende deel (linker cirkeldeel in Figuur B.4) en voor het passieve deel van het glijvlak (rechter cirkeldeel) het momentenevenwicht beschouwd. Voor het rechte deel van het glijvlak, de drukstaaf met lengte L , wordt horizontaal evenwicht vereist. De waterdrukken in de drukstaaf worden sinds de laatste aanpassingen aan het model ook in de evenwichtsbeschouwing betrokken. In Figuur B.4 is het principe van het model weergegeven.



Figuur B.4 Principe van het rekenmodel Lift-Van voor opdrijven [zie Eurocode 7 ref.7] met 1 Vrij waterniveau, 2 Dijklichaam, 3 Waterstand in de dijk, 4 Grondmoot, die horizontaal en door de opwaartse waterdruk wordt belast ("drukstaaf"), 5 Diepe zandlaag, 6 Grondwaterstroming en 7 Opwaartse waterdruk onder de deklaag

In het rekenmodel kunnen meerdere horizontale raaklijnen worden ingevoerd zodat horizontale glijvlakken op elk niveau kunnen worden doorgerekend. Hierdoor kunnen met hetzelfde model zowel grote Lift-Van-glijvlakken als cirkelvormige glijvlakken worden berekend. Dit model heeft daarmee ook een grotere vrijheid om een meer maatgevend glijvlak met een lagere veiligheidsfactor dan Bishop te vinden.

In Riskeer wordt het glijvlakmodel Lift-Van toegepast voor het analyseren van de macrostabiteit van het binnentalud.

B.4 Model grondgedrag

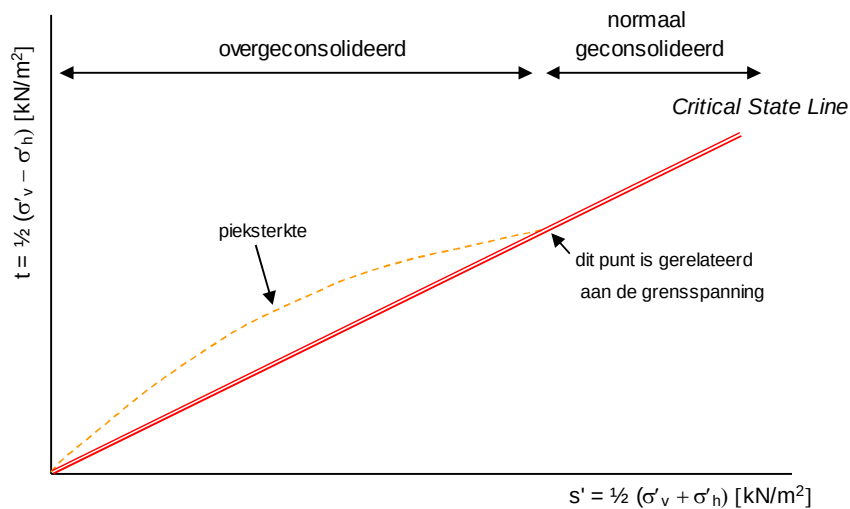
De belangrijkste elementen van het schuifsterktemodel voor de gedetailleerde beoordeling en de toepassing ervan zijn:

- Toepassing van het Critical State Soil Mechanics (CSSM) model en de SHANSEP (Stress History And Normalized Soil Engineering Properties) methode voor het karakteriseren van het gedrag van de grond (zowel zware klei, organische klei, veen en zand). In paragraaf B.4.1 wordt hierop verder ingegaan.
- Onderscheid maken tussen gedraineerd grondgedrag en ongedraineerd grondgedrag. Bij grondsoorten met een hoge doorlatendheid, zoals zand, kan drainage plaats vinden tijdens afschuiven (taludinstabiliteit) en is sprake van gedraineerd grondgedrag. Bij grondsoorten met een lage doorlatendheid, zoals klei en veen, vindt weinig of geen drainage plaats tijdens afschuiven en is sprake van ongedraineerd grondgedrag. In de paragrafen B.4.2, B.4.3 en B.4.4 wordt hier verder op ingegaan.
- De in situ toestand van de grond in rekening brengen via de grensspanning of overconsolidatieratio (OCR), waarmee onderscheid wordt gemaakt tussen normaal geconsolideerd grondgedrag en overgeconsolideerd grondgedrag. In paragraaf B.4.2 wordt hierop verder ingegaan.
- Rekenen met de bezwijksterkte van grond (ultimate state) in plaats van sterkte bij een kleinere vervorming (2 tot 5% axiale rek) in laboratoriumproeven. In paragraaf B.4.7 wordt hier verder op ingegaan.
- Schuifsterkte van klei bepalen met een traps anisotroop geconsolideerde triaxiaalproeven en voor veen met direct simple shear proeven met constante hoogte. De grensspanning wordt in het veld bepaald met sonderingen of met samendrukkingsproeven in het laboratorium. In Bijlage E wordt verder ingegaan op de afleiding van de grensspanning uit sonderingen.

B.4.1 Critical State Soil Mechanics

De basis voor het materiaalmodel dat in het WBI 2017 wordt toegepast voor het beoordelen van de macrostabiteit is het Critical State Soil Mechanics (CSSM) model (Schofield and Wroth, 1968). In essentie is het CSSM een beschrijving van het grondgedrag die een koppeling legt tussen het gedrag bij compressie, zwelling, volumeverandering, afschuiven en poriënwaterrespons in termen van effectieve spanningen. Het CSSM kan dus breder worden toegepast dan alleen voor het analyseren van macrostabiteit. De hierboven genoemde SHANSEP methode [Ladd et al, 1974] sluit op het CSSM aan.

In het CSSM-raamwerk wordt bij de beschrijving van de schuifsterkte van de grond onderscheid gemaakt tussen de pieksterkte en de critical state schuifsterkte (of ultimate state schuifsterkte) en tussen het normaal geconsolideerde en overgeconsolideerde gedrag van de grond en tussen gedraineerd en ongedraineerd gedrag (Figuur B.5). De critical state van de grond is een goede maat voor de weerstand van grond tegen taludinstabiliteit, zoals in de internationale literatuur uitgebreid is beschreven [Van Duinen et al, 2008]. In Figuur B.5 is het schuifsterktemodel weergegeven gebaseerd op het CSSM-raamwerk.



Figuur B.5 Karakterisering van de schuifsterkte volgens het Critical State Soil Mechanics raamwerk (CSSM)

De parameter voor de bezwijkomhullende in het normaal geconsolideerde gebied in Figuur B.5 is de hoek van inwendige wrijving ϕ'_{cs} . De bezwijkomhullende voor de critical state van de grond wordt als volgt gedefinieerd:

$$t_{max} = s' \sin \phi'_{cs} \quad (B.1)$$

Waarin:

- t_{max} maximaal mobiliseerbare schuifsterkte $((\sigma'_v - \sigma'_h) / 2)$, met verticale effectieve spanning σ'_v en horizontale effectieve spanning σ'_h [kN/m²].
- s' gemiddelde hoofdspanning $((\sigma'_v + \sigma'_h) / 2)$ [kN/m²].
- ϕ'_{cs} hoek van inwendige wrijving [°].

De richtingscoëfficiënt van de Critical State Line (CSL) (t/s') in Figuur B.5 is dus gelijk aan de sinus van de hoek van inwendige wrijving ϕ'_{cs} . De CSL is in deze grafiek met de spanningen t en s' gelijk aan de lijn door de toppunten van de Mohr-cirkels bij bezwijken van de grond (critical state of ultimate state). Dit is tevens de omhullende lijn langs de spanningspaden van triaxiaalproeven. Zie ook de figuren B.6 en B.7.

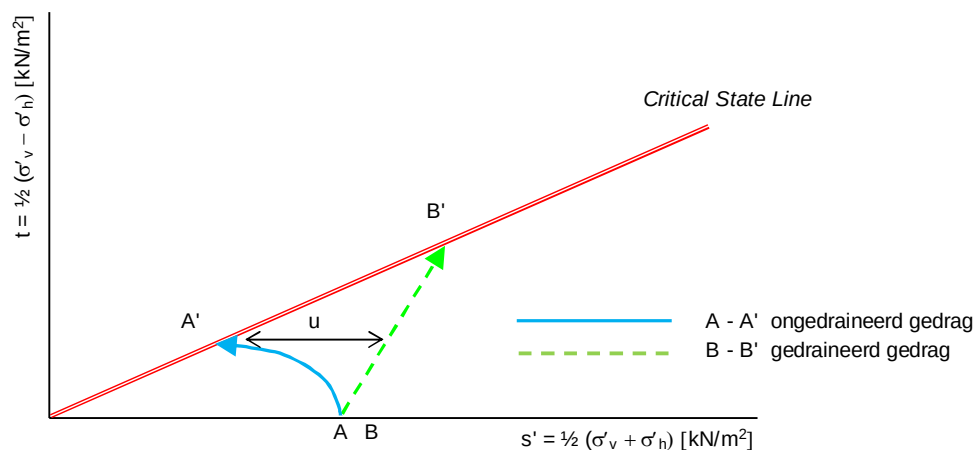
In de definitie van de bezwijkomhullende van de critical state speelt cohesie geen rol. In het CSSM-raamwerk is cohesie het gevolg van overconsolidatie. De grond is overgeconsolideerd wanneer de grensspanning σ'_{vy} groter is dan de verticale effectieve spanning σ'_{vi} . Wanneer de grensspanning σ'_{vy} gelijk is aan de verticale effectieve spanning σ'_{vi} is sprake van normaal geconsolideerde grond. De grensspanning is het spanningsniveau waarbij het grondgedrag overgaat van stijf en voorbelast naar slap en niet-voorbelast. Bij stabiliteitsanalyses spelen vooral de holocene lagen een rol. Deze hebben geen ijsijd meegemaakt en zijn dus ook niet onderworpen geweest aan een hoge ijsbelasting. Bij holocene grondlagen is de grensspanning het gevolg van kruip, polderpeilfluctuaties, weersinvloeden, biochemische processen in de bodem et cetera. De onzekerheden ten aanzien van de grootte van de grensspanning zijn groot.

Wanneer grond overgeconsolideerd is, heeft de grond een vorm van cohesie (bij de pieksterkte; onderbroken lijn in Figuur B.5). Wanneer de grond normaal geconsolideerd is, heeft de grond geen cohesie. Bij een toenemende overconsolidatie en een toenemende grensspanning wordt ook de cohesie c' groter. Voor het definiëren van de bezwijkomhullende van de pieksterkte van overgeconsolideerde grond is de cohesie c' van belang. Voor het definiëren van de bezwijkomhullende van de critical state-sterkte (of ultimate state: grote vervorming) van de grond is de cohesie niet van belang.

B.4.2 Gedraineerd versus ongedraineerd grondgedrag en rol van in situ toestand

Een belangrijke overweging bij het uitvoeren van berekeningen betreffende de macrostabiliteit is de afweging tussen een gedraineerde of ongedraineerde analyse. In paragraaf B.4.5 wordt hier in meer detail op ingegaan.

De essentie van ongedraineerd grondgedrag is dat waterspanningen in de grond worden gegenereerd wanneer de schuifweerstand van de grond wordt gemobiliseerd en de grond deformeert. In een ongedraineerde analyse van de macrostabiliteit van een talud worden deze waterspanningen in rekening gebracht. De door de grond gegenereerde waterspanningen reduceren de schuifsterkte van de grond. De generatie van waterspanningen door het mobiliseren van de schuifsterkte van de grond staat los van de waterspanningen in en onder de dijk die het gevolg zijn van grondwaterstroming. Beide zijn aspecten van waterspanning en doorlatendheid van de grond, maar deze beide aspecten moeten afzonderlijk worden beschouwd. Meer over de relatie tussen gedraineerde en ongedraineerde schuifsterkte in par B.4.5.



Figuur B.6 Relatie tussen spanning s' en schuifsterkte t . De critical state line geeft de bezwijksterkte van de grond aan. De schuifsterkte bij punt B', uitgaande van gedraineerd grondgedrag, is duidelijk hoger dan de schuifsterkte bij punt A', uitgaande van ongedraineerd grondgedrag. De afstand u tussen de groene lijn en de blauwe lijn wordt veroorzaakt door de waterspanning

Ongedraineerd gedrag is een bekend fenomeen vanuit laboratoriumonderzoek. Iedere geotechnicus kent het principe. De grond genereert waterspanning in een laboratoriumproef door het mobiliseren van schuifsterkte en deformatie van het korrelskelet en er is sprake van ongedraineerd gedrag als de wateroverspanning niet kan afstromen (zie Figuur B.6). In laboratoriumproeven wordt de waterspanning gemeten. Zo kan de gemeten schuifsterkte in de proeven worden gecorrigeerd voor het effect van de gemeten waterspanning.

Belangrijk bij de afweging tussen een gedraineerde of ongedraineerde analyse is de snelheid van afschuiven ten opzichte van de consolidatiesnelheid van de grond. Als het afschuiven snel gaat ten opzichte van de consolidatiesnelheid zullen er langs het glijvlak water over- of onderspanningen optreden. Bij verandering van de waterspanningen zal ook de korrelspanning worden beïnvloed. Deze waterspanningen zullen daarmee ook de sterkte van de grond beïnvloeden en zouden in de stabiliteitsanalyse dienen te worden verwerkt. Wanneer een belastingverandering (hoge buitenwaterstand) snel optreedt, moet er van worden uitgegaan dat een eventuele taludafschuiving ook snel kan optreden.

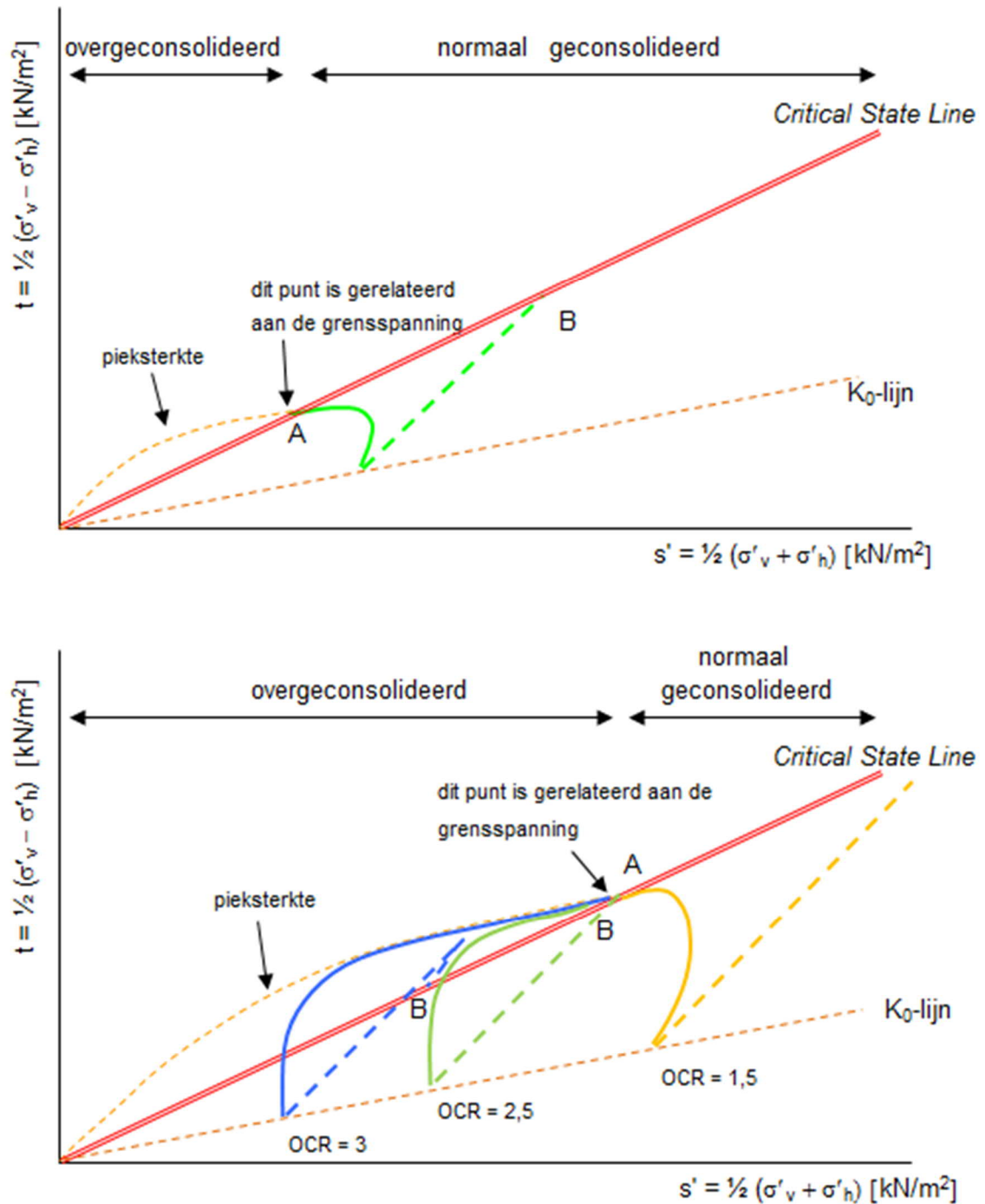
Voor het beoordelen van primaire waterkeringen zijn de snel optredende afschuivingen maatgevend. Sterkteanalyses gebaseerd op gedraineerde sterkte-eigenschappen horen bij het langetermijngedrag van waterkeringen.

Ongedraineerde stabiliteitsanalyses zijn alleen relevant voor slecht waterdoorlatende lagen zoals klei en veen. Bij het optreden van een afschuiving in waterkeringen zal in de eventueel aanwezige zandlagen geen ongedraineerd gedrag optreden. Ook in een ongedraineerde

stabiliteitsanalyse zullen voor de goed doorlatende lagen, zoals zandlagen, gedraineerde sterkte-eigenschappen worden toegepast.

In Figuur B.7 is het ongedraineerde gedrag en gedraineerde gedrag van grond binnen het critical state-raamwerk weergegeven in een diagram met effectieve verticale spanning s' en schuifsterkte t . De pijlen in de figuur zijn zogenaamde spanningspaden (onderbroken lijnen voor gedraineerd gedrag en doorgetrokken lijnen voor ongedraineerd gedrag). De spanningspaden geven aan welke schuifsterkte t kan worden gemobiliseerd gegeven de spanningsconditie bij het begin van de spanningspaden (effectieve spanning s' en verhouding met grensspanning σ'_{vy}).

In Figuur B.7 is de scheiding tussen normaal geconsolideerd gedrag en overgeconsolideerd gedrag aangegeven. Dit is de grens waar normaal geconsolideerde spanningspaden en overgeconsolideerde spanningspaden eindigen op de bezwijkomhullende. De grensspanning ligt niet op deze scheiding tussen normaal geconsolideerd en overgeconsolideerd gedrag, maar rechts daarvan. Het beginpunt van de spanningspaden in Figuur B.7 ligt bij de grensspanning. Het grondgedrag bij ongedraineerd afschuiven wordt bepaald door de in situ toestand van de grond, die wordt uitgedrukt in de grensspanning σ'_{vy} , de overconsolidatieratio OCR of de pre-overburden pressure POP.



Figuur B.7 Gedraineerd en ongedraineerd gedrag van grond weergegeven binnen het Critical State Soil Mechanics raamwerk. In de bovenste figuur is de grond normaal geconsolideerd en vertoont de grond contractant gedrag ($OCR = 1$) bij ongedraineerd afschuiven, in de onderste figuur is de grond overgeconsolideerd en vertoont de grond contractant gedrag ($OCR < \approx 2,0$) en dilatant gedrag ($OCR > \approx 2,0$) bij ongedraineerd afschuiven.

Vier gevallen met verschillend grondgedrag bij ongedraineerd afschuiven kunnen worden onderscheiden:

(Figuur B.7 boven)

- Normaal geconsolideerd met overconsolidatieratio $OCR = 1$ of $POP = 0$ kN/m² met contractant gedrag, waardoor wateroverspanning wordt gegenereerd, zodat de ongedraineerde schuifsterkte (punt A) ongeveer de helft is van de gedraineerde schuifsterkte (punt B). De actuele effectieve verticale spanning is gelijk aan de grensspanning. De grensspanning ligt bij het begin van de beide spanningspaden.

(Figuur B.7 onder)

- Licht overgeconsolideerd met OCR tussen 1 en 2 (of $POP > 0$ kN/m²) (gele lijn) met contractant gedrag waardoor wateroverspanning wordt gegenereerd en de mobiliseerbare schuifsterkte wordt gereduceerd. De actuele effectieve verticale spanning is kleiner dan de grensspanning.
- Overgeconsolideerd met OCR tussen 2 en 3 (groene lijn) waarbij geen wateroverspanning en geen wateronderspanning wordt gegenereerd, zodat de gedraineerde schuifsterkte en de ongedraineerde schuifsterkte aan elkaar gelijk zijn.
- Overgeconsolideerd met $OCR > 3$ (blauwe lijn) met dilatant gedrag waardoor wateronderspanning wordt gegenereerd en de ongedraineerde schuifsterkte (punt A) groot is in verhouding tot de effectieve spanning in de grond en groter dan de gedraineerde schuifsterkte bij dezelfde effectieve spanning (punt).

De gedraineerde spanningspaden (onderbroken lijnen) eindigen in de critical state of ultimate state altijd op de critical state line, ongeacht de mate van overconsolidatie (punten B in Figuur B.7).

In Nederland ligt de OCR voor holocene grondlagen tussen 1,0 en 5,0, waarbij de OCR voor grondlagen onder de dijk veelal wat lager ligt dan de OCR voor grondlagen naast de dijk. De hogere waarden van de OCR hebben betrekking op de bovenste meters van de holocene lagen, die dicht aan het maaiveld liggen. De pre overburden pressure POP kan een heel brede band van waarden hebben (0 tot 100 kN/m²).

B.4.3 Gedraineerde stabiliteitsanalyse

Bij een gedraineerde spanningsanalyse met effectieve schuifsterkteparameters wordt de schuifsterkte langs het glijvlak bepaald uit de effectieve normaalspanning op het glijvlak. Alleen als deze laatste niet verandert tijdens het bezwijken is de analyse correct. Een gedraineerde spanningsanalyse met bijvoorbeeld het Bishop-rekenmodel is alleen geldig voor situaties waar zowel het grondlichaam en de ondergrond uit goed doorlatende grond bestaat of voor situaties waar geen wateroverspanningen worden gegenereerd ten gevolge van een belastingverandering.

De schuifsterkte in goed doorlatende grondlagen wordt in de gangbare ingenieurspraktijk bepaald met het Mohr-Coulomb model:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Het uitgangspunt dat de schuifsterkte τ afhankelijk is van de cohesie c' en de tangens van de hoek van inwendige wrijving ϕ' berust op de aanname van grond als een continuüm en de aanname dat de dilatantiehoek ψ gelijk is aan de hoek van inwendige wrijving ϕ' . De dilatantiehoek ψ beschrijft de plastische volumetoename van een compact materiaal bij schuifvervorming. De aanname dat $\psi = \phi'$ impliceert een associatief Mohr-Coulomb model. De aanname dat grond een continuüm is, voldoet alleen zolang grond elastisch vervormt en zich nog geen schuifvlak heeft ontwikkeld, dus voordat de pieksterkte wordt bereikt. Daarbij is grond nooit homogeen, waardoor bezwijken niet overal tegelijkertijd optreedt. De schuifsterkte op basis van de aanname dat $\psi = \phi'$ zal daardoor niet kunnen worden bereikt, maar een lagere schuifsterkte. Verder blijkt uit experimenten dat $\psi < \phi'$. Bij $\psi = \phi'$ zou grond sterk moeten dilateren bij gedraineerd bezwijken. Dat wil zeggen dat aanzienlijke volumevergroting plaats zou moeten vinden. In werkelijkheid wordt bij gedraineerd afschuiven in klei en veen geen dilatantie waargenomen en in zand is de mate van dilatantie afhankelijk van de verdichtingsgraad. $\psi < \phi'$ sluit daarom beter aan bij het werkelijke grondgedrag dan $\psi = \phi'$.

Wanneer wordt uitgegaan van $\Psi < \phi'$ is het Mohr-Coulomb model niet-associatief. Hiervoor geldt de uitdrukking:

$$\tau = \frac{(c' \cos \phi' + \sigma' \sin \phi') \cos \Psi}{1 - \sin \Psi \sin \phi'}$$

Bij de critical state worden alle effecten van de initiële toestand van de grond, zoals overconsolidatie en verdichtingsgraad, geacht geen effect meer te hebben op de gedraineerde schuifsterkte als gevolg van de opgetreden schuifvervormingen, zodat $c' = 0$ kPa. Bij de critical state treedt per definitie geen plastische volumevervorming meer op, zodat $\Psi = 0^\circ$. Uitgaande van de vorming van een doorgaand schuifvlak met de critical state schuifsterkte volgt dan:

$$\tau = \sigma' \sin \phi'$$

Deze schuifsterkte bij de critical state op basis van het niet-associatieve Mohr-Coulomb model is lager dan de schuifsterkte op basis van het associatieve Mohr-Coulomb model. De overschatting van de schuifsterkte met het associatieve Mohr-Coulomb model loopt op tot 6% bij $\phi' = 20^\circ$, 15% bij $\phi' = 30^\circ$ en 31% bij $\phi' = 40^\circ$. Bij de vroegere werkwijze met schuifsterkte parameters bij 2 tot 5% axiale rek uit celproeven of meertraps triaxiaalproeven, waarbij relatief lage ϕ' -waarden werden gevonden, was de overschatting van de schuifsterkte relatief gering. Van een overschatting van de schuifsterkte was geen sprake, als wordt overwogen dat triaxiaalproeven gemiddeld genomen een onderschatting van de schuifsterkte geven van ongeveer 11% ten opzichte van de vlakke vervormingstoestand (plane strain). Bij hogere waarden van ϕ' geldend voor de critical state is het effect van de vlakke vervormingstoestand op de schuifsterkte onvoldoende om de overschatting van de schuifsterkte door het associatieve Mohr-Coulomb model te compenseren. Daarom wordt in het WBI 2017 uitgegaan van het niet-associatieve Mohr-Coulomb model. Het effect van de vlakke vervormings-toestand op de schuifsterkte is verdisconteerd in de modelonzekerheidsfactor. Meer informatie over het associatief en niet-associatief grondgedrag kan worden gevonden in Teunissen (2016).

B.4.4 Ongedraineerde stabiliteitsanalyse

Strikt genomen is de ongedraineerde schuifsterkte geen grondparameter, maar een waarde van de schuifsterkte die afhankelijk is van diverse factoren, waaronder de belastinggeschiedenis en de belastingcondities van de grond. Bij het rekenen met de ongedraineerde schuifsterkte is daarom het meten van de sterkte in het veld en het laboratorium belangrijk.

De ongedraineerde schuifsterkte van de grond wordt, uitgaande van de Critical State Soil Mechanics en SHANSEP methode, als volgt bepaald (Ladd, 1991):

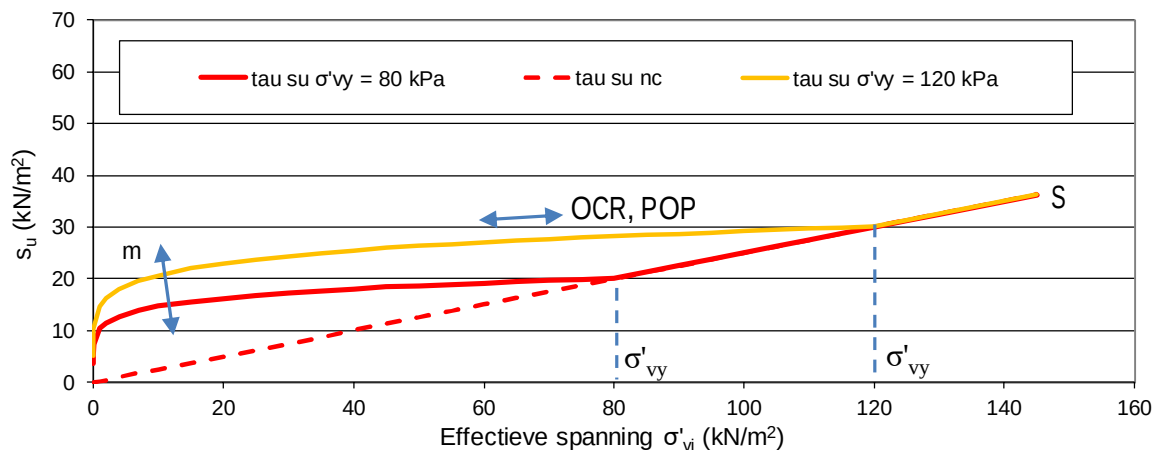
$$s_u = \sigma'_{vi} \cdot S \cdot \text{OCR}^m \quad \text{met} \quad \text{OCR} = \sigma'_{vy} / \sigma'_{vi} \quad \text{en} \quad \text{POP} = \sigma'_{vy} - \sigma'_{vi} \quad (\text{B.2})$$

De parameters in deze formule zijn:

- De ongedraineerde schuifsterkte s_u die door de grond kan worden gemobiliseerd, gegeven de schuifsterkte-eigenschappen (S en m) van de grond en de spanningscondities (σ'_{vi} en OCR) in de grond.
- De effectieve spanning σ'_{vi} wordt bepaald op basis van het gewicht van de bovenliggende grondlagen en de waterspanningen.
- De normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio S is de verhouding van de ongedraineerde schuifsterkte s_u en de spanning σ'_{vc} , waarbij het grondmonster is geconsolideerd. In de ongedraineerde schuifsterkte ratio is naast het effect van de wrijving tussen de gronddeeltjes ook het effect van de generatie van waterspanning bij ongedraineerd grondgedrag verdisconteerd. S wordt in het laboratorium bepaald met een traps anisotroop geconsolideerde triaxiaalproeven voor klei en met direct simple shear proeven voor veen. De direct simple shear proef geeft betrouwbare schuifsterkte parameters voor veen, doordat de bezwijkvorm in deze proef goed aansluit bij de structuur van veen. De proeven worden uitgevoerd met constante hoogte, omdat dit wordt gezien als een ongedraineerde proef. Meer details zijn te vinden in het Protocol laboratoriumproeven voor grondonderzoek aan waterkeringen (Greeuw et al., 2016).

- De grensspanning σ'_{vy} is een maat voor de in situ toestand en de belastinggeschiedenis van de grond. De verhouding van de grensspanning σ'_{vy} en de in situ spanning σ'_{vi} (de overconsolidatieratio OCR) zegt iets over de dichtheid van de grond en bepaalt mede de grootte van de generatie van waterspanningen bij het mobiliseren van schuifsterkte. De mate van overconsolidatie kan ook worden uitgedrukt in de pre overburden pressure POP ($= \sigma'_{vy} - \sigma'_{vi}$). Tussen OCR en POP geldt de eenvoudige relatie $POP = \sigma'_{vi} (OCR - 1)$. De grensspanning wordt het gemakkelijkst bepaald met samendrukkingsproeven in het laboratorium. De grensspanning kan ook met empirische correlaties worden afgeleid uit sonderingen. Deze correlaties zijn bekend vanuit de literatuur. Deze correlaties kunnen ook voor een specifiek gebied of project worden opgesteld. Bij het toepassen van correlaties is het van belang de onzekerheid uit de correlaties ook in rekening te brengen. Meer hier over in de paragrafen B.4.4, B.4.5 en B.4.7.
- De sterkte-toename-exponent m bepaalt de mate waarin de ongedraineerde schuifsterkte van de grond gevoelig is voor veranderingen in de effectieve spanning σ'_{vi} als gevolg van veranderingen in de waterspanning.
- Als $m = 1$ wordt elke verandering in effectieve spanning volledig gecompenseerd door de even grote verandering van OCR en blijft s_u gelijk. Als $m = 0,5$ dan leidt een verandering van de effectieve spanning tot een even grote verandering van OCR, maar OCR werkt door de lage waarde van m minder hard door in de s_u en dus neemt s_u af door de afname van de effectieve spanning.
- De sterkte-toename-exponent wordt het gemakkelijkst bepaald met samendrukkingsproeven in het laboratorium. Daarnaast kan de sterkte-toename-exponent worden bepaald uit triaxiaalproeven en direct simple shear proeven. Meer hierover in paragraaf B.4.5.

In Figuur B.8 is de relatie tussen de ongedraineerde schuifsterkte en de effectieve spanning volgens het SHANSEP-model, met de rol van de parameters S , m , OCR en POP weergegeven.



Figuur B.8 Relatie tussen ongedraineerde schuifsterkte en effectieve spanning volgens het SHANSEP-model, met de rol van de parameters S , m , OCR en POP.

B.4.5 Keuze gedraineerde schuifsterkte versus ongedraineerde schuifsterkte

In de klassieke grondmechanica worden stabiliteitsanalyses uitgevoerd uitgaande van volledig gedraineerd grondgedrag of volledig ongedraineerd grondgedrag. Hierbij wordt er rekening mee gehouden dat de grond altijd zal bezwijken bij de laagste mobiliseerbare schuifsterkte. Voor slecht doorlatende, licht overgeconsolideerde grondlagen worden de analyses uitgevoerd met ongedraineerde schuifsterkte-eigenschappen. Voor goed doorlatende grondlagen worden de stabiliteitsanalyses uitgevoerd met gedraineerde schuifsterkte-eigenschappen cohesie c' en hoek van inwendige wrijving ϕ' . Dit laatste geldt ook voor slecht doorlatende grondlagen die sterk overgeconsolideerd zijn, met name wanneer de belasting langer aanhoudt. Deze grondlagen zijn bij ongedraineerde omstandigheden relatief sterk, omdat bij afschuiven wateronderspanning ontstaat (dilatant gedrag). Bij de keuze tussen gedraineerde en ongedraineerde schuifsterkte-eigenschappen in relatie tot de doorlatendheid van de grond en

gegeven het te analyseren probleem worden in de gangbare ingenieurspraktijk voorzichtige keuzes gemaakt.

Het werkelijke grondgedrag in het veld zal heel vaak niet volledig gedraineerd of niet volledig ongedraineerd zijn. De doorlatendheid van de grond en de mate van overconsolidatie en de snelheid van de belastingverandering spelen een rol bij de grootte van de waterspanning die wordt gegenereerd door de grond bij het optreden van een instabiliteit. Ook de snelheid waarmee een afschuiving zich voltrekt speelt hierbij een rol. Complicerend hierbij is dat bij instabiliteit van een talud lokaal bezwijken snel en dus ongedraineerd kan optreden, terwijl de vervorming (of vervormingssnelheid) van het talud nog gering is. De genoemde factoren kunnen in beschouwing worden genomen bij de keuze tussen een stabiliteitsanalyse op basis van gedraineerde schuifsterkte of ongedraineerde schuifsterkte. Op basis van de consolidatietheorie kan een inschatting worden gemaakt van de mate van drainage gegeven de genoemde factoren en de invloed hiervan op de mobiliseerbare schuifsterkte. Ook op basis van numerieke analyses met rekenmodellen waarin sterkte, deformatie en stroming gekoppeld worden doorgerekend, kan de mate van drainage en het effect daarvan op de schuifsterkte worden gekwantificeerd.

Wanneer een talud instabiel wordt en een afschuiving van het talud optreedt, dan blijkt dit vaak een snel proces te zijn. Bij de macrostabieliteitsproef bij de IJkdijk voltrok de afschuiving zich binnen een paar minuten (nadat de eerste deformatie visueel waarneembaar was). Bij de Bergambachtproef trad de grootste deformatie op binnen een uur. Bij de grote afschuiving bij Streefkerk in 1984 vond de grootste deformatie binnen ruim een dag plaats, waarna de deformatiesnelheid van het talud gedurende de volgende dagen langzaam afnam. Deze tijdsduur is kort in relatie tot de doorlatendheid van de grond op deze locaties. De ondergrond bij deze locaties bestaat uit relatief slecht doorlatende grondlagen, namelijk klei, organische klei en veen. Gezien de lage doorlatendheid van de grond in relatie tot de tijdsduur van een afschuiving kan hooguit gedeeltelijke dissipatie van de gegenereerde waterspanningen zijn opgetreden.

De binnen het WBI-onderzoek ontwikkelde rekenprocedure voor het beoordelen van macrostabieliteit met ongedraineerde schuifsterkte is gevalideerd op basis van zeven opgetreden taludafschuivingen van dijken in Nederland (Van Duinen, 2010) en op basis van vier cases waar een hoge waterstand is overleefd (Van Duinen, 2013). Het gaat onder andere om de hiervoor genoemde afschuivingen van de Lekdijk bij Streefkerk en de Wolpherensedijk bij Gorinchem en de macrostabieliteitsproeven bij Bergambacht en de IJkdijk. De terug-analyses van de bezwiken taluds wijzen op een overschatting van de schuifsterkte van grond bij toepassing van de vroegere werkwijze met het Mohr-Coulomb model met gedraineerde schuifsterkte parameters. De mate waarin de schuifsterkte wordt overschat is gemiddeld een factor 1,4, maar kan oplopen tot een factor 2,0. De werkwijze met ongedraineerde schuifsterkte voor klei, organische klei en veen (voor zandlagen is de gedraineerde schuifsterkte toegepast) geeft een realistische terug-analyse van de opgetreden afschuivingen. Bij lage effectieve spanningen is de ongedraineerde schuifsterkte veelal wel hoger dan de schuifsterkte op basis van de gedraineerde schuifsterkte eigenschappen cohesie c' en hoek van inwendige wrijving ϕ' .

De cases met de overleefde waterstanden zijn onder andere de Markermeerdijk met de storm van 1928, de Lekdijk bij Nieuw-Lekkerland met de storm van 1953 en de Lekdijk bij Bergambacht met de hoge waterstand van 1995. Op deze locaties bestaat de ondergrond uit relatief slecht doorlatende grondlagen als klei, organische klei en veen. Uitgaande van beste schattingen van de ongedraineerde schuifsterkte is de ongedraineerde schuifsterkte juist voldoende om de opgetreden hoge waterstanden te keren. Met de vroegere werkwijze met het Mohr-Coulomb model met gedraineerde schuifsterkte parameters ligt de schuifsterkte ook in deze analyses gemiddeld een factor 1,4 hoger. Op basis van de terug-analyses van de overleefde waterstanden kan worden gesteld, dat de werkwijze met ongedraineerde schuifsterkte een realistische benadering is van de mobiliseerbare schuifsterkte van klei, organische klei en veen.

Toepassing voor het beoordelen van waterkeringen

Gegeven het hiervoor gegeven beeld dat een instabiliteit van een talud zich snel voltrekt in relatie tot de doorlatendheid van licht overgeconsolideerde klei, organische klei en veen en gezien de resultaten van de genoemde validatie-studies is de keuze voor ongedraineerde schuifsterkte eigenschappen op zijn plaats bij klei, organische klei en veen. Bij het beoordelen van macrostabiliteit bij hoog water wordt daarom voor licht overgeconsolideerde klei, organische klei en veen de ongedraineerde schuifsterkte toegepast in de *gedetailleerde toets*. Voor alle hoogwaterbelastingen in het bovenrivierengebied, benedenrivierengebied, de meren en bij de kust en de estuaria geldt dat deze belastingen als kortdurend worden beschouwd in relatie tot de doorlatendheid van deze grondsoorten. Voor zand wordt de gedraineerde schuifsterkte toegepast.

Wanneer de doorlatendheid zich bevindt tussen die van klei en zand, zoals zandige klei en zand met kleilaagjes, is de keuze tussen ongedraineerde en gedraineerde schuifsterkte minder gemakkelijk. Ook in relatie tot de duur van een hoogwaterbelasting is deze keuze niet voor de hand liggend. Het grondgedrag zal niet volledig ongedraineerd of volledig gedraineerd zijn. Dit hangt af van de hiervoor genoemde aspecten (doorlatendheid, belastingverandering, overconsolidatieratio). Een analyse met ongedraineerde schuifsterkte is bij licht overgeconsolideerde grond veelal ongunstiger dan een analyse met gedraineerde schuifsterkte. Daarom is voorzichtigheid nodig bij de aanname dat bezwijken van een talud niet optreedt onder ongedraineerde condities. Voor de *gedetailleerde toets* is daarom de keuze gemaakt voor ongedraineerde schuifsterkte voor grondsoorten die hoofdzakelijk kleilig zijn (klei met zandlaagjes en zandige klei). Voor grondsoorten die hoofdzakelijk zandig zijn (schoon zand en zand met orde millimeters – centimeters dikke kleilaagjes) wordt de gedraineerde schuifsterkte toegepast. Lokale gegevens over de samenstelling van de grondsoorten (mate van kleigheid en dikte van kleilaagjes in zandlagen) zijn nodig om de keuze voor de gedraineerde schuifsterkte of de ongedraineerde schuifsterkte te kunnen maken.

Klei met veel silt en zand (in het bovenrivierengebied) en ook löss en keileem zijn een aandachtspunt. Keileem is zandige leem vermengd met door landijs aangevoerd gesteentegruis en eventueel stenen. Keileem is ook bij de aanleg van dijken toegepast. Löss is siltrijke leem. Deze grondsoorten liggen tussen zand en klei in wat de doorlatendheid betreft. Beide grondsoorten zijn beoordeeld als matig doorlatend en worden daarom met ongedraineerde schuifsterkte geanalyseerd. Keileem kan overigens ook sterk zandig zijn en heeft dan een goede doorlatendheid, waarvoor gedraineerd grondgedrag kan worden verwacht. Deze materialen kunnen sterke dilatantie vertonen bij ongedraineerd afschuiven in triaxiaalproeven en kunnen daardoor een hoge ongedraineerde schuifsterkte mobiliseren (zie paragraaf B.4.6); ook bij normaal geconsolideerde condities. Het toepassen van de gedraineerde schuifsterkte geeft dan de laagste stabiliteitsfactor. Wanneer een afschuiving zich snel voltrekt in verhouding tot de doorlatendheid van deze materialen, is de schuifsterkte echter ongedraineerd. Dit zal zich voor kunnen doen in een situatie met een snelle belastingverandering bij hoogwater en ook in situaties waar licht overgeconsolideerde en slecht doorlatende holocene grondlagen zijn afgezet op sterk overgeconsolideerde pleistocene grondlagen. In dat geval wordt in het keileem een relatief hoge ongedraineerde schuifsterkte gemobiliseerd of het maatgevende schuifvlak zal niet door het keileem heen gaan als gevolg van deze relatief hoge schuifsterkte.

Potklei is dichte lutumrijke klei. Dit materiaal is slecht doorlatend en wordt daarom met ongedraineerde schuifsterkte beschouwd. Potklei kan echter ook sterk overgeconsolideerd ($OCR > 3 \text{ à } 4$) zijn. In het WBI-onderzoek is geen onderzoek gedaan naar de eigenschappen van löss en potklei.

Voor dijksmateriaal (antropogene klei) beneden het freatisch vlak wordt ook de ongedraineerde schuifsterkte toegepast. Van het dijksmateriaal boven het freatisch vlak wordt de schuifsterkte beschreven met de hoek van inwendige wrijving (gedraineerd). De doorlatendheid van dit materiaal kan veelal als matig worden omschreven. Door de grote dichtheid (laag watergehalte) van dijksmateriaal vertoont dit materiaal dilatant gedrag (zie paragraaf B.4.6). De gedraineerde schuifsterkte is daardoor veelal ongunstiger dan de ongedraineerde schuifsterkte. Het toepassen van de gedraineerde schuifsterkte geeft dan de laagste stabiliteitsfactor. Wanneer een afschuiving zich snel voltrekt, is de schuifsterkte echter ongedraineerd. Wanneer het dijksmateriaal op licht overgeconsolideerde en slecht doorlatende

grondlagen ligt, moet er van worden uitgegaan dat een afschuiving snel kan optreden. In dat geval wordt in het dijksmateriaal een relatief hoge ongedraineerde schuifsterkte gemobiliseerd.

Samenvattend zijn de uitgangspunten voor de *gedetailleerde toets* van macrostabieliteit bij alle belastingen door hoog water als volgt, waarbij in aanmerking moet worden genomen dat een schematiseringskeuze realistisch dient te zijn:

- Voor een potentiële afschuiving die zich snel kan voltrekken bij hoogwater condities, wordt voor slecht doorlatende grond de ongedraineerde schuifsterkte toegepast.
- Voor licht overgeconsolideerde klei, organische klei en veen ($OCR < 3$) wordt de ongedraineerde schuifsterkte toegepast, omdat deze materialen slecht doorlatend zijn. Dit geldt ook voor dijksmateriaal (beneden het freatisch vlak), wanneer dit hoofdzakelijk kleiig is.
- Voor licht overgeconsolideerde grondsoorten ($OCR < 3$) die hoofdzakelijk kleiig zijn (klei met zandlaagjes en zandige klei) wordt ook de ongedraineerde schuifsterkte toegepast, omdat voorzichtigheid nodig is bij de aanname dat bezwijken niet optreedt onder ongedraineerde condities.
- Voor grondsoorten die hoofdzakelijk zandig zijn (schoon zand en zand met dunne kleilaagjes) wordt de gedraineerde schuifsterkte toegepast. Dit geldt ook voor dijksmateriaal, wanneer dit hoofdzakelijk zandig is.
- Voor sterk overgeconsolideerde hoofdzakelijk kleiige grond ($OCR > 3$ à 4) en sterk dilaterende grond (zwarte zandige siltige klei, löss, keileem, dijksmateriaal) wordt de ongedraineerde schuifsterkte toegepast, omdat er rekening mee moet worden gehouden dat de grond bij hoogwater condities relatief snel zal bezwijken gegeven de doorlatendheid van deze materialen.
- Wanneer een sterk overgeconsolideerde grond en sterk dilaterende grond (beiden slecht doorlatend) voor komt samen met licht overgeconsolideerde grond (slecht doorlatend) dan wordt voor de sterk overgeconsolideerde grondlaag of de sterk dilaterende grondlaag ook de ongedraineerde schuifsterkte toegepast, omdat een afschuiving zich snel zal voltrekken, waarbij ongedraineerd gedrag van toepassing is.

Boorbeschrijvingen, boorfoto's (met verkleuring van klei en scheurvorming) en volumegewichten geven informatie op basis waarvan de keuze voor gedraineerde schuifsterkte parameters of ongedraineerde schuifsterkte parameters kan worden gemaakt.

Van belang is te constateren dat sondeerresultaten als indicatie kunnen worden gebruikt om onderscheid te maken tussen goed doorlatende grondlagen en matig tot slecht doorlatende lagen. Het onderscheid tussen deze categorieën is niet scherp, er is altijd een grijs gebied dat engineering judgement vraagt van de gebruiker (al was het alleen al het interpreteren van de sonderingen). Globaal kan gesteld worden dat grondlagen die voldoen aan de volgende voorwaarden, kunnen worden beschouwd als 'goed doorlatend':

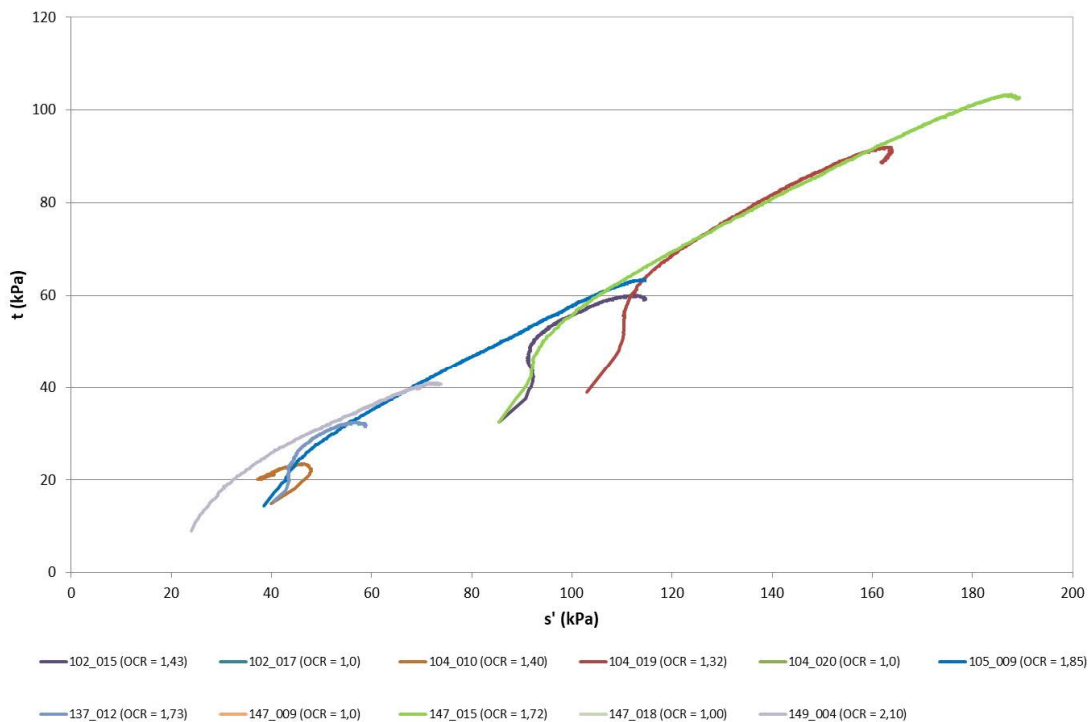
- $R_f < 1,5\%$;
- $B_q < 0,05$ à $0,10$;
- $(u_2 - u_0) / \sigma'_{vi} < 0,5$ à $1,0$;
- $I_c < 2,4$.

Het verdient aanbeveling om de afweging te maken op basis van meerdere van deze criteria. In geval van twijfel dient uitgegaan te worden van ongedraineerd gedrag. Deze criteria zijn alleen toepasbaar voor verzadigde grond. Zie voor details van bovenstaande grootheden bijlage E.2.

In bijlage C zijn de geologische eenheden die worden onderscheiden in de globale stochastische ondergrondschematisatie (SOS) opgenomen. Voor elke geologische eenheid is aangegeven of een stabiliteitsanalyse voor de betreffende eenheid met gedraineerde schuifsterkte parameters of met ongedraineerde schuifsterkte parameters wordt aanbevolen. Voor een aantal eenheden zijn geen algemene uitspraken mogelijk, zoals in dit hoofdstuk aangegeven. Dit betreft zandige klei, kleiig zand, zand met kleilaagjes en andere dergelijke eenheden. Voor de keuze bij dergelijke eenheden zijn lokale gegevens over de samenstelling van de grond (kleiigheid) nodig.

B.4.6 Ongedraineerde schuifsterkte van zware zandige siltige klei

Zandige klei en siltige klei met hoge volumegewichten ($\gamma_{sat} > 17$ à 18 kN/m^3) blijkt ander gedrag bij ongedraineerd afschuiven te vertonen dan klei met lagere volumegewichten: er is sprake van sterk dilatant gedrag, ongeacht de mate van overconsolidatie (OCR) en vaak ook bij normaal geconsolideerde condities. Dit gedrag komt niet overeen met wat op basis van de CSSM-theorie en SHANSEP-techniek voor klei mag worden verwacht. Het is internationaal een recent inzicht dat het gedrag van deze 'transitional soils' niet volledig aansluit bij de CSSM-theorie. Dit afwijkende gedrag speelt bij siltige en zandige klei in (het oosten van) het rivierengebied, bij Keileem in Noord-Nederland, waarschijnlijk ook bij löss in Zuid-Nederland en regelmatig ook bij dijksmateriaal. De ongedraineerde schuifsterkte van de zandige en siltige klei heeft vaak een grote bandbreedte. Bij het bepalen van een karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte levert deze grote bandbreedte ten opzichte van de hoge verwachtingswaarde een relatief lage karakteristieke waarde op. Figuur B.9 geeft een voorbeeld van dilatant gedrag bij ongedraineerd afschuiven in triaxiaal compressie proeven op zware zandige siltige klei in het bovenrivierengebied. (initieel verzadigde grond).

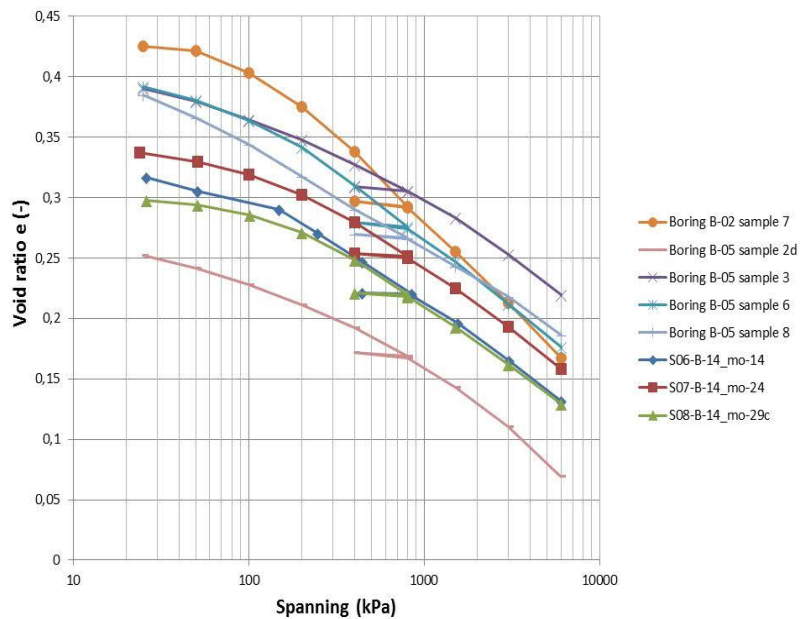


Figuur B.9 Voorbeeld van dilatant gedrag bij ongedraineerd afschuiven van siltige klei in het bovenrivierengebied.

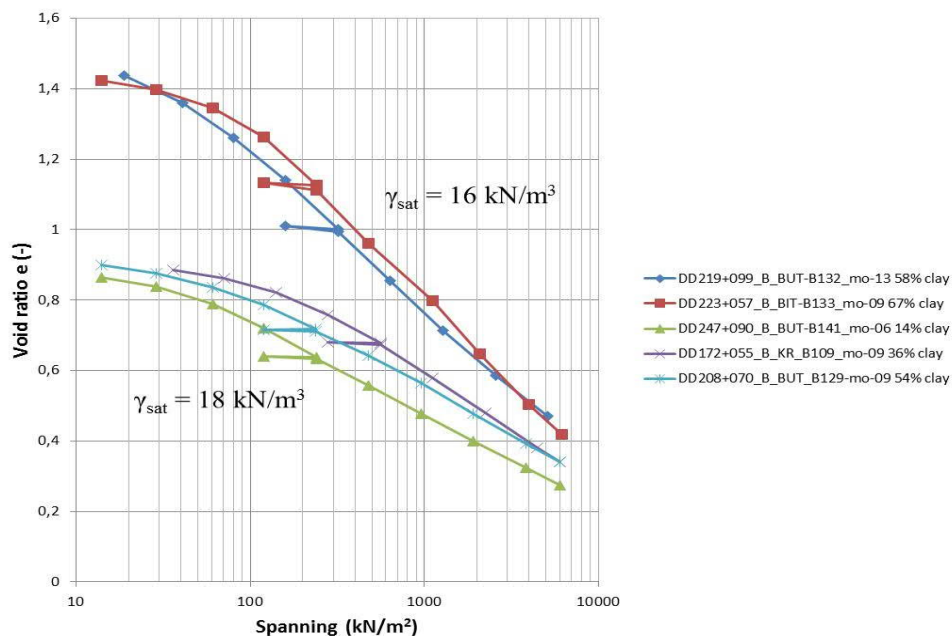
Het voorbeeld in Figuur B.9 laat zien dat nagenoeg alle triaxiaalproeven dilatant gedrag vertonen bij ongedraineerd afschuiven. Daarbij is er geen relatie met de genoemde waarden van OCR .

De relatie tussen de ongedraineerde schuifsterkte en OCR is minder eenduidig dan bij kleien met lagere volumegewichten. Deels wordt dit ook veroorzaakt doordat de grensspanning niet altijd eenduidig is vast te stellen uit samendrukkingsproeven, als gevolg van het continue gekromde verloop van de samendrukkingscurves (Figuur B.10 en Figuur B.11). Het gekromde verloop wordt sterker naarmate het volumegewicht van de klei hoger is. Bij Keileem (Figuur B.10) is het gekromde verloop daardoor sterker dan bij zware zandige siltige klei in het bovenrivierengebied (Figuur B.11). De curves convergeren ook niet naar elkaar toe. Merk hierbij op dat de samendrukkingsproeven zijn doorgezet tot 6000 kPa, wat veel hoger is dan gebruikelijk. Uitgaande van het protocol voor het uitvoeren van laboratoriumproeven, zouden

deze samendrukkingsproeven zijn doorgezet tot 500 à 1000 kPa. Als de samendrukkingsproeven worden doorgezet tot een hogere spanning, leidt dit tot een andere raaklijn aan de curve en daardoor tot een hogere waarde van de grensspanning. De bij Figuur B.9 genoemde waarden van OCR zijn dan ook arbitrair.



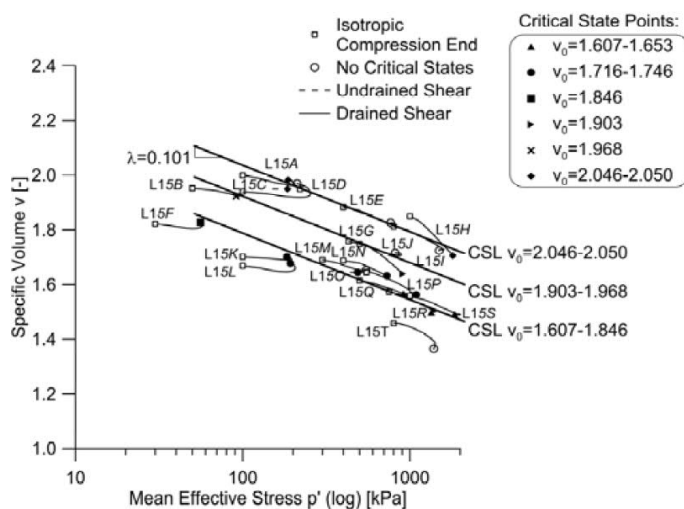
Figuur B.10 Voorbeelden van samendrukkingscurves van Keileem.



Figuur B.11 Voorbeelden van samendrukkingscurves van siltige klei in het bovenrivierengebied.

Op basis van verschillende onderzoeken door diverse auteurs (o.a. Ponzoni et al, 2014 en Shipton et al, 2015) blijkt dat de ligging van de 'critical state line' in het vlak van specifiek volume v tegen gemiddelde effectieve spanning ($v = 1 + e$, met e is de void ratio) bij 'transitional soils' afhankelijk is van de initiële toestand van de grond (Figuur B.12).

'Transitional soils' hebben een robuuste structuur, die ook bij afschuiven naar de critical state niet geheel verloren gaat. De initiële dichtheid van de grond blijft relevant, ook bij heel grote rek in laboratoriumproeven, zowel bij samendrukking als afschuiven. CSSM-theorie kan worden toegepast indien er vanuit wordt gegaan dat elke initiële toestand van de grond een bijbehorende 'critical state line' heeft. Omdat het praktisch onmogelijk is om de ruimtelijke variabiliteit van de in situ initiële toestand (combinatie van in situ spanning en in situ watergehalte of void ratio) binnen een grondlaag vast te stellen, is het niet werkbaar om meerdere critical state lines vast te stellen en deze toe te passen bij stabiliteitsanalyses.

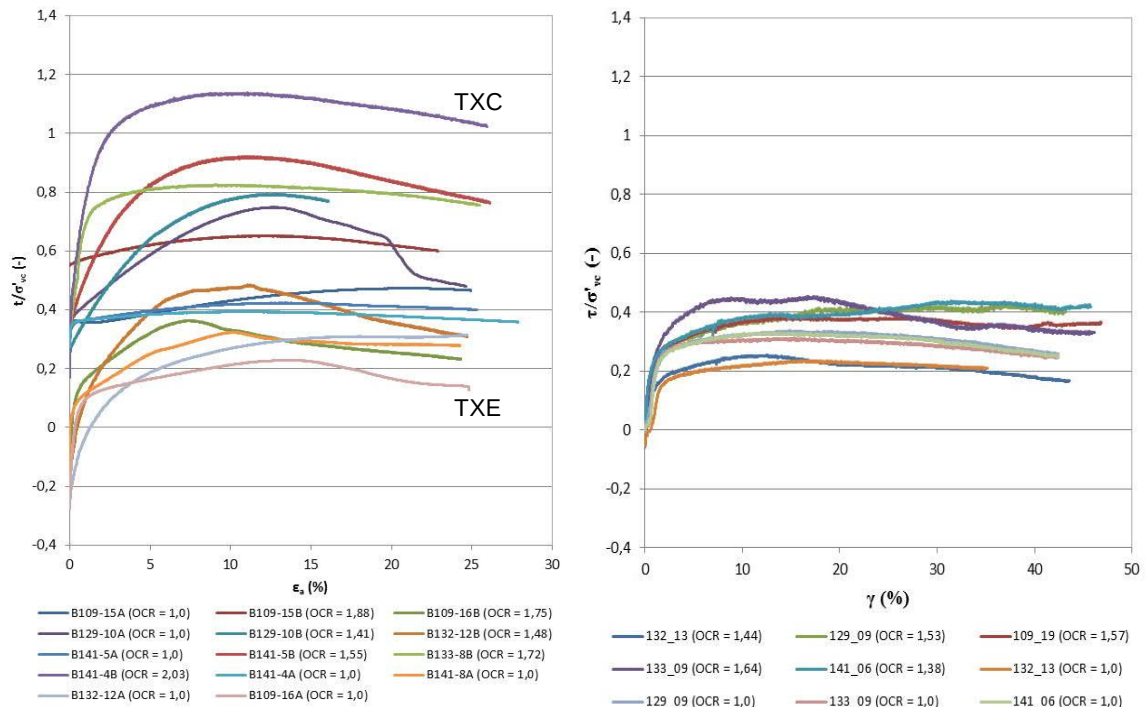


Figuur B.12 Voorbeeld van de ligging van de critical state line afhankelijk van het specifiek volume v van het materiaal. Siltige klei met 10 a 20% lutum van de lagunes bij Venetië (Ponzone et al, 2014).

Anisotropie ongedraineerde schuifsterkte

Bij ongedraineerde schuifsterkte speelt anisotropie een rol. De bezwijkmodus ofwel de richting van het afschuifvlak ten opzichte van de richting van de hoofdspansingen bepaalt mede de grootte van de ongedraineerde schuifsterkte. Dit betreft in de CSSM-theorie de piekwaarde van de ongedraineerde schuifsterkte. Wanneer de piekwaarde is overschreden en het afschuiven wordt doorgezet, neemt de schuifsterkte af naar de ultimate state (en op enig moment wordt dan ook de critical state bereikt). Op basis van CSSM-theorie zouden spanning-rek relaties van verschillende type laboratorium testen (triaxiaal compressie, triaxiaal extensie en direct simple shear) moeten convergeren naar vergelijkbare ongedraineerde schuifsterkte ratio's bij grote rek. Dit is een van de overwegingen bij de keuze voor het WBI 2017 voor het uitgangspunt om de schuifsterkte te bepalen bij 25% axiale rek en 40% schuifrek. Bij de veel voorkomende grondsoorten is er geen sprake meer van een effect van ongedraineerde schuifsterkte anisotropie bij deze grote rek. Overigens is alleen bij laboratorium proeven met 'plane-strain' condities (biaxiaal en direct simple shear) sprake van een volledig samenvallen van de spanning-rek relaties bij grote rek. Bij axiaal-symmetrische proeven is er wel convergentie bij grote rek, maar geen volledig samenvallen van de spanning-rek relaties.

Bij zware zandige siltige klei en Keileem blijkt bij grote rek nog steeds sprake van een duidelijk effect van anisotropie van de ongedraineerde schuifsterkte (Figuur B.13). De ongedraineerde schuifsterkte ratio van triaxiaal compressie proeven is aanmerkelijk hoger dan de ongedraineerde schuifsterkte ratio van direct simple shear en triaxiaal extensie proeven. Dit kan waarschijnlijk ook worden toegeschreven aan de robuuste structuur van 'transitional soils', die ook bij afschuiven naar de critical state niet geheel verloren gaat. Bij Keileem lijkt er bovendien een effect te zijn van de richting van de stuwings van deze afzetting op de ongedraineerde schuifsterkte in direct simple shear proeven.



Figuur B.13 Ongedraineerde schuifsterkte anisotropie bij siltige klei met triaxiaal compressie proeven (TXC) en triaxiaal extensie proeven (TXE) (links) en direct simple shear proeven (rechts).

Toets op maat

Het voorgaande resulteert er in dat het schematiseren van de ongedraineerde schuifsterkte van 'transitional soils' met profielen van de ongedraineerde schuifsterkte tegen de diepte of met relaties van de ongedraineerde schuifsterkte tegen de effectieve spanning technisch inhoudelijk de voorkeur heeft boven een aanpak op basis van de relatie tussen ongedraineerde schuifsterkte en overconsolidatieratio (SHANSEP-techniek; WBI methode). Profielen van de ongedraineerde schuifsterkte tegen de diepte kunnen worden toegepast in de Toets op Maat maar eventueel ook al in de gedetailleerde toets, bijvoorbeeld met de methode Su-tabel in D-Stability. Daarbij kan de gemeten ongedraineerde schuifsterkte $s_{u,dagelijks}$ worden geschaald naar $s_{u,hoogwater}$ met de volgende relatie (m is de sterkte toename exponent):

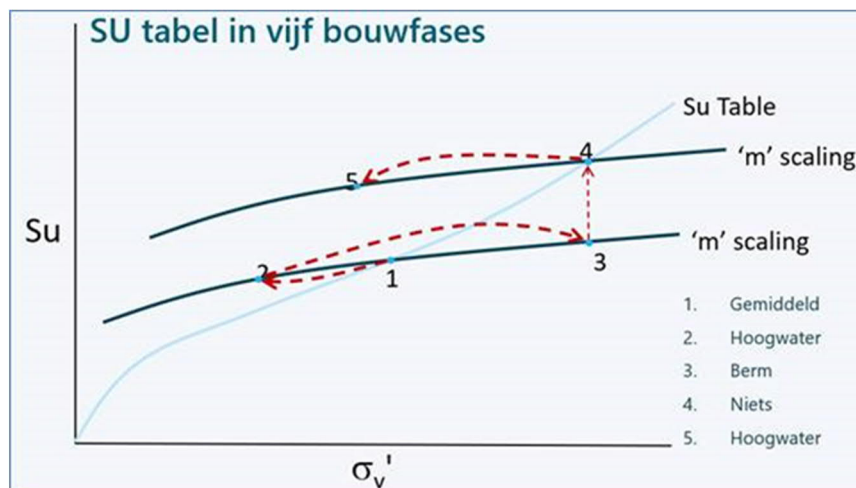
$$s_{u,hoogwater} = s_{u,dagelijks} \left(\frac{\sigma_{v,hoogwater}}{\sigma_{v,dagelijks}} \right)^{1-m}$$

Voor de 'transitional soils' is een nieuw schuifsterktemodel beschikbaar in D-Stability versie 2021.01. Dit model heet 'SU table (undrained)'. Onder de betrokken experts is momenteel echter nog discussie over het model 'SU table (undrained)' in D-Stability en het afleiden van de benodigde invoerparameters. Zowel naar het schuifsterktemodel zelf als het afleiden van de benodigde invoerparameters wordt nog aanvullend onderzoek gedaan. Geadviseerd wordt om een vraag aan Helpdesk Water te stellen voordat in een project gebruik gemaakt wordt van het schuifsterktemodel 'SU table (undrained)'. Dit onderzoek is uitgezet om een aantal onduidelijkheden in het schuifsterktemodel op te helderen:

- het schalen met 'm'. In de huidige versie van schuifsterktemodel wordt nu geschaald met de sterkte toename exponent 'm' uit de SHANSEP formule voor de ongedraineerde schuifsterkte. Experts verschillen van mening of dit correct is, een aanpassing benodigd is naar een andere

schaalparameter of dat het schalen beter uit het model gehaald kan worden. Aanvullend onderzoek moet uitwijzen hoe de 'transitional soils' het beste kunnen worden meegenomen in stabiliteitsberekeningen.

- of de sprong van punt 3 naar 4 terecht is of dat het schuifsterktemodel aangepast moet worden zodat deze sprong niet optreedt.



- welke methode werkbaar is voor de gebruiker. Het schuifsterktemodel moet dicht bij de werkelijkheid liggen. Tegelijkertijd moeten de gebruikers ook in staat zijn om geschikte invoer (Su-tabel) te verkrijgen en logische volgorde van bouwfases (stages) te schematiseren.

Om vast te stellen of een grondlaag 'transitional soil' gedrag heeft, is een doorgaand gekromd verloop van samendrukkingscurves uit CRS- of samendrukkingsproeven tot heel hoge spanning (6000 kPa) een goede indicator. Hierbij is het bepalen van grensspanning of overconsolidatiegraad *OCR* niet mogelijk.

Bij het bepalen van de ongedraineerde schuifsterkte parameters moet worden gecontroleerd of het effect van ongedraineerde schuifsterkte anisotropie wordt afgedekt door de karakteristieke ondergrenswaarde van de ongedraineerde schuifsterkte uit triaxiaal compressie proeven. Hiervoor moeten naast triaxiaal compressie proeven ook enkele direct simple shear proeven en triaxiaal extensie proeven worden uitgevoerd.

B.4.7 *Piek schuifsterkte versus grote rek schuifsterkte*

Bij het vaststellen van schuifsterkte parameters moet een keuze worden gemaakt tussen de piek, grote rek (ultimate state) of residuele schuifsterkte. In de Schematiseringshandleiding wordt consequent uitgegaan van de ultimate state parameters. De navolgende informatie is bedoeld voor wie met geavanceerdere analyses aan het werk wil, bijvoorbeeld in een *toets op maat*.

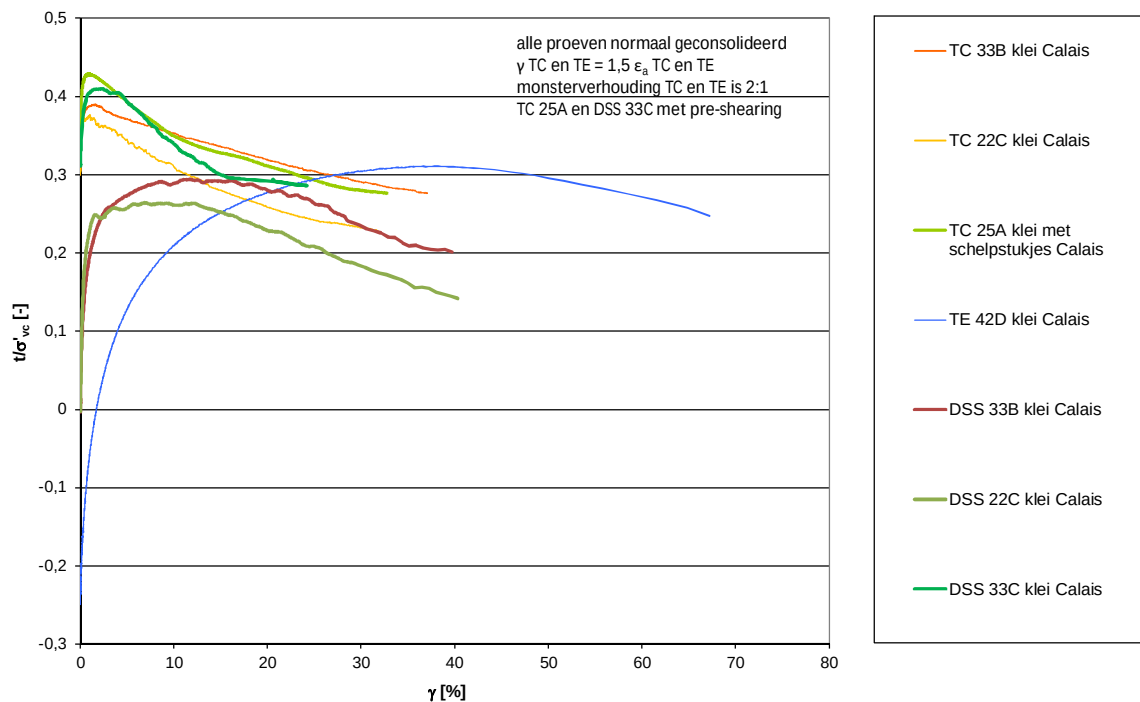
Voor het analyseren van macrostabiliteit van taluds van ophogingen is de schuifsterkte bij grote rek uit triaxiaal- en direct simple shear proeven een goede maat voor de gemobiliseerde schuifsterkte langs een schuifvlak. Voor de *gedetailleerde toets* van macrostabiliteit wordt de schuifsterkte bij grote rek toegepast. Door uit te gaan van de schuifsterkte bij grote rek is de achterliggende aanname dat de schuifsterkte langs het hele schuifvlak volledig is gemobiliseerd. Langs het gehele schuifvlak levert de grond een bijdrage aan de stabiliteit van het talud.

Om de schuifsterkte langs het schuifvlak te mobiliseren is grote vervorming nodig in het actieve en passieve deel van het schuifvlak. Met name in het passieve deel van het schuifvlak is veel vervorming nodig om de schuifsterkte volledig te mobiliseren. Om de piek van de mobiliseerbare schuifsterkte in het actieve deel van het schuifvlak te mobiliseren is beperkte vervorming van een talud voldoende. Dit verschil in de grootte van de vervorming die nodig is om de schuifsterkte te mobiliseren is het gevolg van de anisotropie van de grond. Door de ADP-methode [Ladd, 1991] toe te passen kan het effect van anisotropie van de ongedraineerde schuifsterkte in rekening worden gebracht in een glijvlak-analyse. De ADP-methode gaat er van uit dat het grondgedrag in de actieve zone goed wordt gerepresenteerd door triaxiaal compressie proeven en het grondgedrag in de passieve zone door triaxiaal extensie proeven. Direct simple shear proeven representeren het grondgedrag in de zone tussen de actieve en passieve zone.

Na het optreden van de piek van de mobiliseerbare schuifsterkte neemt de sterkte van de grond bij toenemende vervorming af (*softening*). Wanneer grote vervorming optreedt bij instabiliteit van een talud en de vervorming zo groot is dat de gemobiliseerde schuifsterkte in het passieve deel van het schuifvlak een maximum heeft bereikt, is de schuifsterkte in het actieve deel van het schuifvlak al over de piek heen en is gereduceerd tot een lagere schuifsterkte. De maximaal mobiliseerbare schuifsterkte wordt overschat wanneer er van wordt uitgegaan dat de piekwaarde van de schuifsterkte langs het gehele schuifvlak tegelijkertijd wordt gemobiliseerd. Wanneer wordt uitgegaan van gelijke optredende rekken langs het gehele schuifvlak, kan een grootte van de rek worden bepaald waarbij de gemobiliseerde schuifsterkte langs het gehele schuifvlak maximaal is (*strain compatibility* bij Ladd, 1991). Dit resulteert in een waarde van de schuifsterkte die lager ligt dan de piekwaarde van de schuifsterkte in het actieve deel van het schuifvlak.

Bij bestaande ophogingen zijn rondom het talud de richting van de spanningen in de ondergrond geroteerd ten opzichte van de onbelaste situatie. Daardoor is de mobiliseerbare schuifsterkte daar hoger dan in de onbelaste ondergrond naast de ophoging. Dit effect staat bekend als *pre-shearing* en dit beïnvloedt het effect van de hierboven genoemde anisotropie (Ladd, 1991; Jardine, 2002; Zdravkovic et al, 2001). De ADP-methode is daardoor niet zonder meer van toepassing bij het analyseren van de taludstabieliteit van bestaande ophogingen. De hogere sterkte is er alleen in de zone waar de grootte en richting van de spanningen veranderen door de aanleg van de ophoging. Op enige afstand (enkele meters) naast het talud is er geen effect van *pre-shearing*. Door het effect van *pre-shearing* wordt de pieksterkte van de grond hoger, maar na het overschrijden van de pieksterkte neemt de schuifsterkte snel af tot een lagere waarde. De schuifsterkte bij grote rek verandert niet als gevolg van *pre-shearing*. Door het effect van *pre-shearing* wordt het grondgedrag brosser. Bros gedrag heeft het gevaar van progressief falen. Als gevolg van *pre-shearing* kan de schuifsterkte langs het schuifvlak met 20 tot 50% toenemen.

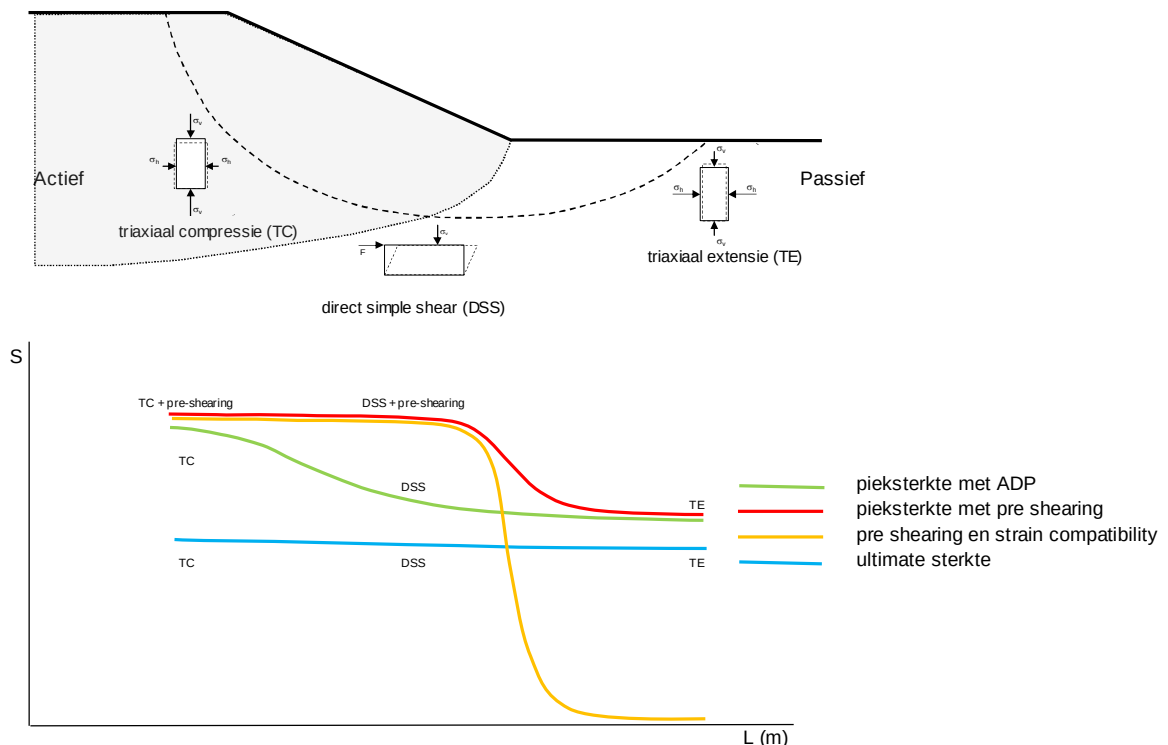
Dit grondgedrag langs een schuifvlak maakt een goede keuze van de schuifsterkte parameters complex en niet zonder meer voor de hand liggend. In een Eindige Elementen Model met een complex grondgedragsmodel zou het gehele spannings-vervormingsgedrag in rekening kunnen worden gebracht. In een glijvlakanalyse moet een keuze voor de schuifsterkte-parameters worden gemaakt die recht doet aan het complexe grondgedrag in het veld.



Figuur B.14 Genormaliseerde schuifspanning tegen schuifrek op basis van resultaten van triaxiaal compressie proeven, direct simple shear proeven en triaxiaal extensie proeven op klei

In Figuur B.14 is de genormaliseerde schuifspanning tegen schuifrek weergegeven op basis van resultaten van triaxiaal-compressieproeven, direct simple shear proeven en triaxiaal-extensieproeven op klei. De proeven 25A en 33C zijn met *pre-shearing* uitgevoerd en laten de hoogste piekwaarde van de schuifsterkte zien. Bij deze proefresultaten is zichtbaar dat een pieksterkte en een lagere schuifsterkte bij grote rek wordt gemobiliseerd. Bij de triaxiaal-extensieproef treedt de pieksterkte op bij een grotere rek dan bij de direct simple shear proeven. Bij de triaxiaal-compressieproeven ligt de pieksterkte bij een kleinere rek dan bij de direct simple shear proeven. De grootte van de pieksterkte is bij de triaxiaal-compressieproef het hoogst en bij de triaxiaal-extensieproef en bij de direct simple shear proef lager. Bij grote rekken is de schuifsterkte voor de triaxiaal-compressieproeven en triaxiaal-extensieproeven ongeveer gelijk, terwijl de schuifsterkte van de direct simple shear proeven iets lager ligt. De verschillen in grootte van de pieksterkte en de verschillen in grootte van de rek waarbij de pieksterkte optreedt zijn effecten van de anisotropie van de grond.

De triaxiaalproef 25A en direct simple shear proef 33C laten zien dat door *pre-shearing* de pieksterkte toeneemt en dat het gedrag van de grond brosser wordt. Bij de direct simple shear proef is de sterkte-toename het grootst. De pieksterkte in de triaxiaal-compressieproef en de direct simple shear proef zijn nagenoeg gelijk. De piekwaarde van de schuifsterkte wordt in de direct simple shear proef met *pre-shearing* gemobiliseerd bij een kleinere rek.



Figuur B.15 Schematische weergave van de ongedraineerde schuifsterkte ratio S langs het schuifvlak met effecten van anisotropie, pre shearing, softening en strain compatibility

In Figuur B.15 is schematisch aangegeven welke schuifsterkte wordt gemobiliseerd langs het schuifvlak. Hierbij zijn de effecten van anisotropie, *pre shearing*, *softening* en *strain compatibility* zichtbaar gemaakt. In de dwarsdoorsnede van de ophoging is een schuifvlak aangegeven met de drie zones waar de triaxiaal-compressieproeven, direct simple shear proeven en triaxiaal-extensieproeven representatief zijn volgens de eerder genoemde ADP-methode. Uitgaande van de sterkte bij grote rek (*ultimate state*) is de ongedraineerde schuifsterkte ratio S langs het gehele schuifvlak ongeveer gelijk. Uitgaande van de maximaal mobiliseerbare schuifsterkte in de verschillende delen van het schuifvlak is er verschil in de schuifsterkte in de drie delen van het schuifvlak als gevolg van anisotropie (pieksterkte ADP). Door verschillen in optredende rek langs het schuifvlak kan de schuifsterkte echter niet overal tegelijkertijd maximaal zijn. Door *pre shearing* neemt de mobiliseerbare schuifsterkte toe in de zone onder het talud (pieksterkte met *pre shearing*). Echter ook hier geldt dat door verschillen in optredende rek langs het schuifvlak de schuifsterkte niet overal tegelijkertijd maximaal kan zijn. Wanneer rekening wordt gehouden met de verschillen in de optredende rekken (*strain compatibility*) langs een schuifvlak moet de ongedraineerde schuifsterkte ratio S worden gecorrigeerd. Dit kan door aan de ongedraineerde schuifsterkte ratio S in de passieve zone een heel lage waarde toe te kennen (pre shearing en strain compatibility).

Het voorgaande geeft twee mogelijkheden voor het bepalen van de ongedraineerde schuifsterkte ratio S:

- Sterkte bij grote rek (*ultimate state*) toepassen. De schuifsterkte bij grote rek (schuifrek 40%) wordt langs het hele schuifvlak toegepast. Bij veen is de piek van de schuifsterkte in een direct simple shear proef pas bereikt bij 40% schuifrek of meer. Een schuifrek van 40% in een direct simple shear proef correspondeert met een axiale rek van 25% in een triaxiaal compressie proef (Ladd et al, 2004). De ongedraineerde schuifsterkte ratio S heeft bij grote rek dezelfde waarde langs het gehele schuifvlak (zie Figuur B.15). Aan de actieve zijde is de schuifsterkte ruim over piek heen en aan de passieve zijde is de maximale sterkte gemobiliseerd. Dit is de werkwijze voor de *gedetailleerde toets*. Wanneer geen veen aanwezig is, zou eventueel een lagere rek kunnen worden toegepast ($\geq 15\%$ axiale rek).

- Pieksterkte als gevolg van pre shearing benutten. Dit heeft een gunstig effect op de sterkte onder het talud van de dijk. De ongedraineerde schuifsterkte ratio S is hoog in het actieve deel van het schuifvlak en bij de teen van het talud. De sterkte in de passieve zone van het schuifvlak (naast de dijk) is echter nog lang niet gemobiliseerd en daardoor heel laag (nihil) op het moment dat de sterkte aan de actieve zijde al maximaal is gemobiliseerd (zie Figuur B.9). Daardoor moeten verschillende waarden van S langs het schuifvlak worden toegepast (onder de dijk en naast de dijk). Deze werkwijze kan in de *toets op maat* worden toegepast als mogelijkheid voor optimalisatie.

In de *gedetailleerde toets* van macrostabiliteit wordt de schuifsterkte bij grote rek (*ultimate state*) toegepast. De schuifsterkte bij grote rek (schuifrek 40%) wordt langs het hele schuifvlak toegepast. De ongedraineerde-schuifsterkteratio S heeft bij grote rek ongeveer dezelfde waarde langs het gehele schuifvlak (zie Figuur B.15). Aan de actieve zijde van het schuifvlak is de schuifsterkte ruim over piek heen en aan de passieve zijde van het schuifvlak is de maximale sterkte gemobiliseerd. Bij veen is de piek van de schuifsterkte in een direct simple shear proef pas bereikt bij 40% schuifrek of meer. Een schuifrek van 40% in een direct simple shear proef correspondeert ongeveer met een axiale rek van 25% in een triaxiaal-compressieproef (Ladd et al., 2004). Triaxiaalproeven dienen daarom te worden doorgezet tot een axiale rek van 25% en direct simple shear proeven worden doorgezet tot 40% schuifrek (zie het Protocol laboratoriumproeven voor grondonderzoek aan waterkeringen; Greeuw et al., 2016).

B.5 Literatuur bijlage B

Bishop, A.W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*, 5: p. 7-17.

Greeuw, G., Essen, H.M. van, Duinen, T.A. van. (2016). Protocol laboratoriumproeven voor grondonderzoek aan waterkeringen. Deltares rapport 1230090-019-GEO-0002, Versie 03, 25 mei 2016, definitief.

Jardine, R.J. (2002). Stability and Instability: soft clay embankment foundations and offshore continental slopes. Keynote paper. International Symposium on Coastal Geotechnical Engineering in Practice. Yokohama 2000. Volume 2, Balkema, Rotterdam. pp 99-118.

Ladd, C.C. and Foott, R. (1974), New design procedure for stability of soft clays. *J. Geotech. Eng. Div.*, 100(GT7), (1974) 763-786.

Ladd, C.C. (1991). "Stability evaluation during staged construction (22nd Terzaghi Lecture)." *J. of Geotech. Eng.*, 117(4), 540-615.

Ladd, C.C. and DeGroot, D.J. (2004). Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization: Arthur Casagrande Lecture. Prepared for 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. MIT, Cambridge USA, June 22 – 25, 2003. April 10, 2003. Revised: May 9, 2004.

Ponzone, E., A. Nocilla, M. R. Coop and F. Colleselli. (2014). Identification and quantification of transitional modes of behaviour in sediments of Venice lagoon. *Géotechnique* 64, No. 9, 694–708 [<http://dx.doi.org/10.1680/geot.13.P.166>].

Schofield, A.N. and Wroth, C.P. (1968), *Critical State Soil Mechanics*. McGraw Hill, Maidenhead. 1968.

Shipton, B., Coop, M.R. (2015). Transitional behaviour in sands with plastic and non-plastic fines. *Soils and Foundations*; 55(1):1–16. <http://dx.doi.org/10.1016/j.sandf.2014.12.001>.

Spencer, E. (1967). A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces. *Geotechnique*, 1967. 17: p. 11-26.

Teunissen, H. (2016). Wrijving in sterkteberekeningen. Geotechniek, Juli 2016.

Van der Meij, R. (2012). Afschuiving langs een vrij glijvlak. Geotechniek, Januari 2012.

Van der Meij, R. (2014). Handleiding bij methode Spencer-Van der Meij – Macrostabieliteit in DGeoStability. Rapport 1209607-000-GEO-0004, 6 mei 2014, definitief.

Van Duinen, T.A. et al (2008). Grensverleggend onderzoek macrostabieliteit bij opdrijven - Fase 2.C. Rapportnummer 419230-0040 v02. September 2008.

Van Duinen, T.A. (2010). SBW Werkelijke sterkte van dijken - validatie WS15: Synthese resultaten stabiliteitsanalyses onderzoekslocaties. Deltares. Rapport 1202121-003-GEO-0022, Versie 1, 7 september 2010.

Van Duinen, T.A. (2011). SBW Macrostabieliteit - Parameters voor ongedraineerde stabiliteitsanalyses uit veldmetingen. Deltares rapport 1204203-002-GEO-0001, Versie 2, 25 november 2011, concept.

Van Duinen, T.A. (2013). SBW Slope stability - Obtaining strength parameters from penetration tests. Deltares report 1206015-001-GEO-0005, Version 2, 21 March 2013, final.

Van Duinen, T.A. (2013). Back analyses of dikes that withstand a high water level. Deltares memo 1206015-000-GEO-0006. 18 March 2013.

Van Duinen, T.A. (2014). Programma WTI 2017, onderzoek en ontwikkeling landelijk toetsinstrumentarium - Behaviour of anthropogenic material. Deltares report 1207808-004-GEO-0002, 28 October 2014, final.

Zdravkovic, L. and Jardine, R.J. (2001). The effect on anisotropy of rotating the principal stress axes during consolidation. Géotechnique, 2001-1, 69-83.

C Geologische eenheden SOS

Vanuit het WBI 2017 wordt een globaal stochastische ondergrondschematisatie (WBI-SOS) aangereikt. Dit SOS bestaat uit een groot aantal geologische eenheden of grondlagen. In onderstaande tabel zijn de geologische eenheden van het SOS vermeld. Daarbij is voor alle eenheden aangegeven of bij het beoordelen van macrostabieliteit een stabiliteitsanalyse op basis van de gedraineerde schuifsterkte of de ongedraineerde schuifsterkte van toepassing is. Hierbij is vooral de doorlatendheid van de eenheden bepalend.

In bijlage B.4.2 en bijlage B.4.5 zijn criteria gegeven wanneer de ongedraineerde schuifsterkte en wanneer de gedraineerde schuifsterkte in een stabiliteitsanalyse moet worden toegepast. Hierbij is de doorlatendheid een belangrijk criterium, maar er zijn ook andere criteria. Voor een aantal eenheden in de onderstaande tabel is op basis van de algemene geologische en geotechnische kenmerken en de criteria uit de genoemde bijlagen niet eenduidig aan te geven of in een stabiliteitsanalyse de gedraineerde of ongedraineerde schuifsterkte moet worden toegepast. Dit betreft een aantal afzettingen met afwisselingen van zand en klei. Daarnaast zijn er kleiige afzettingen waarin een hoge overconsolidatieratio kan voorkomen (bijvoorbeeld P_Gkl_kz en P_Om_k), waarvoor in sommige situaties een stabiliteitsanalyse met gedraineerde schuifsterkte eigenschappen maatgevend kan zijn. In dergelijke gevallen moet een keuze op basis van lokale gegevens worden gemaakt: geotechnische lengteprofielen, boorbeschrijvingen, sondeergrafieken (zie hiervoor ook bijlage E.2) en dergelijke. In de *gedetailleerde toets* dient uitgaande van beperkte gegevens een conservatieve keuze te worden gemaakt. Dit betekent voor hoofdzakelijk kleiige en venige afzettingen meestal een keuze voor toepassen van de ongedraineerde schuifsterkte. In de *toets op maat* kan een optimalisatie worden toegepast, indien dit kan worden onderbouwd door metingen.

WBI-SOS code	Omschrijving	Kenmerken (geldend voor het vrije veld, op enige meters diep)	Formatie	Stabiliteits-analyse gedraineerd of ongedraineerd
H_Mg_zm	Matig fijn tot zeer grof getijdengeulzand	Zand, fijn en middel, kleiig (met NEN soms zandige klei), met mm - cm dunne smalle (<~1 m) klei/siltlaagjes, gehalte fijne laagjes klei zeer variabel, met variatie tussen ca. 10 - 30 % met uitschieters tot 40 %, in 0.5 - 2 m dikke sublagen minder dan 30 m breed binnen één pakket, zeer los tot los, Rf ~ 0.5 - 1.5 %, qc 1 - ~20 MPa met fluctuaties over 1 - 2 m van 2 - 5 MPa. Doorlatend.	Naaldwijk	Gedraineerd
H_Mg_zf	Uiterst fijn tot matig fijn getijdengeulzand	Getijdengeul. Zand, fijn, kleiig, mm - cm dunne smalle (<~1 m) klei/siltlaagjes, gehalte fijne laagjes klei zeer variabel, met variatie tussen ca. 5 - 15 % met uitschieters tot 30 %, in 0.5 - 2 m dikke sublagen minder dan 30 m breed binnen één pakket, zeer los tot los, Rf ~ 1 - 2 %, qc 1 - 10 MPa met fluctuaties over 1 - 2 m van 1 - 2 MPa en met uitschieters naar 15 MPa. Doorlatend.	Naaldwijk	Gedraineerd

WBI-SOS code	Omschrijving	Kenmerken (geldend voor het vrije veld, op enige meters diep)	Formatie	Stabiliteits-analyse gedraineerd of ongedraineerd
H_Mg_zk	Uiterst fijn tot matig fijn getijdengeulzand met dunne klei- en silt laagjes	Getijdengeul. Zand, fijn, kleiig, mm - cm dunne smalle (<~1 m) klei/siltlaagjes, gehalte fijne laagjes klei zeer variabel, met variatie tussen ca. 10 - 30 % met uitschieters tot 40 %, in 0.5 - 2 m dikke sublagen minder dan 30 m breed binnen één pakket, zeer los tot los, Rf ~ 1 - 2 %, qc 1 - 10 MPa met fluctuaties over 1 - 2 m van 1 -3 MPa en met uitschieters naar 15 MPa. Doorlatend.	Naaldwijk	Gedraineerd
H_Mp_zf	Zandige getijdenplaat-afzettingen	Zand, fijn met zeer weinig dunne klei/silt laagjes, bestaat uit relatief schoon zand. Los tot dicht gepakt. Rf ca. 0.5-1.5%, qc 2-10 MPa. Doorlatend.	Naaldwijk	Gedraineerd
H_Mr_kz	Getijdenrest-geulopvulling	Afwisseling van zand en kleilagen met regelmatig organische klei- en veenlagen. De afzetting kent een grote variatie, Rf ca. 1-4% met uitschieters naar 6%, qc 1-5 MPa met soms uitschieters tot 10 MPa. Slecht waterdoorlatend.	Naaldwijk	Ongedraineerd (dikkere zandlagen gedraineerd)
H_Mkw_z&k	Afzettingen van kleine getijdenplaat- en kweldergeulen	Klei, geen - weinig mm tot cm dikke zand/siltlaagjes, meest matig stevig, weinig plantenresten, percentage klei 10-80%, Rf ca. 1.5 - 4 %, qc <~2 MPa, getijdeplaat afzetting, pakket wordt gekenmerkt door meerdere lagen met verschil in gehalte aan zandlaagjes. Slecht waterdoorlatend.	Naaldwijk	Ongedraineerd
H_Mp_k	Kleiige getijdenplaat- en kwelderafzetting en	Klei, zacht tot matig stevig, vaak zandig, Rf ca. 2 - 5 %, qc <~1 MPa, plaatselijk tot 2 MPa, pakket bestaat soms uit lagen met meer en minder plantenresten. Slecht waterdoorlatend.	Naaldwijk	Ongedraineerd
H_Mp_ko	Organisch rijke getijdenplaat- en kwelderafzetting en	Organische klei met regelmatig veenlagen. Zacht met veenlagen van 0.1- 0.4 m dik, Rf 4-8% met uitschieters naar 10%. qc meestal < 1 MPa. Kan dunne Gyttja-lagen bevatten. Slecht waterdoorlatend.	Naaldwijk	Ongedraineerd
H_Ml_ko	Lagunaire afzetting	Organische klei, zeer zacht. Rf 2-4% met uitschieters naar 6%, qc meestal <1 MPa en vaak rond de 0.5 MPa. Kan Gyttja-lagen bevatten.	Naaldwijk	Ongedraineerd

WBI-SOS code	Omschrijving	Kenmerken (geldend voor het vrije veld, op enige meters diep)	Formatie	Stabiliteits-analyse gedraineerd of ongedraineerd
H_Eg_zm	Matig fijn tot zeer grof estuarien getijden-geulzand	Zand en klei, met weinig fijne (cm) en soms dikkere (0.5 m) kleilaagjes. Verticaal komen er binnen 1-2 m en over afstanden van 2-20 m grote variaties voor in de hoeveelheid kleilagen en kleilaagjes, plaatselijk met organisch materiaal, qc tussen 5-15 MPa met uitschieters tot 20 MPa, Rf = 0.5-2 %. Overwegend doorlatend.	Naaldwijk	Gedraineerd (dikke klei lagen ongedraineerd)
H_Eg_z&k	Uiterst fijn tot matig fijn estuarien getijden-geulzand	Zand en klei, met meest fijne (cm) en soms dikkere (0.5 m) kleilaagjes. Verticaal komen er binnen 1-2 m en over afstanden van 2-20 m grote variaties voor in de hoeveelheid kleilagen en kleilaagjes, plaatselijk met organisch materiaal, qc tussen 1-5 MPa met uitschieters tot 10 MPa, Rf = 0.5-2 % Overwegend doorlatend.	Naaldwijk	Gedraineerd (dikke klei lagen ongedraineerd)
H_Rg_zg	Zeer grof tot uiterst grof rivierbeddings-zand	Zand, middel tot grof, regelmatig met grindinsluitingen en fijne zandinsluitingen, qc >20 MPa. Is opgebouwd uit sublagen met grote verschillen in sondeerwaarden en korrelgrootte: Fluctuaties van > 5 MPa over 1-2 m hoogte en over afstanden van 5-20 m.	Echteld	Gedraineerd
H_Rg_zm	Matig fijn tot zeer grof rivierbeddings-zand	Zand, middel, soms met grindinsluitingen en regelmatig fijne zandlagen, los tot matig dicht, qc ~10-20 MPa met uitschieters naar 30 MPa. Is opgebouwd uit sublagen met grote verschillen in sondeerwaarden en korrelgrootte: Fluctuaties van > 5 MPa over 1-2 m hoogte en over afstanden van 5-20 m.	Echteld	Gedraineerd
H_Rg_zf	Uiterst fijn tot matig fijn zand rivierbeddings-zand	Zand, fijn -middel, weinig zeer grof zandinsluitingen met soms wat grind, los tot matig dicht, qc ~3-15 met uitschieters naar 20 MPa. Is opgebouwd uit sublagen met verschillen in sondeerwaarden en korrelgrootte: Fluctuaties van 1-5 MPa over 1-2 m hoogte en over afstanden van 5-20 m.	Echteld	Gedraineerd
H_Rr_o&z	Rivierrestgeul-opvulling	Afwisselende lagen van voornamelijk organische klei, regelmatig veen, vooral aan de bovenkant van de laag, en soms zandlagen van 0.2-1 m dik. Kan meerdere Gyttja-lagen bevatten.	Echteld	Ongedraineerd (dikkere zandlagen gedraineerd)

WBI-SOS code	Omschrijving	Kenmerken (geldend voor het vrije veld, op enige meters diep)	Formatie	Stabiliteits-analyse gedraineerd of ongedraineerd
H_Ro_z&k	Oever-, crevasse- en dijkdoorbraak-afzettingen	Klei- en zandlagen van meest 0.1-0.2 m dik, zeer lokaal dikkere zandlagen van 1-3 m dik en over 5-50 m lengte. qc 2-5 MPa, zeer variabel met de diepte, Rf 1-4%.	Echteld	Ongedraineerd (dikkere zandlagen gedraineerd)
H_Rk_k	Hogere komafzettingen	Klei met silt, met soms geïsoleerde zand en veenlaagjes van 0.1-0.3 m dik, Rf 2-4%, qc <1 MPa.	Echteld	Ongedraineerd (dikkere zandlagen gedraineerd)
H_Rk_k&v	Lagere komafzettingen met afwisseling van klei- en veenlagen	Afwisseling van veenlagen en kleilagen van 5-30 m lengte van decimeters dikte. Rf = 3-7%, qc < 1.2 MPa. Kan meerdere Gytjia-lagen bevatten.	Echteld	Ongedraineerd
H_Rk_ko	Lagere komafzettingen met organische klei	Organische klei, met plantenresten, bevat soms veenlagen van enige decimeters dikte, Rf 3-7%, qc < 1.2 MPa. Kan Gytjia-lagen bevatten.	Echteld	Ongedraineerd
H_Rk_vk	Lagere komafzetting van kleiig veen	Kleiig veen, Rf 4-8% met variaties van 4% over 0.5-1 m. diepte qc<1 MPa. Kan Gytjia-lagen bevatten.	Echteld	Ongedraineerd
H_Vhv_v	Veen	Veen, slap, Rf variabel meest > 5 %, qc < 1MPa. Kan ook Gytjia bevatten, vooral aan de basis van het veenpakket, maar soms ook op het veenpakket.	Nieuwkoop	Ongedraineerd
H_Vbv_v	Gecompecteerd veen	Veen, in dunne laag (0.15 - 1 m), onderste 0.3 m zeer compact en vaak met wat klei, matig stevig, slecht doorlatend. Rf vaak >7%. Kan ook Gytjia bevatten, eveneens gecompecteerd.	Nieuwkoop	Ongedraineerd
H_Ova_zm	Matig fijn tot zeer grof zand	Zand, middel tot grof en soms zeer grof, zeer weinig kleilagen, vast gepakt, bevat vaak schelpenresten. Rf <1 en qc = 5-30 met variaties van 5 MPa over 1 m. Zelden dikker dan 2 m.	Variabel	Gedraineerd
H_Ova_zf	Uiterst fijn tot matig fijn zand	Zand, fijn en middel, zeer weinig kleilagen, bevat schelpenresten. Rf <1 en qc = 5-15 met variaties van 5 MPa over 1 m. Homogeen zand in lagen met sterk wisselende dikte.	Variabel	Gedraineerd
H_Aa_ht	Aangebracht materiaal	Zand en klei, sterk wisselende samenstelling, aangebrachte grond.	Geen	Indien zand gedraineerd. Indien klei ongedraineerd

WBI-SOS code	Omschrijving	Kenmerken (geldend voor het vrije veld, op enige meters diep)	Formatie	Stabiliteits-analyse gedraineerd of ongedraineerd
P_Mg_zm	Matig fijn tot zeer grof getijdengeulzand	Zand, fijn en middel, kleiig (met NEN soms zandige klei), met mm - cm dunne smalle (<~1 m) klei/siltlaagjes, gehalte fijne laagjes klei zeer variabel, met variatie tussen ca. 10 - 30 % met uitschieters tot 40 %, in 0.5 - 2 m dikke sublagen minder dan 30 m breed binnen één pakket, zeer los tot los, Rf ~ 0.5 - 1.5 %, qc 2 - ~20 MPa met fluctuaties over 1 - 2 m van 2 - 5 MPa.	Eem	Gedraineerd
P_Mg_zk	Uiterst fijn tot matig fijn getijdengeulzand met dunne klei en silt laagjes	Getijdengeul. Zand, fijn, kleiig, mm - cm dunne smalle (<~1 m) klei/siltlaagjes, gehalte fijne laagjes klei zeer variabel, met variatie tussen ca. 10 - 30 % met uitschieters tot 40 %, in 0.5 - 2 m dikke sublagen minder dan 30 m breed binnen één pakket, zeer los tot los, Rf ~ 1 - 2 %, qc 1 - 10 MPa met fluctuaties over 1 - 2 m van 1 -3 MPa en met uitschieters naar 15 MPa.	Eem	Gedraineerd
P_Mp_k	Kleiige getijdenplaat- en kwelderafzetting en	Klei, matig stevig, met plantenresten, Rf ca. 2 - 5 %, qc <~1-2 MPa, getijdenplaat afzetting, pakket bestaat soms uit lagen met meer en minder plantenresten.	Eem	Ongedraineerd
P_Rg_zg	Zeer grof tot uiterst grof rivierbeddings-zand	Zand, middel tot grof, meestal met grindinsluitingen, qc >20 MPa. Is opgebouwd uit sublagen met grote verschillen in sondeerwaarden en korrelgrootte: Fluctuaties van > 5 MPa over 1-2 m hoogte en over afstanden van 5-20 m. In Zuid-Nederland komen grof grind pakketten voor.	Kreftenheye; Beegden; Urk; Sterksel; Waalre	Gedraineerd
P_Rg_zm	Matig fijn tot zeer grof rivierbeddings-zand	Zand, middel, soms met grindinsluitingen en regelmatig fijne zandlagen, los tot matig dicht, qc ~10-30 MPa met uitschieters naar 45 MPa. Is opgebouwd uit sublagen met grote verschillen in sondeerwaarden en korrelgrootte: Fluctuaties van > 5 MPa over 1-2 m hoogte en over afstanden van 5-20 m.	Kreftenheye; Beegden; Urk; Sterksel; Waalre	Gedraineerd

WBI-SOS code	Omschrijving	Kenmerken (geldend voor het vrije veld, op enige meters diep)	Formatie	Stabiliteits-analyse gedraineerd of ongedraineerd
P_Rg_zf	Uiterst fijn tot matig fijn zand rivierbeddings-zand	Zand, fijn -middel, weinig zeer grof zandinsluitingen met soms wat grind, los tot matig dicht, qc ~3-20 met uitschieters naar 30 MPa. Is opgebouwd uit sublagen met verschillen in sondeerwaarden en korrelgrootte: Fluctuaties van 1-5 MPa over 1-2 m hoogte en over afstanden van 5-20 m.	Kreftenheye; Beegden; Urk; Sterksel; Waalre	Gedraineerd
P_Rk_k&s	Kleiige en siltige komafzetting	Klei, vaak zandig, met zandinsluitingen tot 1.5 m. Rf 2-4%, qc 1-4 MPa. Zeer stevig en ondoorlatend. Kan sterk siltig zijn.	Kreftenheye, Laag van Wijchen	Ongedraineerd
P_Rbk_zm	Zeer fijn tot zeer grofzandige beekafzetting	Afwisselende lagen van matig grof tot grindig zand van 1-2 m dikte over lengtes van 10-30 m, qc > 25 MPa.	Boxtel	Gedraineerd
P_Rbk_z&s	Heterogene beekafzetting met zand en siltlagen	Fijn zand en siltlagen van 0.5-3 m dikte over lengtes van voornamelijk >100 m. Sterk wisselende qc, 2-10 met uitschieters tot 30 MPa. Rf 2-5%.	Boxtel	Ongedraineerd (als zand overheerst gedraineerd)
P_Wrd_zm	Matig fijn tot matig grofzandige windafzetting (rivierduin)	Zand, matig fijn tot matig grof, Rf < 1%, qc 8-20 MPa. Vaak gelegen op P_Rk_K&s.	Boxtel, Laagpakket van Delwijnen	Gedraineerd
P_Wdz_zf	Matig fijnzandige windafzetting (dekzand)	Zand, fijn, los tot matig dicht, Rf < 1%, qc ~ 5-15 MPa, met uitschieters naar 20 MPa. Meest als een 1-3 m dikke laag met over afstanden van meer dan 200 m weinig variatie in korrelgrootte en meestal een geringe variatie in dikte.	Boxtel, Laagpakket van Wierden; Drachten	Gedraineerd
P_Wls_s	Siltige windafzetting (löss)	Silt, los tot matig dicht, Rf < 3%, qc ~3-12 MPa. Komt veel in Zuid-Nederland voor.	Boxtel, Laagpakket van Liempde en Schimmert	Ongedraineerd
P_Gs_zg	Matig grof tot uiterst grof smeltwaterzand en hellingafzettingen	Zand, middel en grof, soms veel grind en bevat lokaal stenen, Rf < 1 %, qc > 15 MPa regelmatig > ~ 30 MPa.	Drente; Boxtel	Gedraineerd
P_Ggs_zg	Gestuwde afzetting	Veelal gestuwde rivierafzettingen. Afwisselend gelaagde afzettingen in pakketten van 1-10 m dik. Vaak grof zand, maar ook kleilagen. De lagen staan onder een steile helling van 10-45 graden. Sondeerstaten vertonen over afstanden van 5-20 m zeer grote variatie.	Drente	Gedraineerd (als klei overheerst ongedraineerd)

WBI-SOS code	Omschrijving	Kenmerken (geldend voor het vrije veld, op enige meters diep)	Formatie	Stabiliteits-analyse gedraineerd of ongedraineerd
P_Gkl_kz	Keileem	Klei tot zand met stenen, zeer stevig, Rf ca. 2 - 4 % vaak gelijkmatig, qc 2-5 MPa, vaak een minder cohesieve toplaag van 1-2 m dikte.	Drente, Laagpakket van Gieten	Ongedraineerd (als zand overheerst gedraineerd)
P_Om_zf	Fijnzandige en compacte meerafzetting	Zand, fijn, dicht gepakt. qc tot 40 MPa, Rf 1-3%.	Peelo	Gedraineerd
P_Om_k	Kleiige en compacte meerafzetting (potklei)	Klei, zeer stevig, soms met zandige insluitingen 0.5 - 2 m dik, Rf 3 - 8 %, qc 0.5 - 2.5 MPa, regelmatig zeer geleidelijke toename met diepte.	Peelo, Laagpakket van Nieuwolda	Ongedraineerd
P_Ova_sd	Slecht doorlatend	Zeer slecht doorlatend zandige en klei afzettingen met vaak zandinsluitingen van beperkte uitbreiding van 10-50 m, soms veen of weinig materiaal bevattend, stevig. Niet nader omschreven, slecht doorlatend materiaal.	Variabel, o.a. Eem; Urk, Sterksel; Waalre en Tertiaire formaties	Ongedraineerd

D Uitwerking triaxiaal- en DSS proeven

D.1 Gedraineerde schuifsterkte: hoek van inwendige wrijving

Voor het uitvoeren van gedraineerde stabiliteitsanalyses c.q. voor de schuifsterkte van goed doorlatende grondlagen wordt gebruik gemaakt van gedraineerde schuifsterkte eigenschappen ofwel effectieve schuifsterkte parameters. Uitgaande van Critical State Soil Mechanics (CSSM) en bezwijken van taluds bij grote rek van de grond is dit de hoek van inwendige wrijving ϕ'_{cs} .

Hoe te bepalen

De critical state hoek van inwendige wrijving van goed doorlatende grondlagen wordt in het laboratorium bepaald met gedraineerde triaxiaalproeven met anisotrope consolidatie op ongestoorde grondmonsters of geprepareerde grondmonsters. Bij minder goed doorlatende grondlagen, bijvoorbeeld dijksmateriaal of klei uit een toplaag boven het freatisch vlak kunnen ook ongedraineerde triaxiaalproeven worden toegepast.

De triaxiaalproeven kunnen worden uitgevoerd op ongestoorde grondmonsters of op geprepareerde grondmonsters. Voor schoon zand kan de hoek van inwendige wrijving worden bepaald uit triaxiaaltesten op geprepareerde zandmonsters met een void ratio die overeenstemt met de in situ void ratio en spanningsniveau, op voorwaarde dat het zand niet gecementeerd is. Ongestoorde monsters moeten worden gebruikt voor siltige klei en kleilig silt en klei met zandlaagjes. Prepareren van grondmonsters van deze grondsoorten in het laboratorium is ondoenlijk. Ongestoorde monsters van deze grondsoorten kunnen worden gewonnen met conventionele boorsystemen. In andere situaties zoals zand met silt- en kleilaagjes zijn voor laboratoriumtesten ongestoorde monsters nodig die door bevroren worden verkregen.

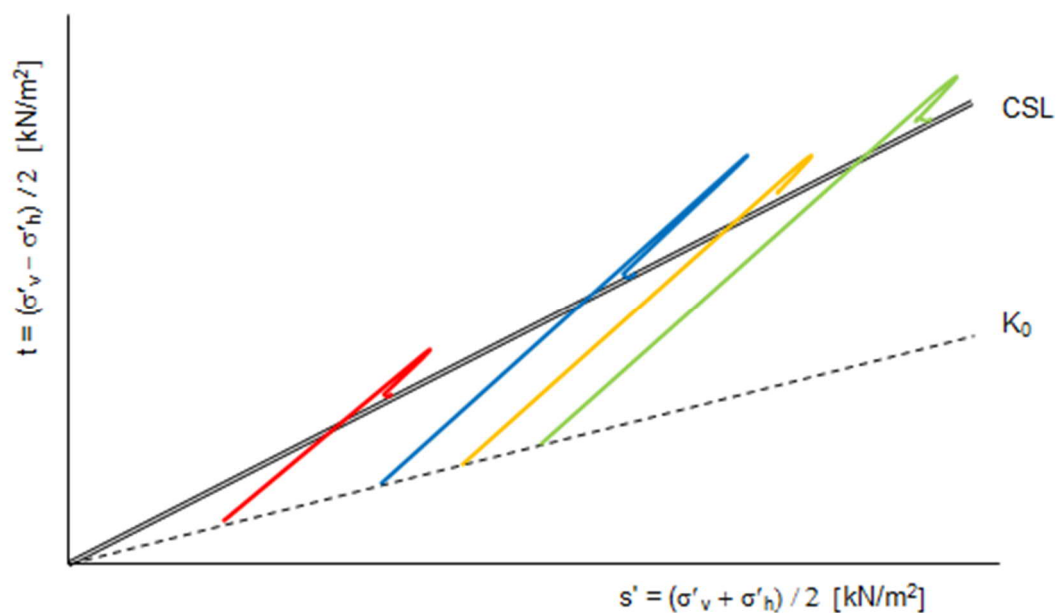
Het uitvoeren van betrouwbare triaxiaalproeven in het laboratorium die representatief zijn voor het in situ gedrag van zand is complex. Er zijn diverse aspecten die het proefresultaat wezenlijk kunnen beïnvloeden. De monsterpreparatiemethode, het percentage fijne deeltjes, isotrope versus anisotrope consolidatie, overconsolidatie, ageing, krachtgestuurde of rekgestuurde afschuif fase, invloed derde hoofdspanning, lokale rekmeting, invloed van het membraan zijn aspecten die het laboratoriumonderzoek complex maken.

Voor een gedraineerde stabiliteitsanalyse of de schuifsterkte van goed doorlatende grondlagen wordt uitgaande van Critical State Soil Mechanics (CSSM) alleen de critical state hoek van inwendige wrijving ϕ'_{cs} in rekening gebracht voor het karakteriseren van de schuifsterkte van de grond. Cohesie wordt niet in rekening gebracht. Bij het uitwerken van resultaten van triaxiaalproeven dienen de resultaten dus zodanig te worden geïnterpreteerd dat de schuifsterkte alleen wordt beschreven door een hoek van inwendige wrijving. Om een critical state hoek van inwendige wrijving te bepalen met een triaxiaalproef wordt de consolidatiespanning in deze proeven hoger dan de grensspanning van de proefmonsters gekozen of wordt de consolidatiespanning gelijk aan de in situ verticale spanning gekozen, waarbij het monster dan tot ten minste 25% axiale rek wordt afgeschoven om de critical state te bereiken. Indien de critical state niet wordt bereikt, wordt de hoek van inwendige wrijving onderschat of overschat.

Voorbeeld

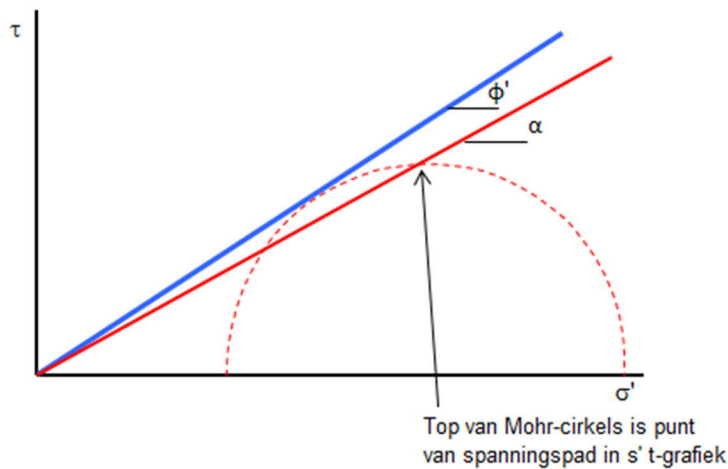
Aan de hand van een aantal figuren wordt aangegeven hoe de gedraineerde triaxiaalproeven worden geïnterpreteerd om te komen tot een hoek van inwendige wrijving van goed doorlatende grondsoorten.

In een grafiek waar de halve deviatorspanning t (de helft van het verschil tussen de grootste en kleinste hoofdspansing, $(\sigma'_1 - \sigma'_3) / 2$) uit de triaxiaalproeven wordt uitgezet tegen het gemiddelde van de hoofdspansingen s' ($(\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2$) kunnen de spanningspaden van de uitgevoerde triaxiaalproeven of de s' en t waarden bij het einde van de triaxiaalproeven worden weergegeven (zie Figuur D.1). In deze grafiek gaat de Critical State Line (CSL) door de s' en t waarden bij het einde van de proeven (critical state of ultimate state). De Critical State Line loopt volgens de critical state theorie door de oorsprong van de grafiek.



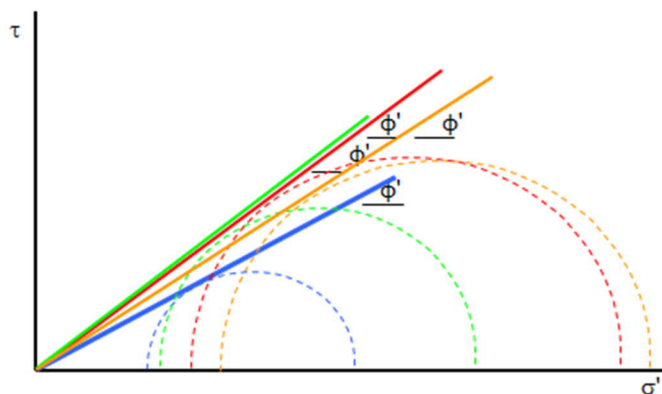
Figuur D.1 Grafiek van de halve deviatorspanning t (verschil tussen de grootste en kleinste hoofdspansing) en het gemiddelde van de hoofdspansingen s' met spanningspaden uit de gedraineerde triaxiaalproeven. De Critical State Line (CSL) gaat door de s' en t waarden bij het einde van de proeven en door de oorsprong van de grafiek

De hoek van inwendige wrijving op basis van de triaxiaalproef is de lijn langs de raakpunten van de Mohr-cirkels in een $\sigma' - \tau$ - grafiek (zie Figuur F.2). De proefresultaten van een triaxiaalproef worden door laboratoria meestal gepresenteerd in het gemiddelde van de hoofdspansingen s' en de halve deviatorspanning t (helft van het verschil tussen de grootste en kleinste hoofdspansing). De waarden van s' en t representeren de toppen van de Mohr-cirkels. Om de hoek van inwendige wrijving te bepalen dient een omrekening te worden uitgevoerd met $t/s' = \tan \alpha = \sin \Phi'$, zoals weergegeven in Figuur D.2. In deze figuur is $\tan \alpha$ gelijk aan de helling van de critical state line in Figuur D.1.



Figuur D.2 Omrekening van de lijn door de toppunten van de Mohr-cirkel naar de lijn door de raakpunten van de Mohr-cirkels (de bezwijkomhullende)

In de praktijk blijken de critical state line en de bezwijkomhullende niet altijd precies door de oorsprong van de s' - t - grafiek of σ' - τ - grafiek te lopen. Oorzaken zijn naast nauwkeurigheid van de metingen de heterogeniteit in (tussen) de grondmonsters en monsterverstoring. De bezwijkomhullende is immers het resultaat van de combinatie van een serie eentraps-proeven. Elke eentraps-proef wordt uitgevoerd op een ander grondmonster. Al deze grondmonsters behoren tot dezelfde grondsoort, maar toch kunnen er verschillen in de samenstelling van de monsters zijn, die aanleiding kunnen zijn tot verschillen in proefresultaten. Zie Figuur D.3. Resultaten van proeven die zijn uitgevoerd op dezelfde geologische afzetting (of SOS eenheid) kunnen bij elkaar worden genomen en van elke proef de hoek van inwendige wrijving worden berekend en van de gehele verzameling wordt de verwachtingswaarde en de standaardafwijking bepaald.



Figuur D.3 De hoeken van inwendige wrijving Φ' van meerdere triaxiaalproeven worden bij elkaar genomen om een verwachtingswaarde en standaardafwijking van de hoek van inwendige wrijving te bepalen

Voor de bepaling van de normaal geconsolideerde hoek van inwendige wrijving met triaxiaalproeven is er geen noodzaak onderscheid te maken tussen de proefresultaten met herkomst onder de dijk en naast de dijk.

D.2 Ongedraineerde schuifsterkte: ongedraineerde schuifsterkte ratio S

Voor het uitvoeren van ongedraineerde stabiliteitsanalyses c.q. voor de schuifsterkte van slecht doorlatende grondlagen wordt gebruik gemaakt van ongedraineerde schuifsterkte eigenschappen. Uitgaande van de SHANSEP-werkwijze zijn dit de ongedraineerde schuifsterkte ratio S , de sterkte toename exponent m en de overconsolidatieratio OCR of grensspanning σ'_{vy} .

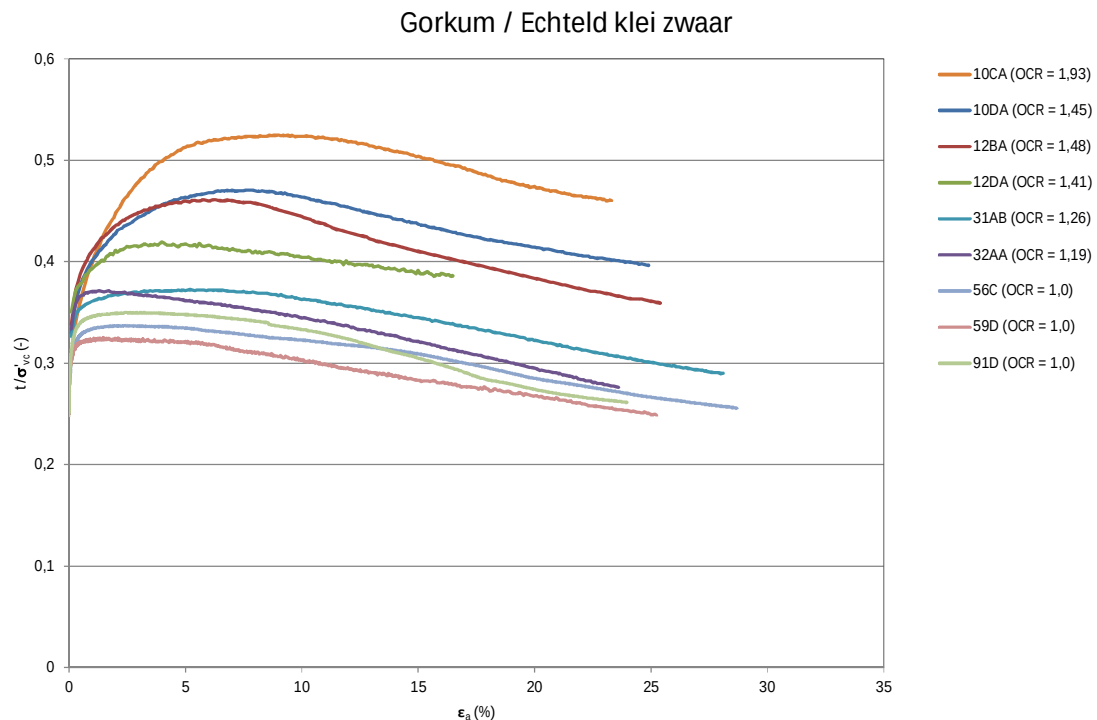
Hoe te bepalen

De ongedraineerde schuifsterkte ratio S van slecht doorlatende grondlagen wordt in het laboratorium bepaald met ongedraineerde triaxiaalproeven met anisotrope consolidatie of met direct simple shear proeven op ongestoorde grondmonsters. Triaxiaalproeven worden toegepast voor klei. Voor veen worden direct simple shear proeven toegepast. De ongedraineerde schuifsterkteratio S kan op meerdere manieren worden bepaald: op normaal geconsolideerde monsters, op overgeconsolideerde monsters en op monsters met opgelegde OCR. Zie verder hoofdstuk 7.

Voor het bepalen van de sterkte toename exponent m en de overconsolidatieratio OCR of grensspanning σ'_{vy} wordt verwezen naar hoofdstuk 7 en bijlage H.

Voorbeeld

Aan de hand van een aantal figuren wordt aangegeven hoe de triaxiaalproeven en direct simple shear proeven worden geïnterpreteerd om te komen tot een ongedraineerde schuifsterkte ratio.



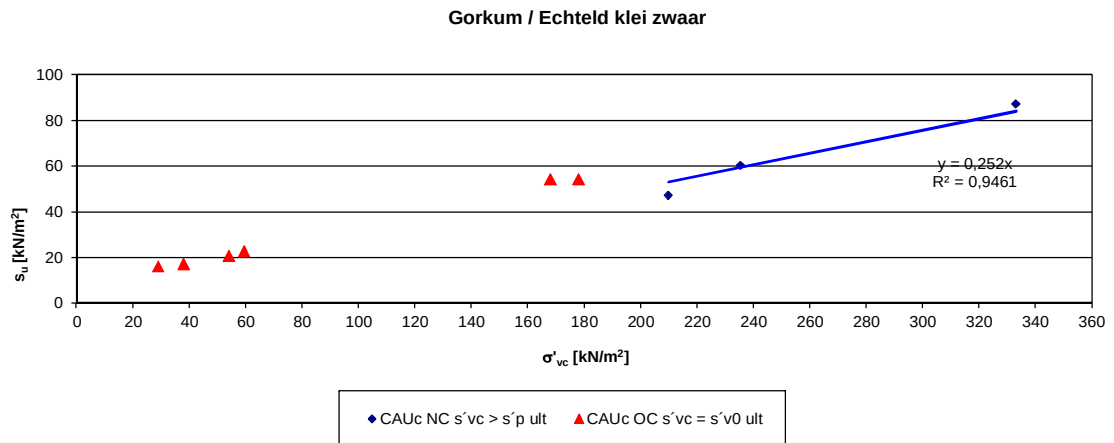
Figuur D.4 Ratio t/σ'_{vc} of s_u/σ'_{vc} uitgezet tegen de axiale rek ϵ_a

In Figuur D.4 is de ratio t/σ'_{vc} uit triaxiaalproeven op Gorkum klei uitgezet tegen de axiale rek ϵ_a . Hierin is $t = s_u = (\sigma'_v - \sigma'_h)/2$ en daarmee is t/σ'_{vc} gelijk aan s_u/σ'_{vc} . Een andere veel voorkomende aanduiding is f_{undr} . Voor f_{undr} geldt dat dit ook gelijk is aan t en aan s_u . Dit geldt ook bij anisotroop geconsolideerde proeven.

Bij het interpreteren van de laboratoriumproeven is het in de eerste plaats van belang onderscheid te maken tussen normaal geconsolideerde proeven en overgeconsolideerde proeven. De proeven 59D, 56C en 91D in Figuur D.4 zijn normaal geconsolideerde proeven (geconsolideerd bij een verticale spanning ruim hoger dan de grensspanning σ'_p , zodat de overconsolidatieratio OCR = 1,0). De overige proeven zijn overgeconsolideerde proeven (geconsolideerd bij de in situ effectieve verticale spanning σ'_{v0} en OCR > 1,0). De overconsolidatieratio OCR kan worden afgeleid uit CRS-testen. OCR is het quotiënt van de grensspanning σ'_p en de in situ verticale effectieve spanning σ'_{v0} . De OCR van de

overgeconsolideerde proeven is in dit voorbeeld kleiner dan 2,0. Bij waarden van OCR groter dan 2,0 vertoont grond dilatant gedrag.

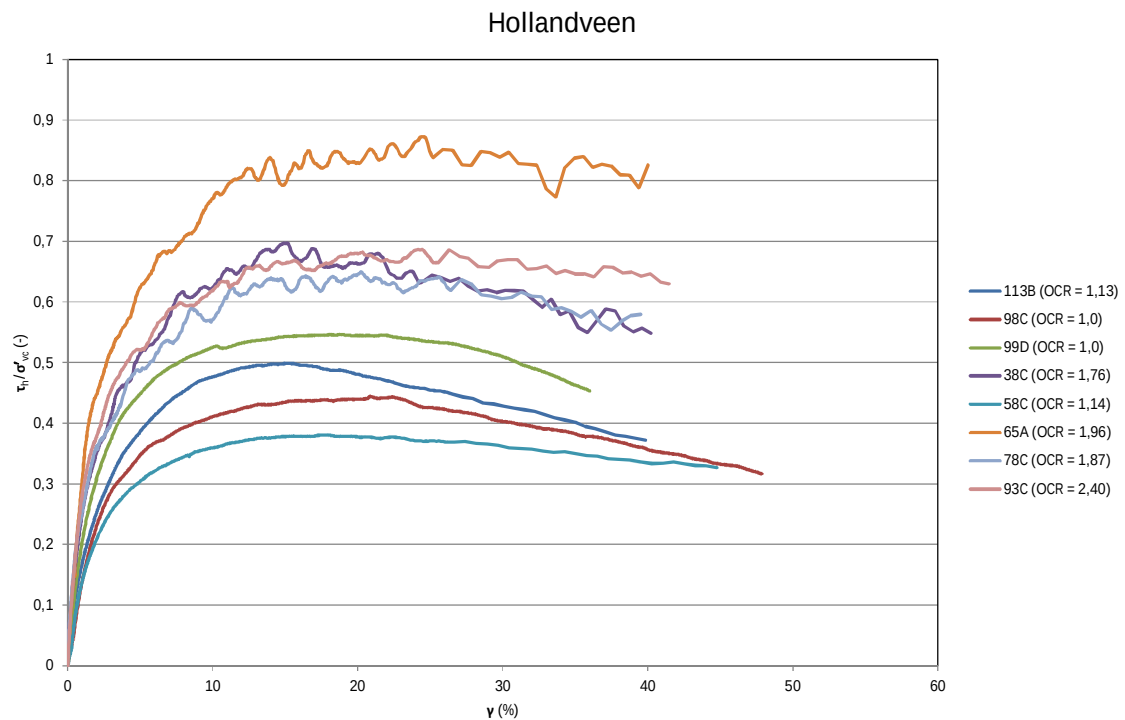
De ligging van de spanningspaden van de proeven in de grafiek is in overeenstemming met de mate van overconsolidatie van de monsters. De normaal geconsolideerde waarde van de ratio s_u/σ'_{vc} in de grafiek is 0,25. Dit is de waarde van t/σ'_{vc} bij 25% axiale rek bij de normaal geconsolideerde proeven 59D, 56C en 91D.



Figuur D.5 Ongedraineerde schuifsterkte s_u uit de triaxiaalproeven op Gorkum klei uitgezet tegen de consolidatiespanning σ'_{vc} van de triaxiaalproeven; waarden bij 25% axiale rek.

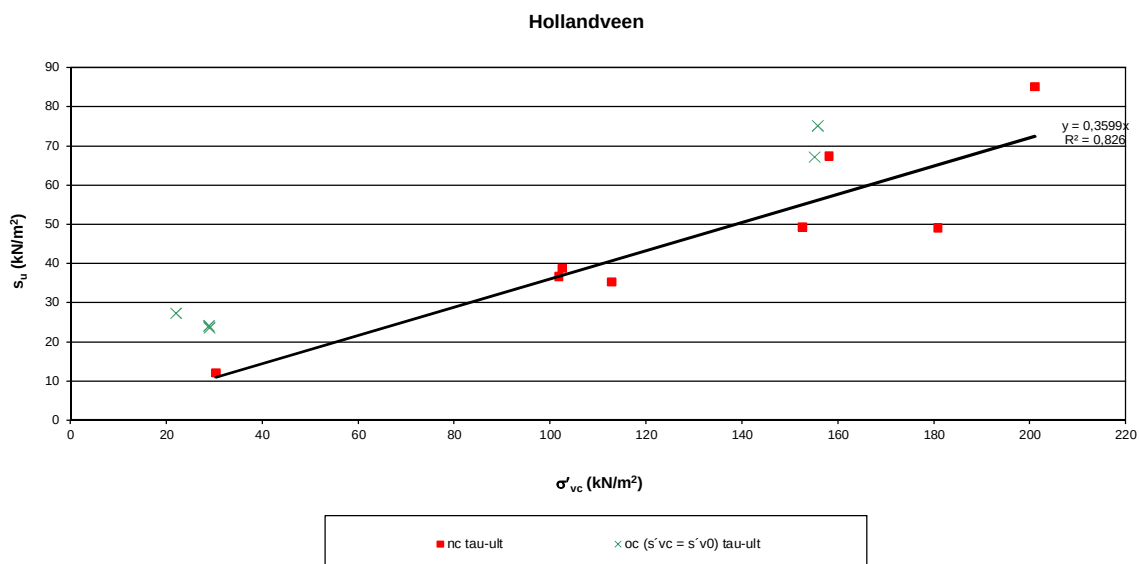
In Figuur D.5 is de ongedraineerde schuifsterkte s_u uit de triaxiaalproeven op Gorkum klei uitgezet tegen de consolidatiespanning σ'_{vc} van de triaxiaalproeven. De regressielijn door de resultaten van de drie normaal geconsolideerde triaxiaalproeven heeft de richtingscoëfficiënt 0,25. Deze waarde van de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio $(s_u/\sigma'_{vc})_{nc}$ van deze klei komt overeen met de waarde in Figuur D.4, waarin s_u/σ'_{vc} is uitgezet tegen de axiale rek ϵ_a . De resultaten van de overgeconsolideerde triaxiaalproeven liggen iets boven de regressielijn van de normaal geconsolideerde proefresultaten.

Voor Hollandveen volgt een zelfde serie grafieken als voorbeeld. Het betreft hier resultaten van direct simple shear testen.



Figuur D.6 Ratio τ_h / σ'_{vc} ofwel s_u / σ'_{vc} uitgezet tegen de schuifrek γ

In Figuur D.6 is de ratio τ_h / σ'_{vc} ofwel s_u / σ'_{vc} uit de direct simple shear proeven op Hollandveen uitgezet tegen de schuifrek γ . De proeven 98C en 99D zijn normaal geconsolideerde proeven. De overige proeven zijn overgeconsolideerde proeven. De normaal geconsolideerde waarde van de ratio s_u / σ'_{vc} volgens de resultaten van de direct simple shear proeven is 0,33.



Figuur D.7 Schuifsterkte s_u uit de direct simple shear proeven op Hollandveen uitgezet tegen de consolidatiespanning σ'_{vc} van de DSS proeven; waarden bij 40% schuifrek.

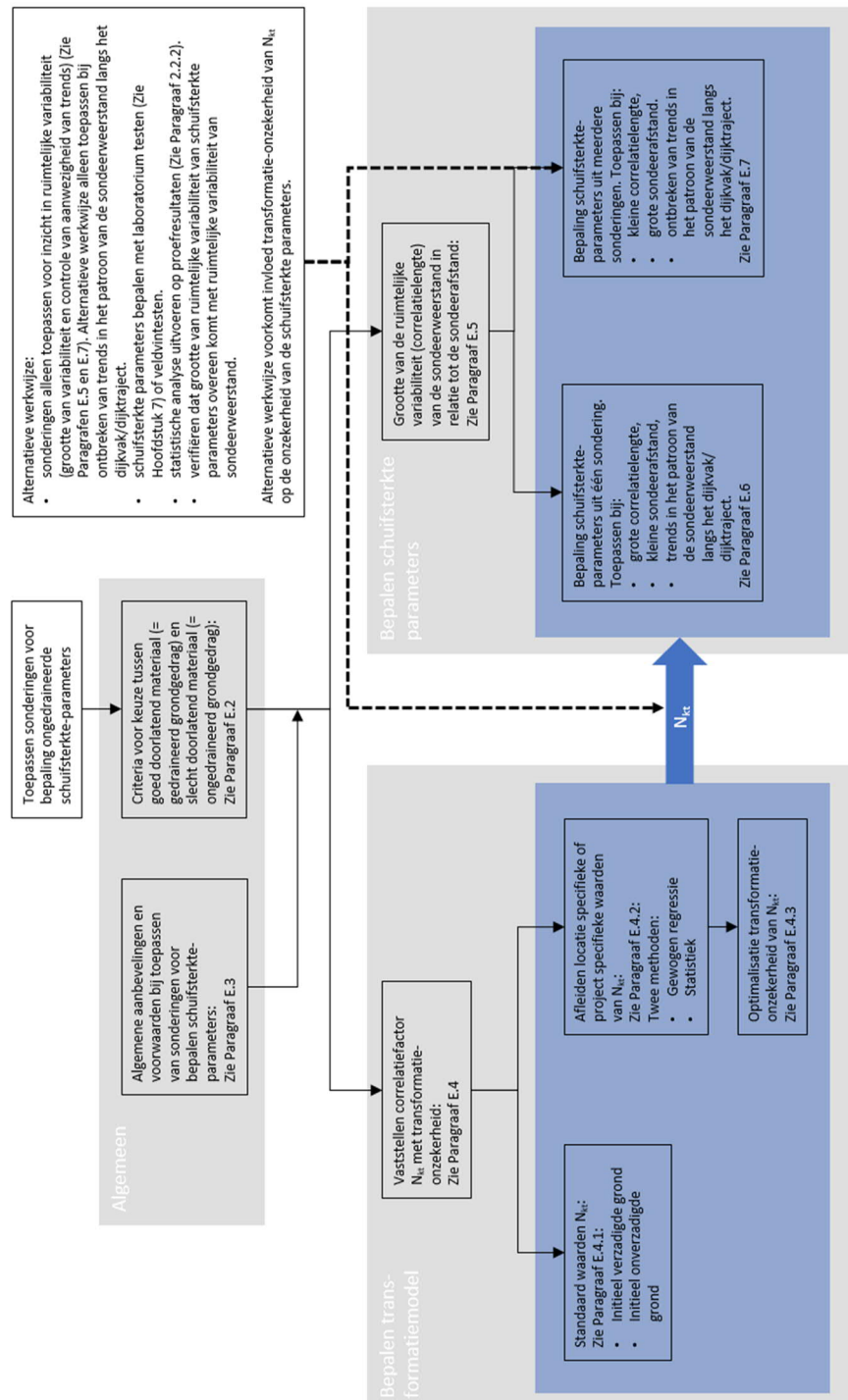
In Figuur D.7 is de ongedraineerde schuifsterkte s_u uit de direct simple shear proeven op Hollandveen uitgezet tegen de consolidatiespanning σ'_{vc} van de direct simple shear proeven. De regressielijn door de resultaten van de acht normaal geconsolideerde direct simple shear proeven heeft de richtingscoëfficiënt 0,36. Deze waarde van de normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkteratio (s_u / σ'_{vc})_{nc} van veen komt ongeveer overeen met de waarde

in Figuur D.6, waarin s_u/σ'_{vc} is uitgezet tegen de schuifrek γ . De resultaten van de overgeconsolideerde proeven liggen weer iets boven de regressielijn van de normaal geconsolideerde proefresultaten.

E Bepalen parameters uit sonderingen

E.1 Inleiding

Om de ongedraineerde schuifsterkte of de grensspanning (of POP of OCR) te bepalen, kunnen sonderingen worden toegepast. Voor het afleiden van deze schuifsterkte parameters uit sonderingen worden een aantal stappen doorlopen, die in deze bijlage worden toegelicht. Het schema van Figuur E.1 geeft de hoofdlijnen weer.



Figuur E.1 Stroomschema voor het afleiden van ongedraineerde schuifsterkte parameters uit sonderingen.

Voorafgaande aan de keuze om schuifsterkte parameters af te leiden uit sonderingen, wordt nagegaan welke grondlagen slecht doorlatend zijn en welke grondlagen goed doorlatend zijn (zie ook Bijlage B.4.5). Voor slecht doorlatende grondlagen wordt de ongedraineerde schuifsterkte toegepast. Voor goed doorlatende grondlagen wordt de gedraineerde schuifsterkte toegepast. In de context van deze schematiseringshandleiding worden alleen ongedraineerde schuifsterkte parameters afgeleid uit sonderingen. Sonderingen met meting van de waterspanning u_2 kunnen worden ingezet om de doorlatendheid van grondlagen te beoordelen. Bijlage E.2 gaat hier op in.

Wanneer sonderingen worden toegepast om schuifsterkte parameters te bepalen, zijn een aantal aanbevelingen en voorwaarden ten aanzien van de meetnauwkeurigheid en de kwaliteit van de uitvoering van de sonderingen relevant. Bijlage E.3 gaat in op de voorwaarden en aanbevelingen die gelden voor bestaande sonderingen en voor nieuw uit te voeren sonderingen.

Correlaties

De ongedraineerde schuifsterkte s_u kan afgeleid worden uit sonderingen door gebruik te maken van een transformatiemodel. Bijlage E.4 gaat in op het transformatiemodel. De conusfactor N_{kt} wordt bepaald door de in situ ongedraineerde schuifsterkte s_u uit laboratoriumproeven te relateren aan de gecorrigeerde conusweerstand q_{net} van de piëzoconus. De waarde van N_{kt} verschilt per grondsoort/geologische afzetting, type conus en type laboratoriumproeven (bijvoorbeeld triaxiaalproeven voor klei, of direct simple shear proeven voor veen). Ook kan de waarde van N_{kt} verschillen van locatie tot locatie. Om een eerste indruk te krijgen van de ongedraineerde schuifsterkte, kunnen standaard-correlaties uit literatuur gebruikt worden. Bijlage E.4.1 geeft hier handvatten voor. Het uitgangspunt voor de toepasbaarheid van sonderingen voor de bepaling van de ongedraineerde schuifsterkte is dat de grond permanent verzadigd is. Enkele handreikingen voor het gebruik van sonderingen in onverzadigde grond worden in Bijlage E.4.1 gegeven.

Deze standaard-correlaties voor het bepalen van de schuifsterkte hebben vaak een grote onzekerheid, waardoor deze conservatief kunnen zijn voor een lokale situatie. Er kan een nauwkeuriger beeld gevormd worden door een gebieds-specifieke of project-specifieke waarde van N_{kt} af te leiden, op basis van lokaal veld- en laboratoriumonderzoek. Vervolgens kan de ongedraineerde schuifsterkte, grensspanning of POP met deze gebieds-specifieke correlatie worden afgeleid. Het afleiden van een zogenoemd gebieds-specifiek transformatiemodel dient handmatig met een spreadsheet te worden gedaan of met de NKT-tool (verkrijgbaar via de Github van het Kennis en Kunde Platform). Het afleiden van N_{kt} op basis van lokale data wordt in Bijlage E.4.2 beschreven. Bij het afleiden van een gebieds-specifiek transformatiemodel zijn er een groot aantal onzekerheden, die tot een grote onzekerheid van N_{kt} kunnen leiden. In Bijlage E.4.2 worden veel aandachtspunten hierbij genoemd. Bijlage E.4.3 geeft aanknopingspunten om deze onzekerheden te kwantificeren en de onzekerheid van het transformatiemodel te reduceren.

Bepalen schuifsterkte parameters

De ongedraineerde schuifsterkte kan berekend worden door de voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand (q_{net}) te delen door de conusfactor N_{kt} . Vervolgens kunnen waarden voor de OCR, grensspanning of POP worden teruggerekend uit de ongedraineerde schuifsterkte, door gebruik te maken van de SHANSEP formulering van ongedraineerde schuifsterkte (vergelijking B.2 in Bijlage B4.4). Voor ondersteuning van dit proces is de CPT-tool beschikbaar (verkrijgbaar via de Github van het Kennis en Kunde Platform).

Bij het afleiden van de schuifsterkte-parameters uit de sondeerweerstand zijn er meerdere werkwijzen mogelijk. Dit houdt verband met de grootte van de ruimtelijke variabiliteit van de sondeerweerstand en van de afstand tussen de beschikbare sonderingen. De mate van ruimtelijke variabiliteit wordt gangbaar uitgedrukt in de correlatielengte of fluctuatieschaal. Bijlage E.5 geeft een inleidende beschouwing over de ruimtelijke variabiliteit van de sondeerweerstand in relatie tot de sondeerafstand. In Bijlage E.6 wordt ingegaan op de werkwijze bij situaties waar sprake is van een grote correlatielengte, kleine sondeerafstand en waar trends zijn waargenomen in het patroon van de sondeerweerstand langs het dijkvak of

dijktraject. In die situaties worden de ongedraineerde schuifsterkte of de grensspanning voor een dwarsdoorsnede van een waterkering afgeleid uit één lokale sondering. In situaties waar de correlatielengte klein is, de sondeerafstand groot en geen trends in het patroon van de sondeerweerstand langs het dijkvak of dijktraject zijn vastgesteld, wordt de ongedraineerde schuifsterkte of de grensspanning afgeleid op basis van meerdere sonderingen. Deze werkwijze wordt behandeld in Bijlage E.7.

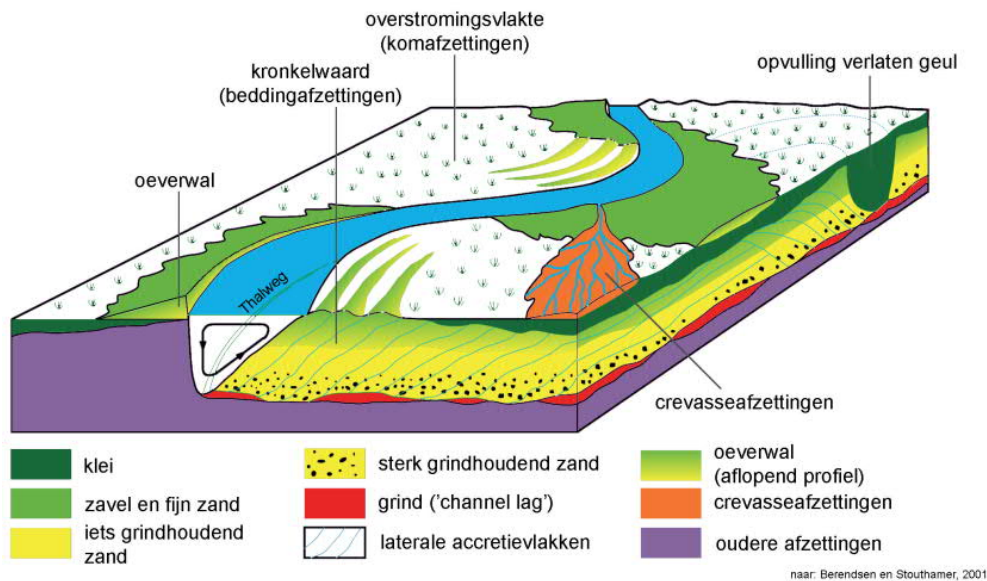
Zoals hiervoor al is aangegeven, kan het transformatiemodel door allerlei oorzaken een aanzienlijke onzekerheid hebben (grote variatiecoëfficiënt). Daardoor kan de onzekerheid van het transformatiemodel dominant zijn in de bepaling van de onzekerheid en de karakteristieke ondergrenswaarden van de ongedraineerde schuifsterkte of grensspanning uit sonderingen. In situaties waar geen trends worden waargenomen in het patroon van de sondeerweerstand langs een dijkvak of dijktraject kan dan worden overwogen om de sonderingen alleen in te zetten om inzicht te verkrijgen in de ruimtelijke variabiliteit van de sondeerweerstand. De schuifsterkteparameters worden dan alleen bepaald uit laboratoriumproeven of eventueel veldvintesten. Op basis van het inzicht in de ruimtelijke variabiliteit van de sondeerweerstand kunnen dan de boorlocaties worden gepland. Daarmee wordt bewerkstelligd dat de regionale dataset van schuifsterkteparameters uit laboratoriumproeven zoveel mogelijk de ruimtelijke variabiliteit van de sondeerweerstand weerspiegelt. De analyse van de sondeerweerstand is dan zinvol, omdat er in projecten meestal veel meer sonderingen beschikbaar zijn dan laboratoriumproeven en er op basis van de sonderingen een beter beeld van de ruimtelijke variabiliteit van de schuifsterkte kan worden verkregen dan op basis van alleen de laboratoriumproeven. Voor het analyseren van de ruimtelijke variabiliteit van de sondeerweerstand en het verifiëren of er trends zijn in het patroon van de sondeerweerstand langs een dijkvak of dijktraject wordt gebruik gemaakt van Bijlage E.5 en E.7. Voor het bepalen van de schuifsterkteparameters wordt verwezen naar Hoofdstuk 7. Voor het uitvoeren van de statistische analyses voor het bepalen van verwachtingswaarden en standaardafwijkingen van de schuifsterkteparameters kan Paragraaf 2.2.2 worden gevolgd.

Van grof naar fijn

In paragraaf 4.4 is aangegeven dat van grof naar fijn kan worden gewerkt bij het inwinnen van de benodigde schuifsterkteparameters. Ook bij het inzetten van sonderingen voor het bepalen van de ongedraineerde schuifsterkte en de grensspanning kan de van grof naar fijn aanpak worden gevolgd. Zo kan er een eerste beeld van de sterkte verkregen worden door te werken met standaard-waarden voor de correlatiefactor N_{kt} en een beperkt aantal sonderingen (indicatie sondeerafstand 100-500 meter). Vervolgens kan verfijnd worden door de ongedraineerde sterkte/POP in een dijkvak af te leiden op basis van meerdere sonderingen (indicatie sondeerafstand 50-100 meter) en een lokale/regionaal afgeleide waarde voor N_{kt} . Daarna kan nog verder verfijnd worden door op locaties waar lokaal zeer lage conusweerstand zijn gevonden te onderzoeken of een bepaalde zwakke plek aanwezig is over de breedte van een potentieel afschuifvlak (indicatie sondeerafstand 20-50 meter). Ook kunnen sonderingen op korte afstand gebruikt worden om een indicatie te krijgen van de variabiliteit op korte afstanden, om uitmiddelend over de breedte van een potentieel afschuifvlak in te schatten. Bovendien kan de waarde en onzekerheid van N_{kt} geoptimaliseerd worden door aanvullende testen te doen, zoals veldvintesten of meerdere laboratoriumproeven in een grondlaag, of sonderingen op zeer korte tussenafstand.

Aandachtspunten

Sonderingen geven een continu profiel van de sterkte van de grond. Bij het analyseren van sonderingen moet worden gelet op de aanwezigheid van lagen met een afwijkende sterkte. Bijvoorbeeld zwakke lagen die relatief dun zijn, kunnen de stabiliteit van een talud domineren. Deze lagen met een duidelijk afwijkende sterkte moeten dus niet worden betrokken in de bepaling van de verwachtingswaarde en karakteristieke waarde van een dikkere grondlaag, maar onderscheiden worden als afzonderlijke grondlaag. Een voorbeeld hiervan is de aanwezigheid van een lokale slappe laag, zoals geulen die zijn opgevuld met slap materiaal (restgeulafzetting = opvulling verlaten stroomgeul). Bij een grote sondeerafstand kan zo'n restgeul (waarvan de afmeting 10 – 100 m kan zijn (Berendsen, 2004)) gemakkelijk gemist worden, zie bijvoorbeeld Figuur E.2. Het aantal sonderingen dat nodig is, hangt af van de geologie in het dijkvak. Het SOS kan hier handvatten voor bieden.



Figuur E.2 Bij het uitvoeren van grondonderzoek kan een zandbaan gemist worden

Binnen het WBI wordt gewerkt met stochastische ondergrond schematisaties. Een stochastische ondergrondschematisatie gaat uit van mogelijke scenario's van de ondergrondopbouw met een bijbehorende kans van voorkomen op basis van geologische kennis. Deze scenario's zijn gekoppeld aan dijktrajecten. De gemeten sondeerweerstandens corresponderen met één van de ondergrond scenario's. Bij de andere ondergrondscenario's horen andere sondeerweerstandens.

Aandachtspunt is dat een dwarsprofiel waarin de macrostabiliteit wordt berekend representatief wordt verondersteld voor het gehele dijkvak. Een dijkvak kan honderden meters tot enkele kilometers lang zijn. Binnen een dijkvak van een dergelijke lengte kan aanzienlijke variatie in ongedraineerde schuifsterkte en grensspanning aanwezig zijn (continue variabiliteit). Bij een lang dijkvak moeten daarom meer sonderingen worden uitgevoerd dan alleen ter plaatse van het dwarsprofiel waar de macrostabiliteit wordt berekend. Hierbij kan worden gedacht aan twee sonderingen per 50 à 150 m, één in de kruin en één binnendijs; zie het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren [12] en het rapport WTI 2017: Stochastische Ondergrondschematisatie [5].

De ongedraineerde schuifsterkte s_u wordt voor een belangrijk deel bepaald door de in situ toestand van de grond. De in situ toestand van de grond is het poriënvolume van de grond in relatie tot de in situ effectieve spanning. Belangrijk is dat dit geen intrinsieke grondeigenschap is, maar een toestand waarin de grond zich bevindt. Namelijk, bij een bepaalde in situ effectieve spanning kan het poriënvolume groter of kleiner zijn, afhankelijk van het afzettingsmilieu en van de belastinggeschiedenis van de grond. Het poriënvolume kan lokaal sterk variëren. Omdat de in situ toestand van de grond en daarmee ook de ongedraineerde schuifsterkte en de grensspanning sterk kunnen variëren, is het van belang voldoende gegevens hiervan in te winnen.

De schuifsterkte die bepaald is op basis van sonderingen, is een lokale waarde van de ongedraineerde schuifsterkte. De variatie van de (over een laag gemiddelde) conusweerstand (en dus grensspanning en ongedraineerde schuifsterkte) in het veld vereist dat voldoende sonderingen beschikbaar zijn. Wanneer niet voldoende sonderingen beschikbaar zijn, kan een inschatting gemaakt worden voor de grensspanning, OCR of POP op het niveau van een dijkvak, SOS-segment of dijktraject, op basis van statistiek op de sondeerweerstandens van meerdere sonderingen (zie Bijlage E.7).

Van belang is ook dat de situatie van de dijk en de ondergrond ten tijde van de uitvoering van de sonderingen gelijk moet zijn aan de 0-situatie die in D-Stability gemodelleerd wordt.

E.2 Indicatie van doorlatendheid op basis van sonderingen

Bij het toepassen van sonderingen met meting van de waterspanning (u_2) kunnen de sondeerresultaten als indicatie worden gebruikt om onderscheid te maken tussen goed doorlatende grondlagen en matig tot slecht doorlatende lagen. Grondlagen die voldoen aan de volgende voorwaarden kunnen worden beschouwd als goed doorlatende grondlagen:

- $R_f < 1,5\%$;
- $B_q < 0,05 \text{ à } 0,10$;
- $(u_2 - u_0) / \sigma'_{vi} < 0,5 \text{ à } 1,0$;
- $I_c < 2,4$.

Deze criteria kunnen alleen worden toegepast voor verzadigde grond.

Het verdient aanbeveling om de afweging te maken op basis van meerdere van deze criteria.

a) R_f is het wrijvingsgetal volgens Begemann (1965):

$$R_f = f_s / q_c \times 100\% \quad (\text{E.1})$$

b) B_q is de genormaliseerde waterspanning:

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma'_{vi}} \quad (\text{E.2})$$

c) een alternatieve manier om de tijdens sonderen gemeten waterspanning te normaliseren is de wateroverspanning ($u_2 - u_0$) te delen door de in situ verticale effectieve spanning σ'_{vi} (Schneider et al, 2008).

d) met de index I_c kan de grondsoort worden geclassificeerd. Diverse auteurs hebben formules opgesteld om de grond te classificeren op basis van sondeerparameters. I_c wordt volgens Been en Jefferies (1992) als volgt berekend:

$$I_{c,B\&J} = \sqrt{\left(3 - \log(Q_t(1 - B_q) + 1)\right)^2 + (1,5 + 1,3\log(F_r))^2} \quad (\text{E.3})$$

In deze definities zijn de volgende parameters van belang:

- | | |
|----------------|---|
| a | Relatieve oppervlakte van de spleet bij het waterspanningsfilter [-] (Zie NEN-EN-ISO-22476-1) |
| B_q | Genormaliseerde dimensieloze wateroverspanning [-]. |
| F_r | Genormaliseerde wrijvingsratio $F_r = [f_s / (q_t - \sigma'_{vi})] \times 100\%$ [%]. |
| f_s | Gemeten wrijvingsweerstand [MPa]. |
| q_c | Gemeten conusweerstand [MPa]. |
| q_t | Voor waterspanningseffecten gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus $q_t = q_c + u_2 (1 - a)$ [MPa]. |
| Q_t | Genormaliseerde dimensieloze sondeerweerstand $Q_t = (q_t - \sigma'_{vi}) / \sigma'_{vi}$ [-]. |
| R_f | Wrijvingsgetal volgens Begemann $R_f = f_s / q_c \times 100\%$ [%]. |
| u_0 | In situ stationaire waterspanning [MPa]. |
| u_2 | Met de piëzoconus gemeten waterspanning (waterspanningsopnemer achter de conuspunt) [MPa]. |
| σ_{vi} | In situ verticale totaalspanning [MPa]. |
| σ'_{vi} | In situ verticale effectieve spanning [MPa]. |

E.3 Algemene aanbevelingen bij het gebruik van sonderingen voor parameterbepaling

Bestaande sonderingen kunnen worden gebruikt onder de volgende voorwaarden:

- De sonderingen dienen te zijn uitgevoerd volgens NEN 5140⁴ of NEN-EN-ISO-22476-1 met meting van de conusweerstand en plaatselijke kleef.
- De kwaliteit van de sonderingen dient ten minste klasse 2 volgens NEN 5140 te zijn. Dit is de gangbare kwaliteit van sonderingen. Deze kwaliteitseisen komen ongeveer overeen met klasse 3 van NEN-EN-ISO-22476-1.
- De meetgegevens dienen in een digitaal bestand beschikbaar te zijn (bijvoorbeeld GEF).
- De situatie van de dijk en de ondergrond ten tijde van de uitvoering van de sonderingen dient vergelijkbaar te zijn met de huidige situatie. Wanneer de geometrie van de dijk zodanig is gewijzigd dat dit effect heeft gehad op de effectieve spanning op de plek van oude sondering, is de sterkte van de grond op die plek ook anders geworden en daarmee ook de sondeerweerstand op die plek.

Voor het maken van nieuwe sonderingen geldt:

- Bij het uitvoeren van nieuwe sonderingen ten behoeve van de in situ bepaling van de grensspanning moeten afhankelijk van de grondsoort sonderingen volgens klasse 1 of klasse 2 van NEN-EN-ISO-22476-1 worden uitgevoerd, waarbij ook de waterspanning (u_2) wordt gemeten. Zie verderop wanneer klasse 1 en wanneer klasse 2 voldoet.
- In aanvulling op NEN-EN-ISO-22476-1 is een protocol ontwikkeld voor het uitvoeren van sonderingen met de verhoogde nauwkeurigheid die nodig kan zijn voor het bepalen van de ongedraineerde schuifsterkteparameters (Stoevelaar, 2015).
- Het meetinterval bedraagt in afwijking van de norm 10 mm.
- De conus moet een temperatuur hebben van circa 10°C (temperatuur ondergrond). De sondeermeester laat hiertoe de conus eerst 15 minuten in de grond staan, alvorens met de feitelijke penetratie wordt aangevangen. Na passage van een laag met $q_c > 5$ MPa en een dikte van > 5 m dient eveneens een wachttijd van 15 minuten in acht te worden genomen om de conus te laten afkoelen.
- Een goede ontluchting van de conus en het filter voorafgaand aan de waterspanningsmetingen is vereist. Voor iedere sondering dient een nieuw filter te worden gemonteerd.
- De filters en meetkamer dienen gevuld te zijn met siliconenolie. De filters en conussen dienen tevoren grondig ontluicht te zijn en onder olie bewaard. Het monteren dient ook onder olie te gebeuren.
- De specificaties van de gebruikte conussen dienen bekend te zijn, inclusief de 'net area ratio'. De afmetingen van de conus moeten binnen 0,1 mm van de nominale waarden liggen.
- Bij toepassing van een 15 cm² conus dient de sondeerstang over een lengte van 600 mm dezelfde diameter te hebben (geen verjonging, geen kleefbreker).
- Alle toe te passen conussen moeten nieuw gekalibreerd zijn of de conus moet zijn voorzien van een logboek en een tussentijdse kalibratie van niet ouder dan 0,5 jaar. Details over de kalibratie-eisen zijn te vinden in (Stoevelaar, 2015).

De vigerende NEN-EN-ISO 22476 schrijft voor dat voor slappe homogene grond met sondeerweerstand kleiner dan 3 MPa klasse 1 sonderingen moeten worden uitgevoerd wanneer de sonderingen worden gebruikt voor interpretatie van grondeigenschappen en kleine onzekerheidsmarges worden vereist. Hierbij wordt in de norm opgemerkt dat voor extreem slappe grond, nog hogere eisen aan de nauwkeurigheid kunnen worden gesteld. Dat is bij beoordeling van de macrostabiliteit van dijken geregeld aan de orde.

Aan de conusweerstand van klasse 1 sonderingen wordt in de norm een nauwkeurigheidseis van 35 kPa of 5 % gesteld, waarbij de ruimste eis mag worden aangehouden. Met name binnendijs komen in slappe klei- en veenlagen sondeerweerstand voor van 0,3 tot 0,03

⁴ NEN 5140 is ingetrokken, maar oude sonderingen volgens NEN 5140 zijn adequaat (mits van de juiste klasse).

MPa; dus 10 tot 100 keer lager dan de grens van 3 MPa die de norm noemt voor toepassing van klasse 1 sonderingen. Bij een sondeerweerstand van 0,3 MPa (300 kPa) in het veld geldt voor de vereiste nauwkeurigheid dan 35 kPa, ongeveer 10% van de meetwaarde. Dat is acceptabel. Bij een sondeerweerstand van 0,03 MPa (30 kPa) in het veld is de vereiste nauwkeurigheid eveneens 35 kPa, dus ongeveer gelijk aan de meetwaarde. Dan is de meetfout dus 100%. Dat is niet acceptabel. Bij een sondeerweerstand van 0,03 MPa schiet klasse 1 tekort en is een hogere meetnauwkeurigheid vereist dan een klasse 1 sondering geeft. Daarvoor is in het eerder genoemde protocol (Stoevelaar, 2015) een “klasse 1+” gedefinieerd. Deze heel lage sondeerweerstand komen bijvoorbeeld voor in veenweidegebieden. In de markt zijn inmiddels sondeerconussen leverbaar die voldoen aan de eisen voor “klasse 1+”.

Aan de conusweerstand van klasse 2 sonderingen wordt in de vigerende norm een nauwkeurigheidseis van 100 kPa of 5 % gesteld. Bij een sondeerweerstand van 0,3 MPa (300 kPa) in het veld geldt voor de vereiste nauwkeurigheid voor een klasse 2 sondering dan 100 kPa, 30% van de meetwaarde. Dat is niet acceptabel in het perspectief van de hoge veiligheids-eisen voor waterkeringen. Lagere sondeerweerstand zijn dan uiteraard ook niet met voldoende nauwkeurigheid te meten met klasse 2. Onder de dijk zijn de sondeerweerstand meestal hoger dan binnendijks, bijvoorbeeld 0,5 tot 1,0 MPa. Met sondeerklassen 2 is de onnauwkeurigheid dan 10% tot 20% van de meetwaarde. Dat is de grens van wat acceptabel is.

In de dijk zelf kunnen ook zand- of puinlagen voorkomen, waarvan de sondeerweerstand bijvoorbeeld 10 MPa of hoger kan zijn. Daar bestaat het gevaar dat een sondeerconus kapot wordt gedrukt. In die gevallen is het aan te bevelen de bovenste meters voor te boren of voor te sonderen.

Samenvattend geldt voor de inzet van sonderingen volgens klasse 1 dan wel klasse 2 volgens NEN-EN-ISO-22476-1:

- Bij slappe homogene grond binnendijks waar geen tussenzandlagen of andere harde lagen voorkomen klasse 1 toepassen;
- Bij sondeerweerstand lager dan 0,2 MPa dient met een *grotere* nauwkeurigheid dan de eisen voor klasse 1 te worden gesondeerd, zodat een nauwkeurigheid van ca. 10% behaald wordt (zie toelichting hierboven);
- In de dijk bij voorkeur klasse 1 toepassen.

Klasse 2 in principe niet toepassen waar sondeerweerstand voorkomen kleiner dan 0,7 à 1,0 MPa, zodat de foutmarge beperkt blijft tot 10 à 15%; Binnendijks of in de dijk waar tussenzandlagen of andere harde lagen (sondeerweerstand groter dan 10 MPa) voorkomen en waar voorboren niet haalbaar is klasse 2 toepassen.

E.4 Correlaties voor ongedraineerde schuifsterkte en sonderingen

E.4.1 Standaard correlaties

Bij het toepassen van sonderingen om de ongedraineerde schuifsterkte en POP, OCR en grensspanning te bepalen, kan worden gestart met een grove aanpak, waarbij wordt uitgegaan van standaard correlaties en onzekerheden (standaard waarde voor N_{kt} met variatiecoëfficiënt). Deze aanpak is een goede eerste stap, wanneer veel sonderingen beschikbaar zijn, maar bij deze sonderingen geen laboratoriumonderzoek beschikbaar is op basis waarvan specifieke gebiedsgebonden correlaties kunnen worden opgesteld. De eisen die worden gesteld aan sonderingen zijn aangegeven in Bijlage E.3.

De waarde van de conusfactor N_{kt} ligt voor verzadigde grond doorgaans tussen 10 en 20 (Robertson, 2012; Mayne, 2007). Dit is tevens de ervaring die is opgedaan bij de SBW, WBI, en Dijken Op Veen onderzoeken (Van Duinen, 2013; Zwanenburg, 2012). Hogere waarden, tot $N_{kt} = 30$, komen in de literatuur soms ook voor. Een waarde van 20 voor N_{kt} kan worden gezien als een veilige gemiddelde waarde voor het afleiden van de verwachtingswaarde van de

ongedraineerde schuifsterkte s_u uit de gecorrigeerde sondeerweerstand q_{net} op basis van een CPTu (of ongedraineerde schuifsterkte ratio s_u/σ'_{vi} uit de genormaliseerde sondeerweerstand $Q_t = q_{net}/\sigma'_{vi}$). De variatiecoëfficiënt voor s_u of s_u/σ'_{vi} op basis van sondeerwaarden is 0,25. In combinatie met de verwachtingswaarde van N_{kt} van 20 is dit op basis van ervaringen in verschillende projecten een voorzichtige waarde.

In situaties waar een CPT zonder meting van de waterspanning u_2 wordt toegepast, dient een conusfactor N_c van 25 te worden toegepast op de gemeten sondeerweerstand q_c . Voor de correctie voor de waterspanning kan in dat geval worden uitgegaan van de stationaire waterspanning (u_0).

Onverzadigde grond heeft een zeer hoge schuifsterkte, mede als gevolg van zuigspanning. Als gevolg daarvan wordt in onverzadigde grond een zeer hoge sondeerweerstand gemeten. Wanneer de verzadigingsgraad van de grond toeneemt, neemt de zuigspanning af en neemt de schuifsterkte ook af. Een sondering die is uitgevoerd onder normaal dagelijkse omstandigheden in de zomer kan hierdoor een aanmerkelijk hogere sondeerweerstand meten dan dat zou worden gemeten in een natte periode in de winter. Voor dit effect wordt gecorrigeerd door een hogere conusfactor voor onverzadigde grond in rekening te brengen.

Bij onverzadigde grond wordt de gecorrigeerde sondeerweerstand q_{net} door een 3 maal zo grote conusfactor gedeeld om de ongedraineerde schuifsterkte te bepalen als bij verzadigde grond; dus $N_{kt} = 60$. Dit is van belang bij onverzadigde grond die onder normale omstandigheden boven de grondwaterstand ligt, maar bij een hoge buitenwaterstand onder de grondwaterstand ligt (en dan verzadigd raakt). In dat geval wordt voor deze grondlaag de ongedraineerde schuifsterkte toegepast.

In dijksmateriaal (en de daaronder liggende grondlagen) kunnen hierdoor drie zones worden onderscheiden, voor zover het dijksmateriaal wordt omschreven als slecht doorlatend:

- Boven het freatisch vlak bij hoge buitenwaterstand: de grond is onder normale dagelijkse omstandigheden onverzadigd en ook bij een hoge buitenwaterstand is de grond onverzadigd. In deze zone wordt de gedraineerde schuifsterkte toegepast met een hoek van inwendige wrijving.
- Boven het freatisch vlak bij normale dagelijkse waterstand en beneden het freatisch vlak bij hoge buitenwaterstand: de grond is onder normale dagelijkse omstandigheden onverzadigd, maar bij een hoge buitenwaterstand is de grond verzadigd. In deze zone wordt de ongedraineerde schuifsterkte toegepast, waarbij de ongedraineerde schuifsterkte wordt afgeleid uit de sondeerweerstand op basis van $N_{kt} = 60$.
- Beneden het freatisch vlak bij normale dagelijkse waterstand: de grond is onder normale dagelijkse omstandigheden en bij een hoge buitenwaterstand verzadigd. In deze zone wordt de ongedraineerde schuifsterkte toegepast, waarbij de ongedraineerde schuifsterkte wordt afgeleid uit de sondeerweerstand op basis van $N_{kt} = 20$.

Bij het toepassen van de hogere conusfactor op de schuifsterkte van onverzadigde grond moet op het volgende worden gelet:

- de rekenwaarde van de ongedraineerde schuifsterkte dient kleiner te zijn of gelijk aan de effectieve verticale spanning ($s_{u,d} \leq \sigma'_{vi}$).
- de ongedraineerde schuifsterkte in de onverzadigde grond moet niet lager zijn dan de ongedraineerde schuifsterkte in de onderliggende verzadigde grond (in het geval dit dezelfde grondsoort is).

E.4.2 Afleiden van een gebieds-specifiek transformatiemodel

Wanneer de voorgaande stap met conservatieve standaard correlaties ontoereikend is, kan een verfijningsstap worden gemaakt door gebieds-specifieke correlaties op te stellen. De correlatiefactor N_{kt} wordt bepaald door de gemeten in situ ongedraineerde schuifsterkte te relateren aan de gemeten sondeerweerstand op dezelfde locatie. De in situ ongedraineerde

schuifsterkte kan worden bepaald uit laboratorium testen zoals triaxiaalproeven voor klei, of direct simple shear proeven voor veen (beiden geconsolideerd bij de in situ verticale effectieve spanning) of door vintesten in het veld.

Er zijn verschillende methoden om N_{kt} af te leiden, zie Figuur E.3. De volgende twee methoden kunnen worden toegepast om een lokale/regionale waarde van N_{kt} af te leiden en de bijdrage van de onzekerheid in de correlatiefactor aan de onzekerheid in de ongedraineerde schuifsterkte s_u te bepalen (de “transformatieonzekerheid” van de correlatie). Bij deze bepaling wordt de onzekerheid van q_{net} dus niet meegenomen.

- 1 Gewogen regressie, door het minimaliseren van de variatiecoëfficiënt VC op de q_{net}/μ_{Nkt} waarde voor alle (s_u, q_{net}) datapunten gezamenlijk. Hiermee wordt naast de verwachtingswaarde van N_{kt} (genoteerd als μ_{Nkt}) dus ook de (geminimaliseerde) totale variatiecoëfficiënt (VC) op de q_{net}/μ_{Nkt} waarde gevonden. Deze bepaling wijkt af van een normale regressie, waarin de standaardafwijking op q_{net}/μ_{Nkt} zou worden geminimaliseerd. Gewogen regressie ter bepaling van de N_{kt} en VC wordt toegepast als volgt:

$$VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}}, tot} = \sqrt{\frac{\sum \left(\frac{(s_{u,i} \cdot \mu_{N_{kt}})}{q_{net,i}} - 1 \right)^2}{n - 1}} \quad (E.4)$$

- 2 Statistiek op puntwaarden van N_{kt} , door het bepalen van gemiddelde en standaardafwijking voor $\ln(N_{kt})$ op basis van de per datapunt i bepaalde $N_{kt,i} = q_{net,i}/s_{u,i}$ waarden. In dit geval wordt een lognormale spreiding op N_{kt} aangenomen. Hiermee wordt voor $\ln(N_{kt})$ dus een verwachtingswaarde $\mu_{\ln(N_{kt})}$ en een (geminimaliseerde) standaardafwijking $\sigma_{\ln(N_{kt})}$ gevonden.

Methode 1, gewogen regressie, is de al bekende methode. Methode 2, statistiek op puntwaarden van N_{kt} , is eenvoudiger toepasbaar en sluit beter aan bij een lognormale verdeling. Voor de continuïteit wordt methode 1 ook nog genoemd.

De resulterende spreiding kwantificeert in beide gevallen de totale “transformatieonzekerheid”, die is verbonden aan het toepassen van de correlatie met de sondeerweerstand. Opgemerkt wordt dat deze onzekerheid betrekking heeft op de ongedraineerde schuifsterkte (en niet op grensspanning of POP). In deze totale transformatieonzekerheid mag het niet-systematische (lokale/willekeurige) deel worden uitgemiddeld.

In het geval van methode 1 (gewogen regressie) leidt dit tot de volgende uitdrukking voor de variatiecoëfficiënt:

$$VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}}, gem} = \sqrt{VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}}, tot}^2 - VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}}, lok}^2}. \quad (E.5)$$

Met:

$VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}}, gem}$ Het systematische deel van de variatiecoëfficiënt VC_{tot} , waarbij lokale en willekeurige effecten zijn uitgemiddeld.

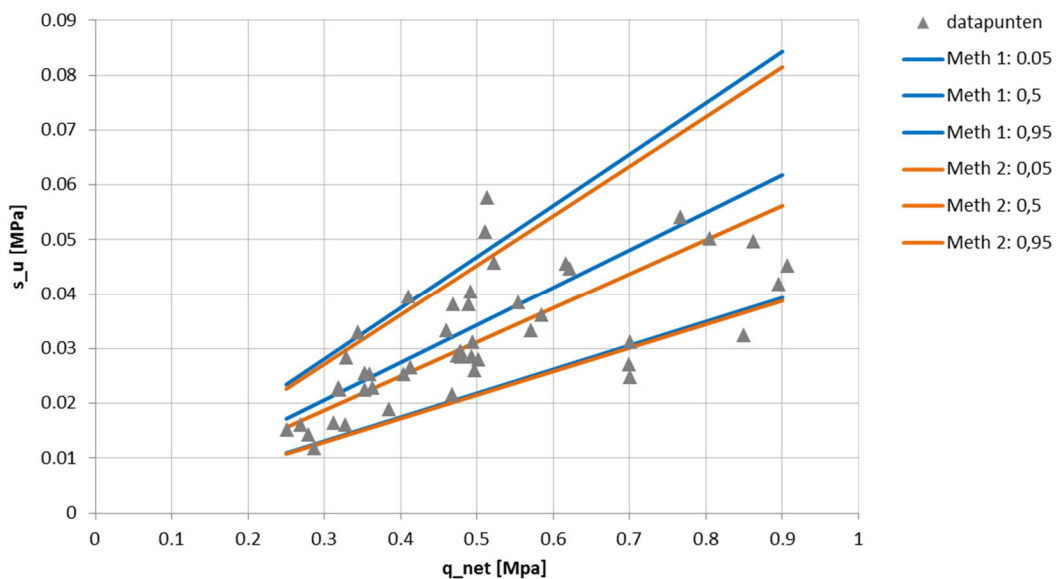
$VC_{\frac{q_{net}}{N_{kt}}, lok}$ Het lokale deel van de variatiecoëfficiënt VC_{tot} . Dit lokale gedeelte mag worden uitgemiddeld. Indicatief geldt: $VC_{lok} \approx 0.75 \cdot VC_{tot}$.

In het geval van methode 2 (statistiek op N_{kt} met lognormale verdeling) leidt dit analoog tot de volgende uitdrukkingen:

$$\sigma_{\ln N_{kt}, gem} = \sqrt{\sigma_{\ln N_{kt}, tot}^2 - \sigma_{\ln N_{kt}, lok}^2}. \quad (E.6)$$

Met:

- $\sigma_{\ln N_{kt},gem}$ Het systematische deel van de variantie $\sigma_{\ln N_{kt},totaal}^2$ waarbij lokale en willekeurige effecten zijn uitgemiddeld.
- $\sigma_{\ln N_{kt},lok}^2$ Het lokale deel van de variantie $\sigma_{\ln N_{kt},totaal}^2$, dat mag worden uitgemiddeld. Indicatief geldt daarbij weer: $\sigma_{lok} \approx 0.75 \cdot \sigma_{tot}$.



Figuur E.3 Voorbeeld: 90 % betrouwbaarheidsinterval voor $s_u = q_{net}/N_{kt}$, waarbij de middeling van lokale spreiding in rekening wordt gebracht. Getoond worden de resultaten volgens methode 1 ($N_{kt} = 14,6$ en $VC_{gem} = 0,22$) en volgens methode 2 ($N_{kt}(p=0,05) = 11,0$; $N_{kt}(p=0,05) = 16,0$; $N_{kt}(p=0,05) = 23,2$).

Aandachtspunten bij het nauwkeurig bepalen/optimaliseren van de conusfactor N_{kt} zijn:

- De eisen die worden gesteld aan de nauwkeurigheid van de sonderingen die gebruikt worden bij het afleiden van een regionale/lokale waarde van conusfactor N_{kt} zijn aangegeven in Bijlage E.3.
- De conusfactor N_{kt} en transformatieonzekerheid kunnen alleen worden bepaald wanneer voldoende laboratoriumonderzoek beschikbaar is op de locaties waar de sonderingen zijn uitgevoerd. Hierbij moet worden gedacht aan orde 25 tot 50 triaxiaalproeven of direct simple shear proeven voor een grondlaag verdeeld over circa 10 boringen.
- De conusweerstand die gerelateerd wordt aan de gemeten in situ schuifsterkte, kan worden uitgemiddeld over de hoogte van het monster waarop de schuifsterkte is bepaald. Deze meting is immers ook een 'gemiddelde sterkte' over de hoogte van het monster. De invloed van deze uitmiddeling op de waarde van $q_{net,i}$ en dus op N_{kt} zal echter in de meeste gevallen beperkt zijn, omdat de monsterhoogte beperkt is.
- Het afgeleide transformatiemodel is in principe alleen geldig voor het bereik van q_{net} waarden waarvoor datapunten beschikbaar zijn. Voor het gebruik van N_{kt} buiten het 'gekalibreerde bereik' (bijvoorbeeld voor conusweerstand < 0.25 MPa en > 0.9 MPa in Figuur E.3), moet aannemelijk gemaakt worden dat dit is toegestaan en waarom.
- Bedenk dat N_{kt} per grondlaag of SOS-eenheid bepaald moet worden. Door een grotere set van (s_u, q_{net}) datapunten, wordt de steekproef groter en de schatting van N_{kt} beter. Daarnaast neemt de Student-t factor af bij een groter aantal datapunten. Bij onvoldoende laboratoriumtesten kan de N_{kt} gedomineerd worden door 'toevalligheden'.
- Zorgvuldige registratie van de diepte van monsterbussen en individuele monsters is nodig om een goede correlatie met de sonderweerstand te kunnen maken. In de praktijk gaat dit gemakkelijk mis. Het gaat hier nadrukkelijk ook om de diepte van een grondmonster binnen een monsterbus.

- Monsters voor laboratoriumproeven moeten niet te dicht bij grondlaagscheidingen worden gekozen; ten minste 10 cm en zo mogelijk 20 cm afstand houden, omdat een sondeerconus een grondlaagscheiding al voelt voordat de conus bij de grondlaagscheiding is aangekomen. Dit kan een hoge variatiecoëfficiënt bij N_{kt} veroorzaken.
- Het is van groot belang om zorgvuldig te werk te gaan bij het schematiseren van de opbouw van de ondergrond en de waterspanningen (niveau freatisch vlak en verloop waterspanning in de diepte). Schematiseringsonzekerheden en fouten hierin leiden gemakkelijk tot onjuiste waarden van de effectieve verticale spanning. Dit werkt door in de keuze voor de consolidatiespanning voor triaxiaal- en direct simple shear proeven en daarmee ook in de afleiding van de correlatiefactor N_{kt} .
- Bij een hoge berekende variatiecoëfficiënt van N_{kt} kan worden overwogen een tweede sondering op de ijklocaties uit te voeren. Door de afstand tussen boringen en sonderingen ontstaat ruis in N_{kt} als gevolg van heterogeniteit van de grond. Twee sonderingen naast een boring geven een goed beeld van deze mogelijke ruis. De transformatie-onzekerheid kan hierop worden aangepast. Eventueel kan overwogen worden om de tweede sondering met een hogere sondeerklasse uit te voeren.
- Er kan worden overwogen om onderscheid te maken in N_{kt} onder de dijk en naast de dijk, omdat OCR invloed heeft op N_{kt} . Daarnaast hebben meetonzekerheden relatief meer invloed bij de lagere spanningen naast de dijk dan bij de hogere spanningen onder de dijk. Opdelen geeft lagere variatiecoëfficiënten, maar kan alleen als er voldoende data in de opgedeelde datasets overblijft.
- Mogelijke oorzaken van ruis zijn sterkere en zwakkere zones in grondlagen en zones met iets meer of minder lokale drainage rondom de sondeerconus. Een extra CPT of extra laboratorium testen op de ijklocaties helpen om meer inzicht te krijgen in de spreiding die hierdoor ontstaat.
- Het verkleinen van de afstand tussen een boring en sondering verkleint de 'ruis' tussen twee metingen van een (s_u/q_{net}) datapunt. De aanbevolen afstand tussen een boring en sondering is 2,0 meter.
- Wanneer met ongedraineerde schuifsterkte ratio S , sterkte toename exponent m en grensspanning σ'_{vy} wordt gewerkt, is het verstandig om te controleren op consistente samenhang van de parameterwaarden voor de grensspanning σ'_{vy} , ongedraineerde schuifsterkte s_u , normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio S , sterkte toename exponent m en conusfactor N_{kt} .
- Door het uitvoeren van cross checks, bijvoorbeeld met in situ vinproeven, kan een N_{kt} -waarde die op basis van laboratoriumproeven bepaald is, worden geverifieerd. Ook kunnen hiermee overige parameters en schematiseringskeuzes worden gecontroleerd. Dit verkleint de onzekerheid in s_u door een kleinere invloed van de interpretatie van in-situ spanning.

E.4.3 Optimalisatie van de transformatieonzekerheid

De intrinsieke transformatie-onzekerheid heeft betrekking op onder andere verschillen tussen de proeven in drainage-omstandigheden, reksnelheden en anisotropie van de ongedraineerde schuifsterkte. In de praktijk bestaat de transformatie-onzekerheid ook uit meetonzekerheden bij het sonderen en bij het uitvoeren van laboratoriumonderzoek. Ook ontstaat er onzekerheid door het feit dat de boringen waaruit de monsters voor de laboratoriumproeven zijn genomen en de sonderingen waarop de correlatie is gebaseerd niet exact op hetzelfde punt kunnen worden gemaakt.

Bij de transformatie-onzekerheid wordt onderscheid gemaakt tussen willekeurige onzekerheden en systematische onzekerheden. Willekeurige onzekerheden veroorzaken ruis in de correlatiefactor, maar middelen uit. Systematische onzekerheden middelen niet uit. De transformatieonzekerheid kan worden geoptimaliseerd door een betere inschatting te maken van het aandeel niet-systematische onzekerheid in de totale onzekerheid van het transformatiemodel. Deze uitmiddeling van de onzekerheid bepaalt in grote mate de nauwkeurigheid van de correlaties.

Een inschatting van het aandeel willekeurige/lokale onzekerheid kan verkregen worden door meerdere sonderingen op korte tussenafstand van elkaar uit te voeren, door meerdere grondmonsters uit dezelfde boring te halen, en door de resultaten van verschillende ijkvelden met elkaar te vergelijken. Ook kan door verschillende meetmethoden voor ongedraineerde schuifsterkte een beeld gekregen worden van het aandeel willekeurige onzekerheid in s_u , bijvoorbeeld door triaxiaalproeven te verifiëren met een vintest.

Van der Krogt et al. (2018) beschrijft een methode om de verhouding tussen het totaal van de verschillende willekeurige onzekerheden en de totale onzekerheid van de transformatie te schatten op basis van de variatiecoëfficiënt van de individuele willekeurige foutenbronnen. In de praktijk is het echter niet eenvoudig om deze verschillende willekeurige onzekerheden apart te kwantificeren. Eerste schattingen van willekeurige fouten die bijdragen aan de transformatieonzekerheid zijn:

- De ruimtelijke onzekerheid van de schuifsterkte als gevolg van het feit dat een sondering en boring waaruit monsters zijn genomen voor het uitvoeren van laboratorium testen voor het bepalen van de N_{kt} waarde niet op hetzelfde punt kunnen worden gemaakt. Dit leidt tot een variatiecoëfficiënt in de orde van 0,15 tot 0,65 afhankelijk van het afzettingsmilieu en de gebruikte conusklasse. Dit blijkt uit het feit dat twee sonderingen die op orde 2 m afstand van elkaar zijn uitgevoerd grote verschillen in meetwaarden kunnen laten zien. Op dezelfde diepte zijn deze verschillen vaak in de orde van 5% tot 30%, maar kunnen bij sterk gelaagde ondergrond oplopen tot een factor 2 tot 4.
- Voor de meetonzekerheid bij triaxiaal- en direct simple shear proeven (meetonzekerheid drukopnemers, membraancorrectie etc.) kan een variatiecoëfficiënt worden geschat van circa 0,02 bij lage effectieve spanningen tot circa 0,12 bij hoge effectieve spanningen (Greeuw, 2009). Hiervan is het overgrote deel willekeurige fout.
- Ten aanzien van het meten van de sondeerweerstand, q_c , bedraagt de variatiecoëfficiënt als gevolg van meetonzekerheid naar schatting circa 0,02 voor een klasse 1 conus bij hoge spanningen tot 0,06 bij lage spanningen en 0,06 voor een klasse 2 conus bij hoge spanningen tot 0,20 bij lage spanningen (Peuchen et al, 2014; NEN-EN-ISO-22476-1). Ook bij deze waarden geldt dat dit in grote mate willekeurige fouten betreft. Wanneer ook de onzekerheid van de meting van de waterspanning, u_2 , hierbij wordt betrokken, neemt de variatiecoëfficiënt nog verder toe.
- Verder kunnen effecten van monsterverstoring en schematiseringskeuzes (zoals de effectieve spanning) worden genoemd, met een variatiecoëfficiënt van orde 0,10.

Het aandeel niet-systematische fouten in de totale onzekerheid is op basis van bovenstaande gegevens niet generiek af te leiden, omdat de genoemde foutbijdragen bij andere spanningen tot andere variatiecoëfficiënten leiden en het optellen van variatiecoëfficiënten alleen is toegestaan bij een constante variatiecoëfficiënt. Daarnaast zijn de genoemde variatiecoëfficiënten zeer variabel. Onder aanname van een constant gemiddelde is een voorzichtige schatting van het willekeurige/lokale aandeel in de totale transformatie-onzekerheid op basis van bovenstaande gegevens in de orde $VC_{N_{kt}}^{q_{net}}_{lok} \approx 0,75 \cdot VC_{N_{kt}}^{q_{net}}_{tot}$. In dat geval is er sprake van ongeveer één derde uitmiddeling van de transformatieonzekerheid, zie

$$\text{vergelijking E.5: } VC_{N_{kt}}^{q_{net}}_{gem} = \sqrt{\left(VC_{N_{kt}}^{q_{net}}_{tot}\right)^2 - \left(0,75 \cdot VC_{N_{kt}}^{q_{net}}_{tot}\right)^2} = 0,66 \cdot VC_{N_{kt}}^{q_{net}}_{tot}$$

De transformatieonzekerheid bepaalt vaak in grote mate de totale onzekerheid van de uitsonderingen afgeleide ongedraineerde schuifsterkte of grensspanning. Optimalisatie is mogelijk door per project het aandeel van willekeurige/lokale onzekerheid in de totale transformatieonzekerheid beter in te schatten. Hierdoor kan de uitmiddeling groter zijn, waardoor de onzekerheid kleiner wordt en karakteristieke waarden gunstiger. De belangrijkste factor hierbij is om een goede schatting te maken van de ruimtelijke variabiliteit tussen een boring en sondering door enkele sonderingen op korte tussenafstand (2 meter) te doen. Het aandeel willekeurige fouten in de totale onzekerheid kan voor de lokale situatie ingeschat worden door een foutenanalyse door middel van een Monte Carlo Simulatie. Zeker wanneer het

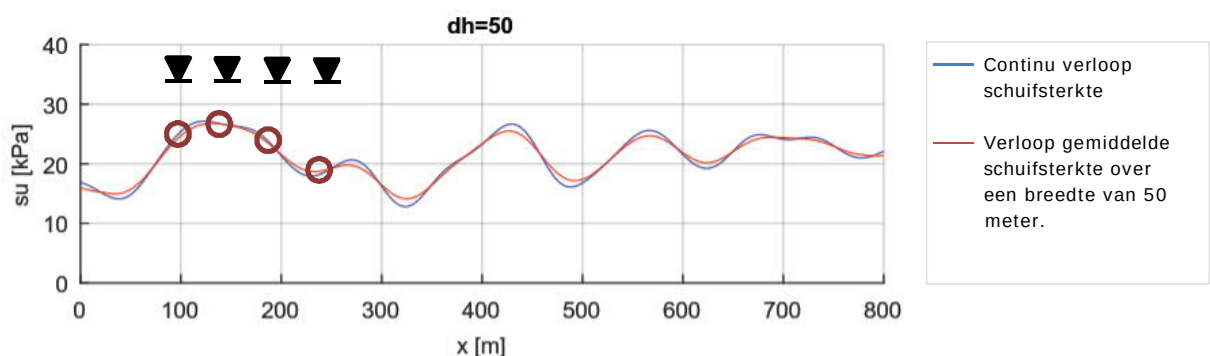
aandeel willekeurige fouten aanzienlijk is, zal de uitmiddeling van de transformatieonzekerheid ook significant zijn.

E.5 Ruimtelijke variabiliteit van de sondeerweerstand

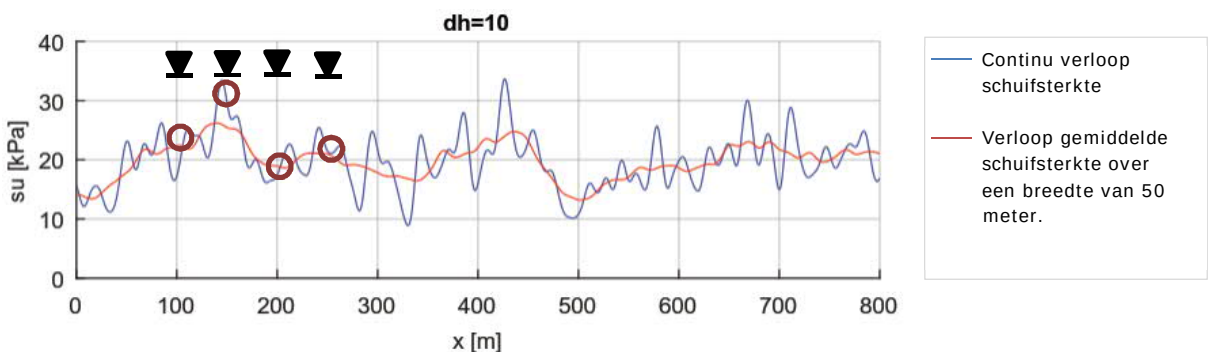
De schuifsterkte die bepaald is op basis van sonderingen, is een lokale waarde van de ongedraineerde schuifsterkte gemiddeld over een grondlaag. In principe geeft een sondering dus alleen een schatting van de schuifsterkte op de locatie waar deze is uitgevoerd. Het is echter de vraag in hoeverre dezelfde sterkte ook over de gehele breedte van een potentieel afschuifvlak aanwezig zal zijn. Dit hangt voornamelijk af van de ruimtelijke correlatiestructuur. De correlatielengte, of fluctuatieschaal is hiervoor een maat. Daarnaast kan de sterkte tussen de beschikbare sonderingen mogelijk nog lager zijn.

Het Technisch Rapport Actuele Sterkte (ENW, 2009) geeft een indicatie van de horizontale correlatielengte van 50-150 meter. Op basis van dat uitgangspunt is een sondering representatief over een afstand van een potentieel schuifvlak (50-100 meter). In het geval wanneer er minimaal iedere 50 meter een sondering is, is de slechtste sondering representatief voor de sterkte over de breedte van een potentieel afschuifvlak. Deze sondering is dan representatief voor het berekende dwarsprofiel in een dijkvak. Dit wordt geïllustreerd in Figuur E.4. In deze situatie wordt de aanpak volgens bijlage E.6 gevolgd.

Er kan echter ook sprake zijn een veel kortere correlatielengte, in de orde van enkele meters tot enkele tientallen meters (Van Duinen et al, 2019). Dit is ondermeer afhankelijk van de ontstaansgeschiedenis van de ondergrond. Als blijkt dat de variatie tussen twee sonderingen op korte afstand van elkaar juist groot is, is een enkele sondering niet representatief voor de sterkte die over de breedte van een potentieel afschuifvlak aanwezig is. In dat geval speelt uitmiddeling een rol, zie de rode lijn in Figuur E.5. In dit geval wordt de werkwijze zoals beschreven in bijlage E.7 aanbevolen. Lokale waarden van de ongedraineerde schuifsterkte uit sonderingen kunnen dan alleen worden toegepast wanneer er op de schaal van een potentieel schuifvlak voldoende sonderingen beschikbaar zijn om een deugdelijke uitspraak te doen over de mate van variabiliteit en uitmiddeling (minimaal 5 sonderingen per 100 meter).



Figuur E.4 Bij correlatielengtes in de orde van 50-150 meter geven afzonderlijke sonderingen met een tussenafstand van 50 meter (rode cirkels) een goed beeld van de sterkte die over de breedte van een potentieel afschuifvlak in de ondergrond aanwezig is (rode lijn).



Figuur E.5 Bij correlatielengtes die een orde kleiner zijn dan de breedte van een potentieel afschuifvlak, geven afzonderlijke sonderingen (rode cirkels) met een tussenafstand van 50 meter geen goed beeld van de gemiddelde sterkte die over de breedte van een potentieel afschuifvlak in de ondergrond aanwezig is (rode lijn).

Een dergelijke grote hoeveelheid grondonderzoek (sondeerafstanden $< 50\text{m}$) waarbij het daadwerkelijke verloop van de gemiddelde schuifsterkte geschematiseerd kan worden is meestal alleen beschikbaar in een toets op maat, of bij een dijkversterking. Daarnaast is een korte sondeerafstand ook vaak praktisch onmogelijk, bijvoorbeeld door obstakels op of om de dijk. Daarom wordt een werkwijze beschreven om een inschatting te maken van de sterkte op een locatie zonder sondering op basis van alle beschikbare sonderingen op het niveau van een dijkvak, SOS-segment of dijktraject. Hierbij moet rekening worden gehouden met variabiliteit tussen sonderingen, de afstand waarop de conusweerstand fluctueert, de onzekerheid in de transformatie van conusweerstand naar sterkte en het aantal beschikbare sonderingen.

Bij het bepalen van de representatieve waarde voor de schuifsterkte uit sonderingen kan de van grof naar fijn aanpak gevolgd worden.

Grof (sondeerafstand 200-500 meter)

Een sondering zegt alleen iets over de lokale schuifsterkte. Afhankelijk van de correlatielengte, kan de lokale meting representatief zijn voor de breedte van een potentieel glijvlak (zoals in Figuur E.4) of een toevallige hoge of lage meting (zoals in Figuur E.5) zijn. Bij een sondeerafstand van 200 meter is de tussenafstand zo groot dat de schuifsterkte tussen twee sonderingen als gevolg van variabiliteit ook hoger en lager kan zijn dan op de locatie van de twee sonderingen. De verwachtingswaarde en onzekerheid van de sterkte in een bepaalde laag of SOS-eenheid, op een willekeurige plaats in het dijkvak/traject of SOS-segment, kan worden ingeschat op basis van statistiek op meerdere sonderingen. Dit is in paragraaf E.6E.6 beschreven.

Statistiek op meerdere sonderingen kan alleen worden toegepast op een statistisch homogeen veld. Dit is alleen van toepassing wanneer er sprake is van een constant gemiddelde en een constante variabiliteit over het gehele veld. Een voorbeeld hiervan is gegeven in Figuur E.6. Om statistiek te kunnen toepassen moet dit dus eerst aannemelijk gemaakt worden. Een constant gemiddelde en constante variabiliteit is aannemelijk wanneer de geanalyseerde data dezelfde geologische afzetting betreft en deze geen ruimtelijke trend bevat.

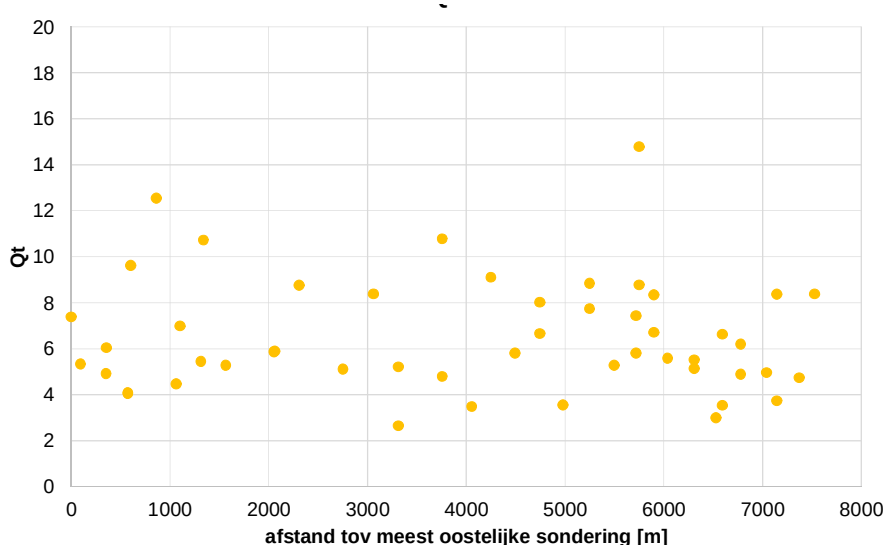
Ruimtelijke trends kunnen bijvoorbeeld het gevolg zijn van de geologie of het afzettingsmilieu. In het geval van ruimtelijke trends moet hier rekening mee gehouden worden, en kan de schuifsterkte tussen twee sonderingen niet als onafhankelijke waarde gezien worden. Trends in de ongedraineerde schuifsterkte kunnen ook het gevolg zijn van verschillen in de geometrie, laagdikte en waterspanning. Dit soort trends kunnen uit de data worden gefilterd door te werken met de genormaliseerde conusweerstand Q_t . Op deze manier worden verschillen als gevolg van verschillen in spanningsniveau uitgesloten.

Bij een sondeerafstand van 200-500 meter is er onvoldoende data om te zeggen of de lokale sterkte uit een enkele sondering wel of niet representatief is voor de breedte van een potentieel schuifvlak. Daarom kunnen individuele sonderingen niet worden genegeerd. Op locaties waar de karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte van één sondering lager is dan de karakteristieke waarde op basis van meerdere sonderingen, moet worden gecontroleerd of er sprake is van een lage sterkte die over de breedte van een potentieel afschuifvlak voorkomt. Hiervoor moeten aanvullende sonderingen worden uitgevoerd met korte tussenafstanden (10-50 meter). Als sonderingen op korte afstand ook een lage sterkte aangeven, is het aannemelijk dat de zwakke plek aanwezig is over de lengte van een potentieel afschuifvlak. In dat geval moet de zwakke sondering als representatief voor het dwarsprofiel worden gezien. Discontinuïteiten en specifieke/afwijkende zwakke lagen moeten apart geschematiseerd worden.

Bij een sondeerafstand van ca. 200 meter is er onvoldoende data om de variabiliteit over de breedte van een potentieel afschuifvlak vast te stellen. Daardoor is er onvoldoende data om uitmiddeling van horizontale variatie in rekening te kunnen brengen.

Enkele aandachtspunten:

- De op basis van de statistiek berekende waarde is de beste schatting voor een locatie in een dijkvak waarvan de sterkte als onafhankelijk kan worden beschouwd. Hiermee wordt bedoeld dat de afstand tot een bestaande sondering enkele malen groter is dan de dominante correlatielengte.
- De karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte op basis van statistiek verdisconteert voor de variabiliteit en de transformatieonzekerheid. Het betreft hier de 5% karakteristieke ondergrenswaarde voor de sterkte in het hele dijkvak/traject op een locatie zonder sondering. De waarde is niet noodzakelijkerwijs de ondergrens van de sterkte op een traject, omdat van lokale sonderingen niet kan worden uitgesloten dat deze representatief zijn voor een afschuifvlak.
- Als het aantal beschikbare sonderingen binnen een dijkvak te beperkt is, wordt de steekproef erg klein. In dat geval kunnen ook sonderingen uit naastgelegen dijkvakken meegenomen worden in de statistische analyse. Let wel dat dit alleen mogelijk is wanneer het dezelfde geologische afzetting betreft en de naastgelegen sonderingen niet significant andere waarden geven.
- Hoe groter het areaal van de dataset, hoe groter de verwachte variabiliteit is. Mogelijk is de gevonden variabiliteit zo groot, dat de karakteristieke waarden zeer laag zijn. In dat geval kan het soms gunstiger zijn om met default waarden voor bijvoorbeeld *POP* te rekenen.



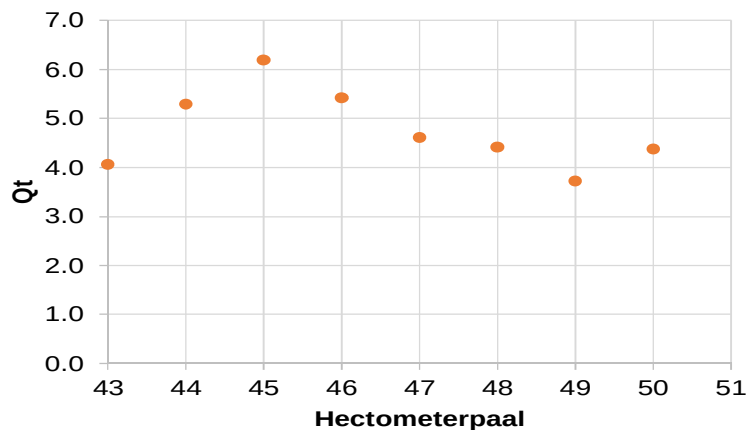
Figuur E.6 Voorbeeld van een grote sondeerafstand en een constant gemiddelde van Q_r . Er zijn geen trends waarneembaar over de 8 kilometer en ook geen trends over 100-den meters.

Middel: sondeerafstand 50-200 meter

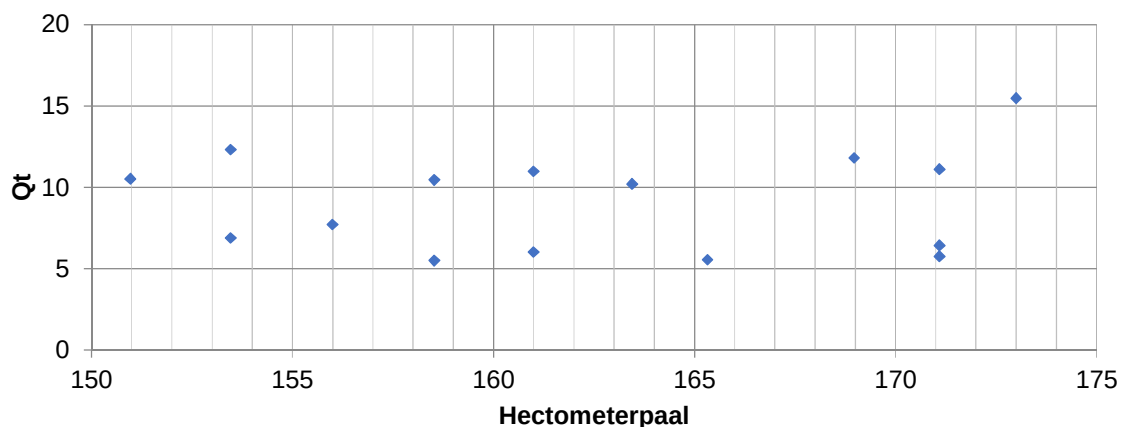
Bij een sondeerafstand van 50-200 meter is de tussenafstand zo groot dat de schuifsterkte tussen twee sonderingen als gevolg van variabiliteit ook hoger en lager kan zijn dan op de locatie van de twee sonderingen. De verwachtingswaarde en onzekerheid van de sterkte in een bepaalde laag of SOS-eenheid, op een willekeurige plaats in het dijkvak/traject of SOS-segment, kan worden ingeschat op basis van statistiek op meerdere sonderingen. Dit is in paragraaf E.6 beschreven.

Met sonderingen met een tussenafstand van 50 of 100 meter is het mogelijk om trends over de breedte van een potentieel afschuifvlak vast te stellen, maar de data is beperkt. Signalen voor trends zijn bijvoorbeeld wanneer de genormaliseerde conusweerstand Q_r tussen twee of meerdere opeenvolgende sondeerpunten structureel een hoge(re) of lage(re) waarde heeft. Wanneer de waarde van Q_r willekeurig altereert tussen een hoge en lage waarden, is het minder waarschijnlijk dat er sprake is van een trend.

Wanneer er sprake is van een ruimtelijke trend, moet met deze trend rekening gehouden worden. Bij een minimale sondeerafstand van 50 meter, en sterk gecorreleerde sondeerwaarden tussen twee sonderingen, is de slechtste sondering representatief voor de aanwezige sterkte over de breedte van een potentieel afschuifvlak. Dit is bijvoorbeeld het geval in Figuur E.4, waarbij het 'werkelijke' verloop van de schuifsterkte (blauwe lijn) dicht bij de sondeerwaarden (rode cirkels) ligt. De gemiddelde en karakteristieke waarden voor grensspanning en POP (top en bottom) kunnen in dit geval berekend worden volgens paragraaf E.6. Een ander voorbeeld met een trend (bij een sondeerafstand van 100 m) is gegeven in Figuur E.7. In het voorbeeld in Figuur E.8 met een sondeerafstand van gemiddeld orde 150 m is daarentegen geen trend waarneembaar. Indien gebruik wordt gemaakt van grotere sondeerafstanden, moet er rekening mee gehouden worden dat er tussen twee sonderingen een nog lagere sterkte aanwezig kan zijn. In dat geval moet met een ruimtelijke onzekerheid tussen de sondeerpunten worden gerekend. Deze onzekerheid kan worden geschat met hulp van geostatistische methoden zoals Kriging (Firouzanbandpey, Ibsen, Griffiths, Vahdatirad, Andersen, & Sørensen, 2015). Bijlage D in Technisch Rapport Actuele Sterkte (ENW, 2009) geeft hier ook aanknopingspunten voor.



Figuur E.7 Voorbeeld van het verloop van Q_t over een dijkvak. In dit geval moet de lokale sondering bij 43 of 49 gebruikt worden, omdat verondersteld wordt dat deze sterkte over de breedte van een afschuifvlak aanwezig is.



Figuur E.8 Tegenvoorbeeld waarbij er geen trend is.

Wanneer er geen ruimtelijke trend tussen sonderingen wordt vastgesteld, dan kan de verwachtingswaarde en onzekerheid van de sterkte in een bepaalde laag of SOS-eenheid, op een willekeurige plaats in het dijkvak/traject of SOS-segment worden ingeschat op basis van statistiek op meerdere sonderingen. Dit is in paragraaf E.7 beschreven.

Ook hier moet op locaties waar de karakteristieke waarde op basis van één sondering lager is dan de karakteristieke waarde op basis van meerdere sonderingen, worden gecontroleerd of er

sprake is van een lage sterkte die over de breedte van een potentieel afschuifvlak voorkomt. Hiervoor moeten aanvullende sonderingen worden uitgevoerd met korte tussenafstanden. Discontinuïteiten en specifieke/afwijkende zwakke lagen moeten apart geschematiseerd worden.

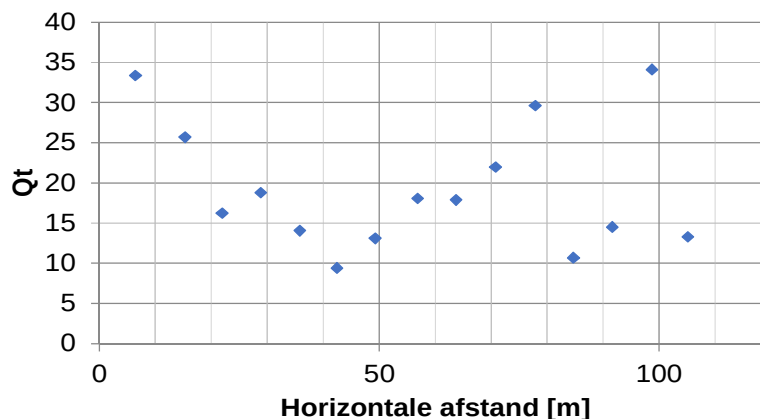
Bij een sondeerafstand van 50 meter is er onvoldoende data om de variabiliteit en trends over de breedte van een potentieel afschuifvlak vast te stellen. Daardoor is er onvoldoende data om uitmiding van horizontale variabiliteit in rekening te kunnen brengen.

Fijn: sondeerafstand 10-50 meter

Bij een sondeerafstand van 10-50 meter is de tussenafstand tussen sonderingen zo klein dat er meerdere sonderingen over de breedte van een potentieel afschuifvlak aanwezig zijn (zie Figuur E.9). Deze sonderingen kunnen gebruikt worden om in te schatten of een sondering representatief is voor de aanwezige sterkte over de breedte van een potentieel afschuifvlak. De representatieve sondering(en) kunnen gebruikt worden om lokaal mee te rekenen.

Bij sonderingen met een tussenafstand van 10 meter, kan ook een inschatting gemaakt worden van de variabiliteit die plaatsvindt over de breedte van een potentieel afschuifvlak. Op basis van deze analyse kan ingeschat worden hoeveel uitmiding er over de breedte van een potentieel afschuifvlak in rekening gebracht kan worden. Bijvoorbeeld door de variantieverhouding tussen variantie op de schaal van een schuifvlak en de totale variantie in het veld $\Gamma^2 = \sigma_{lokaal}^2 / \sigma_{totaal}^2$, zie Bijlage 1 van het TRWG [79]. Ook kan de correlatielengte geschat worden, en de uitmiding op basis van vuistregels berekend worden $\Gamma^2 \approx \delta_h / B = \sqrt{\pi} b / B$ (Vanmarcke, 1977)

De verwachtingswaarde en onzekerheid van de sterkte in een bepaalde laag of SOS-eenheid, op een willekeurige plaats in het dijkvak/traject of SOS-segment, kan worden ingeschat op basis van statistiek op meerdere sonderingen, zoals in paragraaf E.7 beschreven. Hierbij kan dan de variantiereductie factor op σ_{Q_i} worden toegepast.



Figuur E.9 Voorbeeld sondeerafstand 10 meter. Reken met een set aan sonderingen. Reken met het gemiddelde over het schuifvlak, breng uitmiding over de breedte in rekening. (gamma=0 a 0.25).

E.6 Bepaling van de ongedraineerde schuifsterkte en POP uit één sondering

Bij een minimale sondeerafstand van 50 meter, en sterk gecorreleerde sondeerwaarden tussen twee sonderingen, is de slechtste sondering representatief voor de aanwezige sterkte over de breedte van een potentieel afschuifvlak. De volgende stappen worden doorlopen om de ongedraineerde schuifsterkte, POP, OCR en grensspanning voor een grondlaag af te leiden uit één sondering:

1. Corrigeren van de gemeten sondeerweerstand voor waterspanning en totaalspanning;
2. Berekenen van de ongedraineerde schuifsterkte uit de gecorrigeerde sondeerweerstand;
3. Schematiseren van laagscheidingen en lineariseren van de schuifsterkte over de laagdikte;

4. Berekenen van de karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte s_u ;
5. Berekenen van de verwachtingswaarde en karakteristieke waarde van OCR, grensspanning en POP.

De onzekerheid ten aanzien van de grensspanning, OCR of POP is niet volledig identiek aan de onzekerheid van de ongedraineerde schuifsterkte. Daarom wordt eerst de gemiddelde en karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte berekend. Vervolgens wordt hiermee de gemiddelde en karakteristieke waarde van de grensspanning, OCR of POP berekend. Een kansverdeling voor grensspanning, OCR of POP kan vervolgens gefit worden op de gemiddelde en karakteristieke waarde.

1. Corrigeren van de gemeten sondeerweerstand

Om de ongedraineerde schuifsterkte s_u af te leiden uit de sondeerweerstand worden de gemeten sondeerweerstand eerst gecorrigeerd voor de gemeten waterspanning u_2 en de totaalspanning σ_{vi} . De correctie van de gemeten sondeerweerstand gaat als volgt:

$$q_{net} = q_t - \sigma_{vi} \text{ en } q_t = q_c + u_2 (1 - a) \quad (E.7)$$

Waarin:

q_{net}	Voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus [kN/m ²].
q_t	Voor waterspanningseffecten gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus [kN/m ²].
q_c	Gemeten conusweerstand [kN/m ²].
u_2	Met de piëzoconus gemeten waterspanning (waterspanningsopnemer achter de conuspunt) [kN/m ²].
a	Relatieve oppervlakte van de spleet bij het waterspanningsfilter, de waarde is afhankelijk van het fabricaat van de conus [-] (Zie NEN-EN-ISO-22476-1).
σ_{vi}	In situ verticale totaalspanning [kN/m ²].

2. Berekenen van de ongedraineerde schuifsterkte uit de gecorrigeerde sondeerweerstand

De ongedraineerde schuifsterkte s_u kan afgeleid worden uit sonderingen door gebruik te maken van een transformatiemodel. De ongedraineerde schuifsterkte kan berekend worden door de voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand te delen door de conusfactor N_{kt} , zie vergelijking (E.8).

$$s_u = q_{net} / N_{kt} \quad (E.8)$$

Waarin:

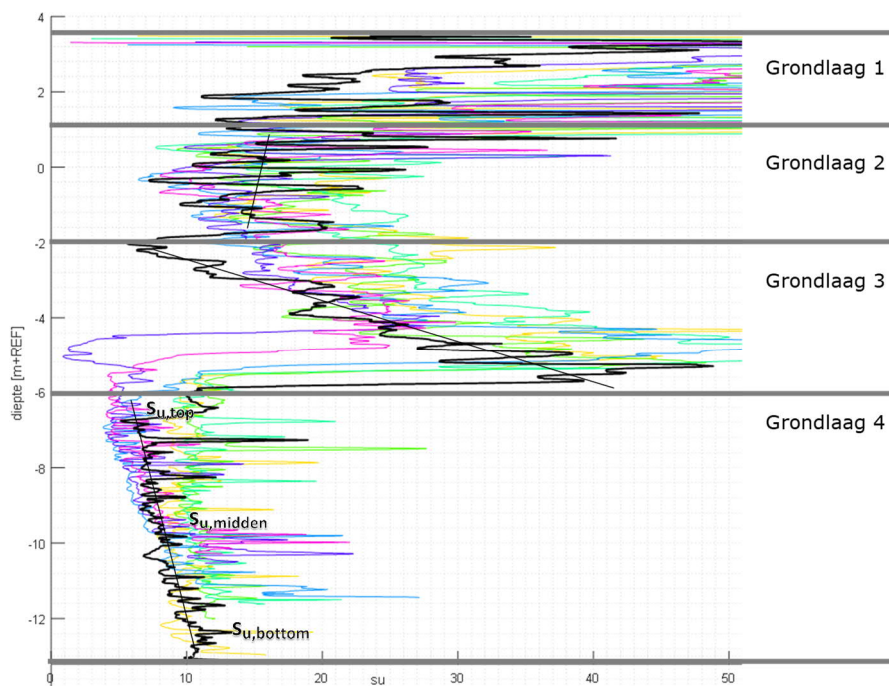
s_u	Ongedraineerde schuifsterkte [kN/m ²].
q_{net}	Voor waterspanningseffecten en totaalspanning gecorrigeerde sondeerweerstand van de piëzoconus [kN/m ²].
N_{kt}	Empirisch bepaalde conusfactor [-]

3. Schematiseren van laagscheidingen en lineariseren van de ongedraineerde schuifsterkte s_u over de laagdikte

Sonderingen geven een continu profiel van de sterkte over de diepte van de grond. Omdat een glijvlak meestal hele grondlagen doorsnijdt, zijn we geïnteresseerd in de gemiddelde schuifsterkte over een grondlaag. Bij een laagdikte groter dan de verticale fluctuatieschaal, (bijvoorbeeld 1 m laagdikte bij een verticale correlatielengte 30 cm) zijn voldoende sondeerpunten (minimaal iedere 2 cm) beschikbaar om een goed beeld te krijgen van de gemiddelde schuifsterkte over de laagdikte.

In veel gevallen komt het voor dat de conusweerstand en ongedraineerde schuifsterkte verloopt over de diepte. Wanneer een schuifsterkte aan de bovenkant verschilt van de schuifsterkte aan de onderkant (of vice versa), moeten dit apart worden gemodelleerd. Een glijvlak kan immers ook alleen door het bovenste deel van een grondlaag heen gaan. Met andere woorden, wanneer er een trend (in POP of grensspanning) over de diepte consequent in sonderingen aanwezig is (zie Figuur E.10), moet deze trend ook zodanig gemodelleerd worden, en kan niet volstaan worden met een rekenkundig gemiddelde. In Riskeer is dit niet mogelijk; in D-Stability kan in een grondlaag een andere POP voor de bovenkant en de onderkant van de grondlaag worden toegepast.

De werkwijze om tot een gemiddelde POP of een gelineariseerd POP profiel over de laagdikte te komen, gaat via de gelineariseerde ongedraineerde schuifsterkte s_u . De gelineariseerde ongedraineerde schuifsterkte s_u , wordt bepaald door per sondering en per laag binnen de sondering een lineaire fit (met de kleinste kwadraten methode) te maken door het verloop van de ongedraineerde schuifsterkte over de diepte. Dit resulteert in een $s_{u,top}$, $s_{u,bottom}$ en $s_{u,midden}$ per sondering per laag. Hierbij wordt het aanbevolen om meetpunten in een zone boven en onder de laagscheidingen niet mee te nemen in de regressie, omdat de conus hier invloed van de boven- en onderliggende grondlaag 'voelt'. Een zone van 1 tot 3 maal de diameter van de conuspunt (ca. 15 cm) is een realistische aanname voor de hoogte van de zone. De bovengenoemde operaties kunnen worden uitgevoerd worden met de 'CPT-tool'.



Figuur E.10 In de grondlagen 3 en 4 is een duidelijke trend over de diepte zichtbaar. De sterkte aan de bovenzijde van de lagen is beduidend lager dan aan de onderzijde en moet ook als zodanig gemodelleerd worden. Voor grondlaag 2 is het verschil tussen een lineair verloop of constante waarde niet significant.

4. Berekenen van de karakteristieke waarde van de ongedraineerde schuifsterkte s_u
 De met de gemiddelde N_{kt} berekende schuifsterkte is de beste schatting van de schuifsterkte op de locatie van een sondering. De ongedraineerde schuifsterkte s_u heeft betrekking op het lokale gemiddelde over de laagdikte (laag-gemiddelde). Er wordt hierbij verondersteld dat de spreiding rond het lokale gemiddelde uit middelt. Er moet echter rekening gehouden worden met de onzekerheid in de gebruikte correlatie. De resulterende spreiding (uit vergelijking E.4 of E.6) kwantificeert in beide gevallen de totale "transformatieonzekerheid", die is verbonden aan het toepassen van de correlatie met de sondeerweerstand. Opgemerkt wordt dat deze onzekerheid betrekking heeft op de indirect gemeten ongedraineerde schuifsterkte (dus op q_{net}/N_{kt} of $\ln(N_{kt})$) en niet op grensspanning of POP). Verder moet rekening worden gehouden

met de statistische onzekerheid door een beperkt aantal datapunten bij het afleiden van het transformatiemodel.

De karakteristieke waarde van de gelineariseerde s_u wordt berekend door de rekening te houden met (het systematische deel van) de transformatieonzekerheid en de statistische onzekerheid van de correlatie. De onderstaande formules kunnen hierbij gebruikt worden om waarden van $s_{u,top, kar.}$, $s_{u,bottom, kar.}$ en $s_{u,midden, kar.}$ te berekenen. De waarden voor $VC_{N_{kt}}^{q_{net}, gem}$ en $\sigma_{\ln N_{kt}, gem}$ kunnen berekend worden met vergelijkingen E.5 en E.6 uit paragraaf E.4.2.

In het geval van methode 1 (gewogen regressie) leidt dit tot de volgende uitdrukkingen:

$$s_{u, kar} = \frac{q_{net}}{\mu_{N_{kt}}} \cdot \left(1 - T_{n-1}^{0.05} \cdot VC_{N_{kt}}^{q_{net}, gem} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{n}} \right) \quad (E.9)$$

$$N_{kt, kar} = \frac{q_{net}}{s_{u, kar}} = \frac{\mu_{N_{kt}}}{\left(1 - T_{n-1}^{0.05} \cdot VC_{N_{kt}}^{q_{net}, gem} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{n}} \right)} \quad (E.10)$$

Met:

$VC_{N_{kt}}^{q_{net}, gem}$	Systematische transformatieonzekerheid. Hierbij is het niet-systematische deel in de totale transformatieonzekerheid uitgemiddeld.
$\mu_{N_{kt}}$	de verwachtingswaarde van N_{kt} , zoals volgend uit de minimalisatie van $VC_{N_{kt}}^{q_{net}, tot}$ door middel van “gewogen” regressie
$T_{n-1}^{0.05}$	de waarde van de student –t verdeling bij 5% onder of overschrijdingskans met $n - 1$ vrijheidsgraden, waarbij n het aantal onafhankelijke (s_u, q_{net}) datapunten is voor de N_{kt} bepaling.

In het geval van methode 2 (statistiek op N_{kt} met lognormale verdeling) leidt dit analoog tot de volgende uitdrukkingen:

$$s_{u, kar} = \frac{q_{net}}{N_{kt, kar}} \quad (E.11)$$

$$N_{kt, kar} = \exp \left(\mu_{\ln N_{kt}} + T_{n-1}^{0.05} \cdot \sigma_{\ln N_{kt}, gem} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{n}} \right) \quad (E.12)$$

Met:

$\sigma_{\ln N_{kt}, gem}^2$	Systematische transformatieonzekerheid. Hierbij is het niet-systematische deel in de totale transformatieonzekerheid uitgemiddeld.
------------------------------	--

De twee methoden zullen overigens wel leiden tot verschillende karakteristieke waarden. Zie bijvoorbeeld Figuur E.3. Er is een lichte voorkeur voor het toepassen van methode 2 (het toepassen van statistiek op puntwaarden van N_{kt}) vanwege de eenvoud van de methode, de mogelijkheid van het toepassen van de lognormale verdeling, en het relatief kleine verschil in karakteristieke waarde.

5. Berekenen van de verwachtingswaarde en karakteristieke waarde van OCR, grensspanning en POP.

Vervolgens kan de POP aan de boven en onderkant van de laag worden teruggerekend uit de ongedraineerde schuifsterkte s_u , door gebruik te maken van de SHANSEP formulering van ongedraineerde schuifsterkte (vergelijking B.2 in Bijlage B4.4). Let op dat de waarde van de ongedraineerde schuifsterkte s_u betrekking heeft op de gelineariseerde waarde, dat wil zeggen $S_{u,top}$, $S_{u,bottom}$ en $S_{u,midden}$.

Voor gemiddelde (gem.) waarden leidt dit tot de volgende uitdrukkingen:

$$OCR_{gem.} = (s_{u,gem.} / (\sigma'_{vi} \cdot S_{gem.}))^{(1/m_{gem.})} \quad (E.13)$$

$$\sigma'_{vy,gem.} = OCR_{gem.} \cdot \sigma'_{vi} \quad (E.14)$$

$$POP_{gem.} = \sigma'_{vy,gem.} - \sigma'_{vi} \quad (E.15)$$

En voor karakteristieke (kar.) waarden:

$$OCR_{kar.} = (s_{u,kar.} / (\sigma'_{vi} \cdot S_{kar.}))^{(1/m_{kar.})} \quad (E.16)$$

$$\sigma'_{vy,kar.} = OCR_{kar.} \cdot \sigma'_{vi} \quad (E.17)$$

$$POP_{kar.} = \sigma'_{vy,kar.} - \sigma'_{vi} \quad (E.18)$$

Waarin:

OCR	Overconsolidatieratio [-].
σ'_{vy}	Grensspanning [kN/m ²].
POP	Pre overburden pressure [kN/m ²].
s_u	Ongedraineerde schuifsterkte afgeleid uit de sondeerweerstand [kN/m ²].
σ'_{vi}	In situ effectieve verticale spanning [kN/m ²].
S	Normaal geconsolideerde ongedraineerde schuifsterkte ratio [-].
m	Sterkte toename exponent [-].

Deze waarden kunnen direct in Riskeer ingevoerd worden. Voor ondersteuning van dit proces is de CPT-tool beschikbaar (verkrijgbaar via de Github van het Kennis en Kunde Platform). Deze tool is ook geschikt voor het bepalen van de karakteristieke waarde van de grensspanning/POP voor één enkele sondering. Voor het bepalen van de standaardafwijking van de grensspanning of POP (als invoer voor Riskeer), waarbij rekening wordt gehouden met de Student-t factor en lognormale verdeling, wordt verwezen naar paragraaf 2.2.2.

Voor de bepaling van de grensspanning of POP is het van groot belang om zorgvuldig en consistent te werk te gaan bij het schematiseren van de opbouw van de ondergrond en de waterspanningen. Schematiseringsonzekerheden en fouten hierin leiden gemakkelijk tot onjuiste waarden van de effectieve verticale spanning. Dit werkt door in de afleiding van de grensspanning of POP. Lage of negatieve POP waarden kunnen hiervan het resultaat zijn. Ook kan een grote transformatieonzekerheid ervoor zorgen dat de karakteristieke waarde van de in situ ongedraineerde sterkte op basis van sonderingen lager is dan de karakteristieke waarde van de schuifsterkte op basis van de normaal geconsolideerde schuifsterkte-ratio (S) uit laboratorium proeven. In dit geval wordt het aanbevolen om het transformatiemodel te verfijnen, of om terug te vallen op defaultwaarden van POP.

E.7 Bepaling van de ongedraineerde schuifsterkte en POP op basis van meerdere sonderingen

De verwachtingswaarde en onzekerheid van de ongedraineerde schuifsterkte op een willekeurige locatie in een statistisch homogeen dijkvak kan worden bepaald op basis van statistiek op meerdere sonderingen. De ongedraineerde schuifsterkte, grensspanning of POP

zijn echter geen materiaalparameters, maar statusvariabelen die de toestand van de grond aangeven. Dit betekent dat zulke 'quasi-parameters' niet zondermeer kunnen worden gezien als een parameter zonder ruimtelijk (trendmatig) verloop. Alleen wanneer aannemelijk gemaakt kan worden dat het verloop van de quasi-parameter over een dijkvak/traject als trendloos verondersteld kan worden, kan deze als lokale/regionale eigenschap gezien worden op het niveau van een dijkvak, SOS-segment of dijktraject. Daarnaast kan de ongedraineerde sterkte/POP alleen als lokale/regionale eigenschap gezien worden voor parameters in dezelfde geologische afzetting.

Omdat de ongedraineerde schuifsterkte (en POP) statusvariabelen zijn, zijn deze sterk afhankelijk van de lokale effectieve spanning. De lokale waarde van de POP hangt dus sterk af van de lokale dijkhoogte, bodemopbouw, dikte van bovenliggende lagen, volumiek gewicht, etc.. Om een statistische analyse op meerdere sonderingen te doen, moeten effecten van geometrie, bodemopbouw en waterspanning uitgesloten worden. Dit kan door te werken met voor effectieve spanning genormaliseerde waarden voor de conusweerstand Q_t . Door Q_t te delen door N_{kt} wordt de in situ ongedraineerde schuifsterkte-ratio $s_u/\sigma'_{v,i}$ verkregen. Voor een individuele sondering maakt het niet uit of Q_t gedeeld wordt door N_{kt} of dat de lokale ongedraineerde sterkte gedeeld wordt door de verticale effectieve spanning, zie vergelijking E.19 en E.20. In de hieronder beschreven werkwijze wordt voor het gemak met statistiek op de waarde van Q_t gewerkt.

$$Q_t = q_{net} / \sigma'_{v,i} \quad (\text{E.19})$$

$$s_u/\sigma'_{v,i} = Q_t / N_{kt} = (q_{net} / \sigma'_{v,i}) / N_{kt} \quad (\text{E.20})$$

Waarin:

Q_t Voor de in situ verticale effectieve spanning genormaliseerde sondeerweerstand [-].
 $s_u/\sigma'_{v,i}$ Ongedraineerde schuifsterkte-ratio [-].

De werkwijze voor het bepalen van de verwachtingswaarde en onzekerheid van de ongedraineerde schuifsterkte is als volgt:

1. Bereken per laag en per sondering de gemiddelde waarde van de voor de verticale effectieve spanning gecorrigeerde conusweerstand Q_t .

De voor de verticale effectieve spanning gecorrigeerde conusweerstand Q_t , voor elke individuele sondeerwaarde wordt berekend volgens vergelijking E.19. Vervolgens moet het gemiddelde over de laagdikte per sondering j berekend worden. Om de notatie eenvoudig te houden wordt $Q_{t,j}$ gebruikt voor het gemiddelde van Q_t in een laag in sondering j .

2. Bepaal het gemiddelde en de standaardafwijking van de gemiddelde Q_t waarde over meerdere sonderingen

Het gemiddelde μ en de standaardafwijking σ van de genormaliseerde conusweerstand Q_t per laag en per sondering kunnen worden bepaald met onderstaande uitdrukkingen. Dit leidt tot waarden voor μ_{Q_t} en σ_{Q_t} per dijkvak, dijktraject of SOS-segment. Op welke schaal de statistische analyse wordt uitgevoerd is afhankelijk van het aantal sonderingen en de mate waarin de beschouwde sonderingen onderdeel zijn van een statistisch homogene dataset. Er zijn waarden voor de normale verdeling (linker kolom) en lognormale verdeling (rechter kolom) gegeven.

$$\mu_{Q_t} = \Sigma (Q_{t,j} / m) \quad (\text{E.21}) \quad \mu_{\ln(Q_t)} = \Sigma (\ln(Q_{t,j}) / m) \quad (\text{E.22})$$

$$\sigma_{Q_t} = \sqrt{ \Sigma (Q_{t,j} - \mu_{Q_t})^2 / (m-1) } \quad (\text{E.23}) \quad \sigma_{\ln(Q_t)} = \sqrt{ \Sigma (\ln(Q_{t,j}) - \mu_{\ln(Q_t)})^2 / (m-1) } \quad (\text{E.24})$$

Waarin:

$Q_{t,j}$ De gemiddelde genormaliseerde conusweerstand Q_t voor een laag in sondering j .
 m Het aantal sonderingen

μ_{Q_t}	Het regionaal gemiddelde van de gemiddelde genormaliseerde conusweerstand Q_t in het beschouwde dijkvak
σ_{Q_t}	De regionale standaardafwijking van de gemiddelde genormaliseerde conusweerstand Q_t in het beschouwde dijkvak

3. Bereken de gemiddelde en karakteristieke waarden van de genormaliseerde conusweerstand, op basis van meerdere sonderingen.

De verwachtingswaarde van de gemiddelde genormaliseerde conusweerstand $Q_{t,gem.}$ op een willekeurige locatie is:

$$\text{Normale verdeling: } Q_{t,gem.} = \mu_{Q_t} \quad (\text{E.25})$$

$$\text{Lognormale verdeling: } Q_{t,gem.} = \exp(\mu_{\ln(Q_t)} + \frac{1}{2} (\sigma_{\ln(Q_t)} \cdot \sqrt{1+1/m})^2) \quad (\text{E.26})$$

De karakteristieke waarde $Q_{t,kar.}$ van de genormaliseerde conusweerstand wordt berekend door voor de ruimtelijke variabiliteit en statistische onzekerheid te verdisconteren.

$$\text{Normale verdeling: } Q_{t,kar.} = \mu_{Q_t} - T_{0.05,m-1} \cdot \sigma_{Q_t} \cdot \sqrt{1+1/m} \quad (\text{E.27})$$

$$\text{Lognormale verdeling: } Q_{t,kar.} = \exp(\mu_{\ln(Q_t)} - T_{0.05,m-1} \cdot \sigma_{\ln(Q_t)} \cdot \sqrt{1+1/m}) \quad (\text{E.28})$$

Waarin:

$T_{0.05,m-1}$ de waarde van de student –t verdeling bij 5% onder of overschrijdingskans met $m-1$ vrijheidsgraden, waarbij m het aantal beschouwde sonderingen in het dijkvak is.

Omdat er gewerkt wordt met een gemiddelde waarde van $Q_{t,j}$ wordt er al rekening gehouden met uitmiddeling van variatie over de dikte van een laag. Om die reden dient niet de 'spreidingsreductiefactor' Γ^2 conform TAW toegepast te worden. Alleen wanneer er voldoende data beschikbaar is om een inschatting te maken van de uitmiddeling over de breedte van een potentieel afschuifvlak, kan variantiereductie in horizontale richting (Γ_h^2) worden toegepast. In dit geval wordt de uitdrukking:

$$Q_{t,kar.} = \mu_{Q_t} - T_{0.05,m-1} \cdot \sigma_{Q_t} \cdot \sqrt{(\Gamma_h^2 + 1/m)} \quad (\text{E.29})$$

Let wel dat de standaardwaarde van Γ^2 ($1 - \alpha = 1 - 0.75 = 0.25$) uit TRWG slaat op puntmetingen van een grondeigenschap in een regionale verzameling. In bovenstaande situaties hebben we het echter al over gemiddelde waarden over de laagdikte per sondering. Een hogere waarde voor Γ_h^2 zou daarom logischer zijn. Zonder voorkennis kan een waarde van $\Gamma_h^2 = 0.5$ gebruikt worden.

Wanneer een verzameling sonderingen echter als lokale verzameling op te vatten is, bijvoorbeeld wanneer meerdere sonderingen over 200 meter breedte beschikbaar zijn, kan een hogere waarde van Γ_h^2 worden toegepast; een waarde van $\Gamma^2 = 0.75$ lijkt op basis van onderzoek reëel.

4. Vertaal de gemiddelde en karakteristieke genormaliseerde conusweerstand in een lokale waarde voor de ongedraineerde schuifsterkte, grensspanning of POP.

De lokale waarde van de ongedraineerde schuifsterkte wordt verkregen door de berekende gemiddelde en karakteristieke waarde van de genormaliseerde conusweerstand te delen door de correlatiefactor N_{kt} en terug te rekenen naar de lokale effectieve spanning $\sigma'_{v,i}$ in het dwarsprofiel waar gerekend wordt.

$$S_{u,gem.} = \sigma'_{v,i} \cdot Q_{t,gem.} / N_{kt} \quad (\text{E.30})$$

$$S_{u,kar.} = \sigma'_{v,i} \cdot Q_{t,kar.} / N_{kt,kar.} \quad (\text{E.31})$$

Vervolgens kunnen de lokale waarde van de gemiddelde en karakteristieke OCR, grensspanning of POP teruggerekend worden met vergelijkingen E.13 tot en met E.18.

Toepassingsvoorwaarden voor deze methode zijn:

- De data moet dezelfde geologische afzetting betreffen
- De data mag geen trend bevatten of de trend moet uit de data worden gefilterd (verschillen in spanningsniveau of eventuele trends door geologie)
- Bij eventuele uitbijters moeten aanvullende sonderingen worden uitgevoerd (met korte afstanden) om te controleren op discontinuïteiten / zwakke plekken

Enkele aanbevelingen bij het toepassen van statistiek op meerdere sonderingen.

- Voor de statistische analyse is het uitgangspunt dat ten minste 10 sonderingen in het dijkvak, SOS-segment of dijktraject beschikbaar zijn.
- De sonderingen die gebruikt worden voor de statistische analyse moeten ongecorrleerd zijn; dat wil zeggen dat de onderlinge afstand tussen de sonderingen niet kleiner moet zijn dan 25 m.
- Bij het toepassen van statistiek op sondeerweerstand is het van belang dat alle sonderingen van dezelfde sondeerklasse zijn, aangezien sonderingen van verschillende sondeerklasse verschillende meetonzekerheden hebben.
- Sonderingen moeten op representatieve locaties gedaan zijn. Niet bij op- en afritten. Ook niet bij inrit van een perceel, die hoger ligt dan de directe omgeving.
- Om te controleren of de dataset statistisch homogeen is, moet sondeerdata geanalyseerd worden op ruimtelijke trends. Op basis daarvan kan een keuze gemaakt worden over de grootte van de dataset.
- Wanneer de onzekerheid in N_{kt} grotendeels voortkomt uit ruimtelijke variabiliteit van het transformatiemodel, is er mogelijk sprake van een dubbeltelling van onzekerheid. Hier is alleen sprake van wanneer de N_{kt} afgeleid is met datapunten die hetzelfde gebied beslaan als waar de gemiddelde waarde van Q_t over bepaald is. In dit geval is een deel van de transformatieonzekerheid al in de karakteristieke waarde van Q_t verwerkt. Het delen door de karakteristieke waarde van N_{kt} is dan te conservatief.

E.8 Literatuur bijlage E

Been, K., & Jefferies, M.G. (1992). Towards systematic CPT interpretation. In Proceedings of the Wroth Symposium, Oxford, U.K. pp. 44–55.

Begemann, H.K. (1965). The Friction Jacket Cone as an Aide in Determining the Soil Profile. Proc. 6th. Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Montreal. Vol. 1, pp. 17-20.

Berendsen, H.J.A. (2004). De vorming van het land. Inleiding in de geologie en de geomorfologie. Fysische Geografie van Nederland. 4th ed, Assen: Van Gorcum, 410 p. ISBN 90 232 4075 8.

Duinen, T.A. van (2011). SBW Macrostabiliteit - Parameters voor ongedraineerde stabiliteitsanalyses uit veldmetingen. Deltares rapport 1204203-002-GEO-0001, Versie 2, 25 november 2011, concept.

Duinen, T.A. van (2013). SBW Slope stability - Obtaining strength parameters from penetration tests. Deltares report 1206015-001-GEO-0005, Version 2, 21 March 2013, final.

Duinen, T.A. van, Kanning, W. (2019). Variability of the cone penetration resistance. Deltares report 11202225-005-GEO-0013, Version 1.0, January 12, 2019, final.

ENW (2009). Technisch Rapport Actuele Sterkte. Expertise Netwerk Waterveiligheid.

ENW (2012). Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken. Rijkswaterstaat Water, Verkeer en Leefomgeving. Oktober 2012.

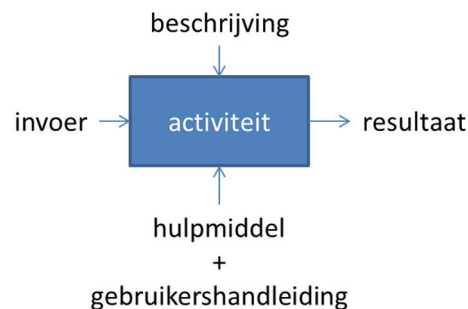
- Firouzianbandpey, S., Ibsen, L., Griffiths, D., Vahdatirad, M., Andersen, L., & Sørensen, J. (2015). Effect of Spatial Correlation Length on the Interpretation of Normalized CPT Data Using a Kriging Approach. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*
- Greeuw, G. (2009). SBW Werkelijke Sterkte, onderdeel Sterkte bij lage spanningen - 02 foutenanalyse. Deltares rapport 1001463-000-GEO-0001, Versie 2, 18 maart 2009.
- Hijma, M.P. & Kruse, G.A.M. (2014). WTI 2017: Stochastische ondergrondsschematisatie – WTI-SOS. Deltares rapport 1209432-003-GEO-006.
- van der Krogt, M. G., Schweckendiek, T., & Kok, M. (2018). Uncertainty in spatial average undrained shear strength with a site-specific transformation model. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 1-11.
- Mayne, P.W. (2007). Cone Penetration Testing State-of-Practice. NCHRP Project 20-05. Topic 37-14.
- NEN-EN-ISO 22476-1. (2013). Geotechnisch onderzoek en beproeving – Veldproeven – Deel 1: Elektrische sondering. Nederlands Normalisatie Instituut.
- Peuchen, J., & Terwindt, J. (2014). Introduction to CPT accuracy. In *International symposium on cone penetration testing* (Vol. 3, pp. 12-14).
- Robertson, P.K. (2012). Interpretation of in-situ tests – some insights. Mitchell Lecture - ISC'4 Brazil, Sept., 2012.
- Robertson, P.K. & R.G. Campanella. (1983). Interpretation of cone penetration tests. Part II: Clay. *Can. Geotech. J.* 20. 734-745.
- Schneider, J.A., Randolph, M.F., Mayne, P.W. & Ramsey, N.R. (2008). Analysis of factors influencing soil classification using normalized piezocone tip resistance and pore pressure parameters. *Journal Geotechnical and Geoenvironmental Eng.* 134 (11): 1569-1586.
- Stoevelaar, R. (2015). Protocol sonderen voor Su-bepaling, Deltares (in samenwerking met sector-partijen), rapportnummer 1220083-010-GEO-0004 (concept), juni 2015.
- Vanmarcke, E.H. (1977). Probabilistic Modelling of Soil Profiles. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division* 103 (11):1227-1246.
- Zwanenburg, C. (2012). Dijken op Veen - analyse veldproeven. Deltares, rapport 1203768-012-GEO-0004, Versie 3, 31 juli 2012.
- Zwanenburg, C. (2014). Dijken op Veen II - DoV werkwijze voor bepaling Macrostabieliteit Markermeerdijk. Deltares rapport 1208254-032-GEO-0001, Versie 2, 13 oktober 2014, definitief concept.

F Schema werkwijze beoordeling macrostabiliiteit

Hieronder is schematisch de werkwijze van de beoordeling van de toetssporen Macrostabiliiteit binnenwaarts (STBI) en Macrostabiliiteit buitenwaarts (STBU) weergegeven (Figuur F.2 en Figuur F.3).

F.1 Toelichting op het schema werkwijze beoordeling

De werkwijze bestaat uit opvolgende activiteiten waarbij het resultaat van de voorgaande activiteit de invoer is van de volgende activiteit. Deze activiteiten moeten doorlopen worden om te komen tot een oordeel. Per activiteit kan worden beschreven hoe men van de invoer komt tot de benodigde uitvoer. Daarnaast wordt aangegeven of een activiteit door hulpmiddelen wordt ondersteund. Het schema van een activiteit ziet er in het algemeen uit zoals Figuur F.1.

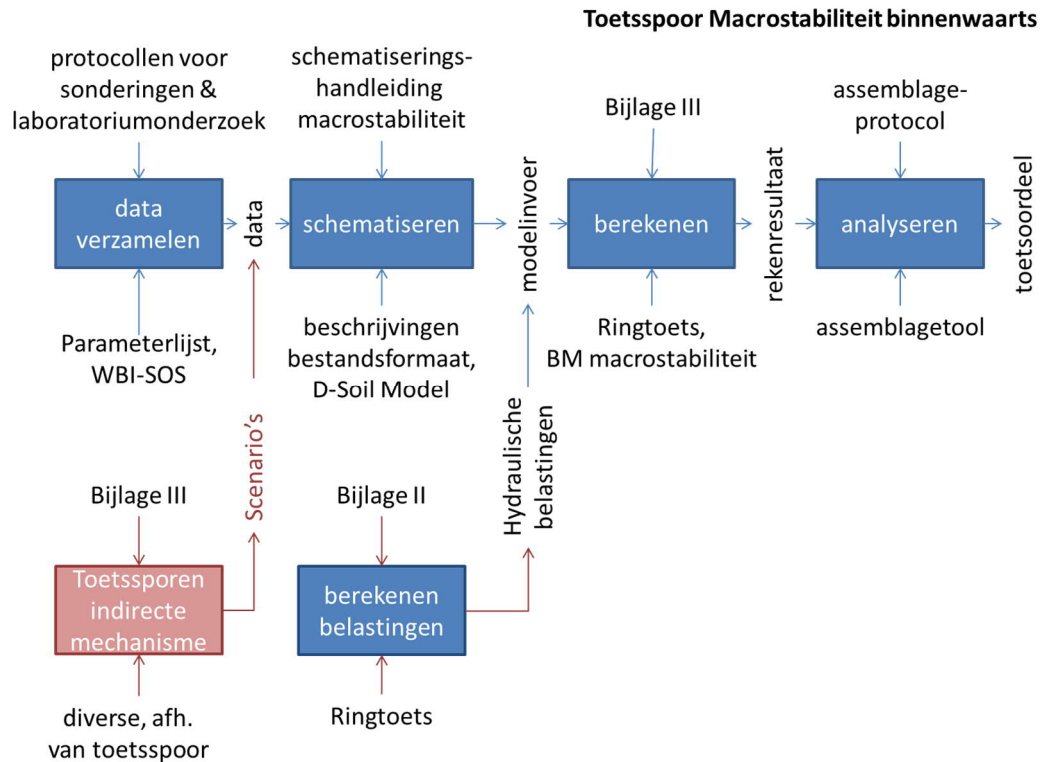


Figuur F.1 Het algemene schema van een activiteit. Een aaneenschakeling van benodigde activiteiten bij een beoordeling geeft de schematische werkwijze van de beoordeling weer.

Het beoordelingsinstrumentarium bestaat uit verschillende documenten en tools/software om te komen tot een oordeel. In het schema is aangegeven welke (hoofd) documenten en tools/software betrekking hebben op een activiteit. Bij de activiteit wordt in de referenties na het schema gerefereerd naar de alle beschikbare documenten en/of tools/software behorende bij de activiteit. Op deze manier kan de beoordelaar bij elke activiteit achterhalen welke documenten en/of tools/software van het beoordelingsinstrumentarium relevant zijn om die activiteit uit te kunnen voeren. Er wordt in het schema niet uitsluitend verwezen naar documenten en/of tools/software van het beoordelingsinstrumentarium.

Benadrukt wordt dat dit schema niet het beoordelingsproces beschrijft. Het beoordelingsproces wordt beschreven in Bijlage I 'Procedure' van de Ministeriële Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017. Het beoordelingsproces is iteratief waarbij één of meerdere activiteiten uit het schema meerdere malen kan worden doorlopen. Afhankelijk van waar men zich bevindt in het beoordelingsproces, kan de invulling van de activiteit anders zijn. Bijvoorbeeld bij de activiteit 'berekenen' kan dit door middel van een eenvoudige toets, gedetailleerde toets per vak of een toets op maat. Verder wordt benadrukt dat de beschrijvingen en hulpmiddelen niet uitputtend zijn. Niet alle invullingen van een activiteit zijn beschreven of worden ondersteund (denk hierbij aan toets op maat).

F.2 Schema werkwijze beoordeling Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI)



Figuur F.2 Schema werkwijze beoordeling Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI). In het schema zijn alleen de belangrijkste documenten en/of tools/software genoemd. De lijst met alle beschikbare documenten en tools/software die betrekking hebben op een activiteit wordt hieronder beschreven.

Vanaf mei 2021 is D-Stability versie 21.1.1 beschikbaar
 Kijk altijd op www.helpdeskwater.nl voor de meest recente versies van applicaties.

F.3 Referenties bij het schema werkwijze beoordeling Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI)

F.3.1 Activiteit 'data verzamelen'

Referenties beschrijving activiteit

- Voor de beschrijving van deze activiteit wordt verwezen naar de algemeen geaccepteerde en van toepassing zijnde protocollen, voorschriften en normen in de grond-, water- en wegebouw die te vinden zijn bij CROW en NEN.
- *Uitwerking triaxiaal- en DSS proeven (bijlage D uit Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit, WBI 2017)*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- *Bepalen parameters uit sonderingen (bijlage E uit Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit, WBI 2017)*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- *Bepalen conusfactor N_{kt} (bijlage I uit Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit, WBI 2017)*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.

Referenties hulpmiddel activiteit

- *WBI-Parameterlijst (bijlage A uit Handleiding Datamanagement WBI 2017)*. K.S. Lam, Deltares-rapport 209432-002-GEO-0002, Delft, september 2016.
- *SOS, Globale stochastische ondergrondschematisatie voor de primaire waterkeringen*. Deltares, Delft, december 2015. Wordt als bestand meegeleverd met D-Soil Model.
- *Globale stochastische ondergrondschematisatie (WTI-SOS) voor de primaire waterkeringen*. M. Hijma, K.S. Lam. Deltares rapport 1209432-000-GEO-0006, Delft, december 2015.

F.3.2 Activiteit 'schematiseren'

Referenties beschrijving activiteit

- *Schematiseringshandleiding Macrostabieliteit, WBI 2017*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- *Handleiding lokaal schematiseren met WTI-SOS*. G. Kruse, M. Hijma. Deltares rapport 1209432-004-GEO-0002, Delft, december 2015.

Referenties hulpmiddel activiteit

- *D-Soil Model, Software voor de beoordeling van primaire waterkeringen*. Deltares, Delft, september 2016.
- *D-Soil Model, Ondergrondschematiseringsproces voor geotechnische toepassingen, Handleiding, Wettelijk Toets Instrumentarium 2017*. Deltares, Delft, september 2016.

F.3.3 Activiteit 'berekenen hydraulische belastingen'

Referenties beschrijving activiteit

- *Ministeriële Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage II Voorschriften bepaling hydraulische belastingen primaire waterkeringen*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.

Referenties hulpmiddel activiteit

- *Ringtoets, Software voor de beoordeling van primaire waterkeringen*. Deltares, Delft, september 2016.
- *Ringtoets, Installatiehandleiding, Wettelijk Toets Instrumentarium 2017*. Deltares, Delft, september 2016.
- *Ringtoets, Gebruikershandleiding, Wettelijk Toets Instrumentarium 2017*. Deltares, Delft, september 2016.
- *Tool Waterstandsverloop*
- *Gebruikershandleiding Waterstandsverloop, Versie 2.0*. J. Ansink, R. Kamp, C.P.M. Geerse. HKV, Rapport PR2803.10. Lelystad, mei 2014.

F.3.4 Activiteit 'berekenen toetsoordeel'

Referenties beschrijving activiteit

- *Ministeriële Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III Voorschriften bepaling sterkte en veiligheid primaire waterkeringen*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.

Referenties hulpmiddel activiteit

- *Ringtoets, Software voor de beoordeling van primaire waterkeringen*. Deltares, Delft, september 2016.
- *Ringtoets, Installatiehandleiding, Wettelijk Toets Instrumentarium 2017*. Deltares, Delft, september 2016.
- *Ringtoets, Gebruikershandleiding, Wettelijk Toets Instrumentarium 2017*. Deltares, Delft, september 2016.

- *BM – Macrostabiliiteit, Software voor de beoordeling van primaire waterkeringen.* Deltares, Delft, september 2016.
- *Basis Module Macrostabiliiteit, Stand alone tool voor Macrostabiliiteit binnenwaarts, Installatiehandleiding, Wettelijk Toets Instrumentarium 2017.* Deltares, Delft, september 2016.
- *Basis Module Macrostabiliiteit, Stand alone tool voor Macrostabiliiteit binnenwaarts, Gebruikershandleiding, Wettelijk Toets Instrumentarium 2017.* Deltares, Delft, september 2016.
- *Fenomenologische beschrijving faalmechanismen WBI.* Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.

F.3.5 Activiteit 'analyseren'

Referenties beschrijving activiteit

- *Ministeriële Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III Voorschriften bepaling sterkte en veiligheid primaire waterkeringen.* Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- *Assemblageprotocol WBI2017, Nadere uitwerking van het beoogde assemblageprotocol voor het wettelijke beoordelingsinstrumentarium.* F. Diermanse, K.S. Lam, H. Knoeff, Deltares rapport 1230086-010-GEO-0001, Delft, juni 2016.

Referenties hulpmiddel activiteit

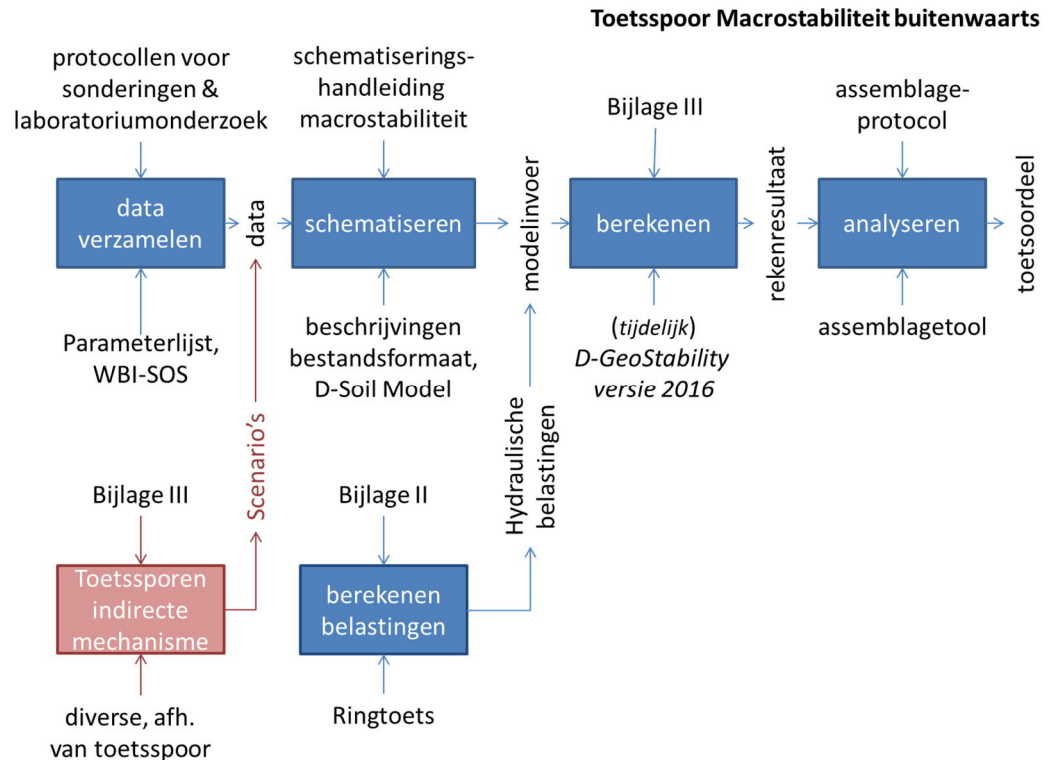
- *Assemblagetool WBI2017.* Nog in ontwikkeling.

F.3.6 Toelichting bij de referenties

Het softwareprogramma Riskeer (voorheen Ringtoets) kan verschillende (sub)activiteiten ondersteunen bij het berekenen van de hydraulische belastingen en bij het berekenen van het rekenresultaat. Daarom wordt Ringtoets meerdere malen genoemd bij de referenties.

De bestandsformaten behorende tot een software of tool zijn beschreven in de handleiding van de betreffende software of tool.

F.4 Schema werkwijze beoordeling Macrostabiliteit buitenwaarts (STBU)



Figuur F.3 Schema werkwijze beoordeling Macrostabiliteit buitenwaarts (STBU). In het schema zijn alleen de belangrijkste documenten en/of tools/software genoemd. De lijst met alle beschikbare documenten en tools/software die betrekking hebben op een activiteit wordt hieronder beschreven.

F.5 Referenties bij het schema werkwijze beoordeling Macrostabiliteit buitenwaarts (STBU)

F.5.1 Activiteit 'data verzamelen'

Referenties beschrijving activiteit

- Voor de beschrijving van deze activiteit wordt verwezen naar de algemeen geaccepteerde en van toepassing zijnde protocollen, voorschriften en normen in de grond-, water- en wegenbouw die te vinden zijn bij CROW en NEN.
- *Uitwerking triaxiaal- en DSS proeven (bijlage D uit Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit, WBI 2017)*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- *Bepalen parameters uit sonderingen (bijlage E uit Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit, WBI 2017)*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- *Bepalen conusfactor N_{kt} (bijlage I uit Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit, WBI 2017)*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.

Referenties hulpmiddel activiteit

- *WBI-Parameterlijst (bijlage A uit Handleiding Datamanagement WBI 2017)*. K.S. Lam, Deltares-rapport 209432-002-GEO-0002, Delft, september 2016.
- *SOS, Globale stochastische ondergrondsschematisatie voor de primaire waterkeringen*. Deltares, Delft, december 2015. Wordt als bestand meegeleverd met D-Soil Model.

- *Globale stochastische ondergrondschematisatie (WTI-SOS) voor de primaire waterkeringen*. M. Hijma, K.S. Lam. Deltares rapport 1209432-000-GEO-0006, Delft, december 2015.

F.5.2 Activiteit 'schematiseren'

Referenties beschrijving activiteit

- *Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit, WBI 2017*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- *Handleiding lokaal schematiseren met WTI-SOS*. G. Kruse, M. Hijma. Deltares rapport 1209432-004-GEO-0002, Delft, december 2015.

Referenties hulpmiddel activiteit

- *D-Soil Model, Software voor de beoordeling van primaire waterkeringen*. Deltares, Delft, september 2016.
- *D-Soil Model, Ondergrondschematiseringsproces voor geotechnische toepassingen, Handleiding, Wettelijk Toets Instrumentarium 2017*. Deltares, Delft, september 2016.

F.5.3 Activiteit 'berekenen hydraulische belastingen'

Referenties beschrijving activiteit

- *Ministeriële Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage II Voorschriften bepaling hydraulische belastingen primaire waterkeringen*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.

Referenties hulpmiddel activiteit

- *Ringtoets, Software voor de beoordeling van primaire waterkeringen*. Deltares, Delft, september 2016.
- *Ringtoets, Installatiehandleiding, Wettelijk Toets Instrumentarium 2017*. Deltares, Delft, september 2016.
- *Ringtoets, Gebruikershandleiding, Wettelijk Toets Instrumentarium 2017*. Deltares, Delft, september 2016.
- *Tool Waterstandsverloop*
- *Gebruikershandleiding Waterstandsverloop, Versie 2.0*. J. Ansink, R. Kamp, C.P.M. Geerse. HKV, Rapport PR2803.10. Lelystad, mei 2014.
- *Waternormalen* (www.rijkswaterstaat.nl/waternormalen). Rijkswaterstaat.

F.5.4 Activiteit 'berekenen toetsoordeel'

Referenties beschrijving activiteit

- *Ministeriële Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III Voorschriften bepaling sterkte en veiligheid primaire waterkeringen*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.

Referenties hulpmiddel activiteit

- *Ringtoets, Software voor de beoordeling van primaire waterkeringen*. Deltares, Delft, september 2016.
- *Ringtoets, Installatiehandleiding, Wettelijk Toets Instrumentarium 2017*. Deltares, Delft, september 2016.
- *Ringtoets, Gebruikershandleiding, Wettelijk Toets Instrumentarium 2017*. Deltares, Delft, september 2016.
- *Tijdelijke D-GeoStability, versie 2016*.
- *Fenomenologische beschrijving faalmechanismen WBI*. Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.

F.5.5 Activiteit 'analyseren'

Referenties beschrijving activiteit

- *Ministeriële Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage III Voorschriften bepaling sterkte en veiligheid primaire waterkeringen.* Rijkswaterstaat, Water, Verkeer en Leefomgeving. Lelystad, september 2016.
- *Assemblageprotocol WBI2017, Nadere uitwerking van het beoogde assemblageprotocol voor het wettelijke beoordelingsinstrumentarium.* F. Diermanse, K.S. Lam, H. Knoeff, Deltares rapport 1230086-010-GEO-0001, Delft, juni 2016.

Referenties hulpmiddel activiteit

- *Assemblagetool WBI2017.* Nog in ontwikkeling.

F.5.6 Toelichting bij de referenties

Het softwareprogramma Riskeer (voorheen Ringtoets) kan verschillende (sub)activiteiten ondersteunen bij het berekenen van de hydraulische belastingen en bij het berekenen van het rekenresultaat. Daarom wordt Ringtoets meerdere malen genoemd bij de referenties.

De bestandsformaten behorende tot een software of tool zijn beschreven in de handleiding van de betreffende software of tool.